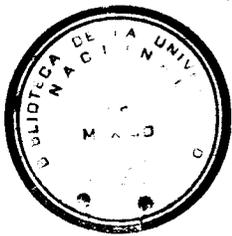




UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
MIEMBROS EN TENSION

ING. OSCAR DE BUEN LÓPEZ DE HEREDIA.



FACULTAD DE INGENIERIA

Apunte
79-A
Cap.1
2000
G.- 612310

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



612310

© Derechos Reservados 2000
FUNDACIÓN ICA, A. C.

Av. del Parque 91
Col. Nápoles
C.P. 03810 México, D.F.
Tel. 5669 3985, 5272 9991, 5272 9915 ext. 4000 – 4001
Ext. Fax 4083

<http://www.fundacion-ica.org.mx>

e-mail: lunaf@ica.com.mx

e-mail: salazar@ica.com.mx

ISBN 968-7508 48-5

Impreso en México

PRESENTACIÓN. G- 612310

En 1980 publiqué el libro "Estructuras de acero. Comportamiento y diseño", que ha sido utilizado como texto en escuelas y facultades de ingeniería de México y de otros países de habla hispana, y como obra de consulta por ingenieros dedicados al diseño de estructuras de acero.

Algunos de los temas tratados en el libro, especialmente los relativos a la teoría básica, han cambiado poco en los casi veinte años que han transcurrido desde entonces, pero otros, que se refieren a la aplicación de esa teoría a la solución de problemas reales de diseño, se han transformado por completo. Los cambios se han debido a las numerosísimas investigaciones, teóricas y experimentales, realizadas en ese tiempo, y al estudio del comportamiento, no siempre satisfactorio, de edificaciones sujetas a condiciones de carga extremas, ocasionadas, casi siempre, por temblores de tierra intensos.

También se han transformado, de manera muy importante, las normas y reglamentos de diseño, pues se han incorporado en ellos los estudios mencionados y, además, ha cambiado la filosofía en la que se basan, al pasar del tradicional diseño por esfuerzos permisibles al diseño por estados límite o, como suele llamar en estructuras de acero, por factores de carga y resistencia.

Por todas estas razones, parte del contenido del libro no es ya aplicable, por lo que conviene actualizarlo. A esa tarea, que no está terminada todavía, he dedicado buen número de horas de trabajo en los últimos dos o tres años.

No pretendo, sin embargo, hacer una segunda edición, sino una obra nueva, que tendrá, inevitablemente, muchos aspectos comunes con la primera, pero en la que se le quitará importancia a la teoría pues, como mencione arriba, en muchos aspectos no ha cambiado, y se dará mayor énfasis a las aplicaciones, basadas, principalmente, en el diseño por factores de carga y resistencia.

En conversaciones con el Ing. Oscar de la Torre, actual Presidente de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE), surgió la posibilidad de publicar el libro por capítulos, sin esperar a que esté totalmente terminado, con lo que se obtienen las ventajas de una publicación más rápida y de una forma de adquisición más fácil, para las personas interesadas en la obra. Se vuelve, además, a una tradición, la de las novelas por entregas que aparecían en los periódicos del siglo pasado ¡Que bueno sería que mis capítulos fuesen esperados, por los ingenieros estructurales, con un pequeñísimo porcentaje del interés que despertaban los Pérez Galdós, Balzac o Dickens en el público en general!.

La publicación está siendo posible gracias al interés de la Fundación ICA en producir y distribuir material útil para la enseñanza de la ingeniería, la investigación y la práctica profesional, interés que quiero reconocer y agradecer; también agradezco el cuidadoso trabajo del Dr. Rodolfo Valles Mattox, vocal de la SMIE, quien ha coordinado la elaboración de las figuras y la escritura de mis manuscritos en su forma final.

Espero que la confianza que han depositado en mí la SMIE y la Fundación ICA se vea recompensada con una abundante venta de mi trabajo, lo que redundará en un incremento del patrimonio de la sociedad, a la que he cedido mis derechos de autor en lo que se refiere a la publicación y venta de los capítulos que irán apareciendo periódicamente.

Ing. Oscar de Buen López de Heredia

AGRADECIMIENTO.

Es indudable el aporte hecho por el profesor Emérito Ing. Oscar de Buen López de Heredia, a todos los estudiosos e interesados en el análisis y diseño de estructuras de acero, ya sea en sus cátedras de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, en sus numerosas participaciones como conferencista, en cursos, en seminarios tanto nacionales como internacionales.

Adicionalmente, en un número importante de publicaciones, nos ha dejado enseñanzas fáciles de entender y aplicar, siempre dispuesto a compartir sus múltiples experiencias profesionales, dejando aportaciones que se conocen en el ámbito nacional.

Su valiosísima participación en la elaboración de normas y especificaciones, nos proporciona a todos los interesados en la materia, la magnífica oportunidad de conocer sus actualizaciones en los temas que muy pocos dominan como el Maestro Oscar de Buen.

Además de todas sus aportaciones señaladas antes, no pocos de sus alumnos, hemos recibido su ejemplar trato como amigo y profesionalista.

A partir de esta publicación y las que vendrán, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C. recibe la generosa aportación de los derechos del autor, por lo cual el gremio de estructuristas queda profunda y sinceramente agradecido al Maestro Oscar de Buen. Igualmente queremos dejar constancia de nuestro agradecimiento a la Fundación ICA por su disposición, pronta acción y facilidades, para realizar esta edición, que pretendemos todos los involucrados, sea de utilización inmediata y fácil, a estudiantes, profesores, investigadores y profesionistas.

Ing. Oscar de la Torre Rangel
Presidente Décima Mesa Directiva
Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C.

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 TENSION.

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 TENSION.

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.

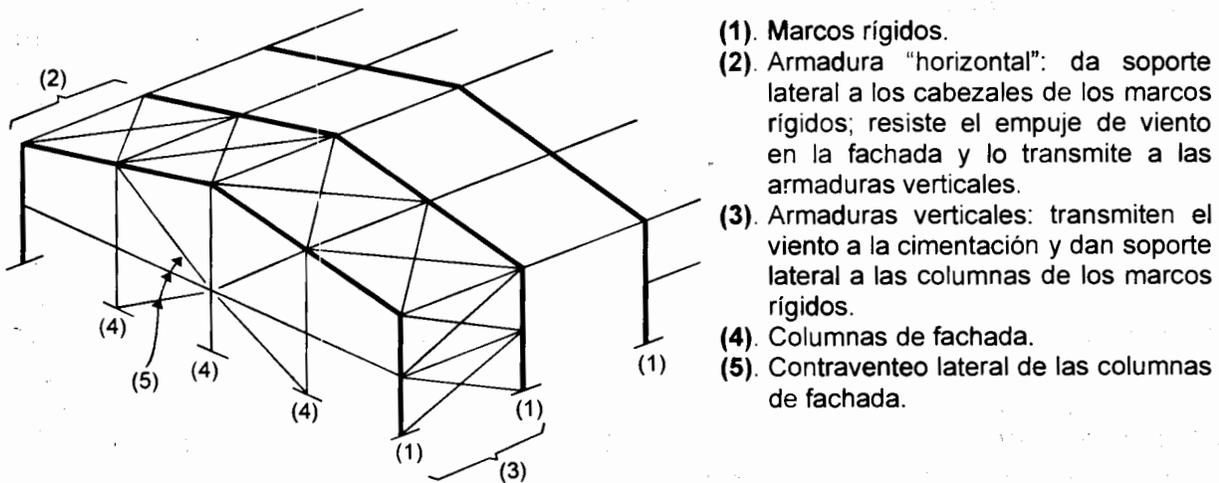


Fig. 1.1 Contraventeo de una estructura industrial.

