



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

A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS

Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.

El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.

Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.

Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.

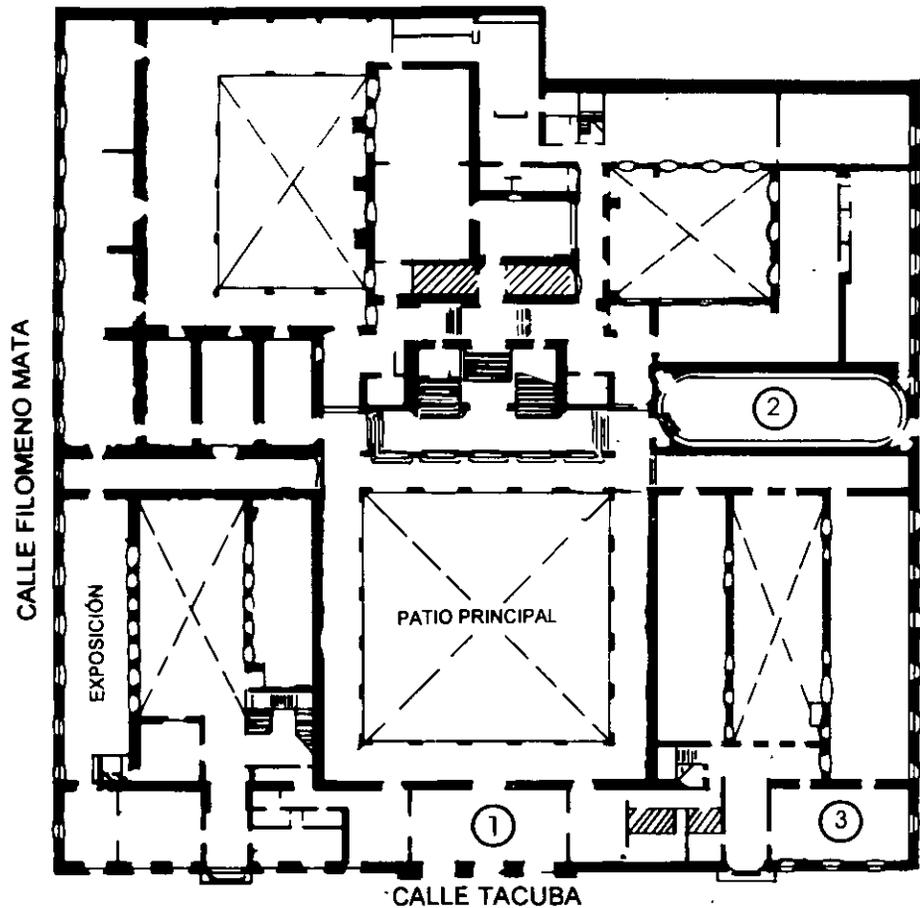
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.

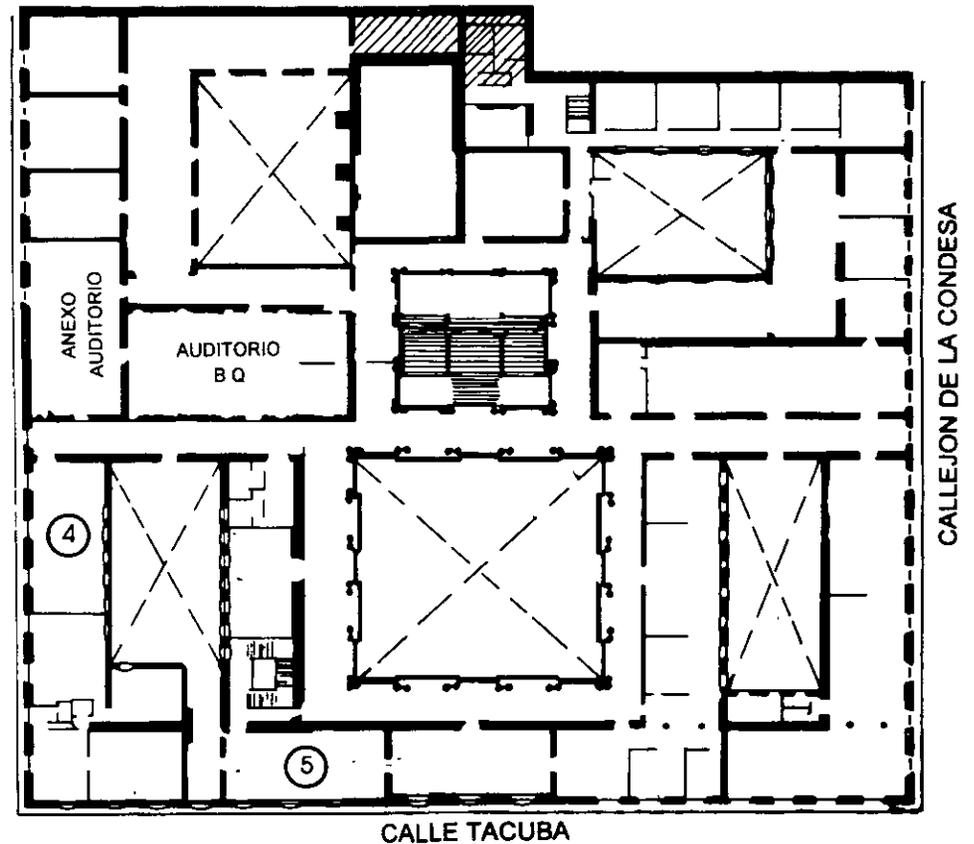
Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.

**Atentamente
División de Educación Continua.**

PALACIO DE MINERIA

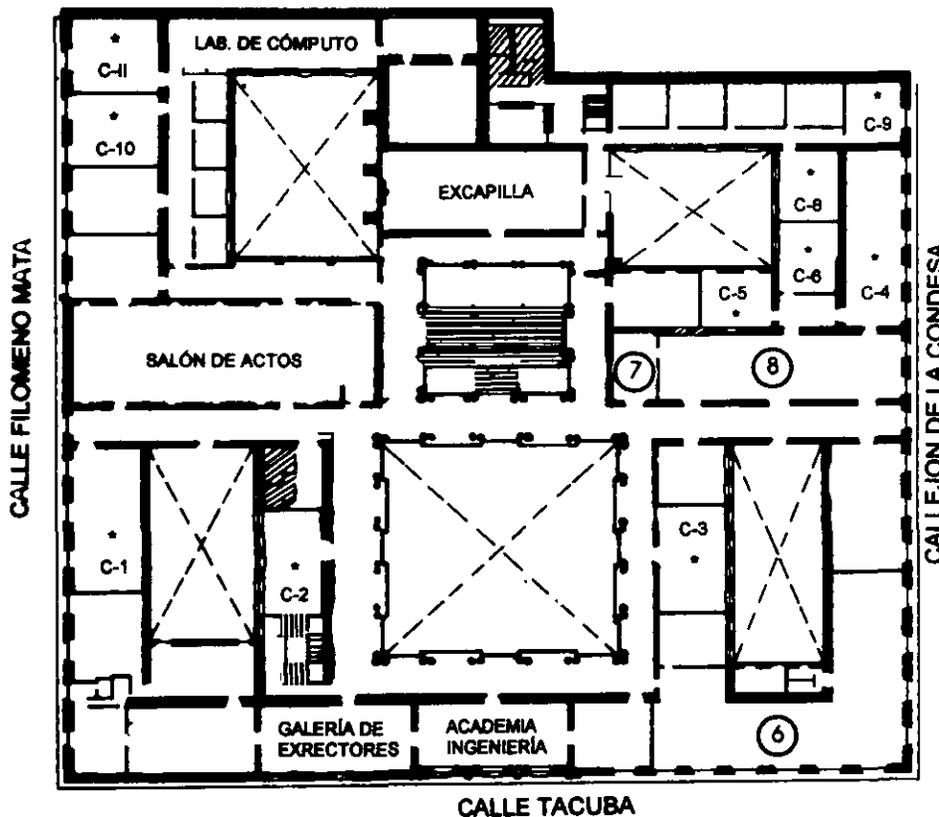


PLANTA BAJA



MEZZANINNE

PALACIO DE MINERÍA



1er. PISO

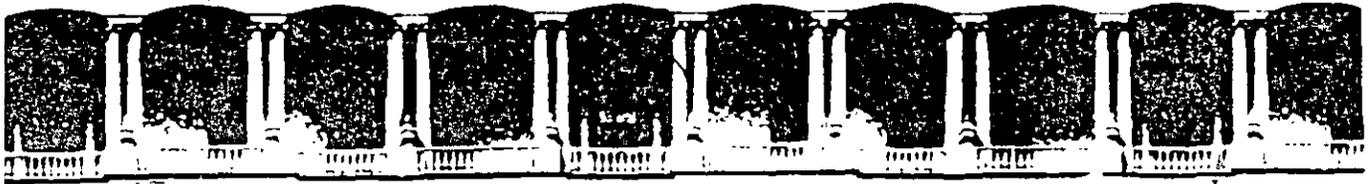
GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
 2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
 3. LIBRERÍA UNAM
 4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
 5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
 6. OFICINAS GENERALES
 7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
 8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- * AULAS



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.
CURSOS ABIERTOS





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

CURSOS ABIERTOS

**APLICACION DE NORMAS Y
ESPECIFICACIONES EN MEXICO PARA EL
DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

TEMA

TECNOLOGIA DEL ACERO

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

PROCESO SIDERÚRGICO DEL ACERO

El proceso siderúrgico inicia con la extracción de los minerales de hierro y carbón. Al mineral de hierro una vez extraído de la mina, se le quitan las impurezas en la planta concentradora, donde se pulveriza y se mezcla con agua para ser enviado hacia la planta peletizadora, donde al mineral se le quita el agua y se transforma en pequeñas esferas llamadas pélets.

El carbón es transportado por ferrocarril a las plantas coquizadoras. El proceso de coquización dura 18 horas; el coque es enfriado, almacenado y luego enviado por bandas transportadoras a los altos hornos.

La sinterización consiste en mezclar finos de mineral de hierro, polvillo de alto horno, caliza y coque, que mediante una fusión incipiente se transforman en una masa porosa que luego es quebrada para utilizarse en el alto horno. El alto horno produce hierro de primera fusión, también conocido como arrabio.

Por la parte superior del alto horno, denominada tragante, se le carga el mineral de hierro, coque y fundentes. Por la parte baja se le inyecta aire a presión a alta temperatura, el cual proporciona el oxígeno para la combustión del coque, que aporta el calor para la fusión. El arrabio es extraído periódicamente del horno y transportado por medio de carros termo a los talleres de aceración. Flotando sobre el arrabio se encuentra la escoria, que es retirada del horno al final de la operación. Posteriormente el arrabio llega al proceso BOF, o aceración al oxígeno, el cual consiste en inyectar oxígeno, a través de una lanza, al arrabio que se encuentra en un recipiente llamado convertidor.

El acero líquido producido en el BOF de la Siderúrgica Uno se vacía en moldes llamados Ingoterias o coquillas, a las cuales se forman los lingotes. El acero producido en el BOF de la siderúrgica Dos es transportado en una olla a las instalaciones adyacentes de colada continua; así, mientras se vacía por la parte superior el acero líquido, por abajo va saliendo el planchón, para luego pasar a los sopletes de corte. Ya fríos, los planchones son trasladados a laminación en caliente para continuar el proceso. Después de que se obtiene el acero ya sea en forma de lingote o de planchón, se continúa con el proceso de transformación del material a través de la laminación, ya sea en caliente o en frío; y que también puede ser laminación de productos planos y no planos. En la laminación en caliente, los lingotes y planchones son recalentados. En el caso de los lingotes, una vez calientes, pasan al molino desbastador y después de varios pases en ese molino, se convierten en planchones, los cuales, como los planchones de colada continua son utilizados para producir placa o tir. En el caso de la placa, el planchón pasa el molino 130". En cambio para producir tira, el planchón pasa al molino universal; de ahí al molino tandem de siete castillos y por último a los enrolladores.

En la laminación en frío, el rollo laminado en caliente se transforma en diversos productos tales como lámina rolada en frío, hojalata, lámina cromada y lámina galvanizada. Para lograrlo, el rollo laminado en caliente es sometido a diversos procesos: decapado, lavado, recocido, templado, cromado, estañado y/o galvanizado.

Los productos no planos como perfiles ligeros, alambrón y perfiles estructurales, se obtienen a partir de lingotes que son pasados por el molino desbastador para obtener el tocho y a partir de este se obtiene el bilera o pánquilla para posteriormente obtener los productos terminados antes mencionados.

Este proceso siderúrgico requiere de una serie de servicios auxiliares entre los que encontramos: plantas de fuerza, plantas de oxígeno, talleres de mantenimiento, una red de transporte ferroviario, plantas de tratamiento de aguas y otras instalaciones.

PROPIEDADES MECÁNICAS

Las propiedades mecánicas de los aceros estructurales son determinadas por muchos procedimientos, sin embargo las más importantes son: la composición química, el tratamiento térmico y los procesos de laminado; por ejemplo, un acero puede aumentar considerablemente su resistencia si este es laminado en frío, es decir, que sea dimensionado a la temperatura ambiente. Existen otros factores que no por menos importantes dejan de ocasionar resultados diferentes para un mismo tipo de acero, tales como: dimensiones y geometría de la muestra, rapidez de aplicación de la carga de prueba sobre la muestra, técnicas empleadas para realizar la prueba, etc. Las pruebas para obtener las propiedades mecánicas de los aceros han sido realizadas en muestras sometidas a tensión por su facilidad de ejecución, se ha adoptado este sistema teniendo como resultado el diagrama esfuerzo-deformación.

En el diagrama de un acero estructural al carbono, el esfuerzo se determina con base en el área transversal inicial, es decir, es lineal y con una pendiente igual al módulo de elasticidad E hasta alcanzar el nivel de esfuerzos llamado Límite de proporcionalidad. Después de este límite, con un esfuerzo ligeramente mayor el material alcanza su punto de fluencia (F_y). A la deformación que se realiza durante la primera etapa se le llama deformación elástica y a la zona donde ocurre se le denomina intervalo elástico. Cuando el material empieza a fluir, se realizan en él deslizamientos internos de los cristales que lo componen, sucediendo esto cuando la muestra se deforma a un esfuerzo constante produciéndose una línea casi horizontal en el diagrama esfuerzo deformación que se llama intervalo plástico. La deformación que en esta zona ocurren se denominan deformaciones plásticas y la máxima de todas ellas es de 10 a 20 veces mayor que la deformación al inicio de la fluencia. Cuando los esfuerzos vuelven a incrementarse llegando a un nivel de deformación entre 1 y 2% se origina una nueva etapa llamada fase de endurecimiento por deformación. Los esfuerzos en esta fase llegan a un máximo (F_u) donde el área de la muestra se reduce, es decir donde la falla ocurrirá. Después de este máximo la curva vuelve a decrecer debido a que se considera el área inicial para el cálculo de los esfuerzos; si se toma en cuenta que el área transversal varía, entonces la curva nunca decrece, incrementándose hasta donde ocurra la falla. Las pruebas realizadas han demostrado que el acero descarga linealmente aún si este ha sido llevado a un esfuerzo mayor del límite de proporcionalidad, es decir, que si la carga de prueba se disminuye en cualquier punto antes de alcanzar (F_u), la línea de descarga en la curva esfuerzo-deformación será paralela a la porción elástica lineal de la curva. En el acero estructural al carbono las deformaciones son del orden del 25% al 30% midiéndose su ductilidad por la cantidad de deformación en una distancia determinada previamente que incluye la región de falla. Cuando se trata de un acero frágil, estos demuestran muy poca deformación al fracturarse, es decir, que fallan repentinamente debido a cargas no previstas. Los aceros de alta resistencia y aceros especiales no presentan una fluencia fuerte ni tanta ductilidad como un acero bajo en carbono, definiéndose su esfuerzo de fluencia

como el nivel de esfuerzos en el cual existe un cierto valor de deformación plástica. Este esfuerzo de fluencia está indicado en la mayoría de las especificaciones a un 0.2% de la deformación, es decir, que se encuentra en la intersección de la curva esfuerzo deformación con una línea que se inicia en el punto 0.002 del eje de las deformaciones y que es paralela a la porción elástica lineal de la curva. Como definiciones se resume a continuación las principales propiedades mecánicas de los aceros estructurales.

Límite de proporcionalidad. Nivel de esfuerzos hasta el cual existe proporcionalidad entre los esfuerzos y las deformaciones.

Módulo de elasticidad. Pendiente de la porción lineal entre esfuerzo y la deformación, es decir, es la relación esfuerzo deformación en la región elástica de la curva. Aunque E es casi independiente del tipo de acero, se puede tomar como valor práctico $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ para la mayoría de ellos.

Esfuerzo de fluencia. Esfuerzo en el material, para el cual la deformación aumenta considerablemente sin que haya proporcionalidad entre ambos, y varía para diferentes tipos de aceros.

Módulo de elasticidad tangente. Pendiente de la tangente a la curva esfuerzo deformación trazada en cualquier punto situado arriba del límite de proporcionalidad.

Módulo de endurecimiento por deformación. Como los otros módulos, este también es la pendiente de la tangente trazada en la curva esfuerzo deformación en el intervalo de endurecimiento por deformación teniendo su máximo donde principia este intervalo.

Relación de Poisson. Relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria longitudinal bajo una carga axial. Su valor varía de 0.25 a 0.33; se puede tomar como valor aproximado 0.3 para cualquier tipo de acero.

Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante. Relación del esfuerzo cortante entre la deformación unitaria por cortante dentro del intervalo elástico, y es comúnmente obtenido mediante la siguiente ecuación:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{E}{2.6} = 784\,000 \text{ kg/cm}^2$$

donde:

G es función del módulo de elasticidad y de la relación de poisson, debido a que resulta más fácil obtenerlo directamente de una curva esfuerzo-deformación de una muestra sometida a cortante. Esta expresión puede ser demostrada por medio de la teoría de la elasticidad.

Resistencia a la fatiga

Si un acero es sometido a cargas repetidas tales como vibraciones su resistencia se reduce notablemente llegando a fallar a esfuerzos tan bajos como $0.4F_y$. Esta resistencia se denomina resistencia a la fatiga y está en función del número de ciclos y la duración de aplicación de la carga repetida.

En el tema II se incluyen las curvas típicas esfuerzo-deformación, para diversos aceros estructurales.

DISPONIBILIDAD DE MATERIALES

En 1987 el Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C. (IMCA) publicó el Tomo I, del *Manual de Construcción en Acero*, basándose en la octava edición del *Manual of Steel Construction* del American Institute of Steel Construction. La información de mayor interés del citado documento fue la relacionada con la disponibilidad de los perfiles estructurales que en aquellos años las principales empresas productoras mexicanas de acero estructural abastecían el mercado.

Recientemente algunas empresas mexicanas productoras de acero estructural se unieron a compañías estadounidenses para abastecer el mercado mexicano con una gama más completa de perfiles estructurales en diferentes calidades (aceros de alta resistencia A-50 y A-65) y tipos, ya que en el pasado la disponibilidad de perfiles fue muy limitada. Altos Hornos de México, S.A., empresa privada a partir de 1993 y única productora de perfiles IPR en México, se unió a Chaparral Steel para abastecer el mercado mexicano con una variedad más completa de perfiles pesados IPR o W. La Facultad de Ingeniería de la UNAM y un grupo de diseñadores de reconocido prestigio realizaron una encuesta en los despachos de diseño estructural con objeto de determinar cuáles eran los perfiles IPR más convenientes y necesarios para satisfacer las demandas del diseño de edificios con estructura metálica. La conclusión de este estudio consistió en que era necesario abastecer el mercado con perfiles pesados de más de 16 pulgadas de peralte. Con los nuevos perfiles importados del tipo W (IPR), las trabes armadas hechas con tres placas soldados, que durante muchos años se fabricaron en taller por falta de perfiles disponibles en el mercado, están siendo sustituidas por secciones laminadas con ahorro en tiempo de fabricación, costos, apariencia, control de calidad y supervisión.

La losacero (lámina de acero acanalada, capa de concreto de 5-cm de espesor, malla electrosoldada y pernos conectores de cortante) constituye el sistema de piso más usual en la construcción de estructuras para edificios. Este sistema constructivo fue introducido en México desde hace más de 15 años por Robertson Mexicana y actualmente se ha popularizado y evolucionado por varias empresas, tanto nacionales como extranjeras. Los sistemas joist, conocidos como vigas de alma abierta o armaduras, permiten construir entresijos salvando claros grandes, las fachadas integrales fainro, las estructuras espaciales adrianns o lanik resuelven las cubiertas de grandes claros con o sin columnas de apoyo intermedias, las cubiertas laminadas y otros sistemas de piso y de cubierta completan los materiales de la construcción moderna.

Galvak, empresa fabricante y distribuidora de nuevos perfiles galvanizados para la construcción ha mejorado sus sistemas de servicio al cliente, al haber creado recientemente una gerencia de sistemas constructivos para proporcionar apoyo y asesoría técnica a ingenieros, arquitectos, proyectistas, diseñadores y constructores.

Por su parte, Grupo Collado, S.A, empresa distribuidora con más de 35 años de experiencia en la comercialización de perfiles estructurales de acero estableció recientemente un convenio comercial con Bull Moose Tube Co., empresa que

ocupa los primeros lugares en los Estados Unidos de América en la fabricación de tubos de acero estructural de alta resistencia (Hollow Structural Sections), para distribuirlos en México. Estos perfiles son equivalentes a los PTR, PER o OR en grandes dimensiones y espesores y completan la gama de perfiles tubulares que en los años anteriores fue muy limitada. Desde el punto de fabricación, sustituyen las tradicionales soluciones de miembros armados hechos con dos ángulos en cajón.

La invasión estadounidense y europea en el suministro de nuevos materiales, sistemas novedosos de construcción, e inclusive de edificios metálicos absolutamente prefabricados, se está observando en todo el país. Las modernas tiendas Sam's Club, Home mart, Blockbuster, bodegas Aurrera, por citar algunos ejemplos, son estructuras de acero importadas con tecnología Butler de Kansas City, Missouri.

Muchas de las estructuras espaciales, que nuevamente se han puesto de moda en la época actual, proceden de San Sebastián, España. El tornillo estructural que ha cobrado importancia en los últimos años como principal medio de unión y otros sistemas de fijación Huck y Lohr están saturando el mercado nacional. Los modernos perfiles decorativos y estructurales para la arquitectura moderna proceden de España y Francia. La gran variedad de sujetadores, pistolas para la instalación de pernos conectores de cortante y otros dispositivos complementarios que proporcionan grandes aplicaciones en la construcción con acero, se suman a la tecnología de punta.

Como conclusión de lo anterior, se cuenta actualmente con una gama cada vez más completa de perfiles estructurales y materiales complementarios de procedencia nacional y extranjera para la construcción con acero, que se fabrican con normas de calidad reconocidas internacionalmente y que completarán los materiales de la arquitectura metálica moderna.

NORMAS PARA MATERIALES

Los aceros mexicanos y los remaches, tornillos, metales de aportación y fundentes para soldadura, que pueden emplearse en estructuras para edificios, diseñadas de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (Normas NTC-Acero-1995), correspondientes al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1993, se producen en nuestro país según las normas oficiales mexicanas (NOM), elaboradas por el Comité Consultivo de Normalización de la Industria Siderúrgica (CCNIS) de la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero (CANACERO), y oficializadas por la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial

(DC I-SECOFI). El CCNIS se constituyó en 1966, y cuenta actualmente con alrededor de 400 normas sobre materiales (acero estructural, acero de refuerzo, perfiles tubulares, placa, lámina, métodos de ensayos mecánicos, métodos de análisis químico, aceros especiales, piezas coladas de hierro y acero, tornillos, remaches, metales de aportación y fundentes para soldadura). En la Tabla 1 se indican las normas para los diversos materiales utilizados en el diseño y construcción de estructuras para edificios, con sus especificaciones equivalentes internacionales de la American Society of Testing Materials (ASTM) y de la American Welding Society (AWS).

Los tipos de acero estructural aprobados para usarse de acuerdo con las normas NTC-1987 y Especificaciones AISC-ASD-1989, tienen esfuerzos de fluencia que varían de 2530 a 3515 kg/cm². Algunas de las normas NOM especifican un esfuerzo de fluencia mínimo, mientras que otras indican un esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. El término esfuerzo de fluencia se usa en las normas como un término genérico para denotar el esfuerzo correspondiente a una deformación especificada de 0.2% para aceros que no tienen punto de fluencia, o el esfuerzo correspondiente a $e=0$ para los que tienen flujo plástico definido. La dirección para esta a la dirección de laminación de perfiles y placas es la que más interesa en el diseño de las estructuras de acero. De ahí que el esfuerzo de fluencia, determinado por medio de ensayos estándar de tensión, es la propiedad mecánica más importante para la selección de los aceros aprobados para usarse bajo las normas NTC y especificaciones AISC. Otras propiedades mecánicas y físicas del acero laminado, tales como anisotropía, ductilidad, tenacidad, facilidad de formado en frío, resiliencia, resistencia a la corrosión, etc., pueden ser también importantes para el buen comportamiento de una estructura.

Las tolerancias dimensionales de laminación están establecidas en la norma NOM-B-252-1974 (ASTM A6). El ingeniero proyectista, el fabricante y el montador deben tener en cuenta las posibles variaciones en geometría de la sección transversal de los perfiles laminados.

Las tolerancias son indispensables debido a las deformaciones que se producen por el desgaste de los rodillos de laminación, a las distorsiones térmicas de la sección

transversal al salir el material del tren de laminación y a las distorsiones que se presentan por el enfriamiento irregular que tiene lugar en las camas de enfriamiento. La perfección absoluta de la geometría de la sección transversal no tiene significación estructural y, si las tolerancias son reconocidas y previstas, tampoco tienen significado arquitectónico. La norma NOM-B-252 (ASTM A6) también estipula las tolerancias para la rectitud y las flechas que son adecuadas para la mayoría de las construcciones convencionales; sin embargo, estas características se pueden controlar, o corregir a tolerancias más estrictas, durante el proceso de fabricación, cuando las exigencias especiales de un proyecto particular justifican el costo adicional por este concepto.

No es posible incorporar aquí toda la información necesaria para dar una explicación completa relativa a todos los factores que deben considerarse en la selección y normas de materiales para aplicaciones especiales. Para esos casos se recomienda al usuario de las normas y especificaciones hacer uso de la literatura especializada sobre las propiedades específicas que le interesan, para que pueda elegir el material más adecuado de los listados por la Dirección General de Normas.

Como ejemplo, puede mencionarse el diseño de conexiones soldadas entre elementos estructurales cuyas deformaciones locales están muy restringidas. El acero laminado es anisótropo, especialmente en lo que a ductilidad se refiere; en consecuencia, las deformaciones producidas por las contracciones de la soldadura en las zonas de alta restricción de algunas conexiones soldadas pueden exceder la capacidad de deformación del material si no se pone especial cuidado en su selección, en los detalles constructivos y en la mano de obra e inspección. Esto es especialmente cierto cuando se imponen fuerzas importantes de tensión en la dirección perpendicular a la de laminación.

Otra situación especial es la que se presenta cuando se diseña para evitar fracturas frágiles bajo ciertas condiciones de servicio. Las temperaturas moderadas a las que trabajan las estructuras de acero de edificios, la lentitud con que se aplican las cargas sobre ellas, la magnitud de los esfuerzos y el número de ciclos con los esfuerzos de diseño, hacen muy remota la probabilidad de ese tipo de fallas en estructuras urbanas.

Los detalles de diseño bien realizados que logran una geometría que evita concentraciones severas de esfuerzos, y una buena mano de obra, son generalmente los medios más eficaces para obtener construcciones resistentes a fracturas frágiles. Sin embargo, para condiciones de servicio especialmente severas, tales como temperaturas de trabajo muy bajas con cargas que producen impacto, puede ser necesario utilizar aceros con mayor resiliencia.

Las normas para tornillos A307 cubren dos grados de sujetadores; ambos pueden usarse bajo las especificaciones AISC. Sin embargo, debe notarse que el grado B se emplea generalmente para conectar bridas de tubo y el grado A es la calidad que más comúnmente se usa para fines estructurales.

Cuando se especifican electrodos y fundentes, o ambos, de acuerdo con la designación NOM-H, debe estudiarse cuidadosamente las normas para entender bien el significado de

la designación, ya que los sistemas de designación NOM-H tienen diferentes criterios. Por ejemplo, en el caso de electrodos de acero al carbono recubiertos, para soldadura por arco eléctrico, NOM-H-77 (AWS A5.1), los primeros dos o tres dígitos indican la resistencia nominal a la tensión, en millares de libras por pulgada cuadrada, del metal de aportación, y los dos dígitos finales indican el tipo de recubrimiento y otras características de la soldadura.

En cambio, en el caso de electrodos desnudos de acero al bajo carbono y fundentes para soldadura de arco sumergido (AWS A5.17), el primero o los dos primeros dígitos multiplicados por 10 indican la resistencia nominal a la tensión, mientras que el dígito o los dos dígitos finales multiplicados por 10, indican la temperatura de ensaye en grados Fahrenheit, para pruebas de impacto del metal de aportación. En el caso de electrodos de acero de baja aleación recubiertos, para soldadura por arco eléctrico NOM-H-86-1983 (AWS A5.5), ciertas partes de la designación indican requerimiento de revelado de esfuerzos, mientras que otras indican que no hay este requerimiento.

Otra de las principales características de calidad de los aceros estructurales que establecen las normas es la composición química. Aunque lo que interesa al diseñador son las características mecánicas de los aceros estructurales, la composición química es un índice de la calidad de los mismos y puede, a partir de ella, estimarse con bastante aproximación las propiedades mecánicas.

Los informes certificados de las pruebas hechas por el productor del acero, o los informes certificados de las pruebas efectuadas por el fabricante o por un laboratorio de ensayos, de acuerdo con las normas NOM-B-252-1988 (ASTM A6) ó NOM-B-266-1981 (ASTM A568), según sea aplicable, y con la especificación correspondiente, constituyen evidencia suficiente de conformidad con la norma NOM (ASTM) indicada. Adicionalmente, el fabricante, si se le solicita, proporcionará una certificación de que el acero estructural suministrado cumple con los requisitos del grado especificado.

Se describen a continuación los objetivos y campos de aplicación de las normas mexicanas relativas a los aceros estructurales, tornillos, metales de aportación y fundentes para soldadura.

Acero estructural, NOM-B-254 1987 (ASTM A36)

Esta norma establece los requisitos que deben cumplir los perfiles, placas y barras de acero al carbono, que se usan en construcciones remachadas, atomilladas o soldadas, para puentes, edificios o para propósitos estructurales en general. Incluye requisitos suplementarios cuando requiera de alta resiliencia (resistencia al impacto), que deben de aplicarse solamente cuando lo especifique el comprador en la orden de compra. Cuando el acero se use en construcciones soldadas, el procedimiento de soldadura debe ser el adecuado para el tipo de acero y el servicio al que se destine.

Acero estructural con límite de fluencia mínimo de 290 mPa (29 Kg/mm²) y con espesor máximo de 12.7mm., NOM-B-99-1986 (ASTM A529).

Esta norma establece los requisitos que deben cumplir las placas y barras de acero al carbono con espesor o diámetro hasta 12.7 mm., así como los perfiles de calidad estructural que se usan en edificios y construcciones ordinarias, los cuales pueden ser remachados, atomillados o soldados como se indica en la norma NOM-B-252-1988 (ASTM A6). Cuando las placas y barras comprendidas en esta norma se usen en construcciones soldadas, los procesos de soldadura empleados, deben ser los adecuados para el acero y el servicio al que se destine.

Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio, NOM-B-284-1987 (ASTM A441).

Esta norma menciona los requisitos que deben cumplir los perfiles, placas y barras de acero de alta resistencia y baja aleación de calidad estructural que se usan en construcciones soldadas, remachadas o atomilladas, principalmente en puentes y edificios donde son importantes el ahorro en peso y la durabilidad. La resistencia a la corrosión atmosférica de este acero es aproximadamente del doble que la del acero estructural al carbono. Cuando va a soldarse el acero, debe emplearse el procedimiento más adecuado según el grado del mismo y uso o servicio al que se destine.

Acero estructural de baja aleación y alta resistencia, NOM-B-282-1987 (ASTM A242).

Esta norma describe los requisitos que deben cumplir los perfiles, placas y barras de acero estructural de baja aleación y alta resistencia que se usan en construcciones soldadas, atomilladas o remachadas, en miembros estructurales donde son importantes el ahorro en peso y la durabilidad. Estos aceros tienen una resistencia a la corrosión atmosférica de aproximadamente el doble de los aceros estructurales al carbono con cobre. Se incluyen requisitos para materiales con espesor de hasta 100 mm.. Cuando va a soldarse el acero, debe emplearse el procedimiento más adecuado de acuerdo a su grado y uso o servicio al que se destine.

Planchas, perfiles y barras de acero al carbono para uso estructural con baja e intermedia resistencia a la tensión, NOM-B-281-1987 (ASTM A283).

Esta norma indica los grados de las placas de acero al carbono para uso estructural, y los grados de perfiles y barras de acero al carbono.

Lámina de acero al carbono laminada en caliente para uso estructural, NOM-B-347-1981 (ASTM A570).

Esta norma establece los requisitos que debe cumplir la lámina de acero al carbono laminada en caliente, para uso estructural, suministrada en rollo o en hoja.

Lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y laminada en frío, resistente a la corrosión, NOM-B-277-1981 (ASTM A606).

Esta norma menciona los requisitos que debe cumplir la lámina de acero de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y en frío, suministrada en hoja o en rollo. Es adecuada para emplearse en estructuras donde es importante el ahorro en peso o se

requiera mayor durabilidad. Este acero tiene buena resistencia a la corrosión atmosférica y se suministra en dos clases: la clase A, que tiene una resistencia a la corrosión como mínimo de dos veces más que la de un acero al carbono para uso común, y la clase B, que tiene una resistencia a la corrosión como mínimo de 4 veces más que la de un acero al carbono para uso común.

Tubos de acero sin costura, negros o galvanizados por inmersión en caliente, NOM-B-177-1989 (ASTM A53).

Esta norma señala los requisitos que deben cumplir los tubos de acero con o sin costura, negros o galvanizados por el proceso de inmersión en caliente, en tamaños nominales de 1/8" hasta 26" y en los espesores de pared nominal (promedio) indicados en las tablas 6 y 7 de la norma. Pueden suministrarse tubos con otras dimensiones, siempre y cuando cumplan con los demás requisitos de la norma. En la NOM-B-179 se incluye una relación más extensa de dimensiones nominales en que pueden fabricarse estos tubos.

Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, formados en frío, para usos estructurales, NOM-B-199-1989 (ASTM A500).

Esta norma menciona los requisitos que deben cumplir los tubos sin costura o soldados de acero al carbono, formados en frío, que se emplean en la construcción de puentes, edificios o para cualquier fin estructural en general, con conexiones soldadas, remachadas o atornilladas. Los tubos pueden ser de sección circular, cuadrada, rectangular o de forma especial, con las siguientes dimensiones:

- a) Tubos soldados. Perímetro máximo de 1626 mm y espesor de pared máximo de 15.9 mm.
- b) Tubos sin costura. Perímetro máximo de 1626 mm y espesor de pared máxima de 15.9 mm.

Los tubos descritos por esta norma pueden ser inadecuados para elementos sujetos a cargas dinámicas. En estos casos se recomienda consultar al fabricante.

Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, formados en caliente para usos estructurales, NOM-B-200-1989 (ASTM A501).

Esta norma indica los requisitos que deben cumplir los tubos sin costura o soldados de acero al carbono, formados en caliente, de sección cuadrada, rectangular, circular o de forma especial, para usos estructurales en construcciones soldadas, remachadas o atornilladas que se emplean en puentes, edificios o estructuras en general.

Los tubos cuadrados y rectangulares se suministran en dimensiones de 25.4 mm a 254 mm por lado con espesor de pared de 2.4 mm a 25.4 mm, dependiendo del tamaño; los tubos redondos se suministran de un tamaño nominal de 1/2" a 24", con un espesor de pared (promedio nominal) de 2.8 mm a 25.4 mm, dependiendo del tamaño. Se pueden suministrar tubos que tengan otras dimensiones siempre y cuando cumplan con los requisitos de esta norma. Los tubos pueden suministrarse galvanizados con el proceso de inmersión en caliente.

Sujetadores roscados externamente de acero al carbono, NOM-H-118-1988 (ASTM A307).

Esta norma menciona los requisitos mecánicos y químicos de dos grados de sujetadores de acero al carbono con rosca exterior, con diámetros de 6.3 mm a 100 mm (1/4" a 4").

Tomillos de alta resistencia para uniones de acero estructural, NOM-H-124-1988 (ASTM A325).

Esta norma indica los requisitos mecánicos y químicos que deben cumplir los diferentes tipos de tornillos de acero, templados y revenidos, conocidos como tornillos de alta resistencia, para conexiones de acero estructural.

Tomillos de acero aleado, templados y revenidos para juntas de acero estructural, NOM-H-133-1988 (ASTM A490).