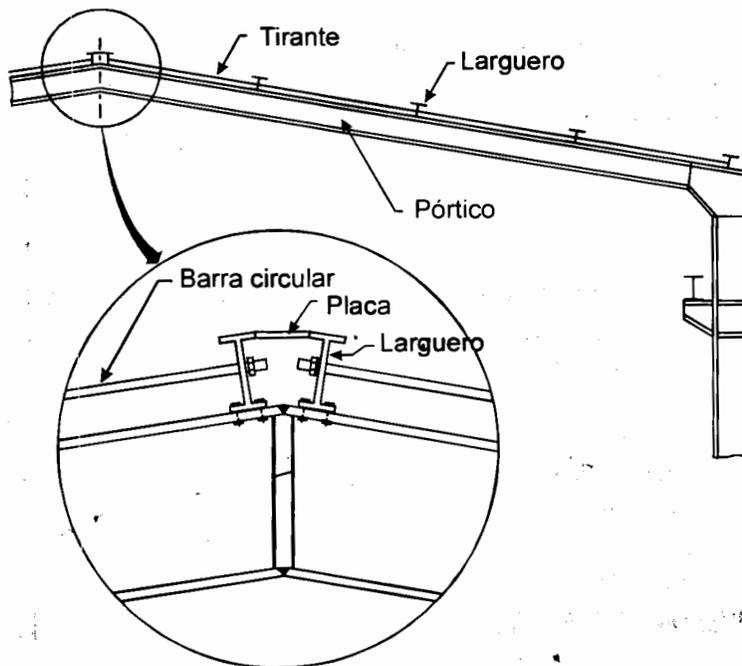
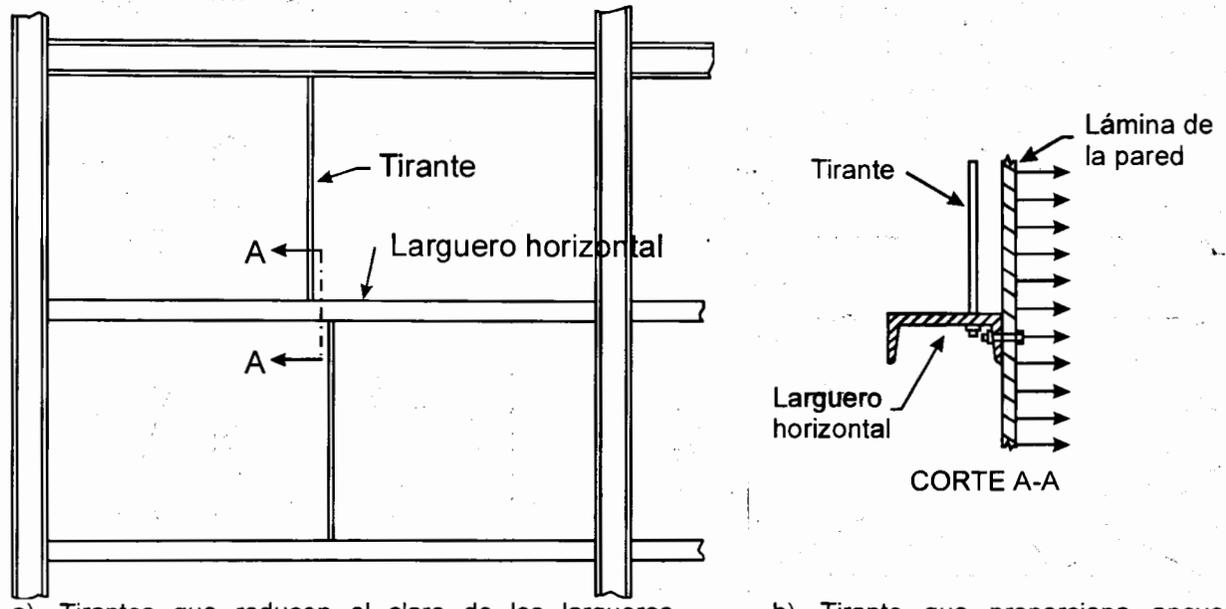


Fig. 1.2 Empleo de tirantes en los techos inclinados de edificios industriales.



a) Tirantes que reducen el claro de los largueros horizontales y transmiten el peso de la pared.
b) Tirante que proporciona apoyo lateral ante cargas de viento.

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.

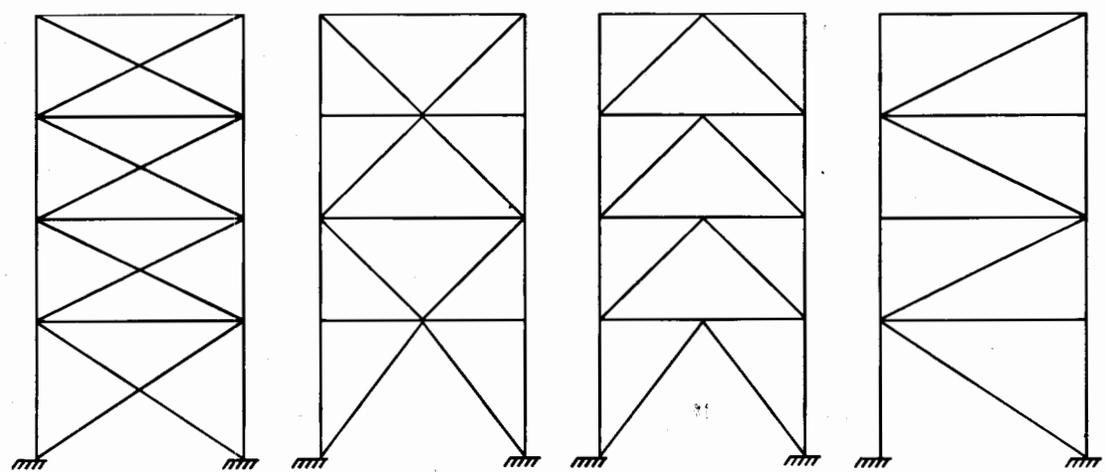


Fig. 1.4 Ejemplos de contraventeos verticales en edificios de varios pisos.

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.

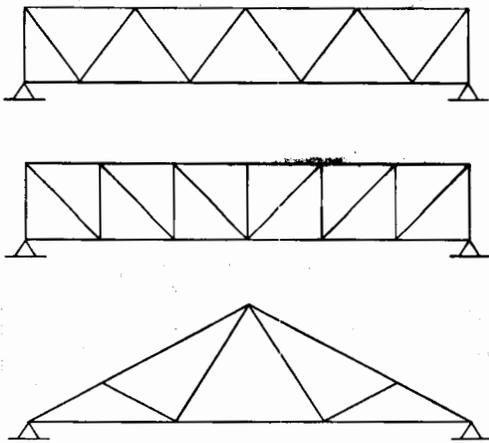


Fig. 1.5 Armaduras para puentes y edificios urbanos o industriales.