Esta norma señala los requisitos mecánicos y químicos que deben cumplir los tornillos de acero de aleación templado y endurecido, en diámetro de 12.7 a 38.1 mm (de 1/2" hasta 1 1/2"). Estos tornillos son adecuados para usarse en conexiones de acero estructural, según la norma NOM-H-124.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) Y ESPECIFICACIONES ASTM PARA MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

MATERIAL	NORMAS		TITULO DE LAS NORMAS	
	NOM	ASTM	DGN-NOM	ASTM
Acero Estructural	B 254	A36	Acero estructural	Structural Steel.
	B 177 Grado B	A5. Gr. B	Tubos de acero con o sin costura, negros o galvanizados por inmersión en caliente	Pipe, Steel, Black and Hot-dipped, Zinc-coated Welded and Seamless Steel Pipe.
	B 282	A242	Acero estructural de baja aleación y alta resistencia	High-strength Low-alloy Structural Steel
	B 284	A441	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación al manganeso-vanadio	High-strength Low-alloy Structural Manganese Vanadium Steel
	B 199	A500	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados, formados en frío, para usos estructurales	Cold-formed Welded and seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes
	B 200	A501	Tubos de acero al carbono, sin costura o soldados conformados en caliente, para usos estructurales	Hot-formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing.
		A514	Placa de acero aleada de alta resistencia, templada y revenida, adecuada para soldar.	High-yield Strength Quenched and tempered Alloy-Steel Plate. Suitable for Welding.
	B 99	A529	Acero estructural, límite de fluencia mínimo de 42 ksi.	Structural Steel with 42 ksi minimum Yield Point
	B 347	A570 Gr 40, 45 y 50	Acero lámina y tira de acero al carbono laminados en caliente, de calidad estructural.	Steel Sheet and Strip, Carbon, Hot-rolled, Structural Quality
		A572	Acero de alta resistencia y baja aleación al columbio-vanadio, calidad estructural	High-strength, Low-alloy Columbium-Vanadium Steels of Structural Quality
		A588	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación, con límite de fluencia mínimo de 50 ksi y con un espesor de 4 pulg	High-strength Low-alloy Structural Steel with 50 ksi Minimum Yield Point to 4 in Thick.
	B 277	A606	Acero, lámina y tira de baja aleación y alta resistencia, laminada en caliente y en frío, con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada	Steel, Sheet and Strip, High-strength, Low-alloy, Hot-rolled and Cold-rolled, with Improved Atmospheric Corrosion Resistance.
		A607	Acero lámina y tira de baja aleación y alta resistencia, al columbio o vanadio, o ambos, laminados en caliente y en frío	Steel Sheet and Strip, High-strength, Low-alloy, Columbium or Vanadium, or both, Hot-rolled and Cold-rolled.
		A618	Tubo estructural con o sin costura de alta resistencia y baja aleación laminado en caliente.	Hot-formed Welded and Seamless High-strength Low-alloy Structural Tubing.
		A709	Acero estructural para puentes.	Structural Steel for Bridges.
	A852	Placa de acero estructural de baja aleación, templada y endurecida con límite de fluencia mínimo, de 70 ksi y con un espesor de 4 pulg	Quenched and Tempered Low-alloy Structural Steel Plate with 70 ksi Minimum Yield Strength to 4 in thick.	

Nota

NOM Norma Oficial Mexicana
 ASTM American Society of Testing Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales) Para aceros fabricados según las normas del Comité de Refinería Naval LLOYD'S, Bufete Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI), y Estándar Británico (BS), se recomienda consultar a Altos Hornos de México (AHMSA). Véase Manual AHMSA para construcción con acero, (Manual AHMSA-1996)

NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) Y ESPECIFICACIONES ASTM PARA MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

MATERIAL	NORMAS		TITULO DE LAS NORMAS	
	NOM	ASTM	DGN-NOM	ASTM
Aceros Fundidos	B 352 Gr 65-35	A27 Gr 65-35	Piezas coladas de acero al carbono de baja y mediana resistencia para aplicación general.	Mild-to-medium-strength Carbon-steel Castings for General Applications
	B 353 Gr 80-50	A148 Gr. 80-50	Piezas coladas de acero de alta resistencia para uso estructural.	High-strength Steel Castings for Structural Purposes
Aceros forjados		A668	Aceros forjados al carbono y de aleación para uso industrial general.	Steel Forgings Carbon and Alloy for General Industrial Use
Remaches		A502	Remaches de acero estructural.	Steel Structural Rivets
Tornillos, arandelas y Tuercas	H-118**	A307	Tornillos y espárragos de acero al carbono con resistencia a la tensión de 60 ksi.	Carbon Steel Bolts and Studs, 60 ksi Tensile Strength
	H-124**	A325	Tornillos de alta resistencia para uniones de acero estructural.	High-strength Bolts for Structural Steel Joints
		A449	Tornillos y espárragos de acero templado y endurecido	Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs
	H-123**	A490	Tornillos de acero estructural con tratamiento térmico, con resistencia mínima a la tensión de 150 ksi	Heat-treated Steel Structural Bolts, 150 ksi Min. tensile Strength
		A563	Tuercas de acero de aleación, y al carbono.	Carbon and Alloy Steel Nuts
		F436	Arandelas de acero endurecidas.	Hardened Steel Washers
Pernos de anclaje y barras roscadas		A36	Acero estructural	Structural Steel
		A194 Gr 7	Tuercas de acero al carbono de aleación y al carbono para tornillos de alta presión y elevada temperatura de servicio.	Carbon and Alloy Steel Nuts for Bolts for High-pressure and High-temperature Service.
		A354	Tornillos de acero de aleación, templados y revenidos, espárragos y otros sujetadores, roscados externamente.	Quenched and Tempered Alloy Steel Bolts, Studs and other Externally Threaded Fasteners
		A449	Tornillos y espárragos de acero templado y endurecido	Quenched and tempered Steel Bolts and Studs
		A588	Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con límite de fluencia mínimo de 50 ksi y con un espesor máximo de 4 pulg.	High-strength Low-alloy Structural Steel with 50 ksi minimum Yield Point to 4 in. Thick.
		A687	Tornillos y espárragos de acero de alta resistencia, sin cabeza.	High-strength Non-headed Steel Bolts and Studs.

Nota

NOM Norma Oficial Mexicana

ASTM American Society of Testing Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales)

Para aceros fabricados según las normas del Comité de Registro Naval LLOYD'S, Bufete Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI), y Estándar Británico (BS), se recomienda consultar a Altos Hornos de México (AHMSA). Véase Manual AHMSA para construcción con acero, (Manual AHMSA-1996)

NORMAS OFICIALES MEXICANAS (NOM) Y ESPECIFICACIONES ASTM PARA MATERIALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

MATERIAL	NORMAS		TÍTULO DE LAS NORMAS	
	NOM	ASTM	DGN-NOM	ASTM
Metales de Aportación y Fundentes para Soldadura	H 77	AWS A5.1	Electrodos de acero al carbono, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.	Specification for Covered Carbon Steel Arc Welding Electrodes
	H 86	AWS A5.5	Electrodos de acero de baja aleación, recubiertos, para soldadura por arco eléctrico.	Specification for Low-alloy Steel Covered Arc Welding Electrodes
	H 97	AWS A5.17	Electrodos desnudos de acero al bajo carbono y fundentes para soldadura de arco sumergido.	Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged-Arc Welding
	H 99	AWS A5.18	Metales de aporte de acero al carbono para soldadura por arco protegido con gas.	Specification for Carbon Steel Filler Metals for Gas-Shielded Arc Welding
		AWS A5.20	Electrodos de acero al carbono para soldadura por arco con electrodo tubular continuo	Specification for Carbon Steel Electrodes for Flux-Cored Arc Welding.
		AWS A5.23	Electrodos desnudos de acero de baja aleación y fundentes para soldadura de arco sumergido.	Specification for Low-alloy Steel Electrodes and Fluxes for Submerged arc Welding
		AWS A5.28	Metales de aporte de acero de baja aleación para soldadura por arco protegido con gas.	Specification for Low-alloy Steel Filler Metals for Gas-shielded Arc Welding.
	AWS A5.29	Electrodos de acero de baja aleación para soldadura por arco con electrodo tubular continuo.	Specification for Low-alloy Steel Electrodes for Flux-cored Arc Welding.	

Notas:

NOM Norma Oficial Mexicana.

ASTM American Society of Testing Materials (Sociedad Americana para Ensayes y Materiales)

AWS Sociedad Americana de la Soldadura.

Para aceros fabricados según las normas del Comité de Registro Naval LLOYD'S, Bufete Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero, (AISI), y Estándar Británico (BS), se recomienda consultar a Altos Hornos de México (AHMSA). Véase Manual AHMSA para construcción con acero. (Manual AHMSA-1996)

NORMAS Y PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

Tipo de acero	Normas		F _y ^b (kg/cm ²)	F _u ^b (kg/cm ²)	Formas	Usos principales	Composición química, (%)						Resistencia relativa a la corrosión respecto al acero común
	NOM	ASTM					C máx	Mn máx	Si	S máx	P máx	OTROS	
A I C a r b o n o	B-254	A-36	2530	4010-5620	placas, barras y perfiles	Construcción soldada, atornillada y remachada, fines estructurales en general	0.26-0.29 ^a	0.60-1.20	0 y 0.15-0.3	0.05	0.04	Cu=0 C _u =0.20	1 2
	B-177 (Grado B)	A-53 (Gr B)	2460	4220 mín	Tubos con o sin costura	Similar al acero A36 (NOM B-254) para aplicaciones en estructuras a base de tubos, etc.	0.30	1.20	-	0.05	0.06	-	-
	B-199	A-500	2320 3235 ^c	3165 4080 ^c	Tubos formados en frío, sin costura o soldados de sección cuadrada, rectangular o de otras formas	Similar al A-36 (NOM B-254)	-	-	-	-	-	-	-
	B-200	A-501	2530	4080	Tubos sin costura o soldados formados en caliente, redondos, cuadrados, rectangulares o de forma especial	Similar al A-36 (NOM B-254)	0.26	-	-	0.05	0.04	Cu=0 C _u =0.20	1 2
	B-99	A-529	2950	4220-5975	Placas y barras con espesor máximo de 13 mm	Similar al A-36 (NOM B-254)	-	-	-	-	-	-	-
	B-347	A-570	2110-3520	3445-4570	Lámina	Miembros construidos con perfiles de acero formados en frío para edificios	0.25	0.90-1.35 ^c	-	0.05	0.04	Cu=0.20	-

NOTAS
 F_y esfuerzo de fluencia o límite inferior de fluencia del material
 F_u Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión
 Para aceros fabricados según las normas del Comité de Registro Naval (LLO D S), Bureau Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI) y el Estándar Británico (BS), se recomienda consultar a Altos Hornos de México (AHMSA) información sujeta a modificaciones, de acuerdo con la fabricación de nuevos aceros estructurales. Se recomienda consultar la última edición de las normas DGN-NOM o el catálogo de normas nacionales del Comité Consultivo de Normalización de la Industria Siderúrgica Nacional (CCISN), de la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y el Acero (CANACERO)
 b Varía de acuerdo con el espesor y grado.
 c Varía según el grado o tipo.
 d Comparado con el acero al carbono, sin cobre.

NORMAS Y PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

Tipo de acero	Normas		F _y ^b (kg/cm ²)	F _u ^b (kg/cm ²)	Formas	Usos principales	Composición química ^c (%)						Resistencia relativa a la corrosión respecto al acero común
	NOM	ASTM					C máx	Mn máx	Si	S máx	P máx	OTROS	
	B-282	A-242	2950 3520	4430 4920	placas, barras y perfiles	Fines estructurales en general, construcción soldada, atornillada y remachada	0.15-0.20 ^d	1.0-1.35 ^e	-	0.05	0.15 0.04 ^f	Cu=0.20 Cr=0.50 Si=0.05	4 4
	B-284	A-441	2810 3520	4220 4920	Placas, barras y perfiles	Uso estructural en general; construcción soldada, atornillada y remachada	0.22	0.85-1.25	0.30 máx	0.05	0.04	mn Cu=0.20 V=0.02	2
		A-448	2320 2800 2810 3515 5825	3165 3655 3865 4570 5765	Placa y perfiles IPR	Lámina galvanizada revestida de zinc en rollo cortada en longitudes comerciales, miembros estructurales fabricados con perfiles formados en frío, para estructura de edificios, principalmente edificios estandarizados, conexiones soldadas, atornilladas y remachadas en frío							
	B-277	A-572	3165 3520	4570 4920	Lámina fabricada en caliente y en frío, resistente a la corrosión	Miembros o componentes de estructuras de acero para edificios; construcción soldada y atornillada	0.28	1.30	-	0.06	-	-	2-6 ^g
		A-588	2950 3515	4430 4920	Placas y barras	Construcción atornillada y remachada	0.10 a 0.20°C	0.98 e 1.35°C	0.15 e 0.90°C	0.04 e 0.05°C	0.05	Cu, Cr Ni, Mo	4
		A-608	3165 3515	4570 4920	Placa	Perfiles formados en frío de calibres delgados resistente a la corrosión	0.28	1.30		0.06			2-4 ^h

NOTAS

F_y esfuerzo de fluencia o límite inferior de fluencia del material

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

^a Para aceros fabricados según las normas del Comité de Registro Naval (LLOYD S), Burete Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI) y el Estándar Brilaco (BS), se recomienda consultar a Altos Honos de México (AHMSA) Información sujeta a modificaciones, de acuerdo con la fabricación de nuevos aceros estructurales. Se recomienda consultar la última edición de las normas DGN- NOM o el catálogo de normas nacionales del Comité Consultivo de Normalización de la Industria Siderúrgica Nacional (CCISN), de la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y el Acero (CANACERO, Amores 338, Col del Valle, 03100 México, D.F.)

^b Varía de acuerdo con el espesor y grado

^c Varía según el grado o tipo

^d Esta norma no tiene correspondencia con ninguna norma internacional

^e Comparada con el acero al carbono, sin cobre

NORMAS Y PROPIEDADES DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCIÓN EN ACERO

Tipo de acero	Normas		F _y ^a (kg/cm ²)	F _u ^b (kg/cm ²)	Formas	usos principales	Composición química ^c (%)						Resistencia relativa a la corrosión respecto al acero común
	NOM	ASTM					C máx	Mn máx	Si	S máx	P máx	OTROS	
		A-607	3165 4920	4228 5980	lámina	Miembros formados en frío para fines estructurales	0.28 " 0.30 ^d	1.40 " 1.70 ^d	-	0.06	0.05	Co. V Cu=0.20	1 " 2
		A-611	1780 2110 2320 2810 5625	2955 3185 3375 3655 5765	lámina de acero laminada en frío	Miembros estructurales fabricados con perfiles formados en frío para edificios especialmente estandarizados, conexiones soldadas, atornilladas y remachadas en frío							
		A-618	3515	4570 4920	Perfiles y tubos circulares laminados en caliente	Construcción remachada, atornillada y soldada.	0.22 0.23 ^d	0.85 1.35 ^d	0.0 0.30 ^d	0.05	0.04	Cu=0.20 para Gr. I	1, si se especifica Cu
		A-514	6325 7030	7030 9140	Placa	Estructuras soldadas	0.32 " 0.2 ^e	1.30 0.80 1.50 ^c	0.1 0.90 ^d	0.04	0.035	varios elementos	2-4 ^f
		A-709				Puentes Hay tres niveles de resistencia resistencia a la corrosión, resistencia a la corrosión incrementada y requisitos estrictos en la prueba de impacto							

NOTAS:

F_y esfuerzo de fluencia o límite inferior de fluencia del material

F_u esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión

^a Para aceros fabricados según las normas del Comité de Registro Naval (LLOYD S), Bufile Naval Americano (ABS), Instituto Americano del Petróleo (API), Sociedad de Ingenieros de la Industria Automotriz (SAE), Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI) y el Estándar Británico (BS), se recomienda consultar a Altos Honos de México (AHMSA) Información sujeta a modificaciones, de acuerdo con la fabricación de nuevos aceros estructurales. Se recomienda consultar la última edición de las normas DGN- NOM o el catálogo de normas nacionales del Comité Consultivo de Normalización de la Industria Siderúrgica Nacional (CCISN), de la Cámara Nacional de la Industria del Hierro y el Acero (CANACERO, Anxres 338 Col del Valle, 03100 México, D.F.)

^b Varía de acuerdo con el espesor y grado

^c Varía según el grado o tipo

^d Esta norma no tiene correspondencia con ninguna norma internacional

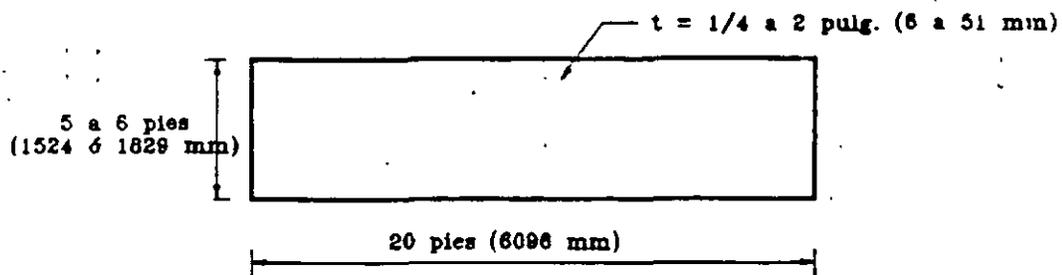
^e Comparada con el acero al carbono, sin cobre

PERFILES PARA CONSTRUCCIÓN

Los perfiles de acero que se producen en México y que se emplean en diversas obras de ingeniería, comercialmente se denominan placa, perfiles comerciales, perfiles estructurales, perfiles tubulares (tubos) y perfiles formados en frío. Las estructuras de acero fabricadas con perfiles formados en frío se diseñan según las Especificaciones del American Iron and Steel Institute (AISI), Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members.

PLACA

Es un producto plano, de sección rectangular, laminado en caliente; se usa profusamente en diseño y construcción de estructuras de acero. Consiste en hojas o láminas, de las dimensiones siguientes: 5 a 6 pies de ancho (1 524 a 1 829 mm), 20 pies de longitud (6 096 mm), y 1/4, 3/8, 1/2, 5/8, 3/4 y 2 pulg de espesor (de 6 a 51 mm).



Aunque la diferencia entre placa y lámina no está bien definida, se considera placa la de 6.4 mm (1/4 pulg), por lo que el espesor de la lámina varía de 1/8 a 3/16 de pulg (3.2 a 4.8 mm). Por sus dimensiones, la placa comercial es aprovechable y fácilmente transportable; estas medidas son las máximas posibles, debido a que los molinos que utiliza la industria siderúrgica para producir este perfil trabajan en capacidad óptima (hasta 5 ton); de esta manera se logra que la laminación sea constante. En nuestro país existen pocas empresas productoras de placa estructural, entre ellas AHMSA e HYLSA. AHMSA produce otras calidades de placa: acero estructural al carbono, grados B y C (ASTM A283); esta placa es menos resistente pero más maleable; se usa en la construcción de tanques y recipientes a presión (no es recomendable en la fabricación de estructuras para edificios).

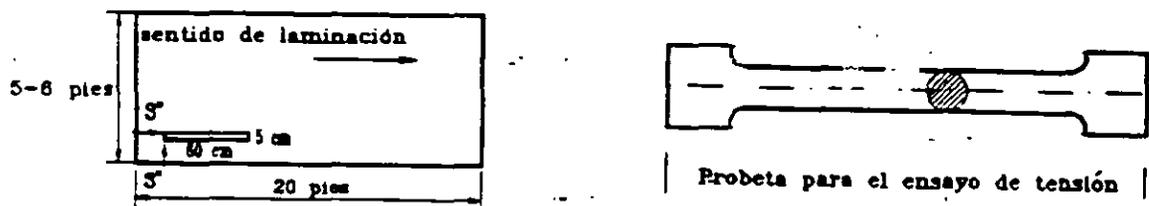
Comercialmente se consigue en dos diferentes presentaciones: placa con cantos recortados y placa con orilla de molino. La orilla de molino consiste en un sobrante de materiales que se genera por la presión que ejercen los molinos durante el proceso de laminación; estas orillas deben eliminarse con una cizalla u otra herramienta, a causa de que tienen deficiencia y ocurren enfriamientos bruscos del material. Otro defecto de la placa son las colas de pescado: terminaciones pequeñas que en algunos casos causan desperdicios importantes y, si no se toman en cuenta en el costo de fabricación, también pérdidas.

El nombre y la designación de los perfiles estructurales aluden a la forma de sus secciones transversales y al tamaño o peralte de la sección. La dimensión mayor de aquéllos debe ser como mínimo 4 pulg. Los de dimensiones menores se denominan perfiles comerciales.

Paraestatal. En diciembre de 1991 se vendió al sector privado.

Aún la placa de espesor máximo (51.8 mm) es inadecuada para la construcción de estructuras, puesto que arriba de este grosor al material le pueden afectar problemas que lo hacen indeseable; por ejemplo, por su alto contenido de carbono, surgen inconvenientes de soldabilidad. Cuando se fabricó la estructura del edificio de Mexicana de Aviación, en 1981, en México no se podía conseguir placa de 1 1/2 pulg de espesor en adelante, por lo que fue necesario importar el material de los Estados Unidos de América (en este país se consigue comúnmente placa de 40 pies de lado por 4 pulg de espesor, impecable; el peso de este perfil es de 12 t, aproximadamente. La estructura de acero del edificio mencionado, la cual pesa aproximadamente 5 500 toneladas, se hizo con placa de hasta 4 pulg de grueso. La experiencia ha demostrado que, no obstante que se dependa de un solo proveedor, que el aspecto de la placa sea inadecuada, que la calidad de la presentación del estocamiento y la del servicio sea deficiente, la calidad de este producto es buena. (La defensa para la venta de cualquier producto debe ser su calidad). La calidad de un acero estructural es totalmente confiable cuando una planta siderúrgica elabora los perfiles de acuerdo con un proceso completo (obtención de la materia prima, reducción del mineral, aceración y laminación). Cuando se compra la placa directamente a AHMSA, la cantidad mínima necesaria solicitada está comprendida entre 5 y 10 t; en estas condiciones se puede solicitar un certificado de calidad en el cual se hacen constar la composición química del acero, el número y la fecha de la colada, así como información completa acerca de las características y propiedades que adquirió el acero, que son las que mantienen al material dentro de la garantía deseada. La calidad de la placa para fines estructurales que se fabrica en nuestro país es la NOM-B-254 (ASTM A36); bajo pedidos especiales, también se ofrece en otras calidades (acero estructural de alta resistencia, acero para recipientes a presión, etc.).

En los casos en que se compre placa o cualquier otro perfil estructural en cantidades menores, a distribuidores, y no se cuente con certificado de calidad, si se duda que su calidad sea buena, se recomienda hacer un muestreo y una verificación del material; para ello se elabora una probeta, que se obtiene de los extremos de la placa, a una distancia de aproximadamente 2 pulg al borde, en el sentido de laminación de la placa; es decir, a lo largo de la misma. En la figura siguiente se indican las dimensiones de la unidad o probeta que se usan para realizar los ensayos mecánicos.

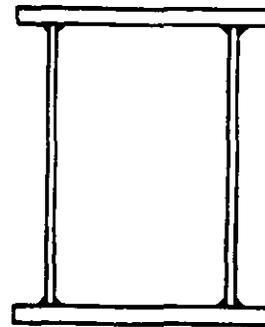
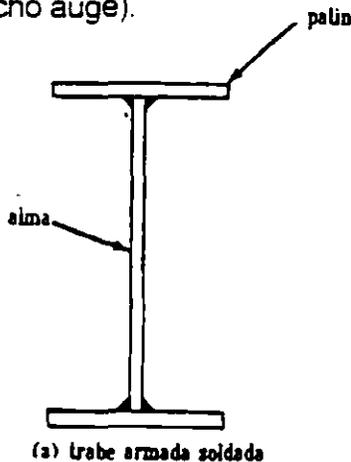


Se corta la probeta y se le hace un maquinado; después se envía a un laboratorio de materiales, donde se somete a pruebas diversas (ensayos mecánicos, análisis químicos, etc.). Con los resultados obtenidos se puede identificar cabalmente la calidad del acero. El fabricante, el director de proyecto, el proyectista, etc., deben demandar que se verifique el material, para que corresponda a la calidad de diseño.

Cuando se adquiriera placa en cantidades pequeñas se debe tener cuidado especial, debido a que en el mercado existen algunas empresas fabricantes de poca seriedad, que venden el material a partir de sobrantes de un pedido determinado; en estos casos la calidad del material es inadecuada.

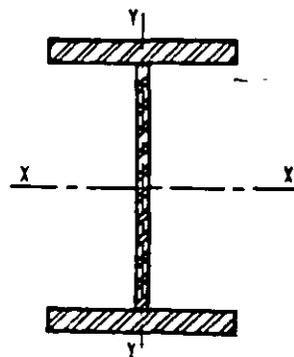
Como ya se mencionó, a la placa en la construcción de estructuras se le usa de modo muy amplio y variado; posiblemente en el pasado inmediato era el material más utilizado, pues a) permitía fabricar secciones compuestas soldadas (columnas de sección en cajón, vigas hechas con tres placas soldadas o travesaños armados); b) se emplea como placas de base para columnas; c) columnas y cabezales de marcos rígidos; d) marcos de sección variable; e) placas de nudo de armaduras de techo, f) placas de conexión, g) puntales, h) atiesadores, i) diafragmas, etc.

Gracias al advenimiento de la soldadura, fue posible la fabricación de travesaños armados y columnas en cajón (secciones que en la construcción de estructuras pesadas han tenido mucho auge).



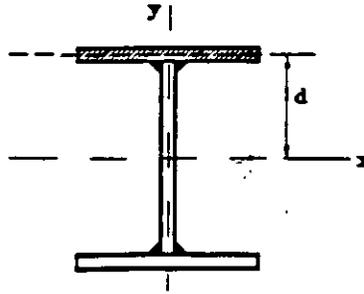
(a) Columna de sección en cajón

En el pasado, en la época de la construcción remachada, la fabricación de miembros armados resultaba un proceso muy caro, debido a la gran cantidad de agujeros que debían hacerse para cocer con remaches cada una de las placas que formaban la sección transversal del miembro, y en ocasiones era difícil lograr la coincidencia de los agujeros con los remaches o elemento de unión, usados en esa época. Merced al desarrollo de la soldadura, el uso de miembros soldados evolucionó de manera importante. En los Estados Unidos de América existen varias empresas que producen travesaños armados soldados, como perfil de línea; así mantienen amplia disponibilidad de perfiles para la construcción.



Perfil I compuesto
(hecho con tres placas soldadas)
Perfiles IPC

Una ventaja importante de las secciones soldadas con respecto a los perfiles laminados es que se pueden fabricar a la medida de las necesidades, de acuerdo con un proyecto determinado, debido a que al variar las dimensiones de la sección se logra mejorar o disminuir las propiedades de la sección transversal del miembro (momentos de inercia, módulos de sección, radios de giro, etc.); en cambio, en los perfiles laminados, por tener dimensiones preestablecidas, se tienen variaciones más radicales de dimensiones y propiedades.



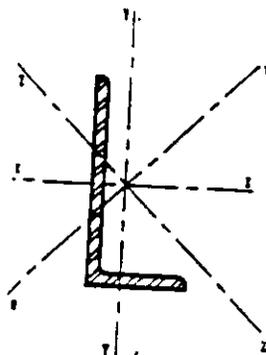
En el caso particular de la sección en cajón (columna hecha con cuatro placas soldadas), en el uso de la placa se tienen más o menos las mismas libertades que con la trabe armada. En esta sección, las propiedades de diseño I_x , I_y , S_x , S_y , r_x y r_y son muy similares, debido a que el acero se encuentra mejor distribuido, de manera que el material se aprovecha íntegramente. No obstante, por las dificultades que se pueden suscitar en las conexiones soldadas, al usar la sección cerrada o en cajón, se prefiere el miembro armado hecho con tres placas soldadas.

De manera general puede mencionarse que el problema de calidad de perfiles estructurales es menor que el de los perfiles comerciales, puesto que en estructuras de cierta importancia se usa prácticamente una sola calidad: la del acero NOM-B-254 (ASTM A36). AHMSA produce otras calidades de aceros estructurales, como la AH 55 y la NOM-B-480, pero únicamente bajo condiciones especiales. Por lo anterior, en lo sucesivo, cuando se haga referencia al acero NOM-B-254 se entenderá que es el acero usado para fines estructurales, que consiste en los elementos que forman una estructura, los que soportan las cargas de diseño.

PERFILES COMERCIALES

Son productos de acero laminados en caliente, de sección transversal en forma de L, T, Z, etc. en los cuales la dimensión menor o peralte no excede de 3 pulg (76 mm). Los redondos y las soleras también entran en este grupo.

Ángulo. Es una escuadra formada por material de acero provista de alas, raras o lados, iguales o desiguales; su espesor varía de 1/8 (3 mm) a 3/4 (19 mm) de pulg; estos espesores aumentan proporcionalmente al tamaño de las alas. La longitud de estos perfiles es de 8 a 10 m.



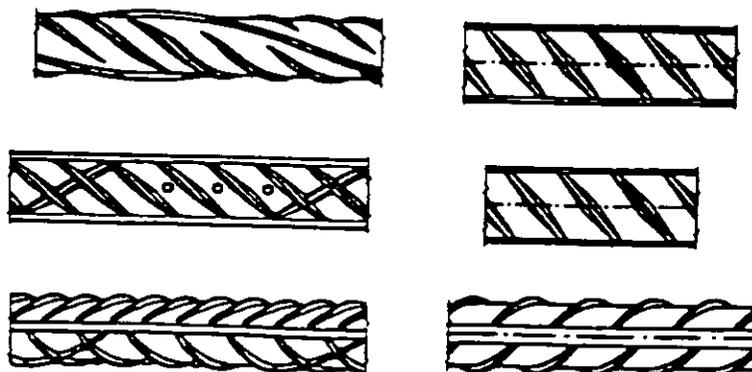
En nuestro país es poco frecuente encontrar estos perfiles en calidad NOM-B-254, puesto que las empresas productoras grandes no se interesan en fabricar ángulos livianos. En este sentido, la industria siderúrgica ha creado una división lógica, pues las ha clasificado en empresas grandes y pequeñas. Según el tipo de actividades productivas que desarrollan, se dividen en integradas, semiintegradas y relaminadoras. Las integradas cuentan con instalaciones para llevar a cabo el proceso completo, desde la extracción de la materia prima hasta la elaboración de los diversos productos que demanda el mercado. Las semiintegradas producen acero partiendo de chatarra o fierro esponja en lugar de mineral de hierro, que es la materia prima de las industrias integradas. En su ruta de proceso usan como equipos principales: a) el horno eléctrico, para fundir chatarra y lograr la composición química mediante la adición de ferroaleaciones; b) la colada continua o molino de desbaste, para obtener la palanquilla como producto intermedio, y c) los trenes de laminación, para llegar al producto terminado o final. Las relaminadoras parten de diversas materias primas (piezas de acero, palanquilla, ejes de ferrocarril, rieles, etc.), a las que, mediante la operación de laminación, modifican su forma. De acuerdo con lo anterior, es importante tener estricto control de calidad en perfiles comerciales; su procedencia no permite garantizar una calidad similar a la del acero NOM-B-254. El alto contenido de carbono en estos aceros deteriora las propiedades mecánicas del acero (esfuerzo de fluencia mínimo y de ruptura por tensión).

El ángulo se utiliza en piezas pequeñas, elementos secundarios, no en estructuras grandes; su capacidad de carga se reduce en función de su relación de esbeltez (longitud libre entre radio de giro correspondiente); a medida que esta relación aumenta, el esfuerzo permisible de compresión disminuye. Cuando se usen ángulos comerciales en la fabricación de estructuras, en el diseño se recomienda utilizar valores de propiedades mecánicas menores a los del acero NOM-B-254 (ASTM A36). Experiencias derivadas de los sismos de 1985 demostraron que en estos elementos pueden ocurrir varios tipos de falla, por ejemplo las causadas por fragilidad cristalina.

En México a este perfil lo elaboran la Compañía Siderúrgica de Guadalajara, S. A. de C. V., Aceros Corsa, Fundidora y Laminadora Anáhuac, etc. La Compañía Siderúrgica de Guadalajara es una de las pocas empresas que sí cuenta con el proceso de aceración a base de horno eléctrico, por lo que prácticamente todos los perfiles de calidad comercial que produce esta empresa sí son de buena calidad.

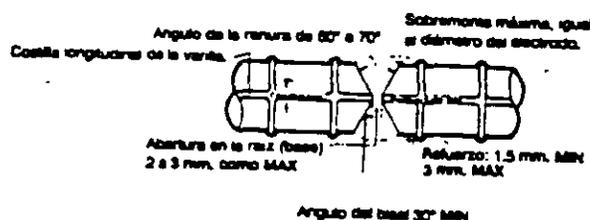
Varilla para refuerzo de concreto

Son barras de acero de sección circular, con salientes transversales, longitudinales o romboides, llamadas corrugaciones, diseñadas especialmente para utilizarse como refuerzo de concreto.



Comercialmente se presenta en longitudes de 9 y 12 m, y en diámetros de 3/8 (10 mm) a 1 1/2 pulg (38 mm). El número con que se designan las distintas varillas corresponde al de octavos de pulgada de su diámetro nominal. También se produce varilla de alta resistencia a partir de aceros de otras calidades o mediante tratamientos especiales, como torcido en frío. En nuestro país existen numerosas empresas que fabrican este producto, entre las que se encuentran Aceros Corsa, AHMSA, Aceros Nacionales, Compañía Siderúrgica de Guadalajara, HYLSA, Sicartsa, etc. La varilla se consigue con distribuidores; se aconseja tener cuidado, debido a que existen muchas empresas que no respetan calidades en el control cuantitativo de carbono. Una varilla con alto contenido de carbono es dura y frágil, y una con el contenido adecuado, según las normas, es dúctil; por tanto es difícil que se fracture, pues tiene características y capacidad que le permiten doblarse. Se usa profusamente en la industria de la construcción, como refuerzo de concreto en los diversos elementos que conforman la estructura.

El uso de la soldadura en uniones de varillas ha permitido eliminar los traslapes, que tradicionalmente se hacían, las uniones a tope de tramos de varilla son mucho más eficientes, siempre y cuando se hagan en condiciones adecuadas, y ahorran espacio. Para soldar la varilla también existe una normatividad, la cual indica que, para que estas barras sean soldables, el acero con que estén hechas debe contener menos de 0.75% de carbono. Por lo anterior, se recomienda cuidado especial en varillas que excedan del 0.75% de C, debido a que su ductilidad no es adecuada, son muy difíciles de soldar y quebradizas cuando se doblan (en el lenguaje de los maestros de obra significa que está acerada). En el caso particular de la edificación con acero, se utiliza principalmente en anclas para las placas de base de columnas.



TIPOS DE APLICACION DE SOLDADURA MAS FRECUENTES EN VARILLAS DE ACUERDO A: COD AWS D 1.4

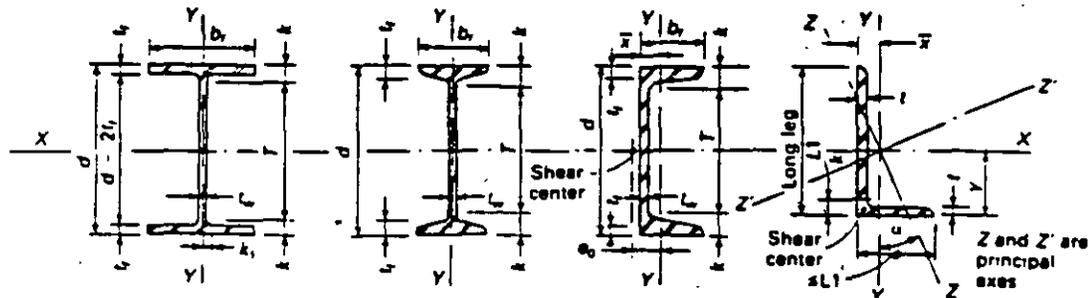
Alambrón

Son barras lisas de acero de sección circular, laminadas en caliente. Este producto se presenta comercialmente en un solo diámetro (1/4 pulg); se usa frecuentemente en la industria de la construcción de estructuras de concreto. El alambrón se puede pasar a través de rodillos formadores y se estira para producir alambre.