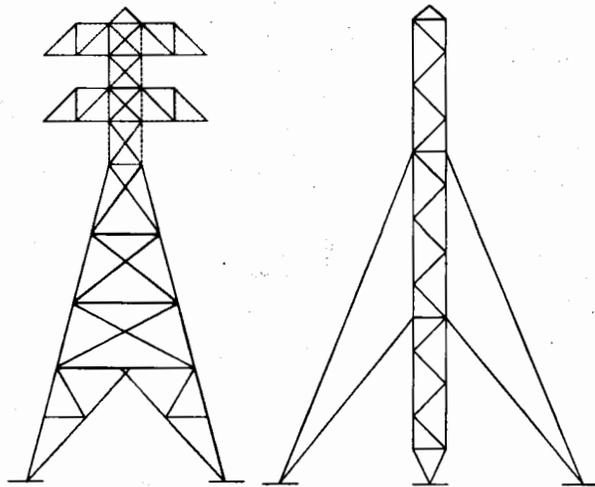


Fig. 1.6 Torres de transmisión de energía eléctrica y de comunicaciones.

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).

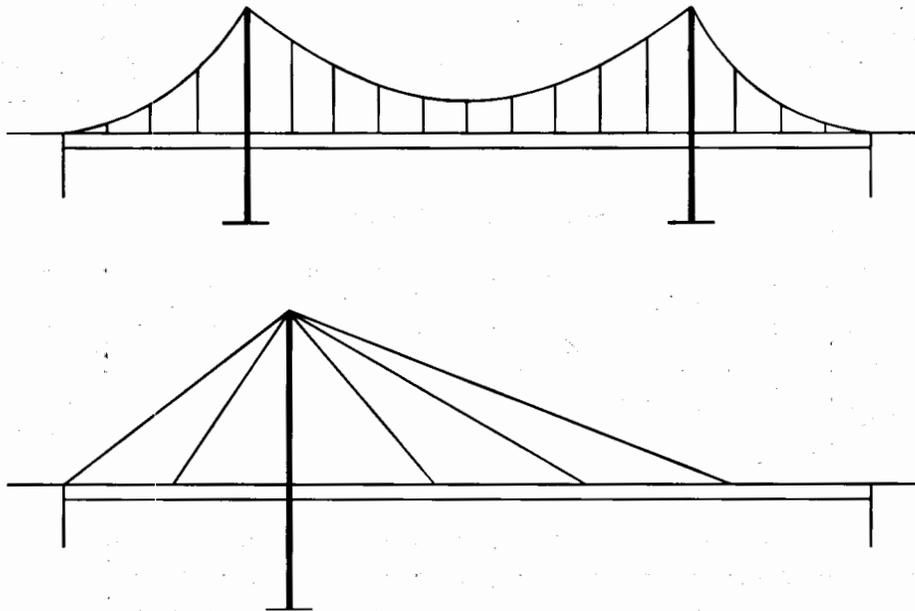


Fig. 1.7 Puentes colgantes y atirantados.

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, té, 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.

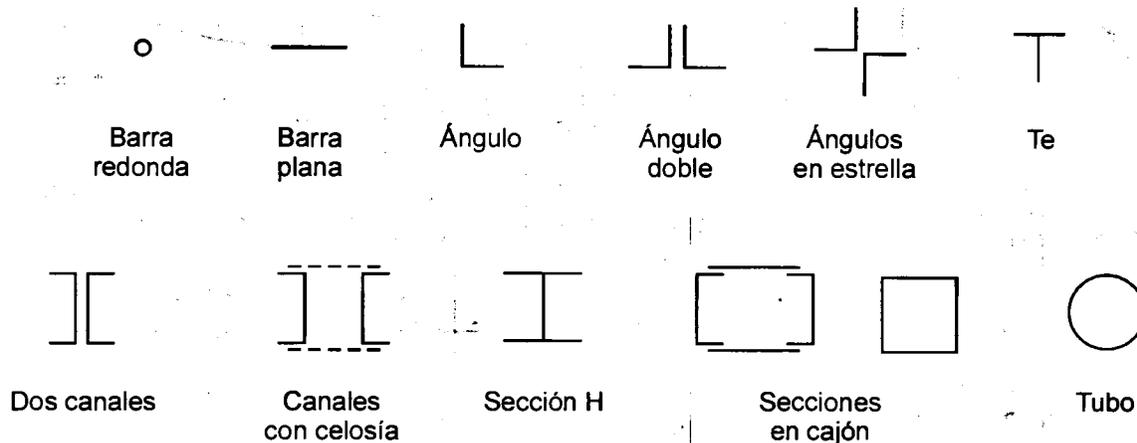


Fig. 1.8 Secciones transversales de miembros en tensión.

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 solicitaciones 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.

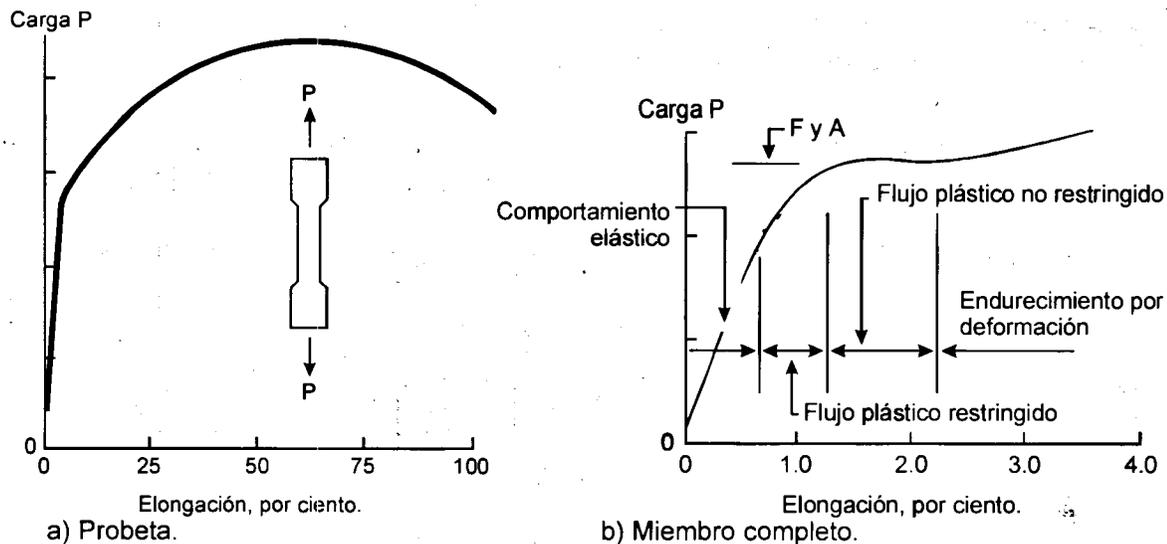


Fig. 1.9 Gráfica fuerza-deformación de una probeta y un miembro en tensión.

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. Éste 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:

$$F_R = 0.90$$

$$R_t = A_t F_y F_R \quad (1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$F_R = 0.75$$

$$R_t = A_e F_u F_R \quad (1.2)$$

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.

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

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

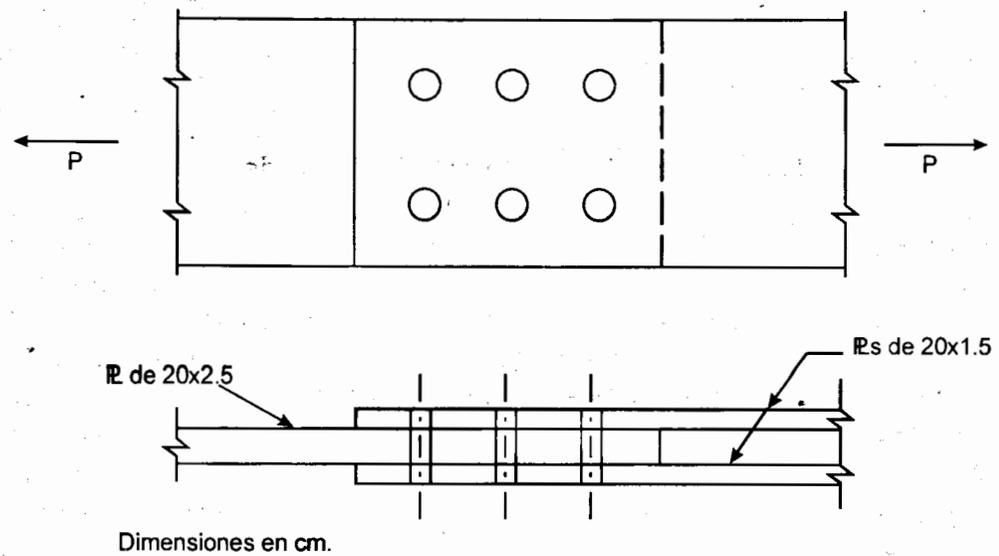


Fig. E1.1-1 Placa en tensión.

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_t , 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:

- a) 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.
- b) 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.
- c) 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.

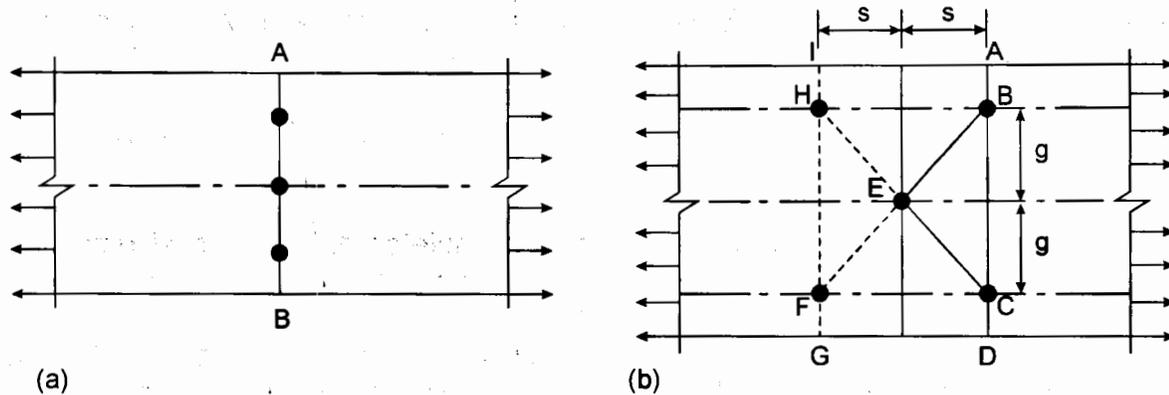


Fig. 1.10 Posibles trayectorias de falla en una placa agujerada en tensión.

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 ABECD, 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.

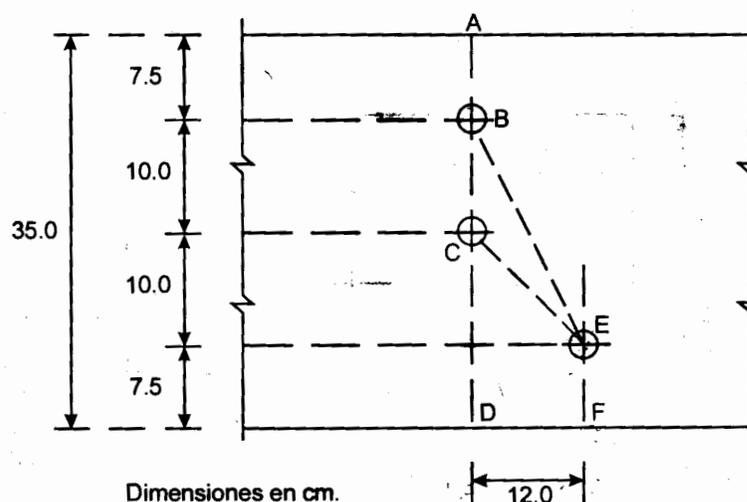
Por las razones mencionadas arriba, suelen despreciarse las concentraciones de esfuerzos que se originan en la vecindad de los agujeros.

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.



Dimensiones en cm.

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

Hay tres posibles trayectorias de falla: ABCD, ABCE 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:

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

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

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

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. E1.3-1 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.

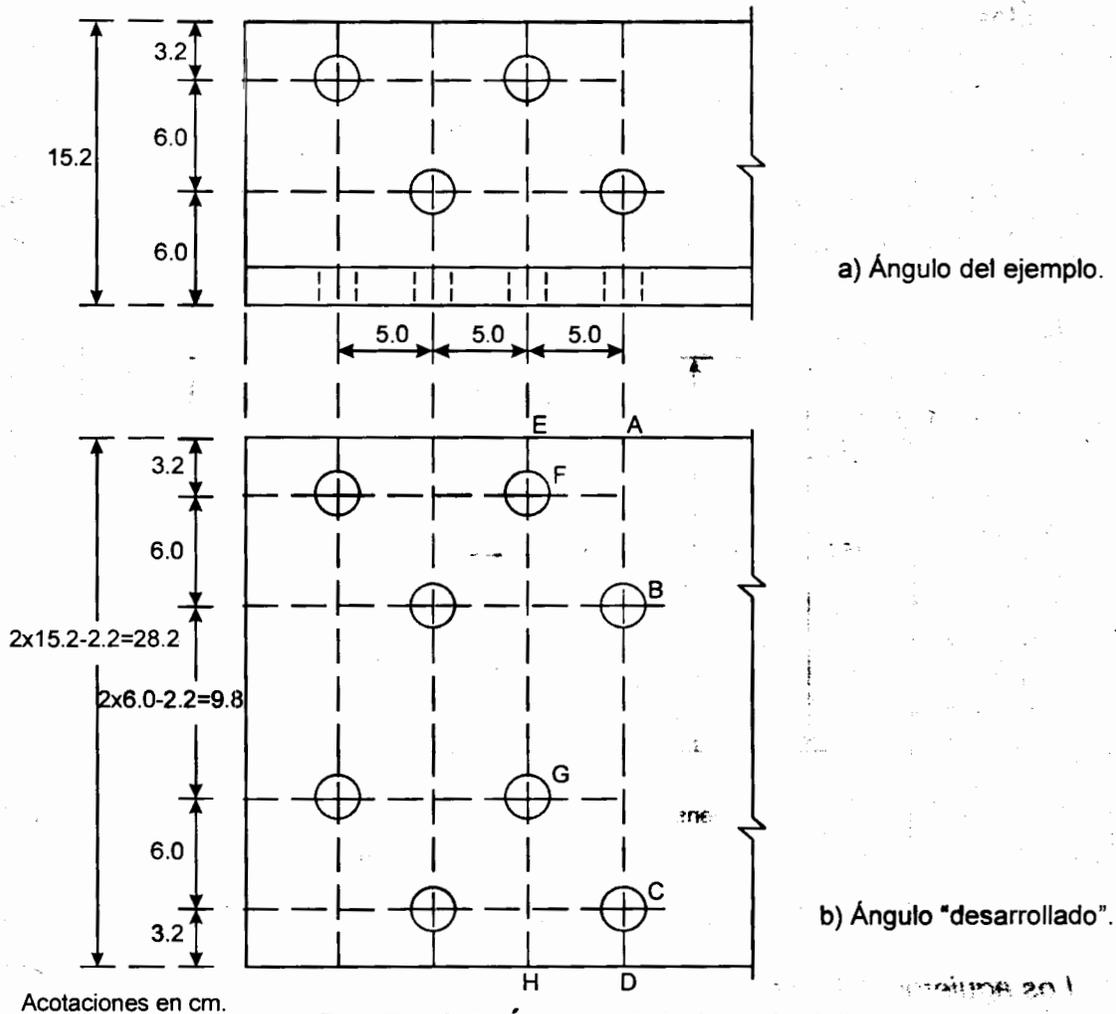


Fig. E.1.3-1 Ángulo del ejemplo 1.3.