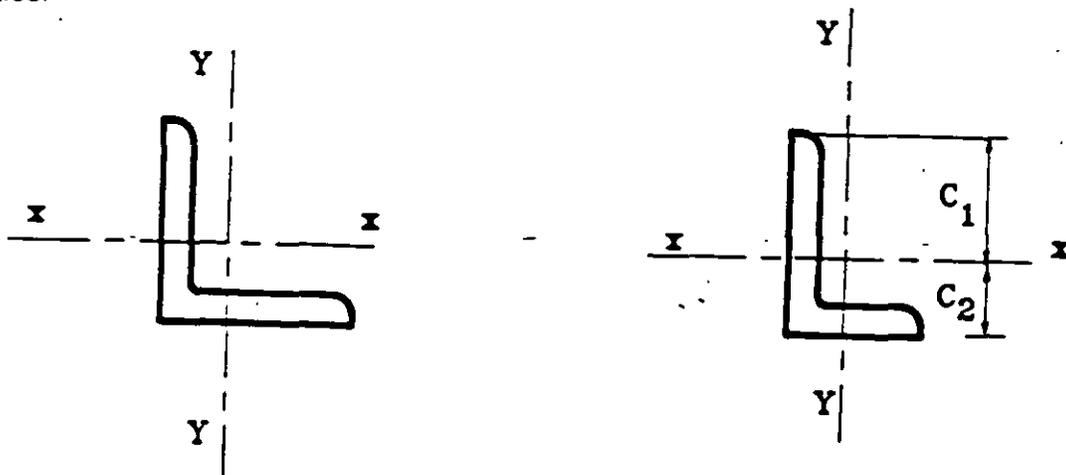
PERFILES ESTRUCTURALES

Cuando las varillas son fácilmente soldables, se usan electrodos normales, y algunas veces se hacen tratamientos térmicos para facilitar el proceso de soldadura.

Son productos de acero laminados en caliente, cuya sección transversal es un ángulo, canal, viga I, perfil T, etc., en los cuales la dimensión mayor debe ser como mínimo 4 pulg (102 mm).

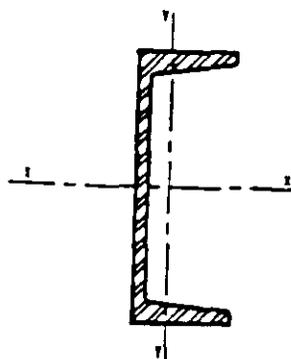


Ángulo. Este perfil puede ser de lados iguales o desiguales. En México, la industria siderúrgica produce de ambos: de lados iguales, en tamaños de alas de 4, 5 y 6 pulg, con espesores desde 1/4 hasta 3/4". Los ángulos de lados desiguales se fabrican únicamente en los tamaños de alas: 4 x 3 y 6 x 4 pulg, con los mismos espesores que los de lados iguales.



El uso del ángulo está muy difundido en el diseño de estructuras de acero; después de la placa, probablemente es el perfil más usado en la construcción. Se utiliza en cuerdas, diagonales y montantes de las armaduras de techo, contraventeos, columnas armadas o en celosía, ángulos de asiento en conexiones de vigas a columnas, puntales, etc.

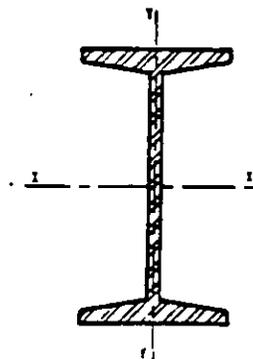
Canal. Este perfil se produce en México, con peralte desde 3 hasta 12 pulg. Es bien aceptada, aunque cuando se usa como viga es inadecuada, debido a que sus propiedades con respecto al eje Y-Y son muy desfavorables.



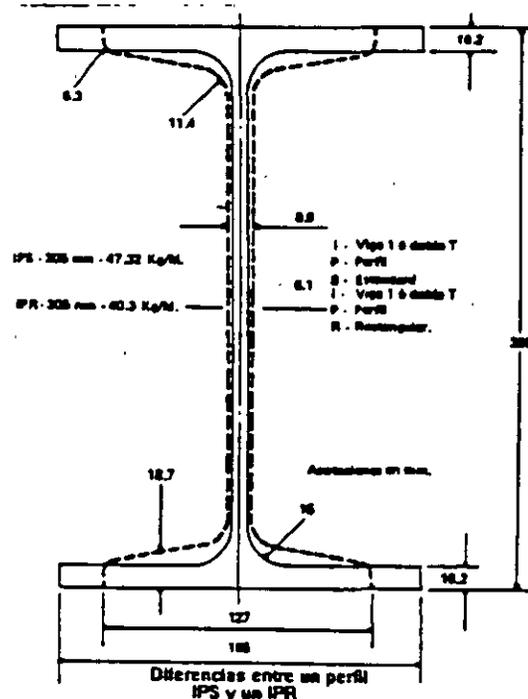
En cambio cuando se usa para formar una sección armada o compuesta es muy aceptable, pues sus momentos de inercia, módulos de sección y radios de giro se aproximan. En el pasado tuvo un uso importante, en la construcción de los puentes de acero para ferrocarril; se formaban secciones combinadas (por ejemplo dos canales en espalda, con separadores).

En la actualidad su uso es restringido; se emplea en piezas secundarias y en estructuras ligeras, como columnas, diagonales pequeñas, montantes de armaduras y alfardas de escaleras.

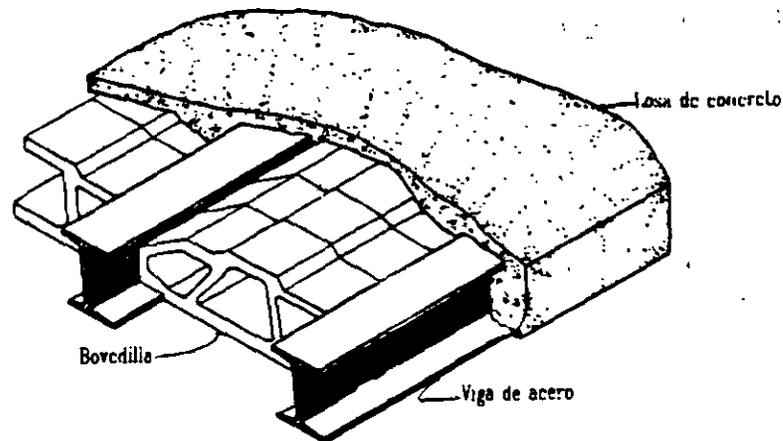
Viga IPS. En 1940, Fundidora de Monterrey, S. A. de C. V., empresa desaparecida en 1985, produjo por vez primera este perfil (al cual lo denominó viga I perfil estándar o doble T), en 10 tamaños. La viga más liviana era una de 3 pulg de peralte y 8.5 kg/m; la más pesada era una de 15 x 74.4 kg/m. Para poderse laminar con los molinos tradicionales, los lados interiores de los patines de este perfil requerían una pendiente pequeña, del 12% aproximadamente. A falta de otros perfiles, esta viga se usó profusamente durante alrededor de 10 años.



En 1950, Altos Hornos de México, S. A. de C. V., lanzó al mercado el perfil IPR, surgido a partir de la viga IPS; a éste se le redujo el alma, se le alargaron los patines de manera de proporcionarles una sección transversal rectangular, y se le eliminó la pendiente interior (de ahí el nombre de vigas I perfil rectangular). Cuantitativamente, el material de acero prácticamente no cambió: el excedente en el alma se transfirió a los patines, y la sección transversal se conservó, como se puede observar en la figura siguiente. Con la geometría del nuevo perfil se aprovechó más el acero, y se obtuvo una sección más eficiente con respecto a la viga IPS.



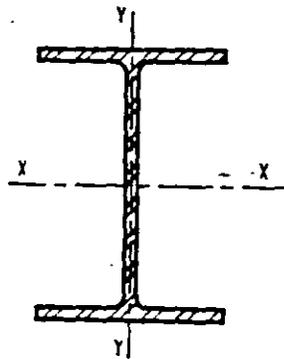
Actualmente este perfil se produce en tamaños de 3, 4, 5, 6, 7 y 8 pulg. Cuando se utiliza como viga es adecuada, pues trabaja en buenas condiciones. En el estado de Jalisco, particularmente en Guadalajara, tiene gran demanda en la construcción de sistemas de piso a base de vigueta y bovedilla.



Sistema de piso a base de bovedilla

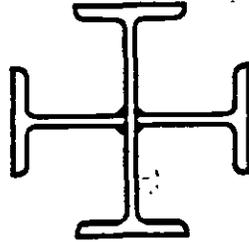
Como viga secundaria con mucha frecuencia surge un problema: su conexión al elemento principal, debido a que sus patines inclinados requieren de una arandela cuña para hacer la unión. Desde el punto de vista de diseño, como miembro en flexión, se considera que es un perfil mal concebido, a causa de que la anchura de los patines es reducida y, por otro lado, el acero no se aprovecha óptimamente, por estar concentrado en el alma. Cuando se emplea como columna no es muy conveniente, por su baja relación del radio de giro alrededor del eje Y-Y; con respecto al radio de giro r_x , esta relación limita su capacidad como elemento principal.

Perfil IPR. Producto de sección transversal en I, con dos ejes de simetría (tanto con respecto al eje de las X como al eje Y); está formado por dos patines de sección rectangular unidos por el alma, que también es rectangular. Las caras de los patines son paralelas; para un peralte dado de una sección nominal, la distancia interior entre patines (peralte del alma) es constante



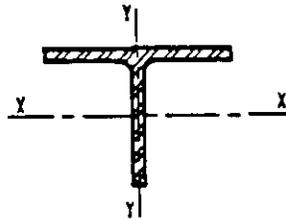
En nuestro país, AHMSA es la única empresa productora de perfiles IPR, IR o W; dispone de una variedad de 80 tamaños: desde 6 hasta 24 de peralte. El perfil más liviano disponible

pesa 13.6 kg/m; el más pesado, 178 kg/m. Se usa como viga para soportar los sistemas de piso compuestos; cuando se emplea como columna, este perfil no es una sección real, pero sí es mucho mejor que el perfil IPS. A pedido especial se produce en calidades AH-55 (NOM-B-480). En algunos diseños se han propuesto columnas compuestas por dos perfiles en forma de cruz, como se indica en la figura siguiente. La aplicación de este miembro armado se ha extendido en la construcción compuesta acero-concreto.



2 Perfiles IPS en cruz

Perfil T. Se obtiene cortando las secciones I (sean perfiles IPR o IPS) a la mitad de su peralte, de manera que su fabricación está condicionada a la disponibilidad de los IPR o IPS. Se usan principalmente como cuerdas de armaduras de techo.



Perfiles tubulares (Tubos). La mayor parte del acero que produce la industria siderúrgica mexicana se destina a la fabricación de tubos para surtir las demandas de la industria petrolera. Las secciones transversales de los tubos que se utilizan en la industria de la construcción con acero son circulares, cuadradas y rectangulares huecas. Estos últimos se denominan perfiles estructurales rectangulares PER o perfiles tubulares rectangulares PTR. A continuación se describe cada uno de los diferentes tipos de tubos, así como sus usos más comunes.

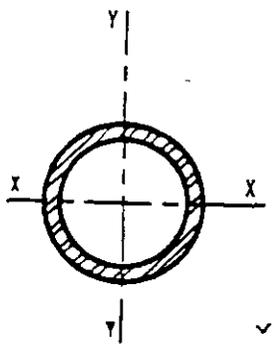
Tubo circular. Sección estructural hueca. Se designa según su diámetro exterior y su espesor de pared. En México se produce de acuerdo con las normas siguientes: NOM, API, ANSI, AWWA, etc. Este perfil se agrupa en tubos sin costura, tubos con costura longitudinal, tubos con costura helicoidal, tubos calibrados estirados en frío, o acabados en caliente.

Para fines estructurales, se considera que, en comparación con su peso, el tubo es el perfil de acero de mayor resistencia. Se usa en andamios, en la construcción de obras civiles (contraventeos, puntales, etc.) y profusamente en estructuras espaciales, como miembros principales y secundarios. Cuando se utiliza en estructuras espaciales de claros grandes, requiere de diversos sistemas de unión, a base de conectores esféricos, para resolver las conexiones. En lo que se refiere a la fabricación de plataformas petroleras marinas, los tubos como elementos estructurales se diseñan de acuerdo con las normas del API (American Petroleum Institute), instituto dedicado a la investigación y al desarrollo de todo lo

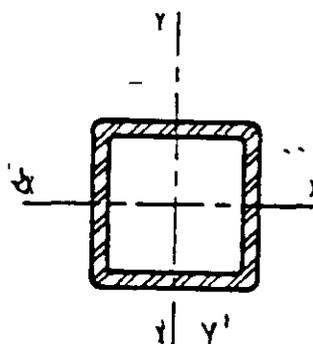
relacionado con el petróleo; publica normas relacionadas con el diseño de estructuras para plataformas marinas y para el control de soldadura en oleoductos, tanques de almacenamiento, etc. Esta normatividad es más estricta, es la que internacionalmente rige el diseño de este tipo de estructuras.

Perfil PER o PTR (Perfil Estructural Rectangular, Perfil Tubular Rectangular). Es un tubo hueco, de sección transversal cuadrada o rectangular, fabricado con acero de alta resistencia, tratado térmicamente, de calibre tipo ligero; sus usos estructurales son varios. En México, las dimensiones de estos perfiles, de fabricación común, varían de 1 a 4 pulg; los espesores, de 2.4 a 4.8 mm. Este perfil se fabrica de acuerdo con la norma oficial mexicana NOM-B-199, Grado B, la cual equivale a la norma internacional ASTM A 500, Grado B. El esfuerzo de fluencia mínimo del acero empleado para su elaboración es de 3230 kg/cm². Actualmente Hylsa produce este perfil en acero de alta resistencia ($F_y = 515$ kg/cm²).

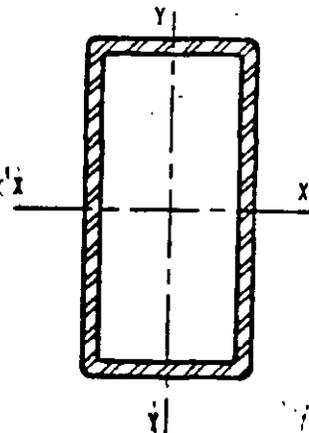
Cuando se usa este perfil en la construcción de estructuras se suscitan algunos inconvenientes, la soldabilidad, debido a los espesores de pared tan pequeños que se manejan, y el corte. No obstante, sus aplicaciones son múltiples: en estructuras secundarias y espaciales, así como en postes de alumbrado público, los cuales en su mayor parte están hechos con tubo de este tipo. Normalmente las empresas productoras de acero estructural presentan los datos de los perfiles comerciales y estructurales en tablas, que forman parte del contenido de los catálogos o manuales que editan. Estas tablas proporcionan toda la información que se requiere para el diseño y el detalle de los distintos elementos componentes de una estructura.



Tubo de sección circular

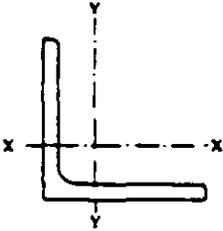
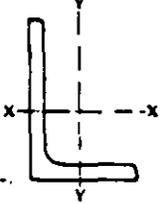
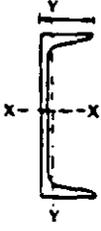
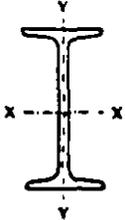


Tubo de sección cuadrada



Tubo de sección rectangular

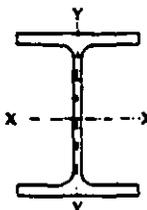
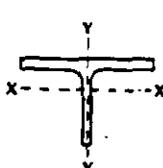
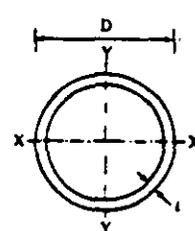
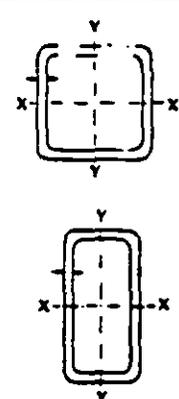
DESIGNACIÓN , DISPONIBILIDAD , USOS PRINCIPALES E INCONVENIENTES DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Perfil	Nombre		Designación		Disponibilidad	Usos más comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA		
	Ángulo perfil estándar	Ángulo de lados iguales	APS ala espesor	LI tamaño espesor	Perfiles comerciales 1, 1½, 1¾, 2, 2½, y 3 pulg de ala. Perfiles estructurales: 4, 5 y 6 pulg de ala	Se usa mucho en cuerdas diagonales y montantes de armaduras de techo o de piso, contraventeos, columnas de celosía y en cajón de conexión, etc
	Ángulo perfil estándar	Ángulo de lados desiguales	APS alas espesor	LD tamaño espesor	4 x 3 y 6 x 4 pulg de ala	Mismos usos que el anterior
	Canales perfil estándar	Perfil C estándar	CPS peralte peso	CE peralte peso	3, 4, 6, 8, 10 y 12 pulg de peralte	Trabajando como viga es pésima, por tener exceso de material en el alma. En cambio como sección compuesta (columna) trabaja en condiciones ideales
	Vigas I perfil estándar	Perfil I estándar	IPS peralte peso	IE peralte peso	3, 4, 5, 6, 7 y 8 pulg de peralte	Como viga trabaja en forma adecuada, sin embargo se prefiere el perfil IPR, por tener mejor distribución del material en los patines y alma. También presenta problemas al hacer las conexiones. En Guadalajara tiene mucha demanda, ya que se usa profusamente en los sistemas de piso a base de vigueta y bovedilla

AHMSA Altos Hornos de México, S.A. de C.V.

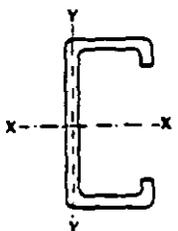
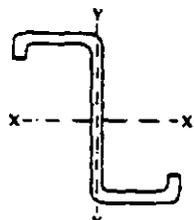
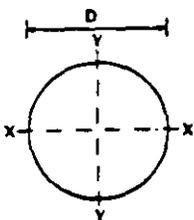
IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C

DESIGNACIÓN , DISPONIBILIDAD , USOS PRINCIPALES E INCONVENIENTES DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Perfil	Nombre		Designación		Disponibilidad	Usos más comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA		
	Perfil IPR	Perfil I rectangular	IPR peralte ancho de patin peso	IR peralte peso	4, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 21 y 24 pulg de peralte (alrededor de 80 tamaños disponibles)	Se ha popularizado su uso como viga. No es una sección ideal para columna pero si es mejor que el perfil IPS. La forma de la sección facilita las conexiones con las vigas.
	Perfil TPR	Perfil T rectangular	TPR peralte ancho de patin peso	TR peralte peso	Se obtienen cortando los perfiles anteriores a la mitad de su peralte. Disponibilidad condicionada a la fabricación de los perfiles IPR.	Su uso principal es en cuerdas de armaduras.
	Tubo circular	Tubo circular	Diámetro exterior espesor de pared	OC diámetro exterior espesor de pared	½, ¾, 1, 1¼, 2, 2½, 3, 3½, 4, 5, 6, 8, 10, 12, 14, 16, 18, 20, 24, 30, 36, 42, 48, 56 y 60 pulg de diámetro	Se usa frecuentemente en estructuras especiales.
	Perfil Estructural Rectangular o Perfil Tubular Rectangular	Tubo cuadrado o rectangular	PER o PTR lado lado espesor (Designación HYLSA)	OR tamaño espesor	Tubo cuadrado: 1, 1½, 1¾, 2¼, 3 y 3½ de lado. Tubo rectangular: 3 x 2, 4 x 2 y 4 x 3 de lados	Cuerdas, diagonales y montantes de armaduras, estructuras especiales, postes, etc. Los tubos de espesores de pared delgados tienen problemas de soldabilidad, por lo que se recomienda el empleo de electrodos adecuados.

Continuación

DESIGNACIÓN , DISPONIBILIDAD , USOS PRINCIPALES E INCONVENIENTES DE LOS PERFILES ESTRUCTURALES

Per	Nombre		Designación		Disponibilidad	Usos más comunes e inconvenientes
	AHMSA	IMCA	AHMSA	IMCA		
	Canal perfil ligero dos patines atesados	Perfil C formado en frío	CPL2 peralte	CF peralte calibre	4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 12 pulg de peralte	Largueros de techo y de pared Tiene problemas de soldabilidad por sus espesores delgados
	Z perfil ligero dos patines atesados	Perfil Z formado en frío	ZPL2 peralte	ZF peralte calibre	Mismos peraltes que el perfil anterior	Mismos usos y observación que el anterior, aunque en los últimos años su empleo ha disminuido considerablemente
	Plancha o placa	Placa	Ancho largo espesor	Ancho largo espesor	5" 20 y 6" 20 pies de ancho y largo Los espesores van de 3/16 a 2 pulg	Múltiples usos Miembros armados (vigas, columnas), placas de base para columnas, cubreplacas, placas de conexión, celosías atesadoras, diafragma, etc.
	Acero redondo	Redondo sólido liso	Diámetro	OS diámetro	1/2 de pulg de diámetro	Acieros en placas de base para columnas, celosías de armaduras, tirantes, contraventeos, etc.

AHMSA Altos Hornos de México, S.A. de C.V

IMCA Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.



SINTESIS DE PRODUCCION SIDERURGICA MENSUAL

FEBRERO
1996

Toneladas métricas	1996		1995		Var. % (a) (b)	Var. % (a) (c)	Acumulado Ene - Feb		Var. % (d) (e)
	Feb. (a)	Ene. (b)	Feb. (c)	Ene. (d)			1996 (a)	1995 (e)	
A									
C Homo Electrico	634.724	723.034	559.899		-9.7	16.9	1.379.664	1.172.258	17.7
E Conv. al Oxigeno	345.984	404.013	338.423		-9.9	8.1	771.999	704.007	9.3
O TOTAL	1.020.710	1.131.049	898.522		-9.8	13.6	2.151.665	1.878.265	14.6
A Acabado	328.923	404.013	309.844		-19.7	5.2	791.934	684.028	11.9
F Hierro Esponja	287.202	339.873	316.418		-15.5	32.4	627.076	622.734	20.0
S SEMIFABRICADOS 1/	167.366	203.712	176.898		-22.8	-11.0	361.070	343.294	-0.6
TOTAL LAMINADOS 2/	613.809	635.837	589.977		-2.4	37.9	1.649.644	1.277.896	29.1
P Plancha	49.054	50.450	43.634		-2.8	11.9	99.504	72.804	36.7
L Lamina en caliente	219.114	214.844	82.121		1.0	166.8	433.960	217.397	100.5
A Lamina en frio	117.837	113.378	71.232		2.0	65.4	233.413	147.993	38.9
O Hojalata	8.139	8.147	5.191		-0.3	56.8	16.304	13.309	22.5
S TOTAL	394.144	391.041	202.360		0.8	94.8	785.187	471.507	64.5
N Alambres	100.441	104.944	94.122		-4.3	6.7	203.427	209.020	-1.7
P Varilla corrugada	196.329	218.758	174.144		-10.3	11.5	413.087	371.336	11.7
L Perf. comerciales	22.433	20.303	40.211		11.5	-43.7	42.934	44.844	-33.8
A Perf. estructurales	29.053	31.450	28.025		-7.6	3.7	60.503	54.772	10.5
O Barras	25.278	24.591	21.005		2.8	20.3	49.849	44.537	12.0
S TOTAL	573.754	600.068	359.509		-4.4	4.0	773.822	744.729	3.9
I Sin costura	46.909	44.728	28.188		2.4	63.3	90.437	61.440	47.0
O Con costura	33.271	37.014	30.189		-10.1	10.2	70.388	61.874	13.6
S TOTAL	79.180	81.742	58.297		-3.1	35.8	140.922	123.536	30.3

Nota aclaratoria: La Producción Mensual, constituye un indicador de corto plazo de volumen de la producción de los productos siderúrgicos más importantes y dentro de cada caso la cobertura de empresas productoras es aproximadamente del 95%.

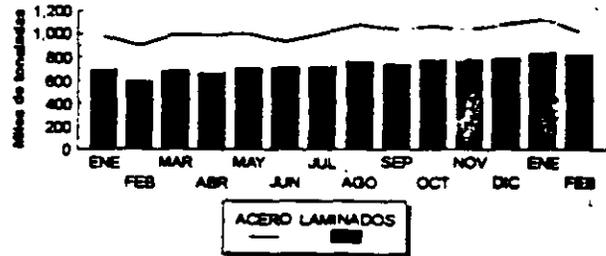
- * Cifras preliminares
 - 1/ Productos que se comercializan como tal en su mayor probidad a mercados de exportación.
 - 2/ No incluye vueltas con costura
- FUENTE: Datos proporcionados por las empresas afiliadas

El inicio productivo de la industria siderúrgica presentó para los industriales del ramo un importante logro a destacar.

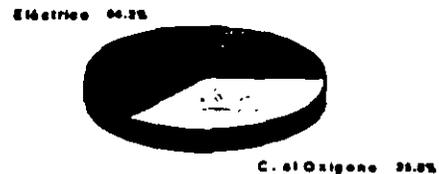
Los resultados obtenidos por las empresas siderúrgicas durante este mes de febrero permite vislumbrar el cumplimiento de las expectativas que se pronostican para este año (1.28 millones de toneladas).

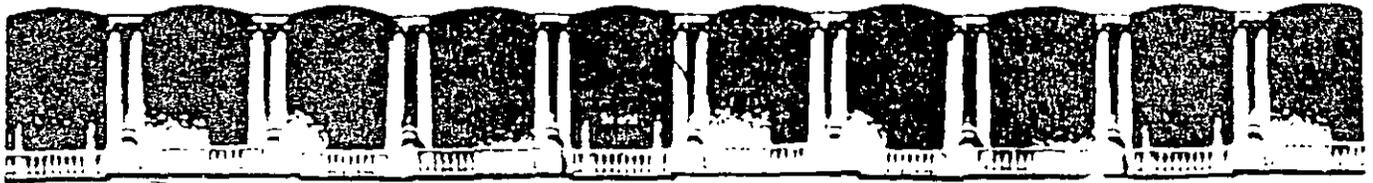
Así las cosas, de acuerdo a la encuesta de producción mensual a la mes de febrero las empresas productoras de acero reportan que la producción descendió a 1.020.710 toneladas de acero líquido con respecto al mes de enero; pero su variable acumulada nos muestra un importante crecimiento del 14.6% con respecto al periodo enero-febrero de 1995.

PRODUCCION NACIONAL DE ACERO Y LAMINADOS ENERO 1995-FEBRERO 1996



PRODUCCION DE ACERO POR PROCESO FEBRERO 1996





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

CURSOS ABIERTOS

APLICACION DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

LA ESTRUCTURA DE ACERO EN LA CONSTRUCCION

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

LA ESTRUCTURA METÁLICA EN LA CONSTRUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

En esta parte se tratarán de evaluar las ventajas de la estructura metálica en la construcción, así como demostrar que este tipo de construcción puede tener mayor participación en la industria de la construcción.

1. Materia prima:

El elemento más importante de la estructura metálica es, por definición, el *acero estructural*. En su composición se incluyen, también, también, otros insumos como son: electrodos, oxígeno, tornillería, pintura, etc. La totalidad de componentes que hacen a una estructura metálica están sujetos a normas y especificaciones precisas de fabricación, las cuales se verifican a través de un riguroso sistema de control de calidad, que permite la clasificación del producto, la identificación de su composición química y la correspondencia a la norma particular deseada. A manera de recordatorio, conviene repasar en forma esquemática las dos etapas básicas que sigue el proceso productivo para alcanzar la calidad de *acero estructural*

A. Reducción de mineral.

En su estado natural se encuentra como óxido de fierro. Mediante diferentes procesos, más o menos complejos, se obtiene el arrabio o fierro de primera fusión, que se caracteriza por presentar un alto contenido de carbono y de impurezas de fósforo y azufre entre otros, así como por su dureza, la maleabilidad y estructura quebradiza, cualidades que no le permiten su uso directo como material para elementos estructurales. -

B. Aceración

A través de este proceso se controla el contenido de carbono y se eliminan en alto grado las impurezas, dando como resultado un producto apropiado para utilizarse como materia prima en la fabricación de estructuras metálicas. Este acero, que responde a normas de calidad predeterminadas, tiene, según su calificación, propiedades mecánicas particulares, misma que conserva mientras no se someta a temperaturas cercanas a su punto de fusión. Esta situación permite el diseño y manejo de elementos estructurales con niveles altos de confiabilidad, pues siempre se conocen sus límites elásticos aparentes, así como su esfuerzo unitario a la ruptura.

Dadas estas propiedades del acero y su calidad de fabricación, es posible establecer que el componente básico de un estructura metálica cumple invariablemente con las exigencias de uniformidad estructural. Es de consignar que bajo el mismo sistema de control de calidad, se producen los demás componentes de las estructuras metálicas: tornillos (normas de la ASTM), electrodos (normas de la AWS), etc.

2. Diseño y Planos de Fabricación.

El diseño de una estructura metálica consisten básicamente en la selección de perfiles laminados o secciones compuestas, en función de los elementos mecánicos derivados del análisis. Las propiedades mecánicas aparecen tabuladas en los manuales editados por los fabricantes de acero, para el caso de los perfiles laminados y fácilmente se obtienen para las secciones compuestas, con ayuda de tablas y diagramas que contienen los manuales mencionados.

El diseño está regido por normas, casi siempre de carácter internacional, que garantizan su correcta elaboración. El empleo de la soldadura como elemento de unión del acero, ofrece la posibilidad de diseñar y fabricar la sección necesaria, prácticamente a la medida, teniendo en cuenta los elementos mecánicos obtenidos del análisis de la estructura. Esta hace que el aprovechamiento del acero sea óptimo, y lo que redunde en estructuras racionalmente diseñadas y con la aplicación del acero estrictamente indispensable.

Una de las características principales de las estructuras metálicas es su prefabricación. Esta obliga a elaborar planos a detalle para todos y cada uno de los elementos componentes de una estructura, lo que permite tener información casi precisa del peso y, por tanto, del costo total, incluso antes de fabricarla.

3. Fabricación.

Normalmente la fabricación de las estructuras metálicas se hace en plantas especializadas, con instalaciones y equipos apropiados y una cuidadosa selección de personal. El proceso se supervisa mediante un programa de control de calidad y se otorga capacitación continua, especialmente en las áreas de soldado. A través de la investigación tecnológica se han desarrollado máquinas y equipos para los diferentes procesos: corte, enderezado y soldaduras, etc., que permiten alcanzar productos de alta calidad y con apego a las normas.

Por otro lado, como resultado de estudios, pruebas y experiencias, se han logrado establecer normas a nivel internacional, manejadas por instituciones científicas, que aseguran óptimos resultados y prácticamente la ausencia de fallas en su construcción.

Haciendo un resumen del proceso de fabricación de una estructura metálica, se puede concluir que:

- Contamos con una materia prima de buena calidad, producida en plantas especializadas, con propiedades mecánicas conocidas y permanentes.
- Los materiales que complementan la estructura metálica, también son fabricados con controles de calidad estrictos y correspondientes a las necesidades de diseño
- La mano de obra utilizada es altamente especializada y está sometida a control y vigilancia constante y los procesos, en su mayoría, están regidos por normas específicas.

Contando con un diseño racional, acero estructural de alta calidad, apegado a la norma especificada, materiales de aportación con fabricación controlada y mano de obra cuidadosa y vigilada, se garantiza una estructura de "alta confiabilidad", que responde a las condiciones que sirvieron para su análisis y diseño.

4. Montaje.

Este proceso, que se lleva a cabo en el sitio de la obra, reviste la mayor importancia, ya que de él depende una adecuada ejecución del plan de construcción. Como se comentó, la estructura metálica está compuesta por elementos totalmente prefabricados, por tanto, el proceso de montaje consiste en el acomodo ordenado de todos estos elementos, conforme al diseño previsto en la fabricación. Aprovechando la prefabricación de la estructura, y un montaje bien programado, así como equipos y mano de obra adecuada, su desarrollo puede efectuarse en un tiempo menor al requerido por otros procedimientos de fabricación en el sitio. Considerando la participación de la mano de obra es determinante en este proceso, se procura que sea aplicada correctamente, para lo cual se dan amplias facilidades al operario para conseguir los mejores resultados.

Factor muy importante en lo anterior es el "diseño" de las juntas de campo, pues una solución adecuada de éstas da como resultado una fácil y confiable aplicación de la mano de obra así como una junta libre de fallas y dentro de normas. El control de calidad en el montaje se reduce a la vigilancia en la geometría de la estructura, especialmente en lo que se refiere a plomos, ejes, niveles, y juntas. Es importante hacer notar que el estricto cumplimiento de las normas de montaje, sobre todo del primer tramo, garantiza la geometría del resto de la estructura. En ello la posición de ejes, niveles y plomos desempeñan un papel central. En lo que se refiere a las juntas de campo, especialmente las soldadas, se someten a control de eficiencia mediante inspecciones y procedimientos normados, que se inician con la selección y calificación de los operadores, aprobación de procedimientos, elección del material de aporte y pruebas finales. De lo anterior se desprende que una estructura metálica sujeta a procesos de fabricación y montaje adecuados y con un acero estructural y materiales de aportación fabricados bajo normas, arrojará una construcción de alta confiabilidad y totalmente apegada a las condiciones del análisis y diseño de la misma.

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO ESTRUCTURAL COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

En nuestro país, los materiales más utilizados en la industria de la construcción son el concreto reforzado, el acero estructural, la mampostería, y rara vez la madera. El orden en que se han indicado corresponde a la preferencia que guarda cada uno de ellos en la construcción de estructuras para edificios de tipo

urbano. En los últimos años, el concreto reforzado a nivel mundial es cada vez más competitivo; en Japón, Europa y Estados Unidos de América se están construyendo actualmente muchos edificios con estructura de concreto con resistencia hasta de 800 kg/cm², mientras que en México, la resistencia máxima del concreto en construcción urbana es de 300 kg/cm².

Aunque en México el desarrollo y la tecnología del concreto no son comparables con los de los países altamente desarrollados, este material ha evolucionado con mayor rapidez que el acero debido al mejoramiento de su calidad, al uso de aditivos que permiten manejar mejor las mezclas secas en obras, al empleo en gran escala de elementos prefabricados que eliminan las tradicionales cimbras en obra y aceleran el proceso constructivo, a las técnicas de cimbrado, colado, curado y pretensado que suprimen la obra falsa; estos elementos prefabricados son aplicables principalmente en los puentes de grandes claros.

Por su parte, la calidad del acero ha evolucionado en incrementos relativamente pequeños, en comparación con las resistencias del concreto. El acero estructural de batalla hasta 1990 es el NOM-B-254 (ASTM-A36), ya que actualmente se están construyendo numerosas estructuras con acero ASTM-A572, inclusive con acero A-65. El primer acero utilizado en México para fines estructurales fue el ASTM-A7. Este tipo de acero se utilizó profusamente en la construcción remachada, la cual fue el primer tipo de construcción en nuestro país; posteriormente, después de la segunda guerra mundial cuando se desarrolló la soldadura, el acero A-7 fue sustituido por el ASTM-A36, debido a que tenía problemas de soldabilidad por su alto contenido de carbono.

1. VENTAJAS

El acero estructural, a pesar de su elevado costo, es el material ideal para construcción, especialmente para estructuras ubicadas en zonas sísmicas, por las ventajas que a continuación se indican:

Material homogéneo. El acero es un material homogéneo que tiene magníficas propiedades de **resistencia, ductilidad, tenacidad, capacidad para absorber energía y alta resistencia a la fatiga.** De acuerdo con su alta resistencia, dentro de ciertos límites, el acero se comporta de manera satisfactoria cuando está sometido a diversos tipos de esfuerzos (tensión, compresión, flexión, flexocompresión, torsión, etc.). Estas propiedades le dan mayores niveles de seguridad a una estructura sobre todo cuando está sujeta a esfuerzos causados por cargas accidentales, principalmente sismo o viento, ya que estas fuerzas pueden ocasionar inversiones de esfuerzos.

Uniformidad de las propiedades mecánicas y físicas con respecto al tiempo. Las propiedades mecánicas y físicas del acero estructural se conservan a lo largo del tiempo. Es por excelencia el material estructural que mejor corresponde a las teorías y diseño y su confiabilidad por este concepto, es superior a los de cualquier otro material.

Manejabilidad de los componentes de la estructura en taller y campo. Las piezas fabricadas en taller tienen dimensiones correspondientes a las transportables permisibles en México y representan tramos completos de pisos, las cuales pueden moverse en campo con equipo de montaje convencional.

Facilidad de transporte. La estructura de acero se puede instalar inclusive en sitios muy accidentados o lugares con muchos obstáculos.

Ligereza. Esta ventaja de la estructura de acero hace no solo que su transporte sea fácil, sino que reduce los costos por este concepto.

Ductilidad. La ductilidad del acero es una característica que indica que este material es susceptible de deformarse grandemente antes de fracturarse y es muy importante sobre todo en estructuras construidas en zonas de alto riesgo sísmico, donde el comportamiento de los edificios dependerá en buena medida de esta propiedad. La ductilidad desde el punto de vista práctico hace que el colapso de una estructura (si lo hubiera) se anuncie por la deformación previa a éste y no sobreviene repentinamente, lo cual suele acontecer con otros materiales que tienen poca ductilidad o que son frágiles. Esta ductilidad inherente o capacidad para soportar sobrecargas repentinamente sin que se produzcan fallas de tipo frágil, permite a las estructuras de acero soportar cargas verticales máximas y laterales bajo grandes deformaciones durante la ocurrencia de sismos de gran intensidad. La ductilidad de las conexiones de sistemas estructurales rígidos y semirrígidos a base de marcos continuos hace que la estructura de acero sea el principal sistema de resistencia a cargas laterales. En resumen, la ductilidad, que suele ser la principal propiedad del acero durante su comportamiento en zonas sísmicas, debe conservarse durante el proceso de construcción con objeto de evitar fallas de tipo frágil.