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, sí 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.

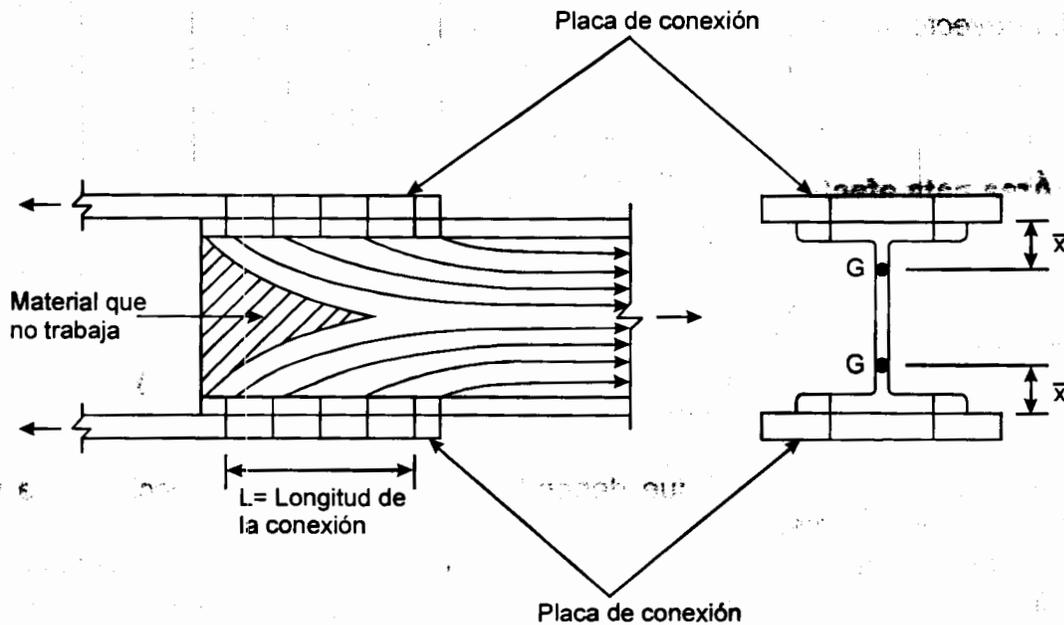


Fig. 1.11 Distribución de esfuerzos en una sección "H" conectada por los patines.

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).

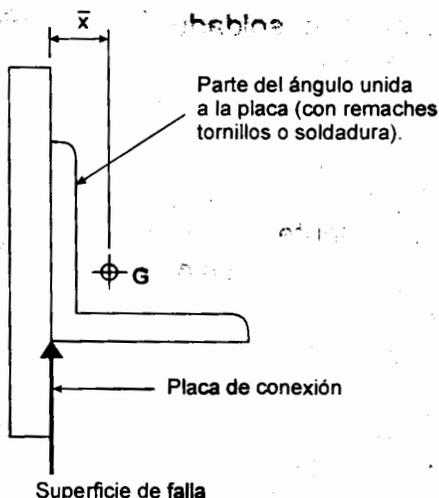


Fig. 1.12 Ángulo conectado en una sola ala.

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 corte 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:

$A = A_n$ = 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:

$A = A_t$ = área total del miembro.

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

A = 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 = área de la placa.

Si $L \geq 2w$ $U = 1.00$

Si $2w > L \geq 1.5w$ $U = 0.87$

Si $1.5w > L \geq w$ $U = 0.75$

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).

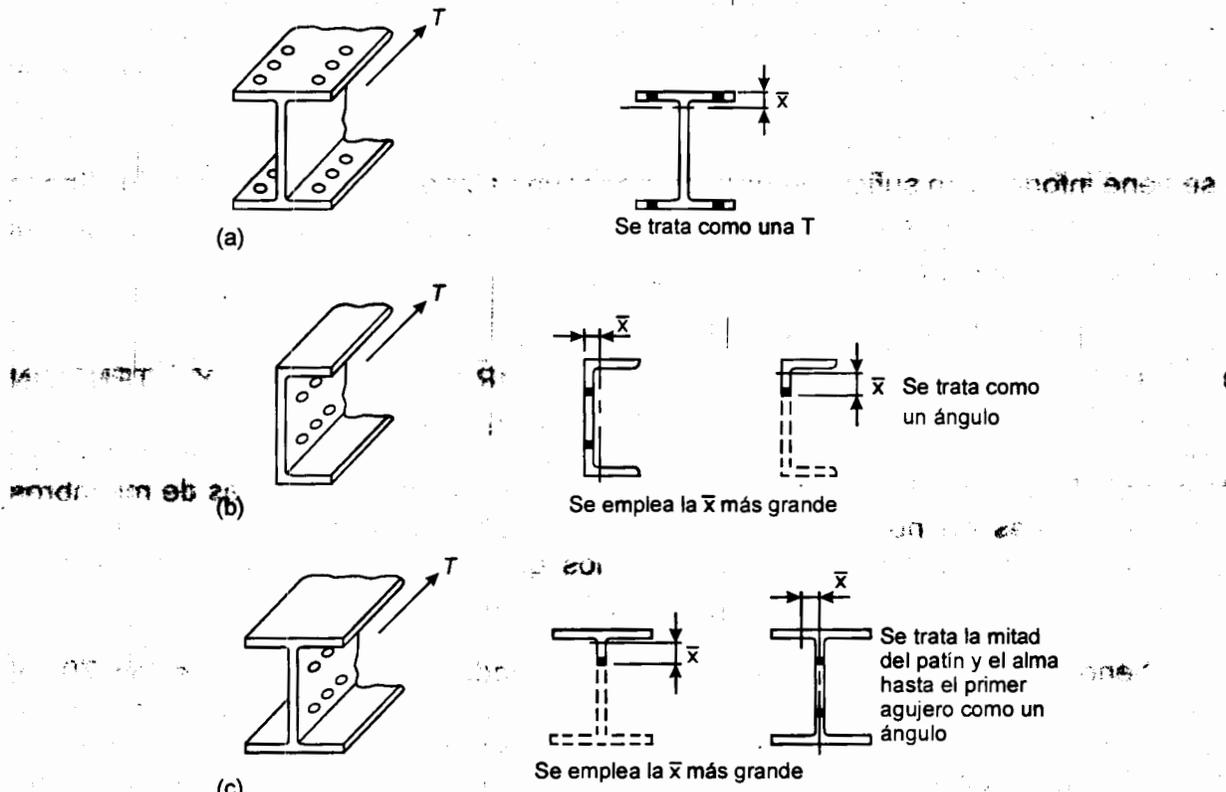


Fig. 1.13 Determinación de \bar{x} .

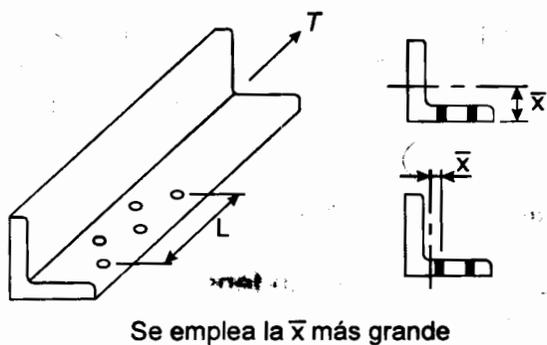


Fig. 1.14 Ángulo con agujeros en trespelillo.

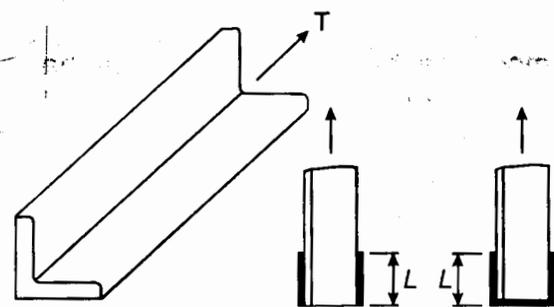


Fig. 1.15 Determinación de L en uniones soldadas.

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, térs 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.

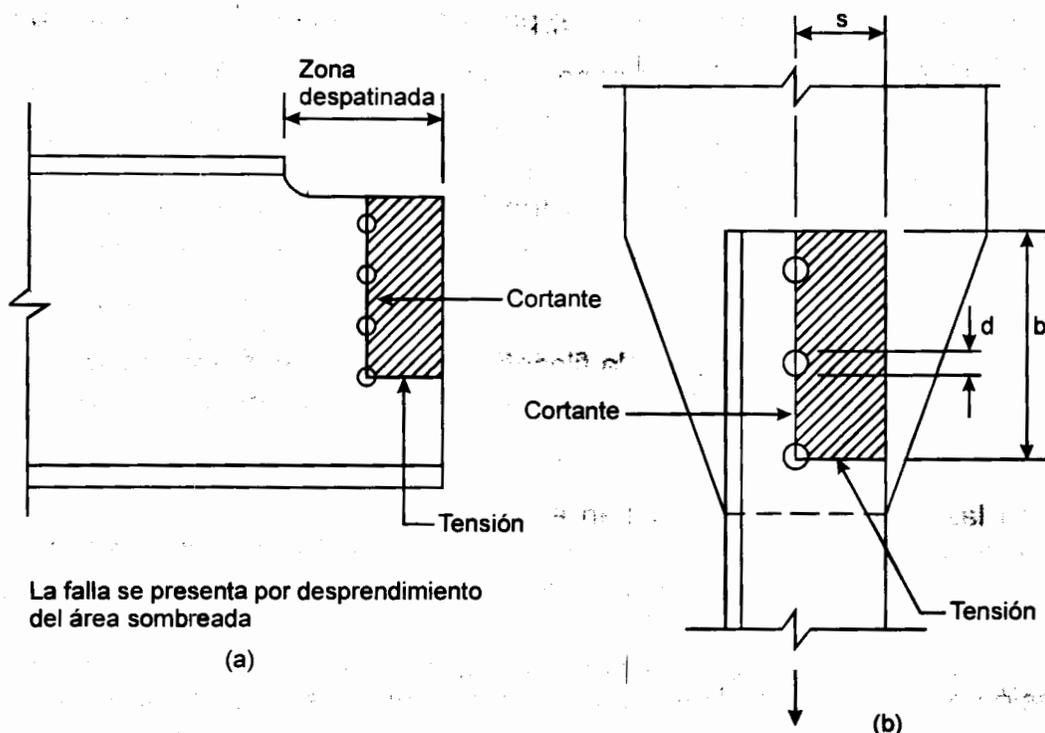


Fig. 1.16 Superficies de ruptura por cortante y tensión combinadas.

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 $F_u A_{nt} \geq 0.6F_u A_{nc}$:

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

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

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

$$F_R = 0.75$$

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.

$0.6F_y$ 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 más 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.

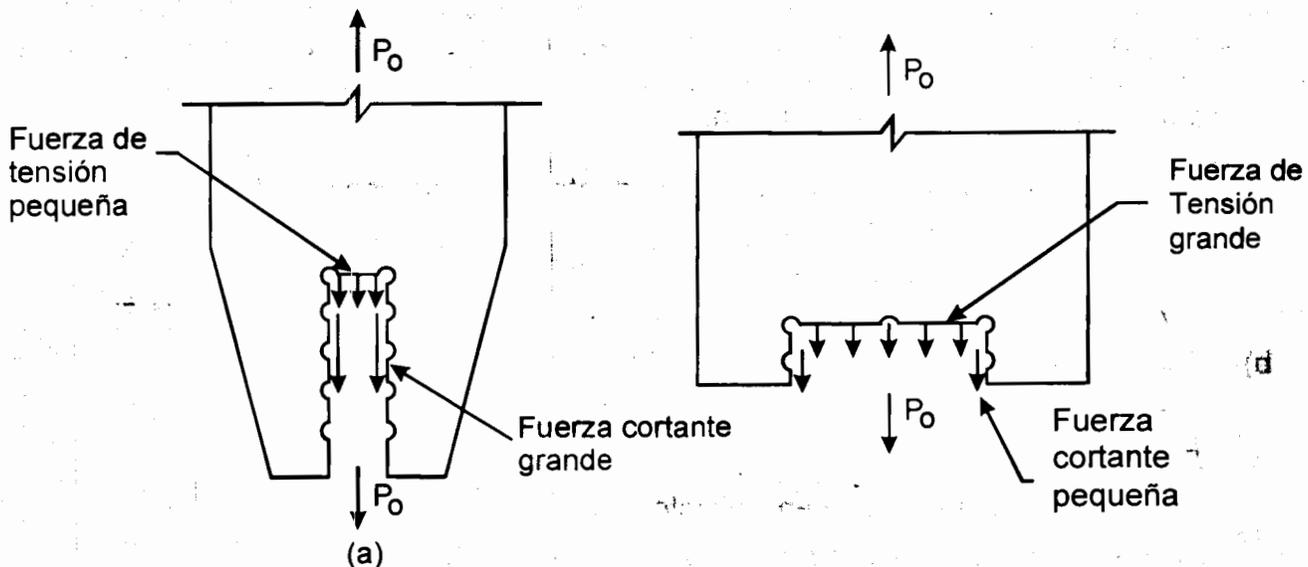


Fig. 1.17 Resistencia a la ruptura.

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.