Fatiga. Su alta resistencia a la fatiga le permite soportar muchos ciclos de carga y descarga, o bien, de tensión o compresión antes de que sobrevenga la ruptura. Esta propiedad también es de mucha importancia, especialmente en casos de condiciones de esfuerzo que aunque por su intensidad no necesariamente son grandes, su repetibilidad en sismos de duración considerable constituye un estado incipiente de falla.

Gran capacidad de absorción de energía. Su gran capacidad para absorber energía es especialmente útil para evaluar la resistencia a choques o impactos que lógicamente tienen lugar en sismos de gran intensidad. Recordemos que muchos edificios que presentaron daños estructurales durante los sismos de 1985 fue precisamente debido al golpeteo de edificios adyacentes.

Menor peso. La estructura metálica pesa considerablemente menos que una estructura de concreto para la misma geometría y cargas. El consumo de acero

estructural por metro cuadrado en edificios, diseñados después de los sismos de 1985, indica que para un diseño adecuado dicho consumo es del orden de 80 kg/m².

Comportamiento sísmico satisfactorio. Hasta 1994 la historia, la experiencia sísmica en diversas partes del mundo de gran actividad sísmica y un buen número de estudios realizados sobre el comportamiento sísmico de estructuras de acero y de concreto, demuestran que los edificios de acero han resistido satisfactoriamente sismos intensos, y su comportamiento ha sido mejor en comparación con el de otros materiales de construcción como el concreto reforzado, además de evitar grandes pérdidas económicas de las edificaciones y sobretodo la protección de la vida humana. Un ejemplo del buen comportamiento sísmico de los edificios de acero, lo proporciona el impacto que los sismos de septiembre de 1985 tuvieron en las construcciones: frente al colapso total de cinco edificios de acero, trescientos cincuenta inmuebles de concreto se desplomaron. Véase **experiencia sísmica mundial de las estructuras de acero.**

Fuerzas sísmicas proporcionalmente menores. Las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura de un edificio se determinan multiplicando la masa de éste por su aceleración de respuesta, por lo que se desprende, que mientras más pequeña sea la masa del inmueble (carga muerta), menor será la vulnerabilidad al daño por sismos. El acero es apropiado para reducir la carga muerta. Gracias a su elevada resistencia se puede aumentar el número de pisos con un incremento relativamente pequeño de la carga muerta.

Gran eficiencia constructiva. La construcción en acero se basa en procesos constructivos simples y modernos, utilizando técnicas industriales que no requieren de equipos sofisticados, lo que la hace eficiente. En general, el trabajo de construcción de una obra resuelta con acero debe representar un porcentaje importante de los procesos que se llevan a cabo en el taller de fabricación de estructuras, quedando pendiente un porcentaje mínimo de trabajo para el proceso de montaje.

Rapidez constructiva. La rapidez en la construcción probablemente sea otra de las ventajas importantes de la estructura de acero, ya que mientras en el lugar de la obra se está fabricando la cimentación, al mismo tiempo en taller se fabrica la estructura, quedando pendiente únicamente el montaje. Tomando en cuenta lo anterior y con una adecuada planeación y programa de trabajo se reduce el tiempo de ejecución de una obra en acero, por la superposición de actividades principalmente en la cimentación y fabricación de la estructura de acero en taller.

Mayor espacio útil. A partir del diseño arquitectónico, la modulación y estructuración con base en estructura metálica permite manejar elementos estructurales de mayores claros y dimensiones menores, libres de columnas, logrando un espacio interior más aprovechable en las plantas de un edificio (área

rentable mayor). El salón Imperial donde nos encontramos es un ejemplo de modulación inadecuada por la presencia de un gran número de columnas.

Economía en los acabados. Debido a la gran resistencia del acero, los peraltes de vigas, trabes y armaduras de los marcos rígidos que forman parte de una estructura metálica son menores que los de concreto, logrando con esto la reducción de la altura total de un edificio, es decir, los edificios metálicos tienen una altura menor con el mismo número de pisos que los de concreto. La experiencia en la construcción de varias edificaciones metálicas ha mostrado que las reducciones en la altura de entrepisos acumuladas en un edificio de 20 niveles son equivalentes a la altura de 2 pisos completos, y por consiguiente, se obtiene mayor economía en los acabados y revestimientos de los muros y fachadas. Visto de otra manera, la estructura de acero permite que un edificio tenga mayor posibilidad de número de pisos que uno de concreto para las mismas alturas.

Métodos de reestructuración rápidos en estructuras dañadas por sismo. El acero estructural de acuerdo con sus propiedades intrínsecas, es un material que puede doblarse, cortarse, calentarse, dentro de ciertos límites, sin que se modifiquen sus características. La composición química y propiedades mecánicas (esfuerzo de fluencia y de ruptura) se establecen para cada tipo de acero y se han determinado en función de los diversos procesos a los que se someterá el acero durante la fabricación de estructuras. Los elementos de acero dañados como consecuencia de sismos fuertes, generalmente pueden ser sustituidos, en forma rápida sin recurrir a la demolición como es el caso de elementos de concreto reforzado.

Limpieza en obra. Los elementos componentes de la estructura de acero se envían del taller al lugar de la obra totalmente prefabricados e identificables en posición, de acuerdo con los planos de montaje, de manera que el trabajo pendiente en el montaje es sencillo, y no requiere el uso de equipos sofisticados que ocasione desperdicio de material reduciéndose a las operaciones de atornillado o soldadura, con un equipo manual portátil.

Prefabricación. La prefabricación es sin lugar a dudas, una de las principales ventajas constructivas de la estructura de acero, debido a que obliga a elaborar planos de detalle de cada uno de los miembros componentes de una estructura de acero, facilitando el control de calidad de la misma, lo cual permite también tener información precisa del peso, y por tanto del costo total de una obra, inclusive antes de fabricar la estructura. Esta ventaja reduce considerablemente los errores inherentes a la gran cantidad de trabajo en obra que tiene el concreto y hace posible que se combinen varias actividades en el programa general de una obra, propiciando que la fabricación de la estructura se haga simultáneamente a la construcción de la cimentación, lo que representa un ahorro importante de tiempo.

Dimensiones menores de los miembros estructurales de acero respecto a las secciones de concreto. La gran resistencia de los aceros estructurales ASTM A50 , A65 y ASTM A572 en perfiles laminados, utilizados como miembros estructurales principales; vigas y columnas, permite obtener escuadrias menores, tanto en peraltes como en dimensiones generales. Puede decirse que las dimensiones de los elementos estructurales de acero son en términos generales un 40% menores que los correspondientes de concreto.

Recuperación de la estructura. La estructura de acero es recuperable. Cuando por diversas razones se deba hacer alguna remodelación, ampliación o cambio de uso en un edificio de acero, la estructura metálica está intacta correspondiendo exactamente al diseño estructural y construcción original, de manera que esta se puede reutilizar, caso distinto al de un edificio con estructura de concreto, que al demolerlo, únicamente se recupera el acero de refuerzo.

Facilidad de ampliación o modificación de la estructura. Cuando por diversas razones, deba ampliarse una construcción, o una obra nueva, lo cual implique modificaciones en la estructura, tanto en los acabados interiores como en la fachada, la estructura de acero, permite con cierta facilidad hacer las modificaciones, sin los problemas y gastos de demolición que ocasionan las construcciones de concreto.

Menor peso y por consiguiente economía en la cimentación. La alta relación resistencia/peso del acero en edificios altos y estructuras de grandes claros, una construcción en acero demanda una cimentación menos cara que una de concreto. Esta ventaja se traduce en un menor peso de la estructura, con lo cual se reduce notablemente el costo de la cimentación y puede significar un ahorro importante en determinados tipos de suelos, ya que un edificio urbano solucionado en acero, es mucho menos pesado 500 kg/m^2 , que uno de concreto reforzado 1000 kg/m^2 .

Gran rapidez en la etapa de montaje. Partiendo del hecho de que la estructura es absolutamente prefabricada, está compuesta por miembros o elementos estructurales totalmente prefabricados, el montaje, contando con el equipo adecuado, puede efectuarse en un tiempo menor al requerido por otros procedimientos convencionales.

Áreas rentables mayores. La modulación económica de la estructura de acero para edificios de tipo urbano e industriales, se basa en grandes claros, lo que representa menor número de columnas y entre ejes, con lo que este aprovechamiento de espacio se traduce en un incremento de área rentable mayor, de esta manera el acero permite modular mayores espacios libres interiores, ofreciendo por otro lado, mayor libertad para la distribución de los muros divisorios de tablaroca, convitec o similares.

Inversión más rápidamente redituable. La estructura de acero se construye en un tiempo más reducido que su correspondiente de concreto, garantizando que la ocupación del edificio sea en menos tiempo, generando de esta manera ingresos importantes que el propietario o inversionista no obtendría con la construcción a base de otros materiales.

Menor costo de materiales complementarios y de acabados. La modulación de la estructura de acero proporciona una economía interesante en los revestimientos y materiales complementarios de fachada, que son empleados de manera estandarizada, con un espesor mínimo y no para cubrir las imperfecciones de una obra.

Reducción del tiempo de construcción. Probablemente esta sea otra de las principales ventajas de la estructura de acero, y se logra, gracias a que mientras en el lugar de la obra se construye la cimentación, la estructura de acero se fabrica simultáneamente en un taller, quedando pendiente únicamente el montaje.

La estructura de acero es compatible con una gran variedad de materiales complementarios. En México existe una gran variedad de materiales complementarios tanto de procedencia nacional como extranjera, compatibles y adaptables a cualquier tipo de construcción en acero. La experiencia en la construcción en la Ciudad de México de más de 150 edificios urbanos metálicos, demuestra que con los materiales complementarios disponibles es posible obtener soluciones económicas y estéticas para los edificios modernos, y es indudable que, a medida que el acero se utilice cada vez más, los fabricantes crearán nuevos materiales complementarios para la construcción en acero.

Gran resistencia a condiciones severas de servicio. La estructura de acero es conveniente en aquellas construcciones que deban soportar grandes impactos, cargas dinámicas, empujes y otras solicitaciones como oleaje y presiones de toda índole. La estructura de acero muestra un comportamiento estable aún cuando está sometida a ciclos repetidos de carga en el intervalo inelástico.

Reestructuración eficiente y económica de edificios

El uso de diagonales de contraventeo en las crujeas de estructuras de edificios dañadas por sismo, aumenta la rigidez y resistencia contra las fuerzas accidentales inducidas durante un sismo intenso, limita los desplazamientos laterales de entrepiso y modifica las características dinámicas de la estructura, acortando su periodo de vibración, de manera que se aleje del periodo dominante de la vibración del suelo, evitando que los edificios entren en resonancia dinámica durante la ocurrencia de un nuevo sismo intenso.

Facilidad para apoyar equipo o maquinaria. Con relativa facilidad se puede suspender de la estructura de acero, equipo móvil necesario para las funciones que se requieran en un edificio, principalmente de tipo industrial.

Mayor disponibilidad de aceros estructurales. A raíz de la apertura comercial, como consecuencia de la firma del Tratado de Libre Comercio entre México, Estados Unidos de América y Canadá, existe en el mercado mexicano una variedad más completa de acero estructural en perfiles laminados, tanto en dimensiones mayores y calidades. Prácticamente todos los perfiles que se indican en los manuales de construcción en acero del American Institute of Steel Construction se consiguen actualmente con relativa facilidad.

Ingeniería estructural, sísmica y mecánica de suelos de vanguardia. La ingeniería estructural, sísmica y mecánica de suelos mexicana ha alcanzado en los últimos años un reconocimiento internacional por las valiosas contribuciones y aportaciones de especialistas mexicanos, derivadas de la investigación, la práctica profesional e innovaciones y experiencia derivada de los sismos de 1985. Sin embargo, la ingeniería estructural no solo en México sino en varios países latinoamericanos como Venezuela, Chile, se limitaba a copiar los sistemas estructurales y técnicas de diseño de los países desarrollados, principalmente de los Estados Unidos de América, cuyas condiciones y características sísmicas son distintas a las de nuestro país. Actualmente la ingeniería estructural mexicana ha desarrollado tecnologías extraordinarias propias adecuadas a las condiciones sísmicas que prevalecen en nuestro país.

Todas estas ventajas hacen muy conveniente al acero en construcciones sismorresistentes.

No se trata de afirmar en este trabajo que el acero es el material perfecto para la construcción, ya que cada proyecto requiere un cuidadoso estudio económico para determinar la solución definitiva del tipo de estructura que se utilizará, sino demostrar que las propiedades y ventajas del acero pueden ser favorables para la construcción de estructuras ubicadas en zonas sísmicas, en las que se debe aprovechar al máximo las características de los materiales.

2. DESVENTAJAS

El acero estructural en México es caro. Quizá la principal razón que mencionan los diseñadores estructurales, consultores, constructores y fabricantes para explicar el uso todavía limitado de la estructura de acero en la construcción de edificios, en comparación con las estructuras de concreto, sea su elevado costo. Esta razón se mantiene en nuestro medio a pesar de que la estructura de concreto está más castigada por los reglamentos actuales de construcción. El acero estructural por definición es el material básico de la estructura metálica. la

que a su vez requiere el uso de otros materiales o insumos complementarios como la soldadura, tornillería, pintura, por lo que el incremento de los costos del acero hace necesaria la optimización de dicho material en cada una de las etapas del proceso constructivo de una obra en acero. Por otro lado, la experiencia en construcción en México de edificios de acero y de concreto urbanos, ha demostrado que el costo del esqueleto estructural de una edificación, sea de acero o concreto, es pocas veces significativo. En efecto, el costo de la obra gruesa varía entre un treinta y un treinta y cinco por ciento del total de la construcción, pero en la obra gruesa hay muchos elementos estructurales y no estructurales como pisos, fachadas, muros, etc. que no dependen del material de la estructura básica propiamente; si estos elementos se deducen de la obra gruesa, queda un costo remanente que varía entre el quince y el veinte por ciento del costo total de la construcción. En este último rubro, es donde pueden competir frente a frente el acero y el concreto, tomando en cuenta además que en caso de daños estructurales importantes como consecuencia de sismos intensos futuros, la reparación de la estructura de concreto puede resultar más cara que la de acero.

La estructura de acero debe proyectarse, diseñarse y fabricarse de manera que se logre una obra segura, económica y estética. Lamentablemente el proceso general de construcción de una obra de acero implica la participación de empresas distintas que cuentan con controles de calidad diferentes, dando como resultado en algunos casos edificaciones sin la calidad total. El precio del kilogramo de acero estructural fabricado y montado en estructuras convencionales y en calidad NOM-B-254 o ASTM A36 es del orden de N\$ 4.60; el precio de la materia prima varía dependiendo del tipo de perfil (la placa se consigue en el mercado a N\$ 1.60 kg; los perfiles IPR en acero A-36 en N\$ 1.90; los perfiles tubulares cuadrados y rectangulares formados en frío en A-50, en N\$ 3.0, etc.). La experiencia en construcción en acero indica que el costo de fabricación y montaje representa un poco más del doble del costo de la materia prima. Cabe señalar que en México, la mano de obra es barata y la materia prima es cara; mientras que en los Estados Unidos de América y Canadá, los materiales son baratos y la mano de obra es cara. En estos países la diferencia de precio de perfiles estructurales en calidad A-65, A50 y A-36 no es significativa, mientras que en México, las diferencias de costo si son importantes.

Temperatura. El siguiente enemigo del acero es la temperatura. En un incendio serio, el acero pierde sus propiedades mecánicas a una temperatura del orden de 600 grados centígrados, y a partir de este momento tiene un comportamiento plástico, es decir, se deforma sin incrementar los esfuerzos a que está sometido. La experiencia ha demostrado que la protección de estructuras de acero contra fuego es cara y en ocasiones puede representar hasta un 5% del costo de fabricación de la estructura. No obstante lo anterior, el diseño y la protección contra incendios debe ser una exigencia de los reglamentos de construcción de

todos los países del mundo y debe aplicarse de manera indistinta a edificios metálicos o de concreto.

Corrosión. La otra desventaja importante del acero es su susceptibilidad a la corrosión. Afortunadamente en estructuras de edificios de tipo urbano este problema no tiene importancia, debido a que los elementos estructurales están recubiertos y por consiguiente protegidos.

Vibración. Se dice que las estructuras de acero vibran demasiado. En lo que se refiere a la mayor sensibilidad de las personas a las vibraciones y oscilaciones de las estructuras metálicas, este aspecto es parte de un buen diseño, ya que además de satisfacerse las condiciones de seguridad, se necesita cumplir con requisitos de servicio, funcionamiento y confort con base en los reglamentos vigentes.

Flexibilidad. La mayor parte de los estructuristas y diseñadores opinan que un edificio de acero se deforma más que uno de concreto. Lo anterior se debe a que, la gran resistencia que tiene el acero a su favor, en ocasiones se convierte en desventaja, debido a que con este material se logran estructuras más ligeras y por consiguiente más flexibles, capaces de evitar en algunos casos, fallas o daños estructurales bajo sismos de gran intensidad. Las limitaciones de las deformaciones horizontales de una estructura tienen varios objetivos: evitar daños en elementos no estructurales, muros, fachadas, y desde luego prevenir el fenómeno de golpeteo en caso de sismo de gran intensidad. Este aspecto es básicamente de diseño y se resuelve eligiendo el sistema estructural adecuado al tipo de suelo, zona sísmica y características de la estructura. En este sentido, es fácil y posible proyectar una estructura de acero más o menos, o igualmente deformable que su contraparte en concreto reforzado. En este mismo orden, en otros países como Estados Unidos de América, las construcciones de cualquier material son mucho más flexibles que las nuestras. La razón de esta diferencia es la altura: para edificios de pocos niveles como los de México, es fácil y económico proyectar estructuras rígidas, pero en alturas superiores de treinta pisos o más, la rigidez tiene un costo prohibitivo que difícilmente se justifica. A consecuencia de los sismos de 1985 los edificios de concreto reforzado que se han construido en la ciudad de México, son edificaciones extraordinariamente rígidas, mucho más rígidas que las que se construyen en otros países ubicados en zonas de gran sismicidad, debido a que las disposiciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, última versión castiga severamente este tipo de construcciones. En los Estados Unidos de América y Japón, la filosofía de diseño es diferente a la nuestra, y tanto los edificios de acero como los de concreto son más flexibles que los nuestros, la razón es que los estadounidenses y japoneses están acostumbrados a que sus edificios se muevan, mientras que los diseños mexicanos los desplazamientos horizontales bajo sismos intensos están limitados.

Esbeltez de las secciones. La esbeltez de las secciones de los miembros estructurales de acero dentro de ciertos límites ocasiona susceptibilidad a problemas de pandeo y ocurrencia de otros fenómenos de inestabilidad. El problema del diseño en acero, son las dimensiones relativamente pequeñas de los miembros estructurales, en comparación con los grandes claros y alturas que impone un proyecto arquitectónico, de acuerdo con las necesidades y uso de un edificio.

Mayor calidad de supervisión . La supervisión de una estructura de acero se inicia desde el diseño de la misma, la concepción estructural permitirá determinar el grado de dificultad que habrá en las etapas de fabricación y montaje. La supervisión tiene mucha importancia durante el proceso de fabricación, desde la recepción de la materia prima (placa, perfiles comerciales y estructurales, perfiles formados en frío, etc.), corte, enderezado, punzonado, armado, atomillado, soldadura, pintura, almacén, embarque, etc., pues la mayor parte del trabajo de una obra de acero se efectúa en el taller de fabricación, quedando un porcentaje pequeño de trabajo para la etapa del montaje

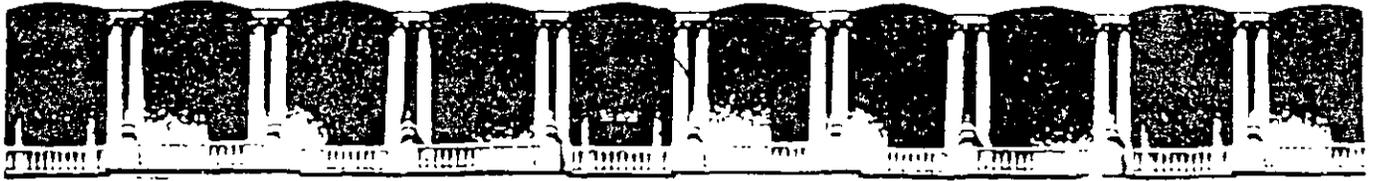
Plazos de entrega del acero demasiado largos. El abastecimiento del acero por parte de las empresas productoras y distribuidoras de acero estructural es en ocasiones insuficiente y con atrasos, por lo que con mucha frecuencia las estructuras se deben rediseñar para cambiar los perfiles, que en principio el diseñador consideró como disponibles, y que no son comerciales en el mercado. Lo anterior ocasiona pérdidas de tiempo importantes y a veces soluciones caras.

Fabricación precisa. La fabricación de una estructura metálica se efectúa bajo normas de control de calidad más rigurosas que las correspondientes a una estructura de concreto reforzado. Una vez que la estructura de acero se fabrica, esta ya no se debe añadir, cortar o cambiar de posición los miembros estructurales, puesto que cada pieza tiene una marca, correspondiente a un lugar específico en el esqueleto resistente, de acuerdo con los planos de taller y de montaje. Esta desventaja es muy importante, debido en que en nuestro medio es muy frecuente modificar el proyecto arquitectónico por parte de los arquitectos (cambios de entrejes, niveles, espacios para escaleras y elevadores, estacionamientos, etc), lo cual obliga a modificar en ocasiones las dimensiones de la estructura, la cual se encuentra inclusive en proceso de fabricación. En este sentido, se propone mayor exigencia a los arquitectos durante el desarrollo del proyecto, pues la estructura de acero como se mencionó se construye con mayor precisión que la de concreto reforzado.

Falta de control de calidad en perfiles comerciales. Buena parte de los perfiles laminados que se utilizan en la construcción de estructuras para edificios son de calidad comercial. Los perfiles comerciales, principalmente los ángulos que forman parte de las cuerdas, diagonales y montantes de armaduras para

cabezales de marcos rígidos o de cubiertas ligeras de edificios para estacionamiento, tiene un control de calidad mucho menor en el proceso de laminación que el de los perfiles estructurales. El alto contenido de carbono (los esfuerzos de fluencia y de ruptura son menores que los supuestos por el diseñador), puede ocasionar fallas de tipo frágil, por ser el material muy resistente pero poco dúctil.

Falta de conocimiento en el diseño en acero en los programas de estudio de las escuelas de ingeniería civil mexicanas. Pocos centros de enseñanza superior en México cuentan con profesores con experiencia en el diseño y construcción de estructuras de acero para edificios, aunado a que en la mayor parte de las escuelas de ingeniería civil, la materia de estructuras de acero es optativa. Además de lo anterior, cada vez existe menos interés por parte de los estudiantes de la carrera de ingeniería civil en cursar las materias relacionadas con la ingeniería estructural. Informes recientes de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM demuestran que el número de alumnos inscritos en los últimos semestres para cursar la carrera de ingeniero civil ha disminuido de manera dramática.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

III. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

III. I. ASPECTOS BASICOS

El diseño estructural como se conoce en la actualidad es una herramienta del ingeniero que ha evolucionado a lo largo de la historia de la humanidad. Las grandes obras de los romanos, griegos o egipcios en las que se puede identificar el concepto "diseño" se construyeron buscando como objetivo principal satisfacer una función específica como crear un espacio para culto o para reunión de personas o bien para cruzar un río o transportar agua. Tal es el caso de los templos, monumentos, estadios, puentes y acueductos, algunos de los cuales se han conservado hasta la época actual. En estos ejemplos el diseño se manifiesta como una expresión artística basada principalmente en reglas empíricas, intuición, ingenio y experiencia y no es sino hasta hace unos 300 años cuando surgen las bases del diseño estructural concebido éste como una combinación de arte y ciencia, teoría y experiencia. Es aquí cuando el diseño se racionaliza buscando no solo cumplir ciertos requisitos funcionales o estéticos de la obra sino también cubrir los aspectos seguridad y economía. Para ello los ingenieros y arquitectos intentan desarrollar un procedimiento científico, apoyado en el gran auge de las matemáticas en el siglo XVII, sin embargo el puro estudio teórico es insuficiente ya que las hipótesis que apoyan la teoría de las estructuras no corresponden totalmente a la realidad, es decir el modelo propuesto, para analizar la estructura con frecuencia se aleja de las características reales. Lo mismo ocurre con las acciones o cargas impuestas, cuyos valores solo pueden definirse en base a la teoría de probabilidad y, finalmente las propiedades mecánicas de los materiales pueden variar substancialmente, de tal forma que la experiencia y el buen juicio del diseñador juegan un papel fundamental para lograr buenos diseños. Por último conviene tener en cuenta que en el procedimiento constructivo de la estructura se puede incurrir en errores y defectos que invaliden las consideraciones teóricas planteadas en el diseño. Lo anterior explica el por qué del mal comportamiento de estructuras supuestamente bien diseñadas cuando se ven sometidas a acciones accidentales como viento, sismo y explosión.

En base a los conceptos anteriores se puede decir que una estructura está bien diseñada cuando a lo largo de su vida útil cumple satisfactoriamente la función para la que fue concebida dentro de límites adecuados de seguridad y economía. Mas adelante se ahondará sobre estos conceptos

VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Se puede considerar que el acero es el mejor material que ha creado el hombre para fines constructivos no obstante que en la actualidad ha sido desplazado por el concreto para determinados usos. Conviene entonces analizar algunos aspectos que pueden hacer indeseable el empleo del acero en estructuras, siendo estos básicamente de carácter económico.

En la Tabla (1) se muestran las principales ventajas y desventajas.

Algunas de las ventajas o desventajas dependen de las condiciones locales y pueden variar con el tiempo, es decir el aspecto economía por ejemplo se ve mas acentuado en México que en países desarrollados. Por otro lado existen sistemas modernos de protección del acero contra la corrosión y contra el fuego que permiten su uso en condiciones adecuadas sin demérito de la economía. Existen también aceros que al oxidarse forman una película que impide cualquier oxidación posterior.

PROPIEDADES DEL MATERIAL

A partir de la segunda mitad del siglo empezaron a producirse aceros de alta resistencia, pues es ésta la propiedad que define la ventaja principal del material. En el caso del acero es su resistencia a tensión lo que identifica la calidad y ésta depende fundamentalmente de la relación hierro/carbono, de los procesos de laminado y de los tratamientos térmicos

En el caso particular de los aceros empleados en la fabricación de estructuras, no es solo la elevada resistencia el principal objetivo que se persigue, sino la gran capacidad de deformación, es decir la ductilidad, de ahí que los aceros estructurales poseen una razonable resistencia a tensión y una gran ductilidad.

En las figuras 1 y 2 se muestran gráficas esfuerzo-deformación para diferentes aceros derivadas de pruebas de tensión directa que es la prueba estándar típica. De esta prueba y de otras, se obtienen las principales características del material, a saber:

LIMITE O ESFUERZO DE FLUENCIA (f_y)

RESISTENCIA A TENSION (f_u)

LIMITE DE PROPORCIONALIDAD

MODULO DE ELASTICIDAD (E)

MODULO DE ELASTICIDAD AL ESFUERZO CORTANTE (G)

MODULO DE ELASTICIDAD TANGENTE

MODULO DE ENDURECIMIENTO POR DEFORMACION

RELACION DE POISSON (μ)

RESISTENCIA A LA FATIGA

RESISTENCIA AL IMPACTO

TENACIDAD

Existen pruebas especiales para determinar propiedades relacionadas con los procedimientos de fabricación o el uso como son la soldabilidad, maquinabilidad, formabilidad, resistencia a la corrosión, etc.

Se ha estudiado también el efecto de la temperatura sobre las propiedades del acero. En la figura 3 se muestra la variación del esfuerzo de fluencia y de la resistencia con la temperatura para dos tipos de acero.

METODOLOGIA DE DISEÑO

El procedimiento de diseño sigue básicamente la siguiente secuencia:

- 1). Estudios preliminares, factibilidad.
- 2). Anteproyecto.
- 3). Proyecto definitivo.
 - a) Selección del tipo de estructura y material y modelación.
 - b) Determinación de cargas y acciones.
 - c) Obtención de acciones internas. (Momentos, Fuerzas y deformaciones)
 - d) Dimensionamiento de miembros y conexiones.
 - e) Revisión de condiciones de servicio. (Deformaciones, vibración, etc.).
 - f) Detallado.

Para muchas estructuras típicas se pueden omitir los estudios de factibilidad. El anteproyecto es simplemente un diseño simplificado que da idea de dimensiones aproximada de los miembros estructurales.

SELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA Y MATERIAL Y MODELACION.

Este concepto está definido fundamentalmente por razones estéticas y económicas y éstas dependen de los lineamientos arquitectónicos. En algunos casos la rapidez para realizar una obra puede permitir algunos abusos en la economía, sin embargo es la experiencia y el ingenio del diseñador lo que a veces ayuda a elegir la mejor opción. Una vez elegido el tipo de estructura y el material, es necesario realizar un modelo de la misma. Este consiste en idealizar la estructura como un marco o conjunto de marcos representados por los ejes de las trabes y las columnas y una serie de membranas o tableros que representan a las losas. En estructuras laminares o de cascarón la modelación puede hacerse por medio de elementos finitos (membranas). En la medida en que el modelo represente lo más fielmente posible a la estructura real, más confiables serán los resultados obtenidos. En el modelo se definen las condiciones de frontera, es decir los apoyos, por lo que en algunos casos como parte del modelo puede incluirse al suelo.

DETERMINACION DE CARGAS Y ACCIONES

Debido a la gran variedad de cargas y acciones posibles es necesario no solo evaluarlas sino también modelarlas.

Cuando se trata de acciones permanentes como las cargas muertas, sus valores son relativamente fáciles de determinar en virtud de su naturaleza estática y la experiencia acumulada en este sentido.

En el caso de acciones variables como las cargas vivas, es necesario conocer su valor y su forma de actuar pues en ellas existe el carácter dinámico. En particular las cargas móviles de puentes y grúas viajeras requieren especial atención, aunque existe también suficiente experiencia en este sentido.

Por lo que respecta a las acciones accidentales derivadas de sismo o viento es indispensable contar con suficiente información del sitio sobre estos aspectos y en ausencia de ella, el criterio, experiencia y juicio del diseñador son indispensables para evaluar y modelar adecuadamente estas acciones; la falta de estos elementos puede conducir a diseños muy conservadores o con alto riesgo, desde el punto de vista estructural.

OBTENCION DE ACCIONES INTERNAS

Una vez que se tiene un buen modelo de la estructura y de las acciones que actúan en ella, se pueden obtener mediante un análisis, generalmente elástico, las acciones internas para diseño. En la actualidad se emplean programas de computadora que permiten ajustar con facilidad las dimensiones propuestas originalmente y los pesos que de ellas se derivan. Solo en algunos casos será necesario recurrir a programas más sofisticados que toman en cuenta el comportamiento no lineal o los efectos de esbeltez (*PA*).

DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS Y CONEXIONES

En la selección de los perfiles estructurales es muy importante tomar en cuenta las condiciones del país en cuanto a limitación de la producción de perfiles laminados, lo que en muchos casos conduce a la necesidad de emplear perfiles fabricados con placas soldadas. En la actualidad sin embargo es posible considerar la importación de perfiles, aunque esto dependerá de un estudio económico.

También es importante tomar en cuenta la presencia de ductos y elementos que forman parte de otros sistemas como aire acondicionado, instalación hidrosanitaria, etc. En este caso la selección entre una sección I o una armadura para las vigas, puede definir diferencias importantes en el costo y en el aprovechamiento de los espacios. Asimismo las conexiones juegan un papel muy importante en la economía. Es más fácil conectar una viga a una sección I que a una sección cajón, es más rápido hacer conexiones atornilladas en campo que soldadas, aunque éstas requieran menos material, etc. Finalmente la estructura más económica no es necesariamente la más ligera, sino la que combina en forma óptima el peso, la fabricación, la facilidad de montaje y los aspectos estéticos y arquitectónicos impuestos.

REVISION DE CONDICIONES DE SERVICIO

Una vez que se han definido las características geométricas de cada uno de los miembros estructurales, en términos de resistencia, es necesario revisar las deformaciones esperadas bajo cargas de servicio, tanto verticales como las derivadas de la acción del viento o del sismo y es aquí donde se pueden requerir ajustes en virtud de los límites existentes para este tipo de deformación. Asimismo las vibraciones de los pisos bajo cargas de servicio suelen ocasionar un serio problema en condiciones de funcionamiento y su previsión en muchos

casos solo depende de la experiencia del diseñador, aunque en la actualidad existen estudios y guías apropiadas para tal efecto.

DETALLADO

Un buen diseño nunca estará completo si no existe una comunicación adecuada entre el diseñador y el constructor, en este caso el fabricante. En nuestro medio es común que el fabricante elabore los planos de taller en base a los planos estructurales. En estos será necesario entonces que existan detalles completos y claros de la estructura y sus conexiones, así como de los anclajes y todo aquello que pudiera dar lugar a diferentes interpretaciones. Finalmente es necesario planear cuidadosamente el procedimiento de montaje.

REGLAMENTOS

En Estados Unidos se identifican tres tipos de documentos o especificaciones:

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO. Son las que acompañan a los planos y contienen la información requerida para la realización del proyecto. En muchos casos basta con hacer referencia en estas especificaciones a las de materiales o a las de diseño y forman parte de las bases del contrato legal entre el propietario y el contratista.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES. Son las que norman el uso de todos los materiales de construcción y quedan definidos por la American Society for Testing Materials

ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO. Son producidos por diferentes sociedades técnicas especializadas en materiales o aspectos específicos de la construcción. Para estructuras de acero se tienen las especificaciones del American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) y las del American Institute of Steel and Iron (A.I.S.I.). Para soldaduras se emplean las de la American Welding Society (A.W.S.). Existen también especificaciones para puentes carreteros y de ferrocarril.

En México la situación en cuanto a reglamentos es la siguiente:

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO. No existe variación con respecto a Estados Unidos pues en los planos se incluyen como parte de la información requerida para la construcción.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES. En nuestro país existen las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) cuyo carácter es legal y rigen en todo el país. Quizá el único falta es la difusión de las mismas.

ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO. En México durante mucho tiempo se empleó el reglamento del American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) para el diseño de estructuras en acero. Con la aparición de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero del Reglamento del D.F., en la ciudad de México por lo menos ya se tiene un buen documento para diseño, pues cuenta además con ejemplos y ayudas de diseño. Sin embargo estas normas no tienen carácter legal en el resto del país, por lo que es común, especialmente en los estados del norte, emplear reglamentos americanos, no solo para el diseño de los elementos de acero sino también para definir cargas vivas, acciones de viento y de sismo, por lo que a veces los diseños realizados en esos lugares difieren considerablemente de los realizados en la ciudad de México.

En relación con la filosofía de los reglamentos conviene hacer algunas reflexiones. Si bien los reglamentos contienen los requisitos mínimos para el diseño de una estructura, incluyendo aspectos de construcción y servicio y de esta forma representan la defensa de la sociedad desde un punto de vista legal, la realidad es que ningún reglamento es suficiente para cubrir todos los aspectos que tienen lugar en la ejecución de una obra. Por ejemplo se acepta que las cargas y acciones recomendadas son solo aproximadas pues están definidas en términos de probabilidad de excedencia. Lo mismo se aplica a los métodos de análisis y diseño. Por lo que respecta a las propiedades de los materiales, se acepta que estas puedan tener variaciones y, finalmente se admite que un exceso en la seguridad no atenta en forma significativa contra la economía.

Por otra parte, los reglamentos requieren de revisiones frecuentes y oportunas de acuerdo a las nuevas experiencias e investigaciones que a diario se realizan en el campo de la Ingeniería. Se puede considerar que un reglamento se vuelve obsoleto después de 4 ó 5 años de su publicación.

III. 2. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

En términos generales las estructuras se pueden dividir en dos grandes grupos, las estructuras laminares o de cascarón tales como los tanques de almacenamiento, silos, carros de ferrocarril, barcos, aviones y cascarones y las estructuras esqueléticas o reticulares como los edificios, los puentes y la mayor parte de las estructuras formadas por barras unidas entre si para formar marcos o armaduras.