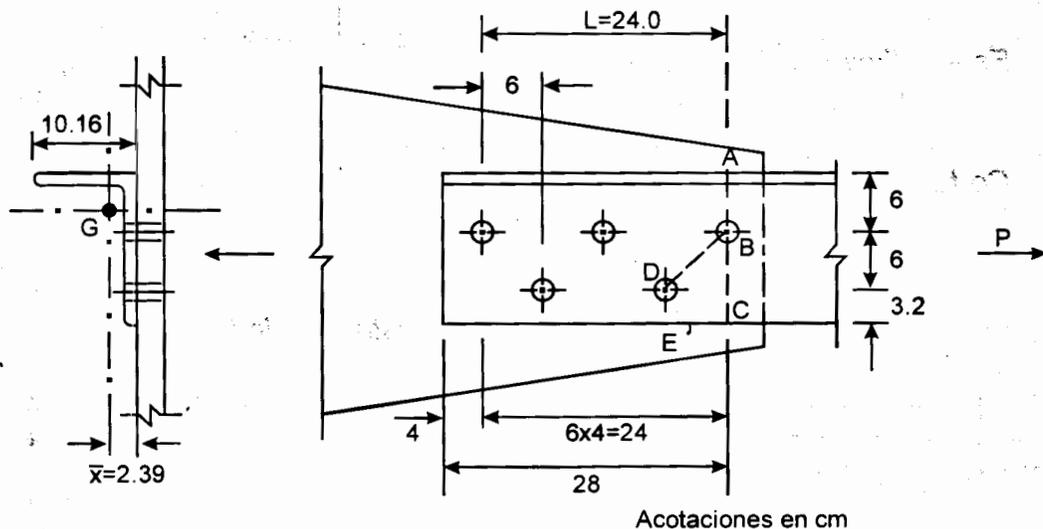


Fig. E.1.4-1 Ángulo en tensión del ejemplo 1.4.

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.

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

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

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

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

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:

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

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.

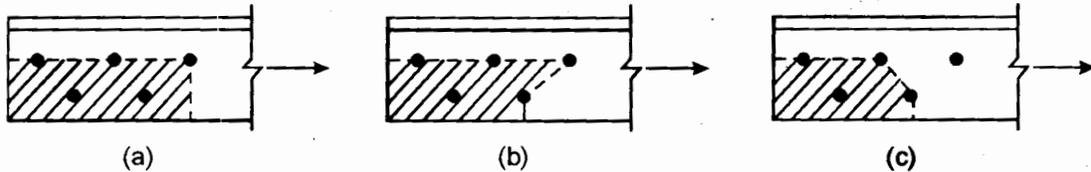


Fig. E.1.4-2 Revisión por cortante y tensión combinados.

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. $A_{nt} = 6.57 \text{ cm}^2$

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

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

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

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

Rige la ec. 1.6.

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

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.

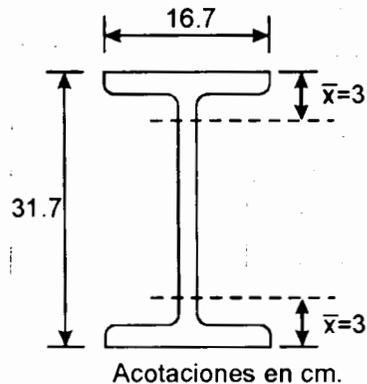


Fig. E.1.5-1 Elemento en tensión del ejemplo 1.5.

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.

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,

$$A_e = UA_t$$

Para determinar \bar{x} , la sección se trata como dos tés (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):

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

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).

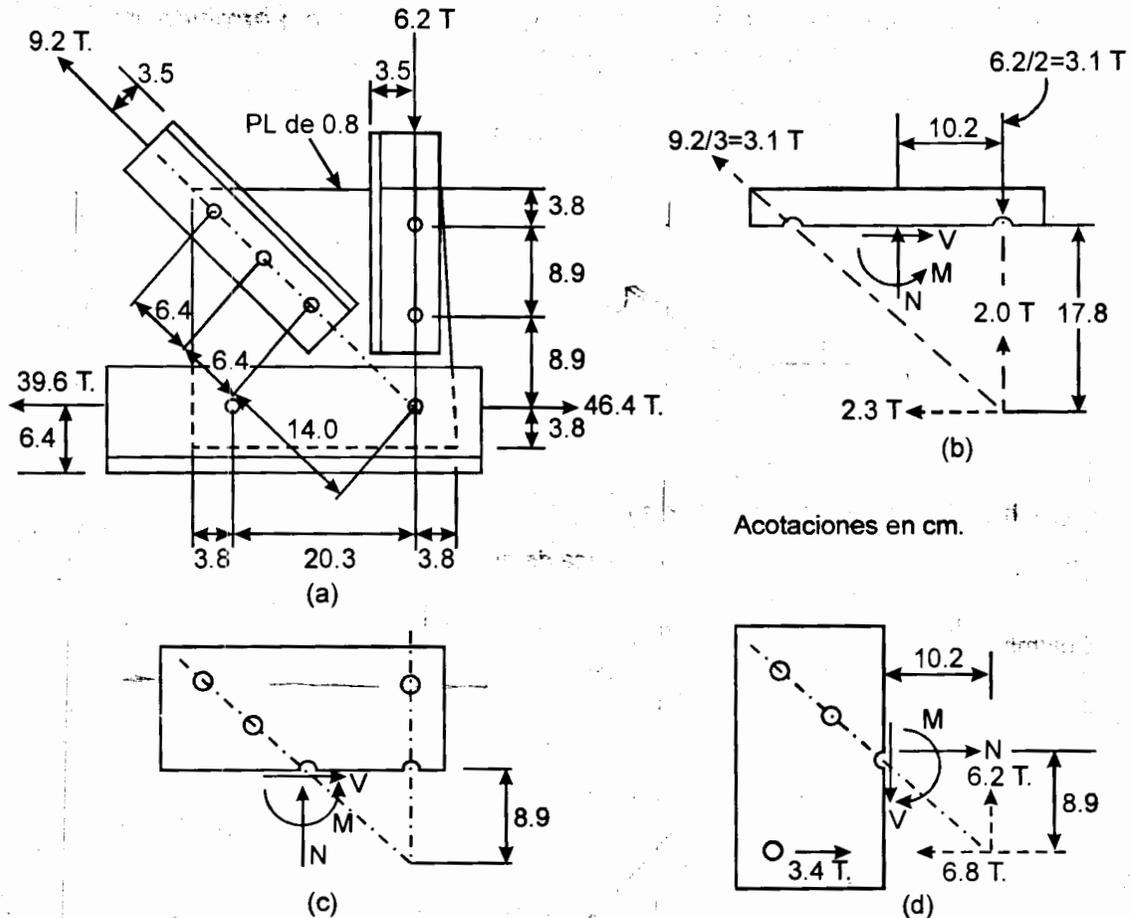


Fig. 1.18 Placa de nudo: secciones críticas.

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.

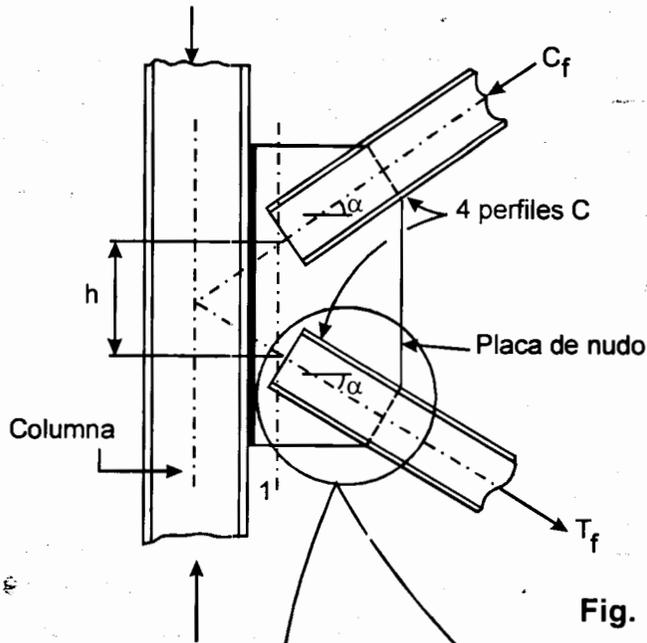


Fig. 1.19 Placa de nudo.