En las estructuras laminares, la lámina o placa empleada para dar la forma requerida, desempeña al mismo tiempo el carácter estructural trabajando como membrana. En las estructuras reticulares es necesario contar con pisos, muros, diafragmas, etc. que proporcionan la forma y eventualmente tienen también un carácter estructural. Pareciera de acuerdo con lo anterior, que las estructuras laminares deberían ser las más eficientes al desempeñar la doble función, sin embargo por muchas razones son las reticulares las más empleadas en la actualidad.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none"> 1. Relación Resistencia / Peso Alta. 2. Ductilidad natural. 3. Rapidez de construcción 4. Facilidad de construcción en cualquier lugar 5. Facilidad de ampliación 6. Usos ilimitados 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Sensibilidad al fuego 2. Sensibilidad a la corrosión 3. Necesidad de mantenimiento 4. Mano de obra especializada 5. Necesidad de supervisión 6. Economía

Tabla 1. Ventajas y desventajas del acero

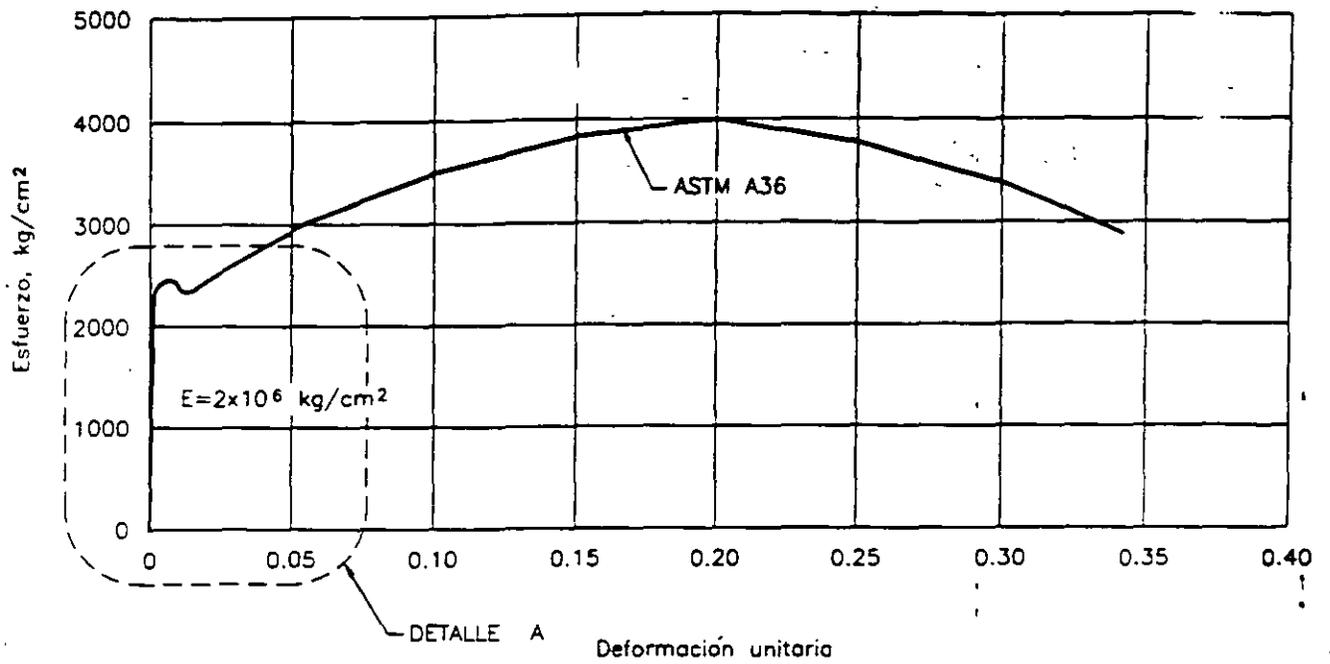
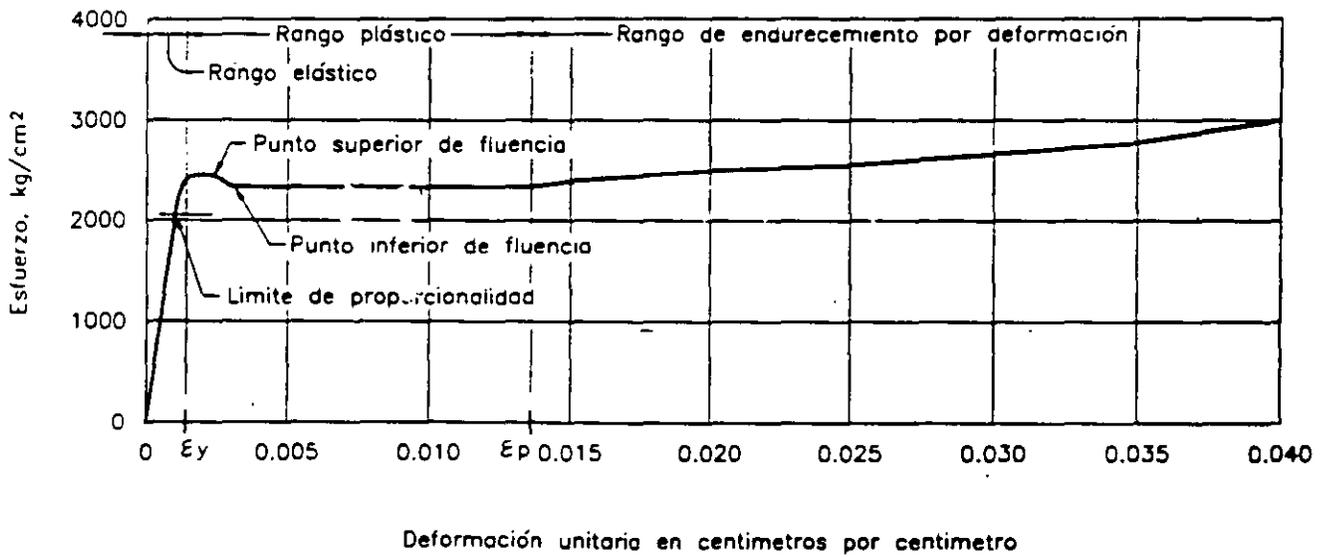


FIG. 1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA ACERO A-36



DETALLE A

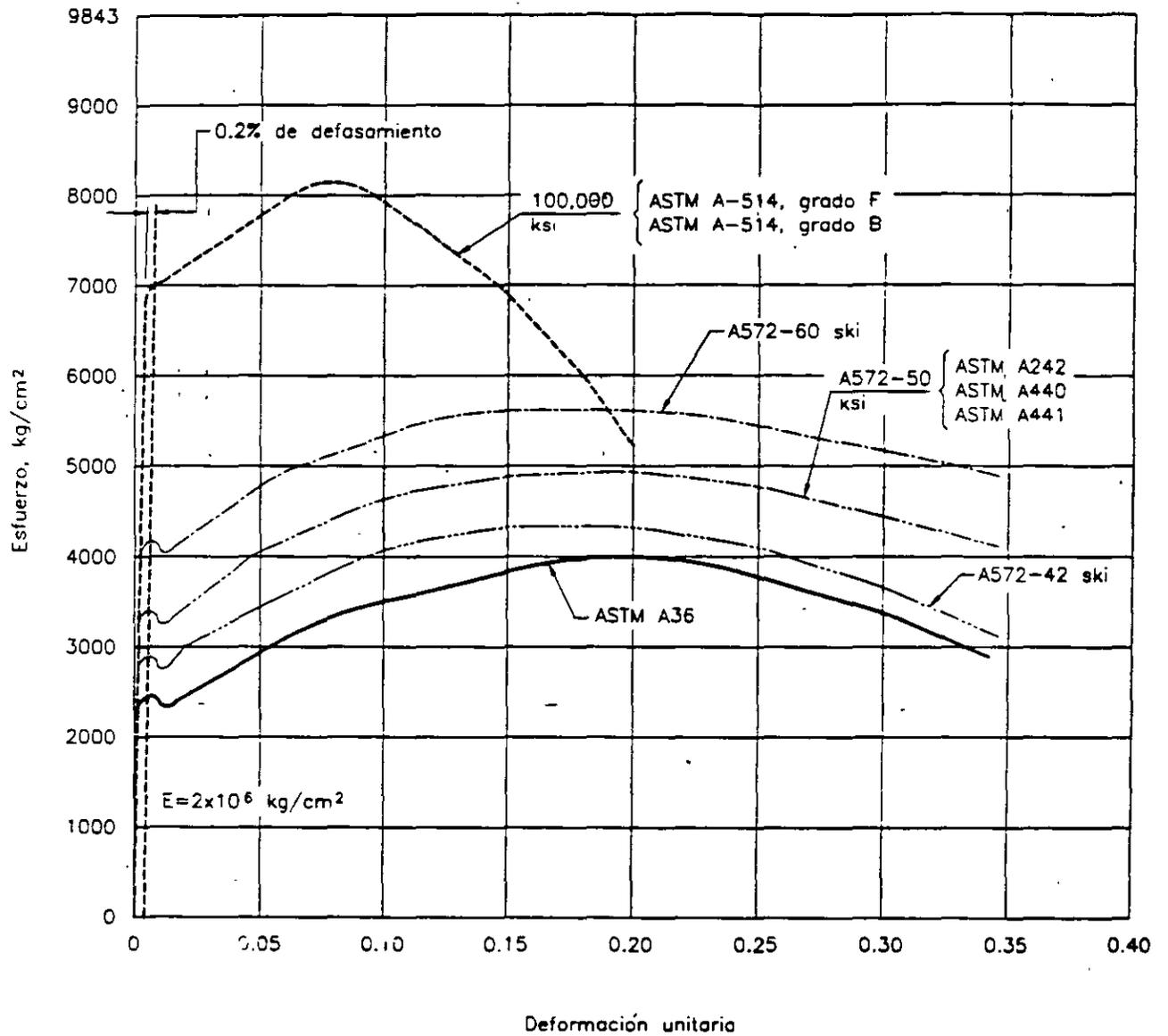
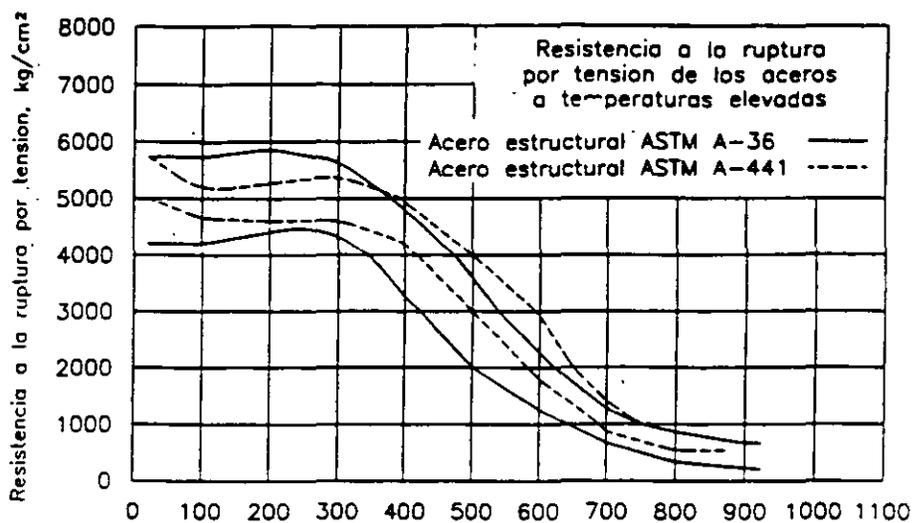
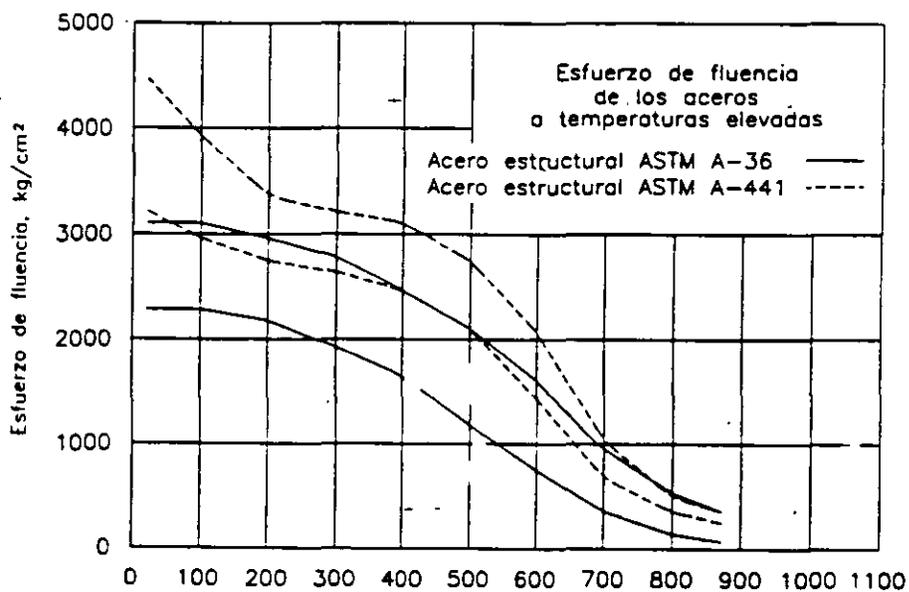


FIG. 2 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES ACEROS.

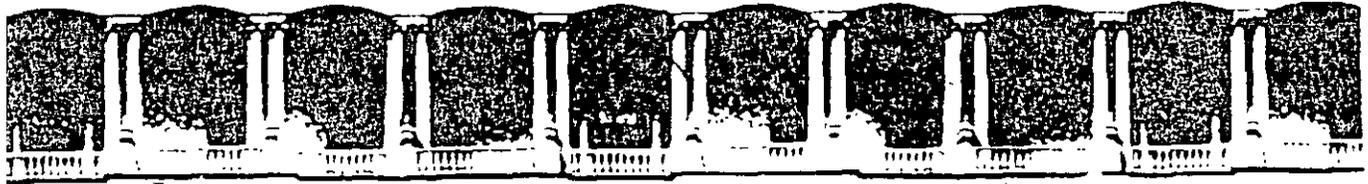


a).- Temperatura, grados centigrados



b).- Temperatura, grados centigrados

FIG. 3 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DEL ACERO



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

CURSOS ABIERTOS

APLICACION DE NORMAS Y ESPECIFICACIONES DE USO EN MEXICO PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

TEMA

DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES

**EXPOSITOR ING OCTAVIO BARON LUNA
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

IV. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

1.- CONSIDERACIONES GENERALES.

1.1.- CRITERIOS DE DISEÑO:

De acuerdo a lo especificado en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, todos los elementos de una estructura, deben diseñarse para cumplir los dos requisitos siguientes:

I. Seguridad adecuada contra la aparición de algún estado límite de falla, ante las combinaciones de carga más desfavorables que se prevén puedan presentarse durante su vida útil.

II.- No rebasar las condiciones límites de servicio establecidas para las condiciones normales de operación de la estructura. Para satisfacer la condición I, con un factor de seguridad adecuado, se multiplican las acciones por un factor mayor a la unidad (a menos que favorezcan a la estabilidad de la estructura) y las resistencias por un factor menor a la unidad, razón por la que se conoce a este procedimiento como Diseño por el Factor de Carga y Resistencia (L.R.F.D por sus siglas en inglés). Lo anterior puede expresarse de la manera siguiente:

$$F_c W \leq F_R R$$

Donde:

F_c = Factor de carga correspondiente (mayor a la unidad comúnmente).

W = Carga o sollicitaciones combinadas aplicadas a la estructura.

F_R = Factor de reducción de resistencia (menor a la unidad).

R = Resistencia calculada del elemento.

A la resistencia reducida ($F_R \cdot R$), se le conoce comúnmente como resistencia de diseño, y a las cargas factorizadas ($F_c W$), como acciones de diseño.

Para satisfacer la condición II, es necesario que la respuesta de la edificación (Deformaciones verticales, horizontales, vibraciones, etc.), queden limitadas a valores tales que su funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactoria. En

esta revisión se toma siempre un factor de carga unitario, es decir, la revisión se efectúa con las cargas de trabajo.

1.2.- TIPOS DE ESTRUCTURAS Y MÉTODOS DE ANÁLISIS:

Las características de una estructura de acero dependen, en gran parte, de las conexiones que se utilicen entre los distintos elementos que la integran, las cuales determinan su tipo de respuesta estructural. En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, se establecen dos tipos básicos de estructuras que se describen a continuación:

Estructuras Tipo 1. Comúnmente llamadas Marcos rígidos o Estructuras continuas, las cuales se caracterizan porque sus miembros poseen conexiones rígidas, capaces de reducir al mínimo las rotaciones relativas entre los extremos de las barras que concurren a sus nudos, de tal forma que su análisis puede basarse en la hipótesis de que los ángulos originales se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Esas conexiones deben ser capaces de transmitir, como mínimo 1.25 veces el momento de diseño que exista en el extremo de cada barra, considerando, cuando sea necesario, el efecto de las fuerzas cortantes o normales de diseño existentes en ella, también multiplicadas por 1.25.

Estructuras Tipo 2. Son las que están formadas por miembros con conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas normales y cortantes, así como momentos no mayores del 20 por ciento de los momentos resistentes de diseño de los miembros considerados.

Las estructuras tipo 1 pueden utilizarse sin ninguna restricción; en cambio, el empleo del tipo 2 queda limitado a elementos que solamente soporten cargas verticales, como vigas secundarias o estructuras en las que las fuerzas horizontales sean resistidas por otros elementos, como muros, diagonales o marcos rígidos trabajando en combinación con ellos, los cuales deberán estar ligados apropiadamente con sistemas de piso que se comporten como diafragmas rígidos. Si se usan vigas tipo 2 formando parte de crujeas contraventeadas, las conexiones deberán transmitir la compresión que aparece en las vigas, además de la fuerza cortante. En este último caso las vigas deben diseñarse a flexo-compresión.

Las características más importantes de una conexión a flexión se describen a través de su curva momento-rotación, que relaciona el momento que transmite la conexión con la rotación relativa de los ejes de las barras que concurren a ella. En la figura 1 se muestran en forma cualitativa, las curvas momento-rotación de algunas conexiones típicas. Las curvas "a" y "b" representan una articulación y un empotramiento ideal (eje de las abscisas y, de las ordenadas respectivamente), y las

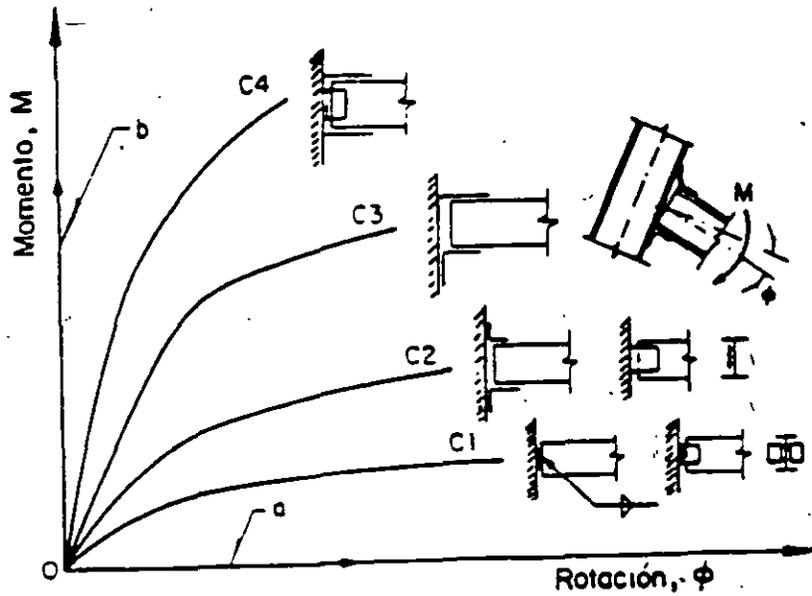


FIG. 1 CURVAS MOMENTO-ROTACION TÍPICAS

La mayoría de las conexiones tienen un comportamiento no lineal complejo. Las conexiones muy flexibles responden de esta forma casi desde el inicio, mientras que las más rígidas poseen un comportamiento lineal al principio, hasta que fluyen localmente sus elementos de unión (ángulos o placas), y las partes conectadas.

Se consideran estructuras del tipo 2 aquellas que poseen conexiones "libres", tales como las formadas por uno o dos ángulos conectados al alma de la viga, un ángulo de asiento y otro en el patin superior, o una placa vertical soldada al alma, como los ilustrados en la figura n° 2.

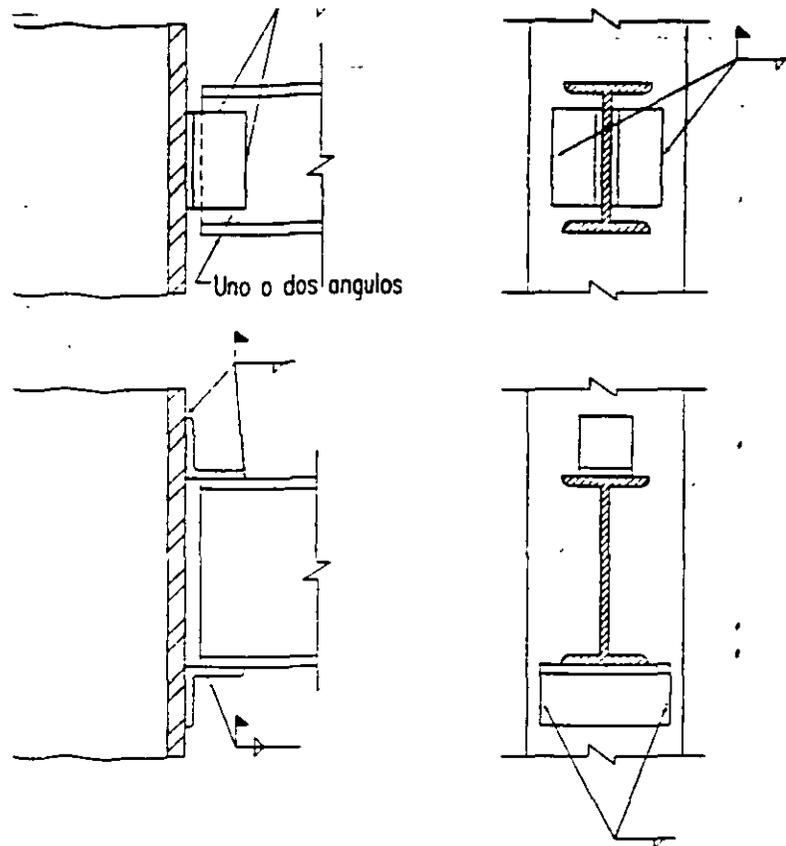


Fig. 2 CONEXIONES TIPICAS EN ESTRUCTURAS TIPO 2

Las dimensiones de los ángulos deben ser compatibles con la función que desempeñan en la conexión, es decir, deben tener la resistencia necesaria y, al mismo tiempo, ser suficientemente flexibles, lo cual se logra usando los ángulos más delgados que proporcionan la resistencia necesaria.

Las estructuras tipo 1 pueden analizarse y diseñarse usando métodos elásticos o plásticos, en este último caso deberán cumplirse los requisitos siguientes:

- a) El valor mínimo del esfuerzo de fluencia F_y , no es mayor que el 80% del esfuerzo último F_u .
- b) La curva esfuerzo-deformación del material tiene una zona de fluencia correspondiente a un alargamiento máximo no menor de 0.01, seguida de una zona de endurecimiento por deformación, y el alargamiento en la ruptura no será menor de 20%.
- c) Las relaciones ancho-espesor de los elementos que componen los perfiles cumplirán los requisitos de las secciones tipo 1 definidos posteriormente.
- d) Los miembros se encuentran arriostrados lateralmente a distancias no mayores de l definida posteriormente.

- e) En los puntos donde los elementos reciben cargas concentradas en las que aparezcan articulaciones plásticas durante el eventual mecanismo de falla, se colocarán atiesadores a ambos lados del alma.
- f) Ninguno de los miembros de la estructura que interviene en el mecanismo de colapso se encuentra sometido a cargas que puedan producir fallas por fatiga o de tipo frágil, ocasionadas por cargas de impacto, bajas temperaturas u otros factores.

Los requisitos anteriores tienen por objeto garantizar que la estructura sea capaz de alcanzar su mecanismo de falla sin que antes se presenten fallas prematuras debidas al pandeo local o lateral de sus elementos. Con el objeto de acercarse un poco a los resultados de un análisis plástico, en las estructuras tipo 1, analizadas elásticamente se permite redistribuir los momentos obtenidos, satisfaciendo las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en vigas, nudos y entrepisos, de tal forma que ningún momento se reduzca en valor absoluto en más del 30% en vigas que cumplan los requisitos de las secciones tipo 1 o 2 definidas posteriormente, y cuyo patin a compresión este arriostrado lateralmente de forma continua o a separaciones no mayores que L_p definida también posteriormente, en zonas de formación de articulaciones plásticas, ni en más de 15% en vigas tipo 3 con el arriostramiento lateral anterior y en columnas tipo 1, 2 o 3. En las estructuras del tipo 2 no hay redistribución, ya que las vigas que las componen son isostáticas.

No pueden realizarse redistribuciones en vigas o columnas del tipo 4, ya que están formadas por elementos con relaciones ancho-espesor que permiten que las fallas por pandeo local se presenten antes de que se alcance el momento plástico, y además su capacidad de rotación bajo momento constante es nula o muy pequeña. Tampoco se permite ninguna redistribución en vigas de alma abierta. La redistribución de momentos anterior es optativa y puede llevarse a cabo, con lo que se obtienen diseños más económicos, pero no es obligatoria; el diseño se puede efectuar con los elementos mecánicos obtenidos directamente de un análisis elástico.

2.- PROPIEDADES GEOMETRICAS.

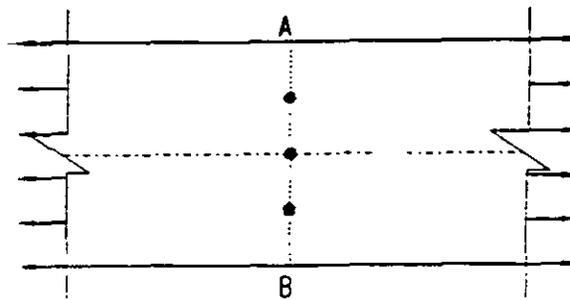
2.1.- AREAS DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES:

EL ÁREA TOTAL de un miembro " A_t ", es el área completa de su sección transversal y es igual aproximadamente a la suma de los productos del espesor por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro.

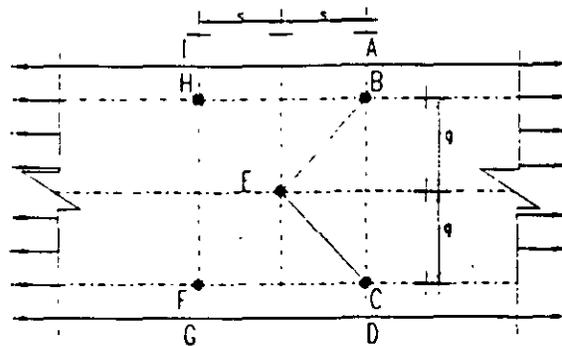
EL ÁREA NETA de un miembro se obtiene sumando los productos del espesor de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, determinado de la manera siguiente:

- a) En los elementos a tensión, el diámetro de los agujeros para pernos o tornillos, se toma 1.5 mm mayor que el diámetro nominal del agujero, para el cálculo del área neta a cortante se utilizan las dimensiones nominales de los agujeros.
- b) Cuando hay varios agujeros en una normal al eje del elemento, el ancho neto de cada parte de la sección se obtiene restando al ancho total, la suma de los diámetros de los agujeros.
- c) Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal con respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles para determinar a cual de ellas le corresponde el ancho neto menor, el cual se utilizará en el cálculo del área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restandole al ancho total, la suma de los diámetros de todos los agujeros que se encuentren sobre la trayectoria analizada y sumando por cada diagonal en la trayectoria la cantidad $s^2 / 4g$, en la que " S " es la separación centro a centro entre los agujeros consecutivos (paso) y " g " es la separación transversal entre ellos (gramil).

En la figura n° 5 se ilustran los conceptos anteriores; en el caso " a " el ancho neto está en la trayectoria AB y en el caso " b " se tendría que seleccionar entre el menor de las trayectorias $ABCD$ y la $ABECD$.



(a)



(b)

Fig.3 POSIBLES TRAYECTORIAS DE FALLA EN UNA PLACA AGUJERADA EN TENSION

El ancho total en el caso de ángulos, se toma como la suma de los anchos de sus dos alas menos su espesor. La distancia transversal entre agujeros situados en alas opuestas se toma igual a la suma de los dos gramiles, medidos desde los bordes exteriores del ángulo, menos el espesor de éste.

Al determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura no se tomará en cuenta el metal de aportación. 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 pueden quedar grietas microscópicas, que constituyen puntos potenciales de iniciación de fallas; este material endurecido debe eliminarse cuando puedan presentarse fallas de tipo frágil o por fatiga bajo cargas de servicio.

Cuando las cargas son predominantemente estáticas, el efecto mencionado anteriormente se considera calculando el área neta de las piezas en tensión con la suposición de que el diámetro de los agujeros es 1.5 mm mayor al nominal, por lo tanto en el cálculo de las áreas netas se supone que los agujeros estándar son 3 mm mayores al diámetro del remache o tornillo, ya que su diámetro real es 1.5 mm mayor al del sujetador.

EL ÁREA NETA EFECTIVA de miembros sujetos a tensión axial se calcula de la manera siguiente:

Cuando la carga se transmite directamente a cada una de las partes que componen la sección transversal del miembro, por medio de remaches, tornillos o soldaduras colocados en todas ellas, el área neta efectiva " A_e " se tomará igual al área neta " A_n ".

Cuando la carga se transmite por medio de tornillos o remaches colocados en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_n$$

En donde " U " es un coeficiente de reducción del área definido posteriormente. Cuando la carga se transmite por medio de soldaduras colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual a:

$$A_e = U A_t$$

Los valores de " U " serán los siguientes, a no ser que por medio de pruebas se demuestre que pueden usarse valores mayores.

a). Secciones laminadas " I " o " H " con anchos de patines no menores a $2/3$ partes del peralte y tes recortadas de ellas, conectadas a través de sus patines, si la conexión es remachada o atornillada debe tener por lo menos tres conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos.

$$U = 0.90$$

b). Secciones laminadas " I " o " H " que no cumplan los requisitos del inciso anterior y tes recortadas de ellos, así como todas las secciones restantes, incluyendo las formadas por placas; si la conexión es remachada o atornillada debe haber por lo menos tres conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos.

$$U = 0.85$$

c). Todos los miembros con conexiones remachadas o atornilladas que tengan sólo dos conectores en cada línea en la dirección de los esfuerzos:

$$U = 0.75$$

d). Elementos planos conectados a lo largo de sus bordes longitudinales por medio de soldaduras de filete o de penetración, cuando la separación transversal entre ellas exceda de 20 cm:

$$U = 0.70$$

Además de las recomendaciones anteriores contenidas en las Normas Técnicas, podemos adicionar el caso de los elementos planos conectados por medio de soldaduras colocadas a lo largo de sus bordes longitudinales, la longitud de las soldaduras no será menor al ancho de la placa y el área efectiva se calculará con los valores de reducción siguientes:

$$U = 1.0 \quad \text{cuando } L > 2b$$

$$U = 0.87 \quad \text{cuando } 2b \geq L \geq 1.5b$$

$$U = 0.75 \quad \text{cuando } 1.5b > L \geq b$$

En la figura siguiente se ilustran los conceptos descritos en los incisos anteriores.

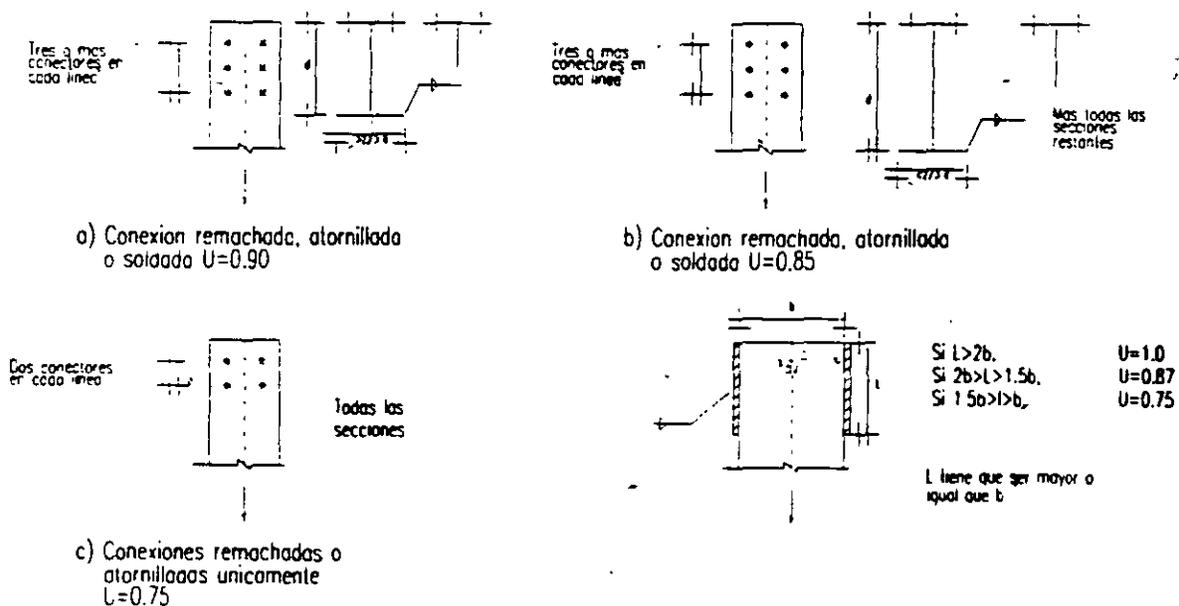


Fig. 4 RESUMEN DE VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DEL AREA U

El factor que más influye en los valores de los coeficientes de eficiencia dados anteriormente, es la posición de los planos de corte de los sujetadores respecto a la sección transversal del miembro, esto se ha demostrado experimentalmente en ensayos a tensión, como el que se muestra en la Figura nº 5. Como se aprecia a una cierta distancia de la conexión los esfuerzos están distribuidos uniformemente, pero como no todas las partes del miembro están unidas a las placas, se originan concentraciones de esfuerzos en las partes conectadas y disminuciones de los mismos en las que no están unidas directamente.

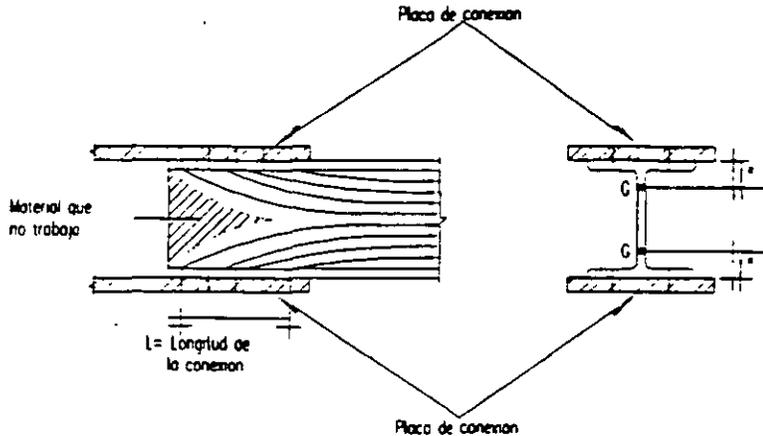


Fig. 5 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN UNA SECCION H CONECTADA POR LOS PATINES

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 conexión (ver Figura nº 6), en secciones simétricas unidas a dos placas, " \bar{X} " se determina como si estuviesen formadas por dos partes iguales, conectadas a cada placa.

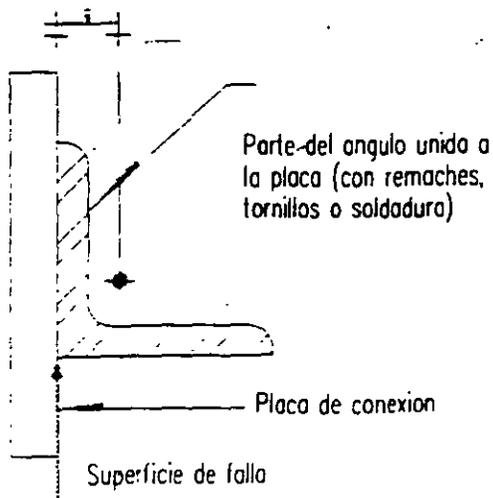


Fig. 6 ANGULO CONECTADO EN UNA SOLA PIERNA

El Factor de eficiencia " U " queda entonces definida como sigue:

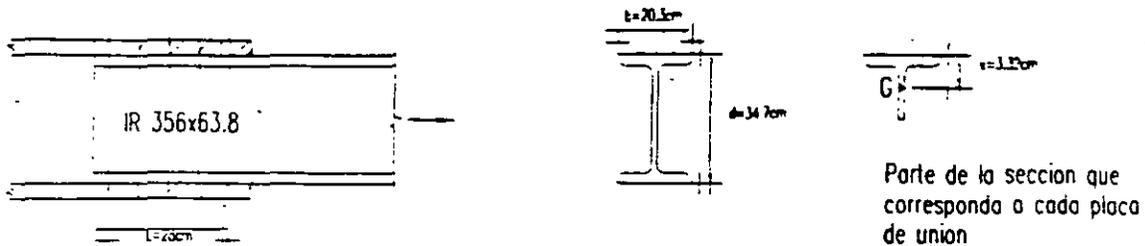
$$U = 1 - \frac{x}{L}$$

Y de esta forma, la eficiencia de la conexión aumenta cuando disminuye la excentricidad " \bar{x} " o cuando crece la longitud de sujeción de la conexión L .

Quando el perfil a tensión es un ángulo, conectado por medio de soldaduras longitudinales o por una combinación de soldaduras longitudinales y transversales colocadas en una sola ala, el área neta efectiva se toma igual a $0.85 A_f$, y si la conexión se hace con soldaduras transversales en una sola ala, el área de ésta es el área efectiva. En el diseño de **Placas de unión** que forman parte de conexiones remachadas o atornilladas sometidas a tensión, tales como placas laterales en conexiones a tope y placas de nudo en armaduras, se puede tomar el área neta efectiva igual al área neta, siempre que ésta no exceda del 85% del área total (lo anterior significa tomar $U = 1.0$ en las fórmulas anteriores).

La restricción de que el área neta no se considere mayor al 85% del área total se aplica solamente a elementos cortos, ya que se ha encontrado de manera experimental que si la relación A_n/A_f es menor o igual que 0.85 puede presentarse el flujo plástico en la sección total antes de alcanzar la resistencia máxima de la sección neta, y como la longitud de los elementos de conexión es pequeña comparada con la del miembro conectado, la deformación inelástica en su sección total es reducida.

Ejemplo 1.- Determinar el coeficiente de eficiencia " U " para la sección IR indicada, la cual se conecta a través de dos placas unidas a sus patines con 5 sujetadores por línea en la dirección del esfuerzo.



$$U = 1 - \frac{\bar{X}}{L} = 1 - \frac{3.32}{28} = 0.88$$

Por otro lado, aplicando los valores dados en las especificaciones:

$$\frac{b}{d} = \frac{20.3}{34.7} = 0.59 < 0.67 \left(\frac{2}{3} \text{ del peralte} \right)$$

Y como existen más de 3 sujetadores por línea:

$$U = 0.85$$

2.2.- ESTABILIDAD Y RELACIONES DE ESBELTEZ:

Para que el diseño de una estructura pueda considerarse adecuado, es necesario que proporcione seguridad contra la falla por inestabilidad de cada uno de sus elementos y contra el colapso generado por ese fenómeno, del sistema completo.

La figura nº 7 muestra los tipos de falla que pueden presentarse en un marco rígido, en el inciso "a" se ilustran marcos con y sin elementos de contraventeo, sujetos a cargas que no generan flexión primaria y cuya falla se caracteriza por una pérdida repentina del equilibrio cuando la carga alcanza un valor crítico, nótese que los elementos de contraventeo aumentan el valor de la carga crítica y cambian la forma de pandeo del marco. En el inciso "b" se ilustra el comportamiento de los marcos con cargas que generan flexión primaria, en las que el colapso puede presentarse por inestabilidad, cuando las cargas alcanzan cierto valor, y su comportamiento es no lineal desde el principio, debido a la interacción carga vertical-desplazamiento.

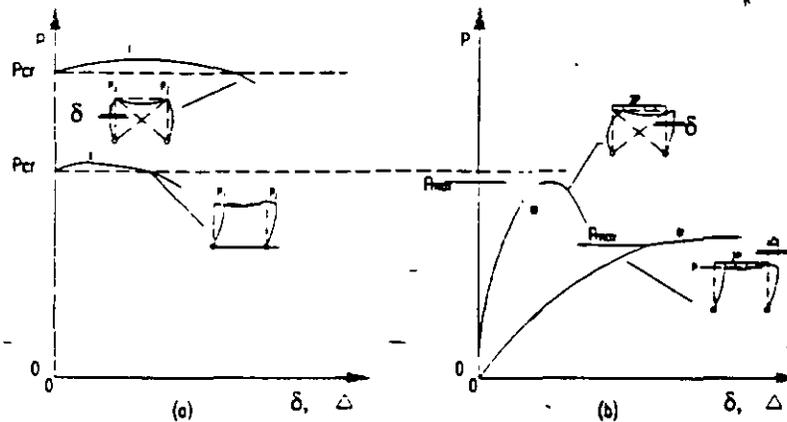


Fig. 7 CURVAS CARGA-DESPLAZAMIENTO DE MARCOS QUE FALLAN POR PANDEO O POR INESTABILIDAD

Las dos formas de falla anteriores corresponden a columnas aisladas a compresión que se mantienen rectas mientras que la carga se conserve por debajo del valor crítico de pandeo, y de las barras flexo-comprimidas que se deforman desde el inicio de su carga, fallando eventualmente por inestabilidad.

El colapso de marcos muy esbeltos es por inestabilidad elástica, a esfuerzos por debajo del límite de proporcionalidad de su material y es el que comúnmente se presenta en andamios tubulares. Sin embargo, la gran mayoría de las estructuras que se diseñan, tienen características geométricas y mecánicas tales que parte del material que las constituye se plastifica antes de que las cargas alcancen sus intensidades máximas, de tal forma que su inestabilidad se inicia dentro del intervalo inelástico.

2.2.1.- RELACIONES DE ESBELTEZ:

La capacidad al pandeo por flexión de los miembros de eje recto y sección transversal constante, comprimidos axialmente, es función de su relación de esbeltez KL/r , en la que:

KL = Longitud efectiva del elemento.

L = Longitud libre entre apoyos laterales.

K = Factor de longitud efectiva que considera los efectos de los apoyos extremos.

r = Radio de giro correspondiente al eje alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo.

Como la resistencia disminuye cuando aumenta la esbeltez, para determinarla se debe usar la KL/r , máxima que conducirá a la capacidad menor, ya que K , L , y r pueden tener distintos valores en un mismo elemento.

2.2.2.- FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA:

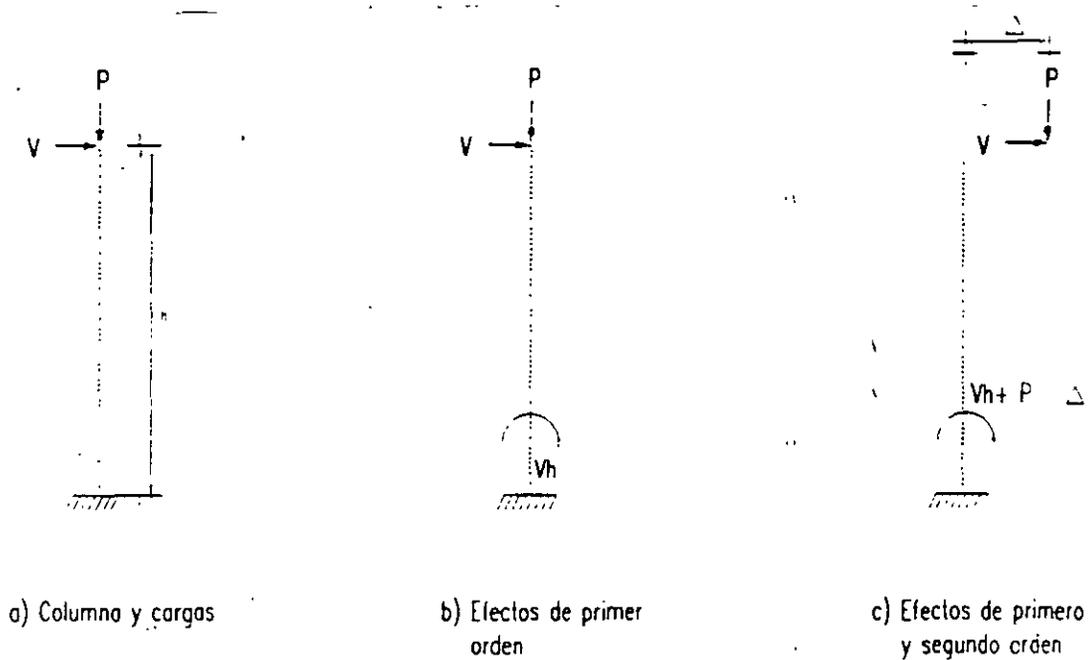
En la determinación del factor de longitud efectiva " K " deben considerarse las características generales de la estructura de la que forma parte el elemento que se esté diseñando, y tenerse en cuenta las condiciones de sujeción en sus extremos; en general se distinguen tres casos:

a) Miembros con extremos fijos linealmente:

Los efectos de esbeltez son ocasionados por las deformaciones del miembro entre sus extremos. El factor de longitud efectiva " K " suele tomarse igual a 1.0, pero pueden emplearse valores menores si se justifican con un estudio adecuado que tenga en cuenta las restricciones angulares en los extremos.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos:

Para poder visualizar claramente que tipo de elementos considera este inciso y el siguiente podemos analizar un modelo simple como la columna en voladizo de la figura nº 8. Un análisis convencional, basado en la geometría inicial de la estructura indicaría que el momento en la base valdría " Vh ", pero si se consideraran los efectos de segundo orden, debidos a que la fuerza " P " deja de actuar a lo largo del eje de la columna cuando esta se deforma lateralmente y produce también flexión, el momento superior crece hasta " $Vh + P\Delta$ ", en el que " Δ " es mayor que el desplazamiento lateral producido por la fuerza " V ", ya que en él también intervienen los efectos de la carga vertical " P ".



Momentos en la base de la columna

Fig.8 MOMENTOS DE PRIMER Y SEGUNDO ORDEN EN UNA COLUMNA EN VOLADIZO

El término " $P\Delta$ " depende de las magnitudes de la carga vertical " P " y del desplazamiento lateral horizontal " Δ "; éste es a su vez, función de las dos cargas, " P " y " V ", y de la rigidez lateral de la columna. La importancia relativa del momento de segundo orden, " $P\Delta$ ", depende, por lo tanto, de los valores de " P " y " V ", así como de la rigidez de la barra.

Debe tenerse claro, que lo que hace que los efectos de esbeltez en un entrepiso sean o no significativos, depende de la rigidez lateral de la estructura, no de que tenga contraventeos o muros de rigidez o carezca de ellos. Aunque estos constituyen, en general, la manera más económica y eficiente de aumentar la rigidez lateral, hay estructuras sin contraventeos que son suficientemente rígidas para que los efectos de esbeltez puedan ignorarse en el diseño, y es también posible que en estructuras contraventeadas si deban considerarse los efectos de segundo orden; es por esto que las N.T.C. establecen que los miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos, son las columnas de entrepisos de marcos rígidos de cualquier altura que formen parte de estructuras regulares, cuando el desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior, dividido entre la altura total del entrepiso, no es mayor que 0.08 veces la relación entre la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él, es decir.

$$\frac{\Delta}{h} \leq 0.08 \frac{V}{W}$$

En el cálculo de los desplazamientos se tomará en cuenta la rigidez de todos los elementos que forman parte integrante de la estructura. Cuando los desplazamientos son producidos por sismo, se calculan multiplicando por el factor de comportamiento sísmico Q los causados por las fuerzas sísmicas reducidas.

Las columnas de edificios regulares rigidizados lateralmente por medio de marcos contraventeados, muros, o una combinación de ambos, y la mayoría de las columnas de marcos rígidos de uno o dos pisos, aunque no tengan muros ni contravientos, suelen estar en este caso.

Es conservador utilizar en el diseño de este tipo de elementos un factor de longitud efectiva $K = 1.0$; sin embargo, el valor real es menor, pues las rotaciones de los extremos de las columnas se encuentran parcialmente restringidas por los miembros de la estructura que llegan a ellos, por lo que se permite reducirlo si se realiza un estudio adecuado. El nomograma de la figura n° 9.a proporciona valores de "K" aceptables para problemas de diseño.

c) Miembros en los que no pueden despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos lineales de sus extremos.

Estos efectos no pueden despreciarse en las columnas de marcos rígidos que forman parte de estructuras regulares, cuando los desplazamientos exceden el límite indicado en "b". Suelen estar en este caso las columnas de edificios cuya estabilidad lateral depende solamente de la rigidez a la flexión de columnas y vigas unidas entre sí por medio de conexiones rígidas; en estos casos el valor de "K" es siempre mayor a la unidad y puede determinarse con el nomograma de la figura n° 9.b.

Cuando se utilizan los nomogramas anteriores, debe tenerse en cuenta que están basados en hipótesis que rara vez se cumplen totalmente en las estructuras reales, las hipótesis más importantes son las siguientes:

1. El comportamiento de la estructura en conjunto y de cada uno de sus elementos es elástico lineal.
2. Todos los miembros son de sección transversal constante, que puede variar de unos miembros a otros.
3. Todas las conexiones son rígidas.
4. En el instante en que se inicia el pandeo, las vigas que forman parte de marcos contraventeados adecuadamente se flexionan en curvatura simple, con rotaciones en sus extremos iguales en magnitud y de signos contrarios.
5. En el instante en que se inicia el pandeo, las vigas que forman parte de marcos no contraventeados se flexionan en curvatura doble, con rotaciones en sus extremos iguales en magnitud y signo.

6. Los parámetros de rigidez $L\sqrt{P/EI}$ de todas las columnas son iguales entre si.
7. Las restricciones que imponen las vigas a las rotaciones de las juntas se distribuyen entre las dos columnas que concurren en ellas en proporción a sus rigideces I/L .
8. Todas las columnas se pandean simultáneamente.
9. Todas las cargas verticales están aplicadas en nudos, de manera que antes de que se inicie el pandeo no hay flexión en ningún miembro.

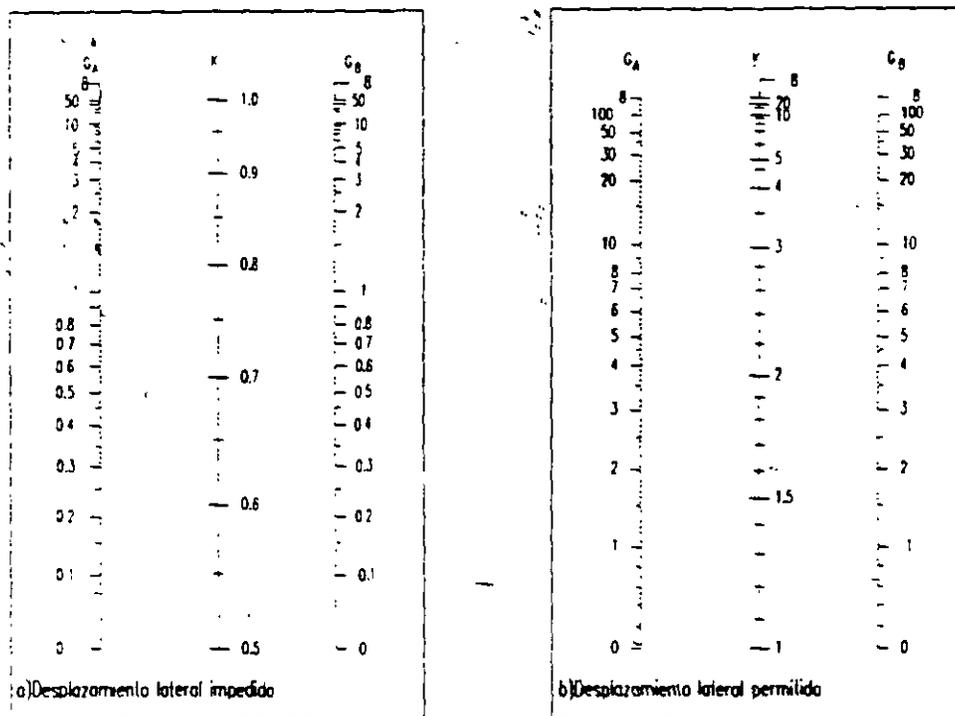


Fig. 9 NOMOGRAMAS PARA LA DETERMINACION DEL FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA EN COLUMNAS DE MARCOS RIGIDOS

El nomograma de la figura n° 9.a proporciona buenos resultados, aunque a veces conservadores, porque el comportamiento de cada una de las columnas de un marco contraventeado es razonablemente independiente del de las columnas restantes, con excepción de las que se encuentran inmediatamente arriba y abajo de ella, de tal forma que queda descrito aceptablemente al considerar un subconjunto formado por la columna y las barras (vigas y columnas), que llegan a sus extremos y que se encuentran en el plano en que se desea determinar el factor de longitud efectiva "K". En cambio, el nomograma de la figura n° 9.b lleva en muchas ocasiones a resultados absurdos, pues como el pandeo con desplazamiento lateral de los extremos de las columnas depende de todas las que hay en cada entrepiso de la edificación, el subconjunto utilizado es, en muchos casos, poco representativo del comportamiento de marcos sin contraventeo.

2.2.3.- RELACIONES DE ESBELTEZ MÁXIMAS:

La relación de esbeltez " KL/r " de miembros en compresión no excederá de 200.

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.

Si el miembro en tensión es una varilla no se pone límite a su relación de esbeltez, pero se recomienda pretensionarla para evitar vibraciones o deformaciones transversales excesivas.

Los límites anteriores están basados en consideraciones prácticas de economía, facilidad de manejo, y precauciones que deben tomarse para reducir a un mínimo daños no intencionales ocasionados durante la fabricación, transporte y montaje de los elementos estructurales.

Las tensiones tienden a reducir las curvaturas iniciales de un elemento, mientras que las compresiones las amplifican; por esta razón no se limita la esbeltez de los primeros, aunque se recomienda que no rebase ciertos valores para facilitar su colocación, evitar flechas excesivas por peso propio y reducir vibraciones que, aunque no afecten el comportamiento de la estructura, provocan incomodidades a los ocupantes.

2.2.4.- MARCOS CONTRAVENTEADOS:

El sistema vertical de contraventeo de una construcción de varios pisos debe ser adecuado para:

1. Evitar el pandeo de la estructura bajo cargas verticales de diseño.
2. Conservar la estabilidad lateral de la estructura, incluyendo los efectos ocasionados por los desplazamientos laterales (*efecto $P\Delta$*), bajo cargas verticales y horizontales de diseño.

Si el edificio está provisto de muros de cortante ligados a los marcos por medio de losas de concreto u otros sistemas de piso de rigidez adecuada, esos muros de cortante forman parte del sistema vertical de contraventeo.

Al estudiar el pandeo y la estabilidad lateral de la estructura puede considerarse que las columnas, vigas y diagonales de los marcos contraventeados forman una armadura vertical en voladizo, con uniones articuladas, y deben tenerse en cuenta sus cambios de longitud.

Las fuerzas axiales en los miembros de los marcos contraventeados, producidas por las fuerzas verticales y horizontales de diseño, no deben exceder de $0.85 P_y$, donde P_y es el producto del área de la sección transversal del miembro por el esfuerzo de fluencia del acero.

Las vigas incluidas en el sistema vertical de contraventeo se diseñarán como elementos flexocomprimidos, teniendo en cuenta las fuerzas de compresión axial originadas por las cargas horizontales.

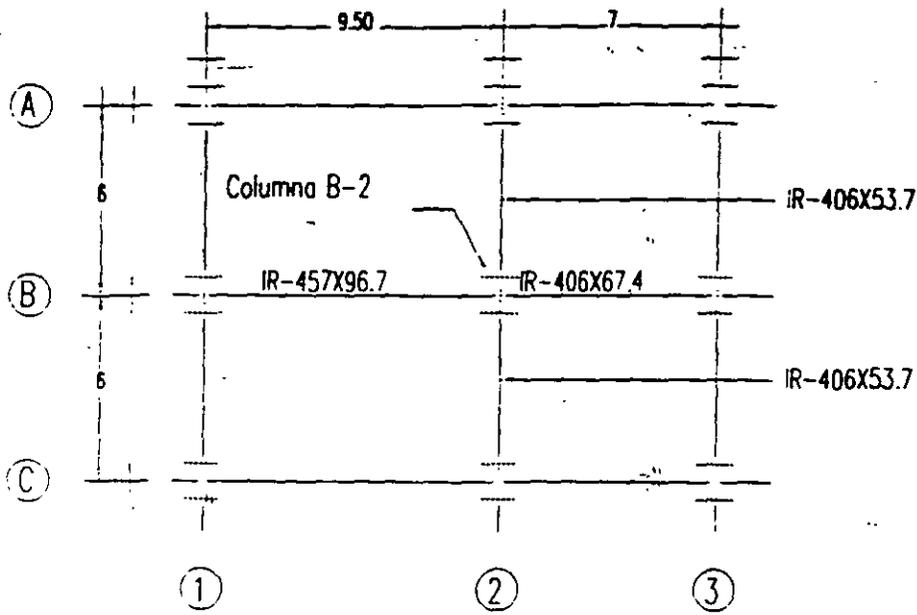
Como los desplazamientos laterales de entrepiso son fenómenos de conjunto, que involucran a todos los elementos resistentes, marcos, contraventeos y muros de rigidez, el estudio de los efectos de esbeltez debe hacerse para la estructura completa. Así, pueden existir marcos esbeltos, por estar ligados, por medio de los sistemas de piso, que actúan como diafragmas horizontales, a otros marcos, más rígidos o provistos de contraventeos o muros de rigidez, que estabilizan adecuadamente la estructura.

2.2.5.- MARCOS SIN CONTRAVENTEEO:

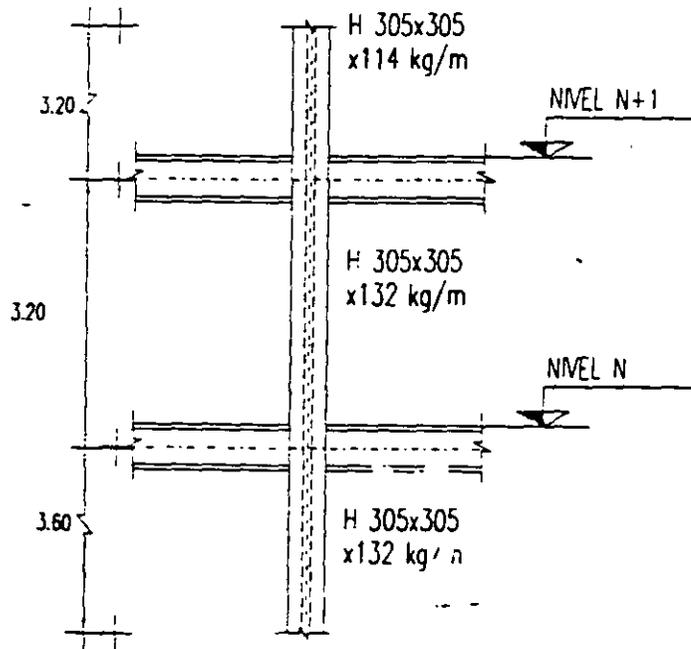
La resistencia de los marcos que forman parte de edificios carentes de contraventeo y de muros de cortante se determina con un análisis racional que debe incluir los efectos producidos por los desplazamientos laterales de los niveles y por la deformación axial de las columnas

Los marcos deben ser estables bajo cargas verticales de diseño y bajo la combinación de estas y las fuerzas horizontales de diseño. La fuerza axial en las columnas, producida por solicitaciones de diseño, no excederá de $0.75 P_y$.

Ejemplo 2.- Determinar los factores de longitud efectiva de la columna B-2 de la estructura siguiente entre los niveles N y $N - 1$ utilizando los nomogramas vistos anteriormente. La estructura esta compuesta por marcos rígidos en las dos direcciones. Las secciones utilizadas en las trabes son las mismas en los dos niveles considerados.



PLANTA



Acolaciones, en m



ELEVACION

Los momentos de inercia y las longitudes de cada sección es todo lo que se requiere para la aplicación de los nomogramas, por lo que en este caso se tendría.

Momentos de inercia de columnas (Manual Monterrey)

$$H-305 \times 305 \times 114 \quad I_x = 25497 \text{ cm}^4 \quad I_y = 8994 \text{ cm}^4$$

$$H-305 \times 305 \times 132 \quad I_x = 28969 \text{ cm}^4 \quad I_y = 10493 \text{ cm}^4$$

Momentos de inercia de trabes (Manual IMCA)

$$IR-457 \times 96.7 \quad I_x = 44537 \text{ cm}^4$$

$$IR-406 \times 53.7 \quad I_x = 18647 \text{ cm}^4$$

$$IR-406 \times 67.4 \quad I_x = 24391 \text{ cm}^4$$

Cálculo de los coeficientes G .

Para la flexión alrededor del Eje "x" de la columna:

$$\text{(parte superior)} \quad G_A = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_T} = \frac{(25497/320) + (28969/320)}{2(18647/600)} = 2.74$$

$$\text{(parte inferior)} \quad G_B = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_T} = \frac{(28969/320) + (28969/360)}{2(18647/600)} = 2.75$$

Para la flexión alrededor del Eje "y" de la columna.

$$\text{(parte superior)} \quad G_A = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_T} = \frac{(8994/320) + (10493/320)}{(44537/950) + (24391/700)} = 0.75$$

$$\text{(parte inferior)} \quad G_B = \frac{\sum(I/L)_C}{\sum(I/L)_T} = \frac{(10493/320) + (10493/360)}{(44537/950) + (24391/700)} = 0.76$$

Determinación de los factores de longitud efectiva "K", se analizarán dos casos:

- a) Cuando el edificio cuenta con los contraventeados verticales o muros de cortante, de rigidez suficiente como para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a los desplazamientos laterales de los entrepisos:

$$K_x = 0.88$$

$$K_y = 0.74$$

- b) Cuando la estructura no posee la rigidez suficiente para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez:

$$K_x = 1.79$$

$$K_y = 1.24$$

En ambos casos, los valores de " G_A " y " G_B " son los mismos y sólo se cambia el nomograma con el que se determina "K".

Para el caso de columnas que lleguen a la cimentación se utilizarán los valores de $G = 1.0$ para los casos que se aproximen a un empotramiento y $G = 10$ para los que se aproximen a una articulación

Para los casos de columnas aisladas, pueden considerarse los valores de "K" dados en la figura nº 10 para varias condiciones idealizadas en las que se supone que las restricciones que impiden las rotaciones y translaciones de los extremos son nulas.

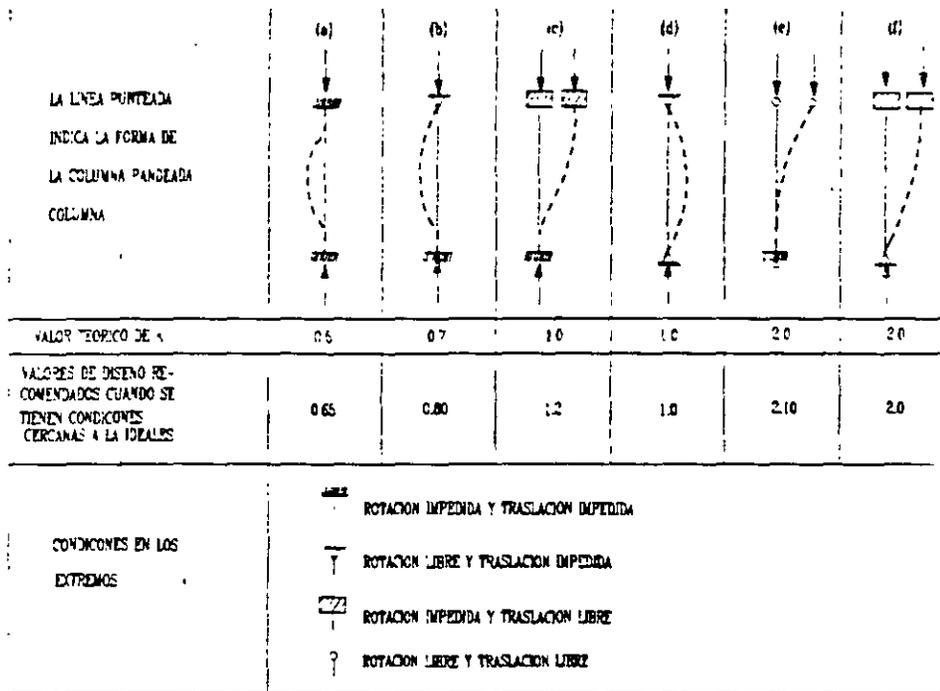


Fig. 10 VALORES DEL COEFICIENTE K PARA COLUMNAS AISLADAS CON DIVERSAS CONDICIONES DE APOYO

2.3.- RELACIONES ANCHO/ESPESOR Y PANDEO LOCAL:

2.3.1.- CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES:

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos, en función de las relaciones ancho/espesor máximas de sus elementos planos que trabajan a compresión axial, a compresión debida a flexión o en flexo-compresión, y de acuerdo con las condiciones que se especifican más adelante.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico), pueden alcanzar el momento plástico y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la redistribución de momentos en la estructura.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas), pueden alcanzar el momento plástico, pero no tienen capacidad de rotación bajo momento constante de esa magnitud.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas), pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas), tienen como estado límite de resistencia el pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

Para que una sección sea clasificada como tipo 1, sus patines deben estar conectados al alma o almas en forma continua; además, si está sometida a flexión debe tener un eje de simetría en el plano de la carga, y si trabaja en compresión axial o en flexo-compresión debe tener dos ejes de simetría. Las secciones tipo 2 a flexión deben tener un eje de simetría en el plano de la carga, a menos que en el análisis se incluyan los efectos producidos por la asimetría.

Los estados límite de resistencia de los diferentes tipos de sección son los siguientes:

Secciones tipo 1.- Desarrollo del momento plástico en vigas (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro a flexión, correspondiente a la plastificación total de su sección transversal) y del momento plástico reducido por compresión en elementos a flexo-compresión, con capacidad de rotación suficiente para satisfacer las suposiciones del análisis plástico.

Secciones tipo 2.- Igual a las tipo 1, pero sin el requisito de capacidad de rotación.

Secciones tipo 3.- Desarrollo del momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas (M_y es el momento resistente de fluencia de un miembro a flexión, correspondiente a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión), o de ese mismo momento reducido por compresión en elementos a flexo-compresión.

Secciones tipo 4.- Pandeo local de alguno de los elementos planos que las componen.

En los miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en la capacidad de rotación, por lo que los límites de almas y patines comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

Las consideraciones anteriores, descritas en las Normas Técnicas Complementarias, pueden entenderse a partir de la observación de las curvas momento-deflexión de la figura n° 11 en la que una viga simplemente apoyada en sus extremos es ensayada con cargas de magnitud creciente.

La respuesta inicial es elástica lineal, y si las relaciones ancho/espesor de sus componentes y el arriostramiento lateral de que está provista, son adecuados para evitar una falla por pandeo local y lateral hasta que se presenten deformaciones plásticas importantes, este comportamiento elástico lineal terminará cuando la suma de los esfuerzos axiales producidos por las cargas y los residuales existentes en la viga, llegan en el punto de momento máximo, al esfuerzo de fluencia F_y (*punto A*). Cuando se incrementa la carga, crece también la porción de la sección que trabaja a la fluencia, lo que hace que la capacidad de la viga para soportar incrementos adicionales de carga disminuya, hasta que desaparece cuando el momento flexionante llega al valor M_p en la sección más esforzada de la viga (*punto D*), a partir de entonces la curva es horizontal, lo cual significa que la deformación de la viga crece, sin cambio en la carga. Por último, después de una gran deformación, el material llega a su intervalo de endurecimiento por deformación, y el momento resistente rebasa al valor M_p .

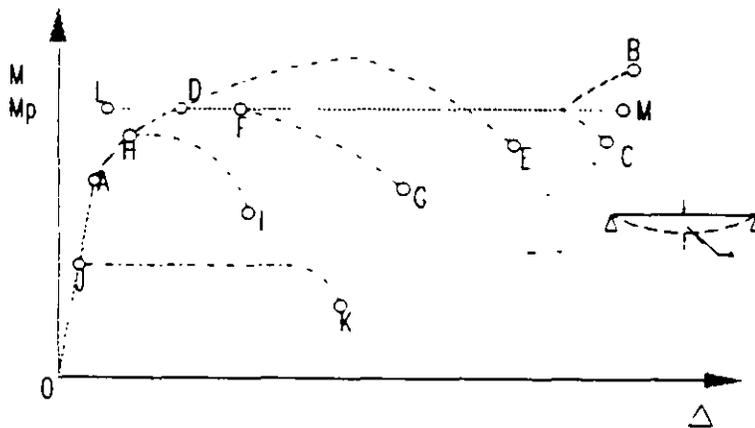


Fig. 11 CURVA MOMENTO-DEFLEXION DE VIGAS

El comportamiento descrito por la curva llena "OADB" es el óptimo desde los puntos de vista de resistencia y capacidad de deformación de las vigas, y rara vez se cumple en las estructuras, siendo la más común en estos casos la curva "OADC", en la que el momento resistente no se incrementa por endurecimiento por deformación, pero si se alcanza el momento plástico y se mantiene durante deformaciones importantes.

La curva "OADE" corresponde a una variación rápida del momento flexionante aplicado, el endurecimiento por deformación en la zona de momento mayor hace que éste rebase a M_p ; después la curva descende al presentarse fallas por pandeo local y lateral.

Las curvas "OAFG", "OAHl" y "OJK" representan distintos comportamientos que terminan también con fallas por pandeo local o lateral, o una combinación de ellas, en el intervalo inelástico (las dos primeras) o en el intervalo elástico (la última de ellas).

Las curvas de los tipos "OADB" y "OADC", suelen representarse de manera idealizada, por las líneas "OL" y "LM", correspondientes al intervalo elástico y plástico respectivamente.

La resistencia a la flexión de las vigas con soporte lateral suficiente como para que el pandeo lateral no se presente, depende de las relaciones ancho-espesor de las placas que las forman, si son demasiado esbeltas, el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos resistentes " M_p " o " M_y ". En la figura n° 12 se han trazado las curvas momento-deformación de vigas compuestas por placas de los distintos tipos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias.

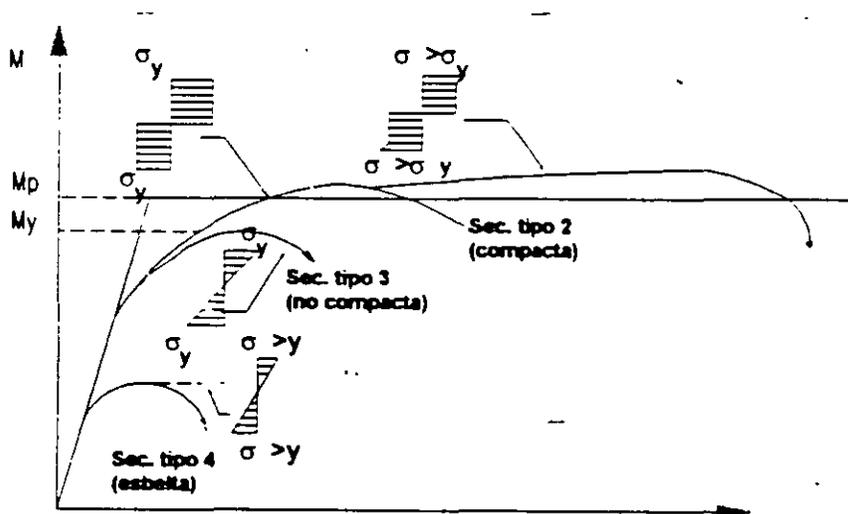


Fig. 12 CURVA MOMENTO-DEFLEXION DE VIGAS
(EL PANDEO LATERAL NO ES CRITICO)

2.3.2.- LÍMITES DE LAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR:

Los límites de las relaciones ancho/espesor que deben cumplir los elementos planos que constituyan a los tres primeros tipos de secciones antes definidos se proporcionan en la tabla siguiente, con lo cual se asegura que las secciones de los tipos 1, 2 y 3 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fallas prematuras de pandeo local. Las secciones que excedan los límites correspondientes a las del tipo 3, se considerarán del tipo 4.

2.3.3.- ANCHO.

2.3.3.1.- ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS.

Se llaman así a los elementos planos que están soportados a lo largo de uno sólo de sus bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión, su ancho se considera de la manera siguiente:

- a) En placas, la distancia del borde libre a la primera línea de soldaduras, remaches o tornillos.
- b) En alas de ángulos, patines de canales y zetas, y almas de perfiles te, la dimensión nominal total.
- c) En patines de secciones "I", "H" y "T", la mitad de la dimensión nominal total.
- d) En perfiles hechos con lámina doblada, la distancia del borde libre a la iniciación de la curva que une el elemento considerado con el resto del perfil.

2.3.3.2.- ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS.

Se llaman así a los elementos planos que están soportados a lo largo de sus dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Su ancho se considera de la manera siguiente:

- a) En patines de secciones en cajón hechas con cuatro placas, la distancia entre líneas adyacentes de soldadura, remaches o tornillos.
- b) En patines de secciones laminadas en cajón, la distancia libre entre almas, menos los radios de las dos curvas de unión.
- c) En almas de secciones formadas por placas en cajón, "I" o "H", la distancia entre líneas adyacentes de remaches o tornillos, en las secciones soldadas, la distancia libre entre patines.
- d) En almas de secciones laminadas en caliente o dobladas en frío, la distancia entre las iniciaciones de las curvas de unión con los elementos de soporte.

VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR

DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (NO COMPACTAS)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULOS SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION, ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES	—	—	$640 / \sqrt{F_y}$
ATESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL	—	—	$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	—	$340 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN FLEXION	$400 / \sqrt{F_y}$	$340 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA, PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION, CUBRE-PLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS, ATESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS DOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500 / \sqrt{F_y}$	$5300 / \sqrt{F_y}$	$8000 / \sqrt{F_y}$
ALMAS A FLEXO-COMPRESION	<p>SI $P_u / P_y \leq 0.2$ (2)</p> $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u / P_y)$ <p>SI $P_u / P_y > 0.28$</p> $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	<p>SI $P_u / P_y \leq 0.15$</p> $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ <p>SI $P_u / P_y > 0.15$</p> $\frac{3339}{F_y} (1 - 0.3 P_u / P_y)$	<p>SI $P_u / P_y \leq 0.15$</p> $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ <p>SI $P_u / P_y > 0.15$</p> $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.596 P_u / P_y)$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000 / F_y$	$184000 / F_y$	$235000 / F_y$

(1) En miembros sometidos a compresion axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación, por lo que los limites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.