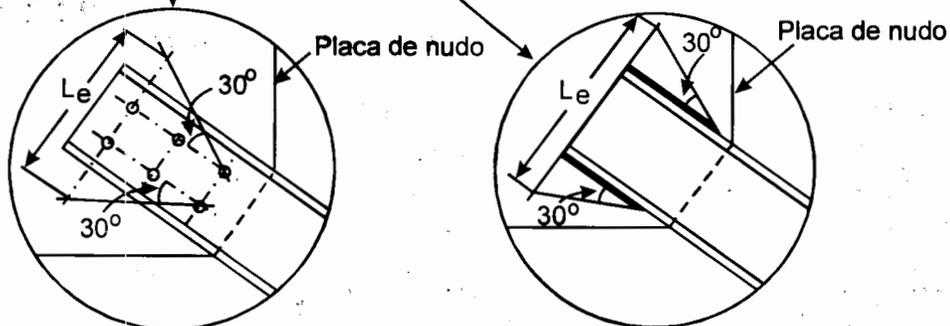


Fig. 1.20 Ancho efectivo, L_e ; hipótesis de Whitmore.

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. $F_y = 3515$ kg/cm², $F_u = 4900$ kg/cm², para los ángulos, y 2530 y 4100 kg/cm², para la placa.

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

G- 612310

Area neta efectiva:

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

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

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

Resistencia de diseño de los ángulos.

Flujo plástico en la sección total:

$$R_t = 0.9 \times 48.38 \times 3.515 = 153.05 \text{ ton}$$



Ec. 1.1

Fractura en la sección neta:

$$R_t = 0.75 \times 35.3 \times 4.9 = 129.73 \text{ ton}$$

Ec. 1.2

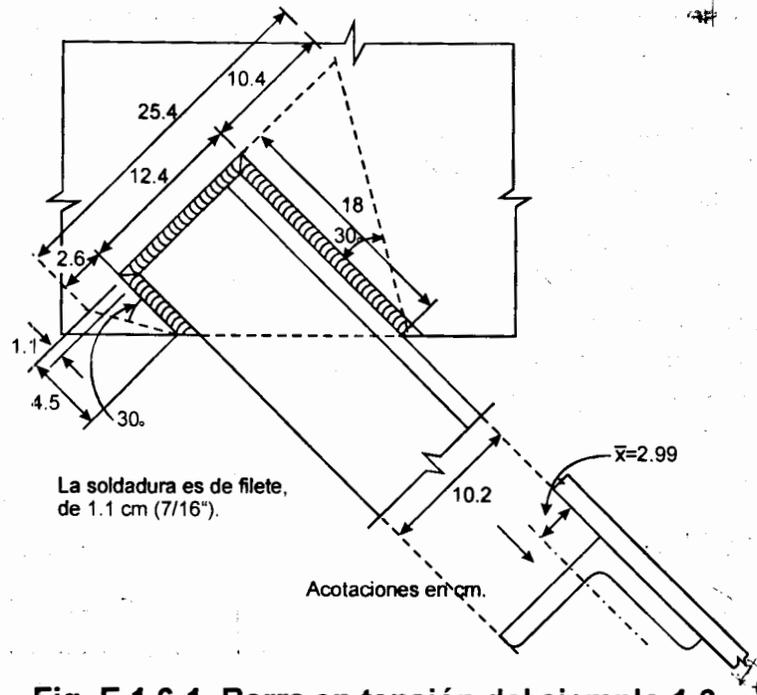


Fig. E.1.6-1 Barra en tensión del ejemplo 1.6.

La resistencia de diseño de los ángulos es $R_u = 129.73$ 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.

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

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

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.

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

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 grueso 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:

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

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,

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

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.

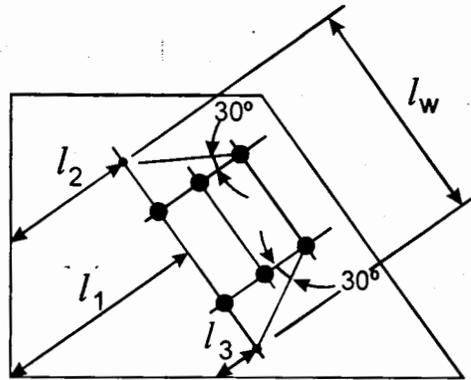


Fig. 1.21 Dimensiones para determinar la resistencia al pandeo de una placa de nudo.

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:

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

$$\text{Ref. 1.21: } A_e = UA,$$

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.

Fundación ICA es una Asociación Civil constituida conforme a las leyes mexicanas el 26 de octubre de 1986, como se hace constar en la escritura pública número 21,127 pasada ante la fe del Lic. Eduardo Flores Castro Altamirano, Notario Público número 33 del Distrito Federal, inscrita en el Registro Público de la Propiedad en la sección de Personas Morales Civiles bajo folio 12,847. A fin de adecuar a las disposiciones legales vigentes los estatutos sociales, estos fueron modificados el 17 de octubre de 1994, como se hace constar en la escritura pública número 52,025 pasada ante la fe del Lic. Jorge A. Domínguez Martínez, Notario Público número 140 del Distrito Federal.

Fundación ICA es una institución científica y tecnológica inscrita en el Registro Nacional de Instituciones Científicas y Tecnológicas del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, con el número 99/213 del 13 de agosto de 1999.

Consejo Directivo de Fundación ICA.

Presidente.

Ing. Bernardo Quintana.

Vicepresidentes.

Dr. Francisco Barnés de Castro

Dr. Daniel Resendiz Nuñez

Dr. Julio Rubio Oca

Ing. Luis Zárate Rocha

Director Ejecutivo.

Ing. Fernando O. Luna Rojas

Cuerpos Colegiados de los Programas Operativos.

Comité de Becas.

Dr. Juan Casillas García de León

Dr. Sergio Gallegos Cazares

Ing. Miguel Ángel Parra Mena

Comité de Premios.

Dr. Luis Esteva Maraboto

M.I. Mario Ignacio Gómez Mejía

Ing. Gregorio Farias Longoria

Comité de Publicaciones.

Dr. Oscar González Cuevas

Dr. Horacio Ramírez de Alba

M.I. Gabriel Moreno Pecero

Ing. Santiago Martínez Hernández

Ing. Gilberto García Santamaría González

Comité de Investigación.

Dr. José Luis Fernández Zayas

Dr. Bonifacio Peña Pardo

Dr. Ramón Padilla Mora

Dr. Roberto Meli Piralla

Onceava Mesa Directiva de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural

Presidente

Ing. Francisco García Jarque

Vicepresidente

Ing. Raúl López Chávez

Vicepresidente Técnico

Dr. Mario Ordaz S.

Secretario

Ing. Javier Alonso García

Tesorero

Ing. Sergio Escamilla

Vocales

Ing. Enrique del Valle Calderón

Dr. Mario Rodríguez

Ing. Saturnino Hernández Reyna

Ing. Hector Soto Rodríguez

Apunte

79-A

Cap.1

2000

G.- 612310

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.



612310