(2) P_u es la fuerza axial de diseño

(3) Ver 2.3.5

La mayor parte de las consideraciones anteriores se ilustran en la figura 13 en la que las distancias acotadas representan el ancho a considerar en cada caso para la determinación de las relaciones ancho-espesor.

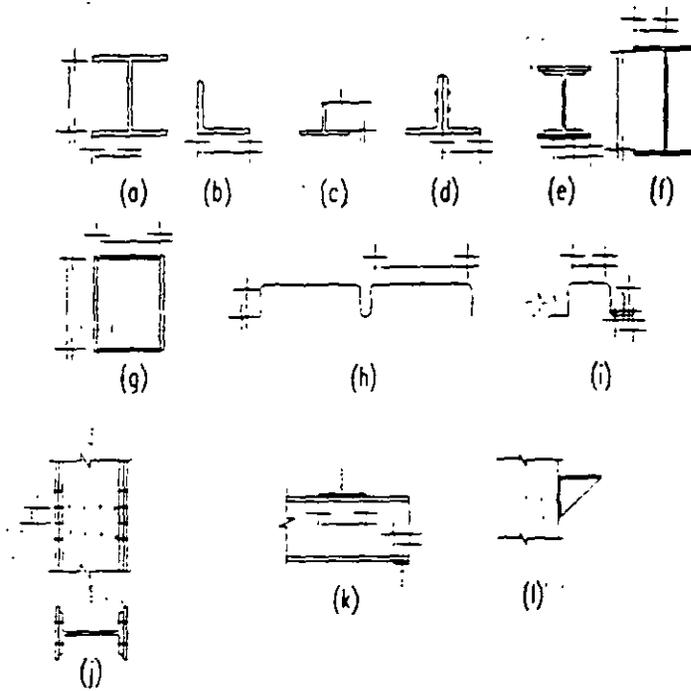


Fig. 13.- ANCHOS A CONSIDERAR PARA LA DETERMINACION DE LAS RELACIONES ANCHO/ESPESOR

2.3.4.- ESPESOR.

En elementos de espesor uniforme este se toma igual al valor nominal. En los casos de patines de espesor variable se toma el espesor nominal medido a la mitad de la distancia entre el borde y la cara del alma.

2.3.5.- SECCIONES CIRCULARES HUECAS:

En las secciones circulares huecas la relación ancho/espesor se sustituye por la relación diámetro exterior/espesor de pared del tubo

2.3.6.- SECCIONES TIPO 4 (ESBELTAS):

El diseño de elementos estructurales de paredes muy delgadas (relaciones ancho/espesor muy grandes), queda regido por el estado límite de pandeo local, que se alcanza antes de que el material fluya plásticamente o de que falle el miembro completo; este tipo de elementos suelen

fabricarse doblando en frío láminas de acero. El trabajo en frío que acompaña al proceso de doblado ocasiona un incremento en los esfuerzos de fluencia y ruptura del material, y una disminución de su capacidad de deformación antes de la ruptura; los dos primeros efectos son benéficos, pero el tercero puede ser perjudicial, si la ductilidad se reduce demasiado.

2.3.6.1.- ELEMENTOS PLANOS NO ATIESADOS:

En la determinación de la resistencia de diseño de elementos planos no atiesados comprimidos de relación ancho/espesor mayor que el límite correspondiente a secciones tipo 3, y en la de miembros estructurales que contienen elementos planos de este tipo, debe incluirse un factor de reducción Q_s que se calcula con las ecuaciones 2.3.1 a 2.3.4.

a) Para ángulos aislados:

$$\text{Si } \frac{640}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1300}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = 1.34 - 0.00053 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \quad (2.3.1)$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} \geq \frac{1300}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = \frac{1090000}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (2.3.2)$$

b) Para ángulos o placas que sobresalen de columnas u otros miembros comprimidos y para patines comprimidos de vigas y trabes armadas.

$$\text{Si } \frac{380}{\sqrt{F_y}} < \frac{b}{t} < \frac{1470}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = 1.415 - 0.00052 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y} \quad (2.3.3)$$

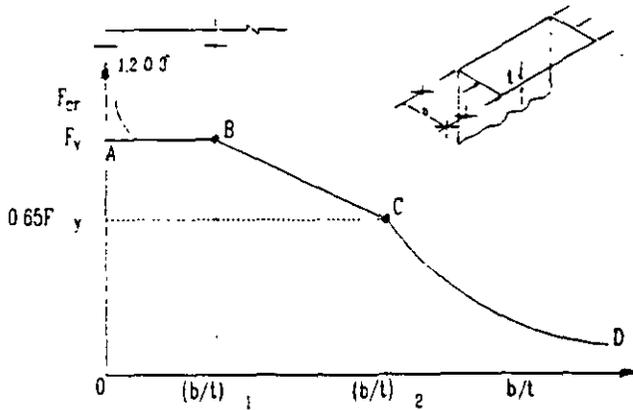
$$\text{Si } \frac{b}{t} \geq \frac{1470}{\sqrt{F_y}} \quad Q_s = \frac{1400000}{F_y \left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (2.3.4)$$

Las ecuaciones anteriores consideran la pequeña variación (incremento de la resistencia), debida al post-pandeo, en los elementos no atiesados, modificando de manera aproximada el valor del factor "K" de estas placas (condiciones de frontera en sus extremos).

El factor " Q_s " anterior es el cociente del esfuerzo crítico de pandeo entre el esfuerzo de fluencia.

$$Q_s = \frac{F_{cr}}{F_y}$$

En la figura n° 14, se muestra la variación del esfuerzo crítico de pandeo de placas no atiesadas comprimidas, en función de su relación ancho/espesor.



ANCHO/GRUESO

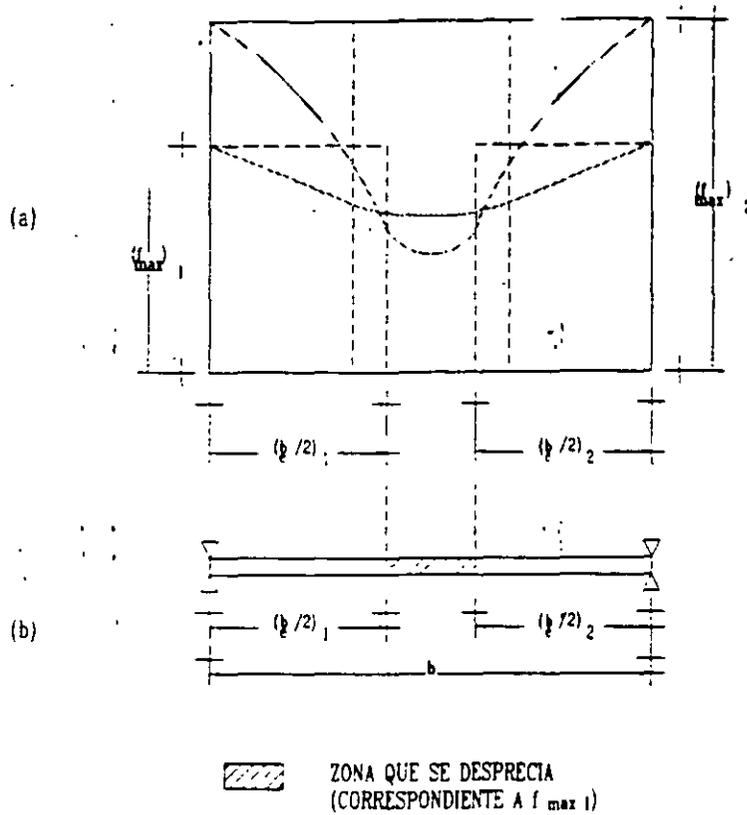
La zona "AB" corresponde a placas que resisten el esfuerzo de fluencia F_y , sin pandearse, pudiendo incluso superarlo para relacionarse b/t suficientemente pequeñas; y corresponden a alguno de los tipos 1, 2 o 3; la relación (b/t) es el límite superior de las placas tipo 3.

La curva "CD" proporciona el esfuerzo crítico de pandeo elástico con el factor de placa "K" modificado (ecuaciones 2.3.2 y 2.3.4); y el pandeo inelástico se ha representado, en forma aproximada, con la recta "BC" (ecuaciones 2.3.1 y 2.3.3.). Se ha supuesto, conservadoramente, que el esfuerzo en el límite de proporcionalidad es $0.65 F_y$.

2.3.6.2- ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS:

Para la determinación de la resistencia máxima de una placa, es necesario conocer la magnitud y distribución de los esfuerzos que existen en ella al momento que precede al colapso, pero como es complicado trabajar con los esfuerzos reales, que son no uniformes en la etapa de postpandeo, es común eliminar esa dificultad utilizando el concepto de "ancho efectivo de diseño" que se ilustra de manera conceptual en la figura n° 15 en la que se muestran varias distribuciones de esfuerzos en una placa delgada apoyada en sus dos bordes longitudinales sometida a compresión, en la figura puede verse que el ancho real de la placa " b ", se puede sustituir por otro menor, llamado ancho efectivo " b_e ", que se considera sometido a esfuerzos de compresión uniformes, nótese que el

ancho efectivo se reduce al incrementar el esfuerzo sobre la placa $f_{m\acute{a}x}$. Una vez conocido " b_e ", la resistencia de la placa se determina de la manera usual, utilizando el ancho efectivo en vez del real.



Las normas t\u00e9cnicas reconocen el planteamiento anterior al establecer que en la determinaci\u00f3n de las propiedades geom\u00e9tricas necesarias para calcular la resistencia de dise\u00f1o de miembros estructurales que contienen elementos planos atiesados comprimidos con relaciones ancho/espesor mayores que los l\u00edmites correspondientes a secciones tipo 3, debe utilizarse un ancho efectivo reducido " b_e ", determinado con las f\u00f3rmulas siguientes:

a) Para patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, con pares de espesores uniformes:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{340}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{f}} \right) \leq b \quad (2.3.5)$$

b) Para cualquier otro elemento plano atiesado sometido a compresi\u00f3n uniforme:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{F}} t \left(1 - \frac{480}{\left(\frac{b}{t}\right) \sqrt{f}} \right) \leq b \quad (2.3.6)$$

En las ecuaciones anteriores:

b = Ancho del elemento comprimido.

b_e = Ancho efectivo reducido.

t = Espesor del elemento comprimido.

f = Esfuerzo de compresión existente en el elemento atiesado, producido por las sollicitaciones de diseño, basado en las propiedades geométricas que se emplean para calcular la resistencia de diseño del elemento estructural del que forma parte.

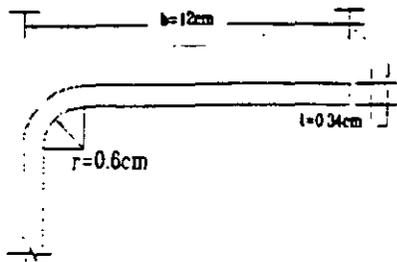
En las ecuaciones 2.3.1 a la 2.3.6 los esfuerzos " F_y " y " f " deben tomarse en Kg/cm^2 , y las dimensiones de las placas, " b " y " t ", en cm , Q_s es un número adimensional y " b_e " se obtiene en cm .

El factor de área " Q_a " es el cociente del área efectiva de la sección dividida entre su área total, y el área efectiva es igual a la total menos la suma de los productos $(b-b_e)t$ de todos los elementos planos atiesados que existan en la sección.

2.3.6.3- SECCIONES FORMADAS POR ELEMENTOS PLANOS ATIESADOS Y NO ATIESADOS:

Para la determinación de la resistencia de diseño de elementos cuya sección transversal contenga elementos planos atiesados y no atiesados interviene el factor $Q = Q_s Q_a$. El esfuerzo " f " que se utiliza en las ecuaciones 2.3.5 o 2.3.6 para calcular el ancho efectivo " b_e " de los elementos planos atiesados no deberá exceder del producto $Q_s F_y$, donde Q_s es el valor correspondiente al elemento plano no atiesado con mayor relación b/t de los que forman la sección.

Ejemplo 3.- Calcular la carga máxima, considerando la capacidad al postpandeo, de la placa no atiesada mostrada en la figura siguiente usando acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$) y lámina calibre 10 ($t = 0.34 \text{ cm}$)



Cálculo de "b":

$$b = 12 \text{ cm} - (r + t)$$

$$b = 12 \text{ cm} - (0.6 + 0.34) \approx 11 \text{ cm}$$

Cálculo de la relación b/t :

$$\frac{b}{t} = \frac{11}{0.34} = 32.4 < 60$$

Considerando que el elemento forma parte de una sección en canal o zeta:

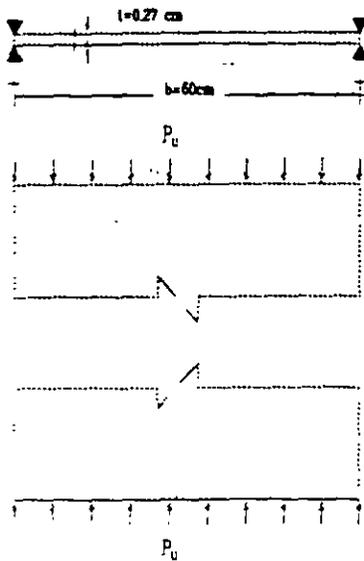
$$\frac{b}{t} = 32.4 > \frac{1470}{\sqrt{2530}} = 29.2 \quad \therefore Q_s = \frac{1400000}{F_y \left(\frac{b}{t}\right)^2}$$

$$Q_s = \frac{1400000}{2530 \times (32.4)^2} = 0.527$$

Si la sección de la que forma parte la placa puede alcanzar el esfuerzo de fluencia, sin que ocurra una falla prematura, la resistencia de la placa analizada sería:

$$P_u = Q_s A F_y = 0.527(11 \times 0.34)2530 = 4985 \text{ Kg.}$$

Ejemplo 4.- Calcular la carga máxima que puede soportar la placa mostrada en la figura siguiente, considerando su capacidad al postpandeo, si la placa es de acero A-36 ($F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$) y la lámina de que está hecha es de *calibre 12* (0.27 cm).



Considerando que la placa forma parte de una sección en cajón, el ancho efectivo se calcularía con la ecuación siguiente:

$$b_e = \frac{2730}{\sqrt{F}} \left(1 - \frac{540}{\left(\frac{b}{t}\right)\sqrt{F}} \right) \leq b$$

Si los apoyos de los bordes longitudinales no ceden $F = F_y$ y

$$\frac{b}{t} = 60 / 0.27 = 222.22$$

$$b_e = \frac{2730 \times 0.27}{\sqrt{2530}} \left(1 - \frac{540}{222.22 \sqrt{2530}} \right) = 13.95 \text{ cm}$$

Y la resistencia de la placa sería:

$$P_u = (b_e \cdot t) F_y = (13.95 \times 0.27) 2530 = 9525 \text{ Kg}$$

Para calcular la capacidad que corresponde al postpandeo, calcularemos el esfuerzo crítico y la carga crítica correspondiente:

$$f_{cr} = \frac{K \pi^2 E}{12 (1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad \text{Considerando } K = 4 \quad (\text{de acuerdo a sus apoyos})$$

$$f_{cr} = \frac{4 \times \pi^2 E}{12 (1 - 0.3^2)} \left(\frac{0.27}{60} \right)^2 = \frac{1625.8}{10.92} = 149 \text{ Kg / cm}^2$$

Como hasta este esfuerzo trabaja la sección completa, la carga crítica sería calculada con el área total de la sección:

$$P_{cr} = (60 \times 0.27) 149 = 2414 \text{ Kg} \quad (\text{Resistencia de pandeo})$$

Entonces la resistencia al postpandeo será la diferencia entre la resistencia última y la crítica de pandeo.

$$\text{Capacidad al postpandeo} = 9525 - 2414 = 7111 \text{ Kg}$$

Que es casi tres veces la de pandeo de la placa, desde luego esta relación se reduce al disminuir la relación b/t de la placa.

3.- RESISTENCIA.

Este es el capítulo más importante de las Normas Técnicas Complementarias, los procedimientos de diseño que se recomiendan son válidos para elementos estructurales que tienen, en general, un comportamiento dúctil. Cuando las condiciones propicien fallas de carácter frágil o por fatiga, se deberán tomar medidas necesarias para obtener una seguridad adecuada contra esas formas de falla.

3.1.- MIEMBROS EN TENSIÓN:

Esta sección es aplicable a los miembros prismáticos sujetos a tensión axial producida por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal, cuando existan excentricidades importantes en las conexiones, sus efectos deberán considerarse en el diseño del miembro.

3.1.1.- ESTADOS LÍMITE:

Aunque la resistencia a la ruptura de un miembro a tensión suele ser mayor al producto de su área por el esfuerzo de fluencia del material, debido al endurecimiento por deformación que antecede a la ruptura, el flujo plástico general del miembro constituye un estado límite de falla, debido a que la plastificación está asociada a grandes deformaciones y puede precipitar la falla del sistema del que forma parte el elemento.

Por otro lado, si el elemento a tensión se une a la estructura a través de remaches o tornillos, sus extremos pierden material al perforar los agujeros necesarios y se genera una concentración de esfuerzos en estos puntos, por esta razón la fractura en el área neta, constituye el segundo de los estados límites de falla establecidos en las Normas Técnicas. Una situación semejante a la anterior se presenta en las conexiones soldadas, cuando no se unen todas las partes que componen al elemento en la conexión.

3.1.2.- RESISTENCIA DE DISEÑO:

La resistencia de diseño R_t de un elemento estructural a tensión se obtiene considerando los dos estados límite mencionados en el inciso anterior, con las ecuaciones siguientes:

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

$$R_t = F_R (A_t F_y) \quad \phi = 0.9 \quad (3.1.1)$$

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

$$R_t = F_R (A_t F_y) \quad \text{con } F_R = 0.9 \quad (3.1.1)$$

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = F_R (A_e F_u) \quad \text{con } F_R = 0.75 \quad (3.1.2)$$

En donde:

A_t = Área total de la sección transversal (cm^2).

A_e = Área neta efectiva en los extremos conectados (cm^2).

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo del material (Kg/cm^2).

F_u = Esfuerzo de ruptura mínimo del material (Kg/cm^2).

F_R = Factor de reducción de la resistencia (*adimensional*).

En los miembros sin agujeros, conectados con soldadura en todos los elementos que componen su sección transversal, el área neta efectiva de la *Ecuación 3.1.2* se sustituye por el área total. Si hay agujeros en las conexiones soldadas, o si tienen soldaduras de tapon o ranura, se usará en esa ecuación el área neta efectiva a través de los agujeros.

Si igualamos las *ecuaciones 3.1.1* y *3.1.2* obtendremos:

$$0.9 A_t F_y = 0.75 A_e F_u \quad \therefore$$
$$\frac{A_e}{A_t} = \frac{0.9 F_y}{0.75 F_u} \quad \therefore \frac{A_e}{A_t} = 1.2 \frac{F_y}{F_u}$$

Y para Acero A-36 sustituyendo $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$ y $F_u = 4080 \text{ Kg/cm}^2$.

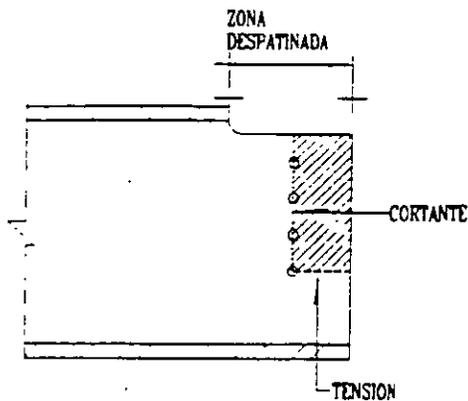
$\frac{A_e}{A_t} = 0.744$ Que es el límite entre la falla por flujo plástico y falla de la sección neta

Si $A_e > 0.744 A_t$ la falla ocurre por flujo plástico del miembro

Si $A_e < 0.744 A_t$ la falla se presenta en la sección neta

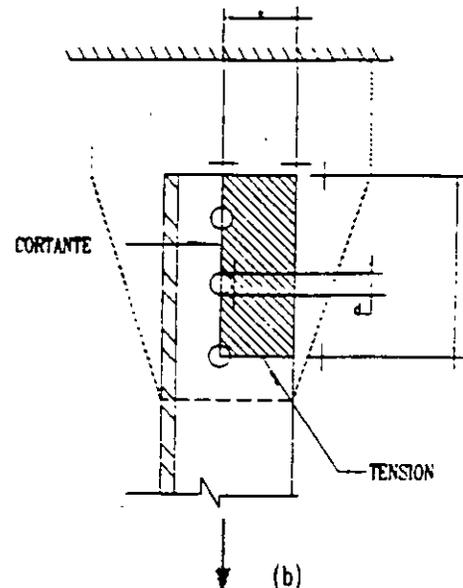
3.1.3.- REVISIÓN DEL BLOQUE DE CORTANTE:

Esta posible forma de falla debe revisarse cuando se diseñan conexiones de elementos a tensión. En la figura n° 16 se ilustra este tipo de falla en una viga despatinada y en un ángulo a tensión, 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.



LA FALLA SE PRESENTA POR DESPRENDIMIENTO DEL AREA SOMBREADA

(a)



(b)

Las expresiones con las que se calculan las resistencias son:

$$R_t = F_R (0.6 F_y A_{nv} + F_u A_{nT}) \quad \text{--- } A$$

$$R_t = F_R (0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{nT}) \quad \text{--- } B$$

En donde:

$$F_R = 0.75.$$

A_{nv} = Area total a cortante.

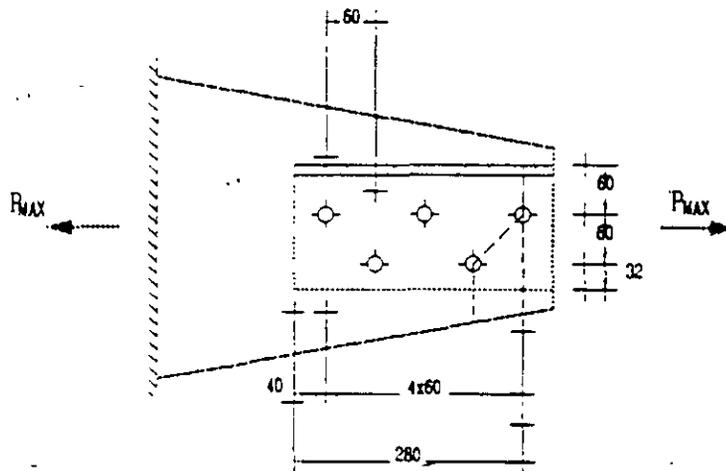
A_{nT} = Area neta a cortante.

A_{tT} = Area total a tensión.

A_{nT} = Area neta a tensión.

Como puede verse en las fórmulas anteriores se suma la resistencia a la fluencia en un plano con la de ruptura en el otro, se calculan dos resistencias, una sumando las capacidades a la fluencia por cortante en el área total de su plano con la ruptura en el área neta y otra sumando la capacidad a la ruptura del área neta a cortante con la fluencia del área total a tensión. Los esfuerzos de fluencia y ruptura por cortante se consideran de acuerdo con la Teoría de Henky-Von Mises igual a $F_y / \sqrt{3} = 0.6 F_y$. De las dos expresiones anteriores se considerará como resistencia del elemento la que proporcione el valor mayor.

Ejemplo 5.- Calcular la resistencia de diseño del ángulo $LD-152 \times 102 \times 10$ sometido a tensión de la figura siguiente, considerando que está fabricado con acero $A-36$ y conectado con tornillos de 22.2 mm de diámetro.



Del Manual obtenemos $A_t = 23.29 \text{ cm}^2$.

Cálculo del área neta efectiva " A_e ".

$U = 0.85$ (ya que se sujeta la mayor parte del elemento)

Diámetro de agujeros = $2.22 + 2(0.15) = 2.52 \text{ cm}$.

Análisis de la trayectoria de falla " abc ".

$b_n = (15.24 + 10.16 - 0.95) - 2.52 = 21.93 \text{ cm}$.

Análisis de la trayectoria de falla "abde".

$$b_s = (15.24 + 10.16 - 0.95) - 2(2.52) + \frac{6^2}{4 \times 6} = 20.91 \text{ cm} \leftarrow \text{Rige}$$

$$A_n = 20.91 \times 0.95 = 19.86 \text{ cm}^2.$$

$$A_e = U A_n = 0.85 \times 19.86 = 16.88 \text{ cm}^2.$$

Cálculo de la resistencia de diseño:

a) Por fluencia de la sección total.

$$R_t = 0.9 \times 23.29 \times 2530 = 53031 \text{ Kg} \approx 53 \text{ Ton.}$$

b) Por falla del área neta efectiva.

$$R_t = 0.75 \times 16.88 \times 4080 = 51655 \text{ Kg} \approx 51.6 \text{ Ton.} \leftarrow \text{Rige}$$

Como puede verse, en este caso:

$$\frac{A_e}{A_t} = \frac{16.88}{23.29} = 0.72 < 0.744 \text{ Por lo que ya esperábamos que predominara la falla en el área neta}$$

Revisión del bloque de cortante:

Considerando el bloque de falla definido en la figura, se tendrían las siguientes áreas:



$$A_{tr} = (6 + 3.2)0.95 = 8.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = [6 + 3.2 - (1.5 \times 2.52) + \frac{6^2}{4 \times 6}]0.95 = 6.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28 \times 0.95 = 26.6 \text{ cm}^2$$

$$A_n = [28 - 2.5(2.22 + 0.15)]0.95 = 20.97 \text{ cm}^2$$

Cálculo de las resistencias del bloque:

Fórmula A:

$$R_t = F_R (0.6 F_y A_{nv} + F_u A_{nT})$$

$$R_t = 0.75 [(0.6 \times 2530 \times 26.6) + (4080 \times 6.57)] = 50388 \quad K_g \approx 50.4 \text{ TON}$$

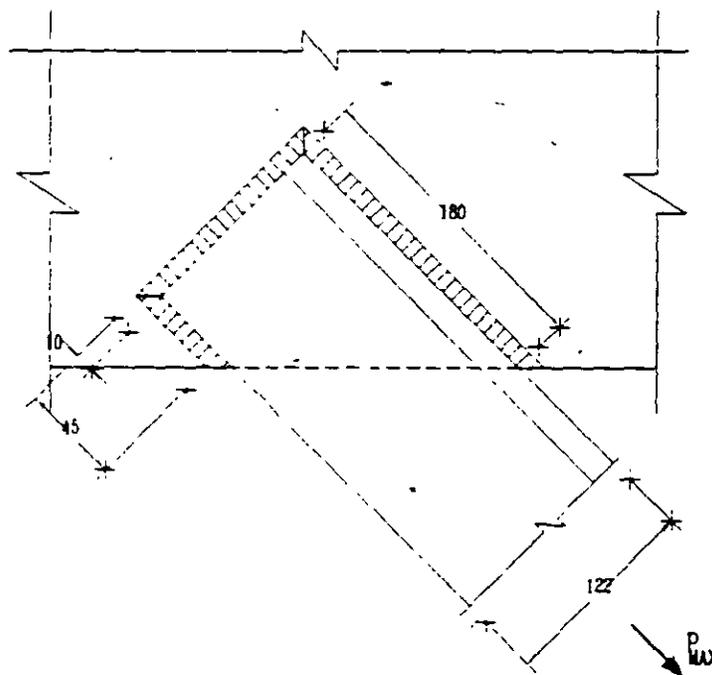
Fórmula B:

$$R_t = F_R (0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{nT})$$

$$R_t = 0.75 [(0.6 \times 4080 \times 20.97) + (2530 \times 8.74)] = 55085 \quad K_g \approx 55 \text{ Ton} \quad \leftarrow R_g$$

Por lo que la respuesta en este caso es $R_t = P_{\text{máx.}} = 51.6 \text{ Ton}$ y queda regida por la falla del área neta efectiva.

Ejemplo 6.- Calcular la resistencia de diseño a tensión del par de ángulos $L1-102 \times 13$ espalda con espalda mostrados en la figura siguiente, determinar el espesor de la placa necesario para evitar la falla del bloque de cortante, considerar el material de los ángulos y de la placa acero A-36.



Area total del par de ángulos (ver Manual IMCA).

$$A_t = 2 \times 24.19 = 48.38 \text{ cm}^2.$$

$$A_e = U A_t = 0.85 \times 48.38 = 41.12 \text{ cm}^2.$$

Resistencia de diseño de los ángulos:

a) Fluencia de la sección total.

$$R_t = 0.9 \times 48.38 \times 2530 = 110,161 \text{ Kg} \approx 110.2 \text{ Ton.}$$

b) Falla en el área neta efectiva.

$$R_t = 0.75 \times 41.12 \times 4080 = 125,827 \text{ Kg} = 125.8 \text{ Ton.}$$

∴ La resistencia de los ángulos es $R_t = P_{\text{máx.}} = 110.2 \text{ Ton.}$

Revisión del bloque de cortante en la placa:

Se puede considerar el bloque de falla limitado por la soldadura, el espesor será el necesario para resistir las 110.2 Ton.

$$A_{it} = A_{it} = 12.2 \text{ t} \quad (\text{Considerar el espesor de las soldaduras})$$

$$A_n = A_n = (18 + 4.5)t = 22.5 \text{ t}$$

Fórmula A:

$$R_t = F_r (0.6 F_y A_n + F_u A_{it})$$

$$R_t = 0.75 [0.6 \times 2530 (22.5t) + 4080 (12.2t)] = 110200 \text{ Kg}$$

$$R_t = 25616.25t + 49776t = 110200 \text{ Kg.}$$

$$75392.25t = 110200 \quad \therefore t = 1.46 \text{ cm}$$

Fórmula B:

$$R_t = F_r (0.6 F_u A_m + F_y A_g)$$

$$R_t = 0.75 [0.6 \times 4080 (22.5t) + 2530 (12.2t)] = 110200 \text{ Kg}$$

$$R_t = 41310t + 23149.5t = 110200 \text{ Kg.}$$

$$64459.5t = 110200 \quad \therefore t = 1.71 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{Rige}$$

Se usará placa 19.0mm (3/4") > 17.1mm

Ejemplo 7.- Seleccionar una sección *IR* soldada en sus patines, que resista las siguientes fuerzas de tensión (sin factorizar); el miembro es un elemento principal de 6 m de longitud, usar acero A-36.

$$T_{C.R. - C.M.} = 100 \text{ Ton.}$$

$$T_{SISMO} = 30 \text{ Ton.}$$

Acciones de diseño factorizadas:

$$T_{u1} = 1.4 \times 100 = 140 \text{ Ton.}$$

$$T_{u2} = 1.1(100 - 30) = 143 \text{ Ton.} \quad \leftarrow \text{Rige.}$$

Usando la ecuación de fluencia en la sección total.

$$R_t = 0.9 A_t (2530) = 143000 \text{ Kg}$$

$$\therefore A_t = 62.8 \text{ cm}^2.$$

Proponemos una sección *IR-305 x 52*. ($A_t = 66.5 \text{ cm}^2$)

Area neta efectiva (sección soldada)

$$\text{Relación } \frac{b_f}{d} = \frac{167}{318} = 0.53 < \frac{2}{3} \quad \therefore U = 0.85$$

$$A_e = 0.85 \times 66.5 = 56.5 \text{ cm}^2$$

Resistencia de diseño por fluencia de la sección.

$$R_t = 0.9 \times 66.5 \times 2530 = 151,420 \text{ Kg} = 151.4 \text{ Ton.}$$

Resistencia por falla de la sección neta efectiva.

$$R_t = 0.75 \times 56.5 \times 4080 = 172890 \text{ Kg} = 172.9 \text{ Ton.}$$

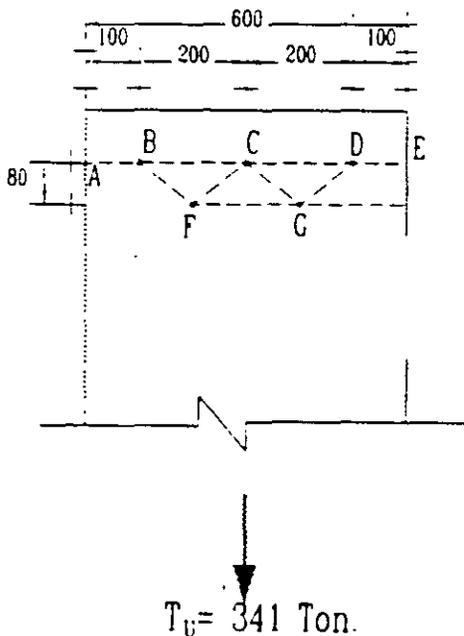
∴ La resistencia de diseño será: $R_t = 151.4 \text{ Ton.} > 143 \text{ Ton.}$ Bien.

Revisión de la relación de esbeltez $r_{min.} = 3.9 \text{ cm.}$

$$\frac{L}{r_{min.}} = \frac{600}{3.9} = 154 < 240 \text{ cumple.}$$

Ejemplo 8.- Revisar si la placa de una conexión atornillada de una edificación del Grupo A mostrada en la figura siguiente, es capaz de soportar las cargas siguientes (sin factorizar), considerar acero A-36.

Carga viva - carga muerta $T = 200 \text{ Ton.}$
sismo $T = 110 \text{ Ton.}$



ESPESOR DE LA PLACA $t = 25.4 \text{ mm}$
TORNILLOS DE $\phi = 25.4 \text{ (1")}$

ACOTACIONES. EN mm

$$T_v = 341 \text{ Ton.}$$

Cargas de diseño factorizadas:

$$T_u = 200 \times 1.5 = 300 \text{ Ton.}$$

$$T_u = (200 - 110)1.1 = 341 \text{ Ton.} \quad \leftarrow \text{ Rige.}$$

Cálculo del área neta A_n .

$$\text{Diámetro de los agujeros para diseño} = 2.7 - 0.15 = 2.85 \text{ cm}$$

Trayectoria de falla "AFGE" (horizontal).

$$b_n = 60 - 2 \times 2.85 = 54.30 \text{ cm.}$$

Trayectoria de falla "ABFCGDE".

$$b_n = 60 - 5 \times 2.85 + 4\left(\frac{8^2}{4 \times 10}\right) = 52.15 \text{ cm}$$

Trayectoria de falla "ABFGDE".

$$b_n = 60 - 4 \times 2.85 + 2\left(\frac{8^2}{4 \times 10}\right) = 51.8 \text{ cm} \quad \leftarrow \text{ Rige.}$$

$$A_n = 51.8 \times 2.54 = 131.57 \text{ cm}^2 \quad -$$

$$85 \% \quad A_t = 0.85(60 \times 2.54) = 129.54 \text{ cm}^2 \quad \leftarrow \text{ Rige diseño}$$

Cálculo de resistencias de diseño:

a) Por fluencia de la sección total:

$$R_t = 0.9(60 \times 2.54)2530 = 347,015 \text{ Kg} \approx 347 \text{ Ton.}$$

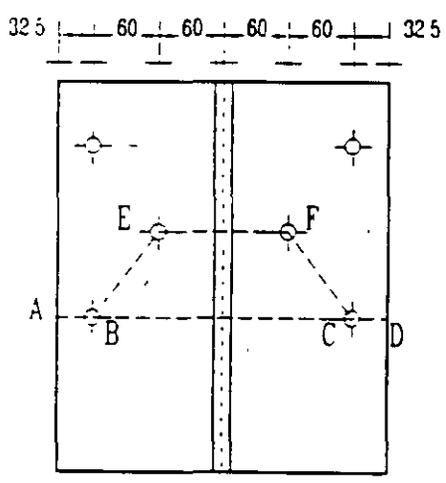
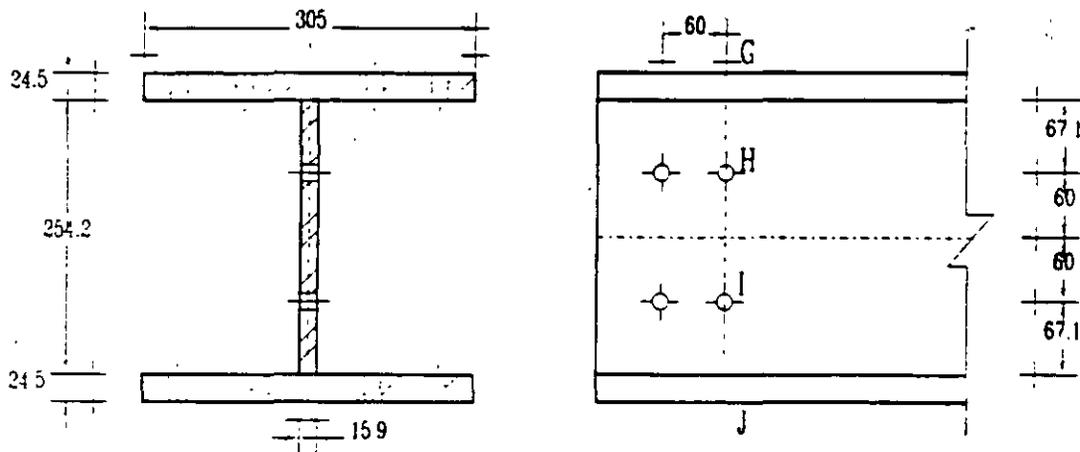
b) Por falla del área neta efectiva

$$R_t = 0.75 \times 129.54 \times 4080 = 396,392 \text{ Kg} \approx 396.4 \text{ Ton.}$$

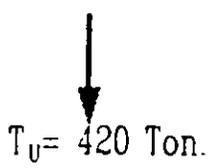
\therefore Predomina la falla por fluencia en la sección total.

$$R_t = 347 \text{ Ton.} > 341 \text{ Ton. (necesarias) Bien.}$$

Ejemplo 9.- Revisar si la sección "H" ilustrada en la figura siguiente es capaz de soportar una fuerza de tensión de 300 Ton. producida en condiciones de servicio (estructura Grupo B), si los tornillos en sus patines son de 19.0 mm (3/4") de diámetro y de 15.9 mm (5/8") en su alma, el acero es A-36.



ACOTACIONES. EN mm



Carga de diseño:

$$T_u = 1.4 \times 300 = 420 \text{ Ton.}$$

En este caso $A_e = A_n$ (Por conectarse todas las placas).

Para el cálculo del " A_n " existen las dos trayectorias de falla probables ilustradas en la figura, y en el alma sólo existe la vertical.

Diámetros de diseño de los agujeros:

Patines: $D = 1.9 + 2(0.15) = 2.2 \text{ cm.}$

Alma: $D = 1.59 + 2(0.15) = 1.9 \text{ cm.}$

Análisis de las trayectorias de falla.

"ABCD" $b_n = 30.5 - 2(2.2) = 26.1 \text{ cm} \leftarrow \text{Rige en los patines.}$

"ABEFCD" $b_n = 30.5 - 4(2.2) + 2\left(\frac{8^2}{4 \times 6}\right) = 27.0 \text{ cm}$

"GHIJ" $b_n = 25.42 - 2(1.9) = 21.6 \text{ cm.}$

Cálculo de las áreas netas:

Patines: $A'_n = 26.1 \times 2.54 = 66.3 \text{ cm}^2.$

Alma: $A'_n = 21.6 - 1.59 = 34.3 \text{ cm}^2.$

Area neta total $A_n = 2 \times 66.3 + 34.3 = 166.9 \text{ cm}^2 = A_e$

Area total de la sección $A_t = 2(30.5 \times 2.54) + (25.42 \times 1.59) = 195.4 \text{ cm}^2.$

Cálculo de las resistencias de diseño:

a) Por fluencia de la sección total:

$R_t = 0.9 \times 195.4 \times 2530 = 444,926 \text{ Kg} = 444.9 \text{ Ton.} \leftarrow \text{Rige.}$

b) Por falla del área neta efectiva:

$R_t = 0.75 \times 166.9 \times 4080 = 510,714 \text{ Kg} = 510.7 \text{ Ton.}$

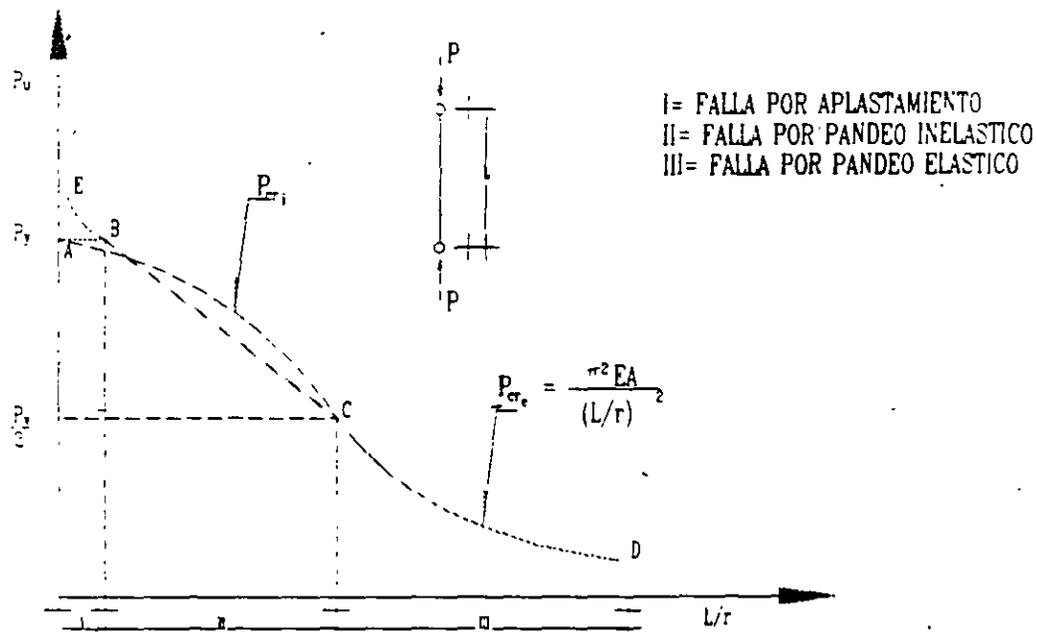
$\therefore R_t = 444.9 \text{ Ton.} > 420 \text{ Ton. (requeridas) Bien.}$

3.2.- MIEMBROS A COMPRESIÓN:

Esta sección es aplicable a miembros prismáticos sometidos a compresión axial generada por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales.

3.2.1.- ESTADOS LÍMITE:

La capacidad de un miembro sometido a compresión puede agotarse como resultado del pandeo local de alguno de los elementos planos que lo forman (almas o patines), o bien por la falla del miembro total; si consideramos solamente esta última posibilidad de falla, tendríamos un comportamiento como el descrito en la figura nº 17, dependiendo de la relación de esbeltez (L/r) del miembro considerado.



El tramo "AB" representa el comportamiento de las columnas cortas (con relaciones L/r menores que 20 aproximadamente para el acero A-36), las cuales no presentan problemas de inestabilidad y son capaces de soportar una fuerza que plastifique totalmente su sección ($P_y = A_f F_y$), y aún mayores si se considerara el rango de endurecimiento por deformación del material, (Zona "EB" de la gráfica), la falla de este tipo de miembros se presenta por aplastamiento.

El comportamiento de las columnas largas corresponde al tramo "CD" de la gráfica y debido a su gran esbeltez su falla se presenta por pandeo elástico, su resistencia se determina con la fórmula de Euler y no depende del esfuerzo de fluencia del material.

Por último el tramo BC representa el comportamiento de las columnas intermedias, (las más comunes en las estructuras), las cuales tienen un comportamiento más complejo, fallan por pandeo inelástico y su resistencia depende de la rigidez del miembro, del esfuerzo de fluencia del material, de la forma y dimensiones de sus secciones transversales, así como de la magnitud y distribución de los esfuerzos residuales.

Una columna tiene en realidad tres cargas críticas, correspondientes a tres formas posibles de pandeo. Si su sección transversal tiene dos ejes de simetría, dos son por flexión, alrededor de sus ejes principales y centroidales, y la otra por torsión (giro alrededor del eje longitudinal). La falla por pandeo torsional no es crítica en secciones laminadas ordinarias, pero puede serlo en los perfiles de paredes delgadas o en las secciones con poca rigidez a la torsión (como ángulos, tes y secciones en cruz).

Cuando las secciones transversales tienen un sólo eje de simetría, una de las formas de inestabilidad es por flexión, alrededor del eje centroidal normal al de simetría; las otras dos son por flexotorsión. Si no se tienen ejes de simetría, la inestabilidad se produce siempre por flexotorsión.

Las fórmulas contenidas en las normas técnicas cubren sólo las fallas por inestabilidad por flexión.

3.2.2.- RESISTENCIA DE DISEÑO:

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial se determina con alguna de las ecuaciones 3.2.1 a 3.2.6. En cada caso particular deben revisarse todos los estados límite posibles, para identificar el crítico, al cual corresponderá la resistencia de diseño. Si la sección transversal es tipo 1, 2 o 3, la resistencia de diseño se determina como se indica en el inciso 3.2.2.1; si es tipo 4, se siguen las recomendaciones del inciso 3.2.2.2.

3.2.2.1.- ESTADO LÍMITE DE PANDEO POR FLEXIÓN:

a) Miembros de sección transversal H, I o rectangular hueca ($F_R = 0.9$).

$$R_c = F_R \frac{F_y A_1}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15 \lambda^{2n})^{1/n}} \leq F_R (F_y A_1) \quad (3.2.1)$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

Donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y "n" es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

$n = 1.4$ Para columnas de sección transversal H o I, laminadas o fabricadas con tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o fabricadas con cuatro placas soldadas, que cumplan con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3.

$n = 1.0$ Para columnas de sección transversal H o I, fabricadas con tres placas laminadas soldadas entre sí, que cumplen con los requisitos de las secciones tipo 1, 2 o 3.

Cuando el límite de fluencia del acero es mayor o igual a 3500 Kg/cm^2 , pueden utilizarse valores de "n" mayores, si se realiza un estudio que los justifique.

b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluidas en el inciso anterior ($F_R = 0.85$).

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \geq C_c \quad R_c = F_R \frac{20'120'000 A_1}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (3.2.2)$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} < C_c \quad R_c = F_R \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2 C_c^2}\right] A_1 F_y \quad (3.2.3)$$

$$\text{Donde } C_c = \sqrt{\frac{2 \pi^2 E}{F_y}} = \frac{6340}{\sqrt{F_y}}$$

En las fórmulas anteriores KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna y C_c es el valor de la relación de esbeltez que separa los intervalos de pandeo elástico e inelástico.

Las ecuaciones anteriores pueden tabularse en función de la relación de esbeltez si se pasa A_1 al primer miembro de la ecuación, las tablas 1, 2 y 3 proporcionan los resultados de estas fórmulas.

TABLA I.- Miembros en compresión. Secciones H, I ó en cajón.

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

$F_R = 0.9, \text{ Ec. 3.2.1, } n = 1.4$

<i>KL/R</i>	<i>Rc/At</i> (<i>kg/cm</i> ²)						
1	2277	51	1994	101	1214	151	686
2	2277	52	1980	102	1200	152	679
3	2277	53	1967	103	1187	153	672
4	2277	54	1952	104	1173	154	665
5	2277	55	1938	105	1159	155	658
6	2277	56	1923	106	1146	156	651
7	2277	57	1909	107	1132	157	644
8	2277	58	1893	108	1119	158	637
9	2277	59	1878	109	1106	159	630
10	2277	60	1863	110	1093	160	624
11	2277	61	1847	111	1081	161	617
12	2277	62	1832	112	1068	162	611
13	2277	63	1816	113	1056	163	605
14	2276	64	1800	114	1043	164	598
15	2274	65	1784	115	1031	165	592
16	2272	66	1768	116	1019	166	586
17	2269	67	1752	117	1007	167	580
18	2267	68	1735	118	996	168	574
19	2264	69	1719	119	984	169	568
20	2260	70	1703	120	973	170	563
21	2257	71	1686	121	962	171	557
22	2253	72	1670	122	950	172	551
23	2249	73	1653	123	940	173	546
24	2244	74	1637	124	929	174	541
25	2240	75	1620	125	918	175	535
26	2234	76	1604	126	908	176	530
27	2229	77	1587	127	897	177	525
28	2223	78	1571	128	887	178	520
29	2217	79	1554	129	877	179	515
30	2211	80	1538	130	867	180	510
31	2204	81	1522	131	857	181	505
32	2196	82	1505	132	847	182	500
33	2189	83	1489	133	838	183	495
34	2181	84	1473	134	828	184	490
35	2173	85	1457	135	819	185	485
36	2165	86	1441	136	810	186	481
37	2157	87	1425	137	801	187	476
38	2146	88	1409	138	792	188	472
39	2136	89	1394	139	783	189	467
40	2126	90	1378	140	774	190	463
41	2116	91	1362	141	766	191	459
42	2105	92	1347	142	757	192	454
43	2094	93	1332	143	749	193	450
44	2082	94	1317	144	741	194	446
45	2071	95	1302	145	733	195	442
46	2059	96	1287	146	725	196	438
47	2046	97	1272	147	717	197	434
48	2034	98	1257	148	709	198	430
49	2021	99	1243	149	701	199	426
50	2008	100	1229	150	694	200	422

TABLA 2.- Miembros en compresión. Secciones H. I.

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

$F_R = 0.9, \text{ Ec. 3.2.1, } n = 1.0$

<i>KL/R</i>	<i>Rc/At</i> (kg/cm ²)						
1	2277	51	1746	101	1008	151	593
2	2277	52	1729	102	997	152	587
3	2277	53	1711	103	985	153	581
4	2277	54	1694	104	974	154	575
5	2277	55	1677	105	964	155	570
6	2277	56	1660	106	953	156	564
7	2277	57	1643	107	942	157	559
8	2277	58	1626	108	932	158	553
9	2277	59	1609	109	922	159	548
10	2277	60	1592	110	912	160	543
11	2277	61	1576	111	902	161	538
12	2277	62	1559	112	892	162	533
13	2277	63	1542	113	882	163	528
14	2272	64	1526	114	872	164	523
15	2264	65	1510	115	863	165	518
16	2255	66	1493	116	853	166	513
17	2246	67	1477	117	844	167	508
18	2236	68	1461	118	835	168	503
19	2226	69	1445	119	826	169	499
20	2215	70	1429	120	817	170	494
21	2204	71	1413	121	808	171	489
22	2193	72	1398	122	800	172	485
23	2181	73	1382	123	791	173	481
24	2169	74	1367	124	783	174	476
25	2156	75	1352	125	774	175	472
26	2143	76	1337	126	766	176	468
27	2130	77	1322	127	758	177	463
28	2116	78	1307	128	750	178	459
29	2102	79	1292	129	742	179	455
30	2088	80	1278	130	734	180	451
31	2073	81	1264	131	727	181	477
32	2058	82	1249	132	719	182	443
33	2043	83	1235	133	712	183	439
34	2028	84	1221	134	704	184	435
35	2012	85	1208	135	697	185	431
36	1997	86	1194	136	690	186	428
37	1981	87	1181	137	683	187	424
38	1965	88	1167	138	676	188	420
39	1948	89	1154	139	669	189	417
40	1932	90	1141	140	662	190	413
41	1915	91	1128	141	655	191	409
42	1899	92	1116	142	648	192	406
43	1882	93	1103	143	642	193	402
44	1865	94	1091	144	635	194	399
45	1848	95	1078	145	629	195	396
46	1831	96	1066	146	623	196	392
47	1814	97	1054	147	617	197	389
48	1797	98	1042	148	610	198	386
49	1780	99	1031	149	604	199	382
50	1763	100	1019	150	598	200	379

TABLA 3.- Miembros en compresión. Secciones transversal cualquiera.

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

$F_R = 0.85, \text{ Ec. 3.2.2 y 3.2.3}$

<i>KL/R</i>	<i>Rc/At</i> (kg/cm ²)						
1	2150	51	1974	101	1460	151	686
2	2150	52	1968	102	1446	152	679
3	2150	53	1960	103	1433	153	672
4	2149	54	1953	104	1419	154	665
5	2149	55	1946	105	1404	155	658
6	2148	56	1938	106	1390	156	703
7	2147	57	1931	107	1376	157	694
8	2146	58	1923	108	1361	158	685
9	2145	59	1915	109	1346	159	676
10	2144	60	1907	110	1332	160	668
11	2142	61	1899	111	1317	161	660
12	2141	62	1890	112	1302	162	652
13	2139	63	1882	113	1286	163	644
14	2137	64	1873	114	1271	164	636
15	2135	65	1865	115	1256	165	628
16	2133	66	1856	116	1240	166	621
17	2131	67	1847	117	1224	167	613
18	2129	68	1838	118	1208	168	606
19	2126	69	1828	119	1192	169	599
20	2123	70	1819	120	1176	170	592
21	2121	71	1809	121	1160	171	585
22	2118	72	1800	122	1143	172	578
23	2115	73	1790	123	1127	173	571
24	2112	74	1780	124	1110	174	565
25	2108	75	1770	125	1093	175	558
26	2105	76	1760	126	1077	176	552
27	2101	77	1749	127	1060	177	546
28	2097	78	1739	128	1044	178	540
29	2094	79	1728	129	1028	179	534
30	2090	80	1717	130	1012	180	528
31	2085	81	1706	131	997	181	522
32	2081	82	1695	132	982	182	516
33	2077	83	1684	133	967	183	511
34	2072	84	1673	134	952	184	505
35	2068	85	1662	135	938	185	500
36	2063	86	1650	136	925	186	494
37	2058	87	1638	137	911	187	489
38	2053	88	1626	138	898	188	484
39	2048	89	1614	139	885	189	479
40	2042	90	1602	140	873	190	474
41	2037	91	1590	141	860	191	469
42	2031	92	1578	142	848	192	464
43	2025	93	1565	143	836	193	459
44	2019	94	1553	144	825	194	454
45	2013	95	1540	145	813	195	450
46	2007	96	1527	146	802	196	445
47	2001	97	1514	147	791	197	441
48	1995	98	1501	148	781	198	436
49	1988	99	1487	149	770	199	432
50	1981	100	1474	150	760	200	428

3.2.2.2.- ESTADO LÍMITE DE PANDEO LOCAL:

Cuando la sección transversal de la columna es de tipo 4, la resistencia de diseño se determina cualquiera que sea la forma de la sección con las fórmulas siguientes ($F_R = 0.75$):

$$\text{Si } \frac{KL}{r} \geq C'_c \quad R_c = F_R \frac{20\,120\,000 A}{\left[\frac{KL}{r}\right]^2} \quad (3.2.4)$$

$$\text{Si } \frac{KL}{r} < C'_c \quad R_c = F_R Q \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(C'_c)^2} \right] A_1 F, \quad (3.2.5)$$

$$C'_c = \frac{6340}{\sqrt{Q F}}$$

En miembros de sección transversal "H" o rectangular hueca, los valores de R_c obtenidos con las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 no deberán ser mayores a los obtenidos con la ecuación 3.2.1 multiplicado por "Q".

El área A_t y el radio de giro r de las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5 son los de la sección transversal total; "Q" es un factor de pandeo local dado por:

$$Q = Q_a Q_s$$

" Q_s " y " Q_a " son los factores de reducción de los elementos no atiesados y atiesados que forman a la sección, calculados con la relación "b/t" mayor. Cuando las secciones no tienen elementos atiesados Q_a se toma como la unidad, y cuando no tienen elementos no atiesados $Q_s = 1.0$.

Columnas tubulares de sección transversal circular.

La resistencia de diseño de las columnas de sección transversal circular hueca, de paredes delgadas, sometidas a compresión axial, que no satisfacen los requisitos del inciso 2.3.2., pero cuya relación diámetro/espesor no excede de $914000/F_y$, es igual al menor de los valores proporcionados por las ecuaciones 3.2.4 y 3.2.5. con $Q = 1.0$, y por la expresión:

$$R_c = F_R \left[\frac{77300}{(D/t)} - \frac{2F_y}{3} \right] A, \quad (3.2.6)$$

Donde:

D = Diámetro exterior del tubo.

t = Espesor de la pared.

F_R = 0.70 (Factor de reducción).

3.2.2.3.- ESTADOS LÍMITE DE PANDEO POR FLEXOTORSIÓN O POR TORSIÓN:

En estos casos, la resistencia de diseño es la menor de las correspondientes a los estados límite de inestabilidad por flexión, con o sin pandeo local, determinadas de acuerdo con los incisos 3.2.2.1. y 3.2.2.2. y a los de torsión y flexotorsión descritos a continuación:

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, correspondiente a los estados límite de pandeo por torsión o por flexotorsión, se determina con la ecuación siguiente:

$$R_c = F_R Q A_t F_n \quad C$$

Donde:

$$F_R = 0.85$$

Q = 1.0 para columnas cuya sección transversal es tipo 1, 2 o 3 y para secciones tipo 4 formadas exclusivamente por elementos planos no atiesados.

Q = Q_a para secciones transversales tipo 4. Q_a se calcula como se indica en el inciso 2.3.6.2, sustituyendo f por F_n en las ecuaciones 2.3.5. y 2.3.6.

A_t = Área total de la sección transversal de la columna.

F_n = Esfuerzo crítico de pandeo; que adquiere alguno de los valores siguientes:

$$\text{Si } F_e > \frac{F_c}{2} \quad F_n = F_c \left[1 - \frac{F_c}{4F_e} \right] \quad (1)$$

$$\text{Si } F_e \leq \frac{F_c}{2} \quad F_n = F_e \quad (2)$$

F_e = Es el esfuerzo crítico mínimo de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión, determinado como se indica enseguida.

Para secciones "C", "Z" y "L", con patines no atesados, R_c se toma igual al menor de los valores calculados como se indicó anteriormente o al dado por la fórmula 3, si éste es más pequeño.

$$R_c = F_R \frac{A_t \pi^2 E}{25.7 \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (3)$$

b y t = Son el ancho y el espesor del patín.

En columnas cuyas secciones transversales tienen dos ejes de simetría, el esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión está dado por:

$$F_c = \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_s}{(K_t L_t)^2} \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (4)$$

El estado límite de pandeo por flexotorsión no es de interés en este caso.

En columnas cuyas secciones transversales tienen un sólo eje de simetría F_c se toma igual al menor de los valores siguientes:

- a) Esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexión alrededor del eje centroidal y principal perpendicular al de simetría.

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (5)$$

- b) Esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión:

$$F_c = \frac{1}{2H} \left[(F_a + F_c) - \sqrt{(F_a + F_c)^2 - 4HF_a F_c} \right] \quad (6)$$

Como alternativa, puede obtenerse un valor aproximado de F_c usando la ecuación siguiente:

$$F_c = \frac{F_{ez} F_{ex}}{F_{ez} + F_{ex}} \quad (7)$$

En las ecuaciones 5, 6 y 7 se ha supuesto que el eje de simetría es el "x". Cuando este eje sea el "y" se deberán cambiar los subíndices respectivos.

En las columnas cuyas secciones transversales no tienen ningún eje de simetría, el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión es igual a la menor de las raíces de la ecuación cúbica siguiente:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})(x_o/r_o)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})(y_o/r_o)^2 = 0 \quad (8)$$

Las literales que aparecen en las expresiones 4 a 8 significan lo siguiente:

E = Módulo de elasticidad.

G = Módulo de elasticidad al cortante.

J = Constante de torsión de Saint Venant.

C_a = Constante de torsión por alabeo.

I_x, I_y = Momentos de inercia en sus ejes centroidales y principales "x", "y".

L_x, L_y, L_z = Longitudes libres para pandeo en "x", "y" y a torsión.

K_x, K_y, K_z = Factores de longitud efectiva en "x", "y" y a torsión.

x_o, y_o = Coordenadas del centro de torsión con respecto a los ejes principales.

r_x, r_y = Radios de giro con respecto a los ejes principales "x", "y".

r_o = Radio de giro polar de la sección con respecto al centro de torsión.

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A} \quad (9)$$

$$H = 1 - \left[\frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2} \right] \quad (10)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (11)$$

$$F_\sigma = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_x)^2} \quad (12)$$

$$F_a = \left[J + \frac{\pi^2 E C_c}{(K_x L_x)^2} \right] \frac{1}{A r_o^2} \quad (13)$$

Cuando se utiliza el método anterior, la interacción del pandeo local con el de conjunto se considera, de forma aproximada, calculando el área efectiva que corresponde al esfuerzo crítico de la columna, F_m , evaluado con las propiedades geométricas de su sección transversal completa, y obteniendo la resistencia nominal como el producto de ese esfuerzo crítico por el área efectiva. En miembros con patines no atiesados, la resistencia de diseño no puede exceder la calculada con la ecuación 3, con lo cual se elimina la posible falla por pandeo local de esos patines.

En la figura n° 18 se ilustra el comportamiento de columnas que fallan por pandeo por flexión o por inestabilidad por torsión o flexotorsión.

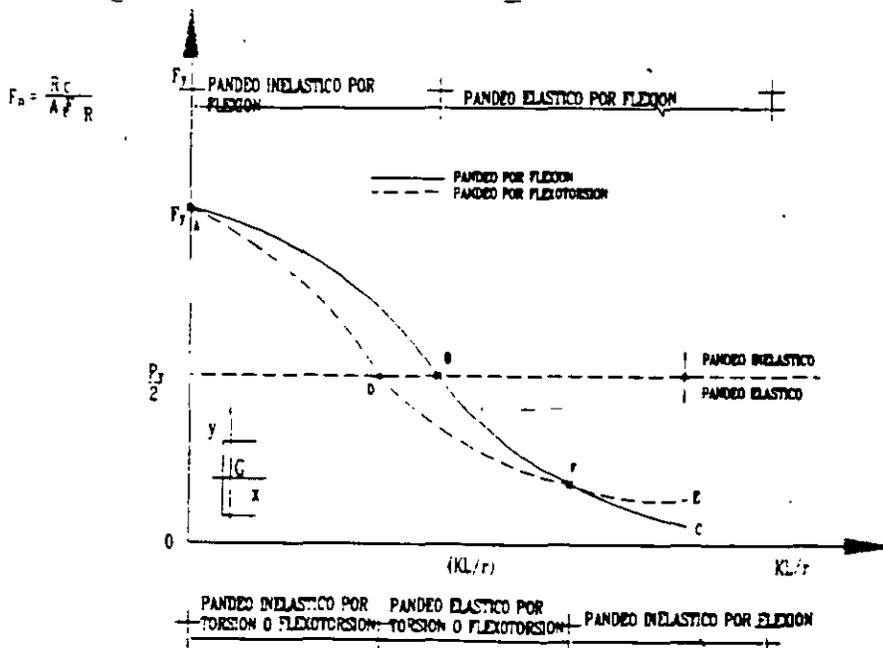


FIG.18 COMPORTAMIENTO DE COLUMNAS QUE FALLAN POR FLEXION, TORSION O FLEXOTORSION

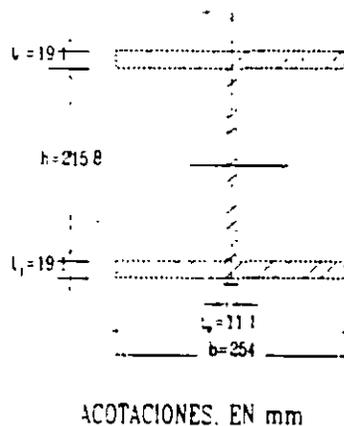
La curva "ABC" representa la resistencia de diseño cuando rige el pandeo por flexión; describe el comportamiento de columnas que tienen características geométricas que imposibilitan la presencia de una falla por torsión o flexotorsión.

La curva "ADE" es la representación de los elementos en los que rige el límite de pandeo por torsión o flexotorsión; es esquemática y representa a las dos formas de pandeo, debe considerarse que las resistencias de estos dos modos de falla dependen también de otros parámetros y no sólo de la relación de esbeltez.

En las columnas reales de paredes delgadas es frecuente una situación como la descrita en la figura anterior; en la que las curvas que representan las distintas formas de pandeo se cruzan en un punto, (F en este caso), lo cual indica que una columna de sección transversal determinada, puede fallar por pandeo flexionante, torsionante o flexotorsionante, dependiendo de su esbeltez. En el caso ilustrado, todas las columnas ubicadas a la izquierda del punto F fallarán por torsión o flexotorsión, mientras las que se ubican a la derecha de ese punto fallarán por pandeo flexionante.

Ejemplo 10.- Seleccionar una sección abierta que sea capaz de soportar una carga axial de 130 Ton. (en condición de servicio), en una construcción del Grupo B, la columna tiene 5 m de altura y puede considerarse simplemente apoyada en sus extremos, el acero será A-36.

Proponiendo la sección siguiente a base de 3 placas soldadas:



Cálculo de sus propiedades geométricas:

$$A = 2(1.91 \times 25.4) + (1.11 \times 21.58) =$$

$$A = 120.98 \text{ cm}^2$$

$$I_{min.} = I_y = 2 \left[\frac{1.91((25.4)^3)}{12} \right] + \frac{21.58(1.11)^3}{12}$$

$$I_y = 5219.0 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{5219.0}{120.98}} = 6.57 \text{ cm}$$

Carga última $P_u = 130 \times 1.4 = 182 \text{ Ton}$.

Revisión de sus relaciones ancho espesor.

$$\text{Patines} \quad \frac{b}{t} = \frac{25.4}{2(1.91)} = 6.65 < \frac{830}{F_y} = 16.5$$

$$\text{Alma} \quad \frac{b}{t} = \frac{21.58}{1.11} = 19.44 < \frac{2100}{F_y} = 41.8$$

∴ El pandeo local no es crítico y la sección es tipo 1, 2 ó 3.

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 500}{6.57} = 76$$

Entrando a la tabla n° 1, con este valor obtenemos:

$$\frac{R_c}{A_g} = 1604 \text{ Kg / cm}^2 \quad \therefore \quad R_c = 1604 \times 120.98 = 194052 \text{ Kg.}$$

$$R_c = 194.0 \text{ Ton.} > 182 \text{ Ton} \quad \text{Bien.}$$

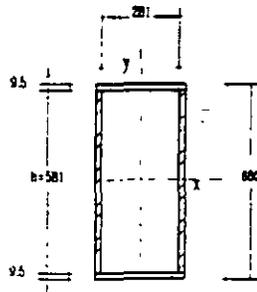
Por otro lado si usamos la tabla n° 2, tendríamos:

$$\frac{R_c}{A_g} = 1337 \text{ Kg / cm}^2 \text{ Kg cm}^2 \quad \therefore \quad R_c = 1337 \times 120.98 = 161750 \text{ Kg.}$$

$$R_c = 161.7 \text{ Ton.} < 182 \text{ Ton} \quad \text{No pasa.}$$

O sea, que si la sección está formada por tres placas soldadas obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas si es capaz de soportar la carga impuesta, pero si se forma con tres placas laminadas soldadas entre si, no sería capaz de soportarla ya que las tablas anteriores son obtenidas para estas dos condiciones.

Ejemplo 11.- Determinar la carga máxima que es capaz de soportar la columna siguiente si tiene 6 m de alto y sus extremos pueden considerarse articulados para la flexión en su eje "y" y empotrados en el eje "x", el acero es A-50 ($F_y = 3520 \text{ Kg/cm}^2$).



ACOTACIONES EN mm

Revisión de sus relaciones ancho-espesor:

Placas horizontales:

$$\frac{b}{t} = \frac{28.1}{0.95} = 29.6 < \frac{2100}{\sqrt{F_y}} = 35.4$$

Placas verticales:

$$\frac{b}{t} = \frac{58.1}{0.95} = 61.2 > 35.4 \quad \therefore \text{La sección es tipo 4.}$$

Cálculo de las propiedades geométricas:

$$A_x = 2[(30.0 + 58.1)0.95] = 167.4 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2\left[\frac{0.95(58.1)^3}{12} + (30 \times 0.95)(29.5)^2\right] = 80657 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2\left[\frac{0.95(30)^3}{12} + (58.1 \times 0.95)(14.5)^2\right] = 27484.5 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{\frac{80657}{167.4}} = 22.0 \text{ cm} \quad r_y = \sqrt{\frac{27484.5}{167.4}} = 12.8 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right) = \frac{1.0 \times 250}{3.89} = 64 \quad \left\langle \quad C_c = \frac{6340}{\sqrt{2530}} = 126\right.$$

$$\frac{R_c}{A_1} = 1873 \text{ Kg / cm}^2 \quad (\text{de la tabla 3})$$

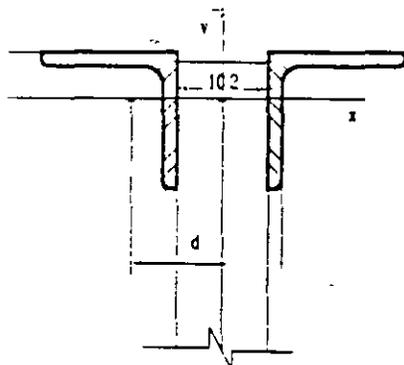
$$R_c = 1873 \times 30.96 = 57988 \text{ Kg} = 57.99 \text{ Ton.} > 48 \text{ Ton.} \quad \text{Bien.}$$

Diseño de la cuerda superior: $P = 71.4 \text{ Ton. (compresión)}$

Las tres posibilidades de pandeo de este elemento serian:

- * Alrededor del eje "x" de la sección completa: $(L = 2.50 \text{ m}).$
- * Alrededor del eje "y" de la sección completa: $(L = 7.50 \text{ m}).$
- * Alrededor del eje "z" un sólo ángulo: $(L = 1.25 \text{ m}).$

Proponiendo 2L1-102 x 13.



$$d = 5 \cdot 1 + 3 = 8.1 \text{ cm}$$

$$A_1 = 2 \times 24.19 = 48.38 \text{ cm}^2$$

$$I_y = 2[231.4 + 24.19(8.1)^2] = 3637 \text{ cm}^4$$

$$r_y = \sqrt{\frac{3637}{48.38}} = 8.67 \text{ cm}$$

$$r_z = 3.10 \text{ cm}$$

$$r_x = 1.98 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{1.0 \times 250}{3.10} = 81$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 750}{8.67} = 87$$

← Rige

$$K_x = 0.65 \text{ (extremos empotrados)}$$

$$K_y = 1.0 \text{ (extremos articulados)}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.65 \times 600}{22.0} \approx 18$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.0 \times 600}{12.8} = 47 \quad \leftarrow \text{Rige}$$

Cálculo del factor de pandeo local Q .

Como $Q_s = 1.0$ (no existen elementos no atiesados) $\therefore Q = Q_a$

Cálculo de los anchos efectivos.

Para las placas horizontales $b_e = b = 28.1$ (por no exceder límite de b/t).

Para las placas verticales:

$$b_e = \frac{2730t}{F} \left[1 - \frac{540}{(b/t)F} \right] \leq b$$

Sustituyendo F por F_y en la ecuación anterior:

$$b_e = \frac{2730 \times 0.95}{\sqrt{3520}} \left[1 - \frac{540}{61.2 \sqrt{3520}} \right] = 37.2 \text{ cm} < 58.1 \text{ cm}$$

Cálculo del área efectiva:

$$A_{EF} = 167.4 - 2(58.1 - 37.2)0.95 = 127.7 \text{ cm}^2$$

$$Q = Q_a = \frac{A_{EF}}{A_{TOTAL}} = \frac{127.7}{167.4} = 0.76$$

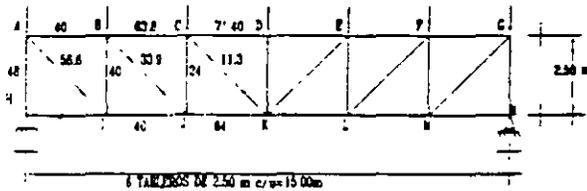
$$C'_c = \frac{6340}{\sqrt{QF}} = \frac{6340}{\sqrt{0.76 \times 3520}} = 122.6$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_{max} = 47 < C'_c = 122.6 \quad \therefore$$

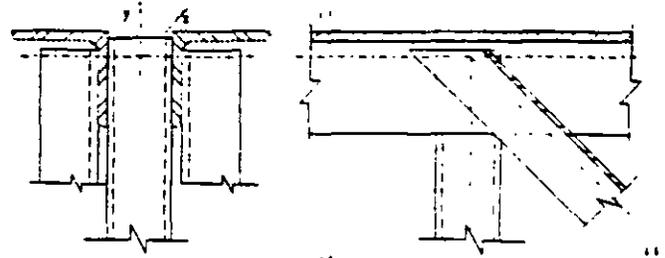
$$R_c = F_x Q A F \left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2(C'_c)^2} \right] = 0.75 \times 0.76 \times 167.4 \times 3520 \left[1 - \frac{(47)^2}{2(122.6)^2} \right] =$$

$$R_c = 311190 \quad Kg = 311.2 \text{ Ton.}$$

Ejemplo 12.- Diseñar la cuerda superior e inferior, el montante "AH" y la diagonal "AI" de la armadura siguiente, usar secciones a base de dos ángulos. Las cuerdas están unidas en sus extremos y en los puntos medios de todos los tableros. Los extremos y la parte media de la armadura están soportadas lateralmente. El acero es A-36.



a) DIMENSIONES GENERALES



b) DISPOSICION DE ANGULOS EN UN NUDO DE LA ARMADURA

Análisis de cargas:

$$\begin{aligned} \text{Carga muerta} \quad P_{CM} &= 5.0 \text{ Ton.} \\ \text{Carga viva} \quad P_{CV} &= 6.4 \text{ Ton.} \\ P_{TOTAL} &= 11.4 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

$$P_i = 1.4 \times 11.4 = 15.96 \approx 16.0 \text{ Ton. (cargas intermedias)}$$

$$P_e = 8.0 \text{ Ton. (cargas extremas)}$$

En la figura se han anotado las fuerzas encontradas en el análisis, para el montante "AH" $P = 48 \text{ Ton. (compresión)}$.

Proponiendo: 2L1-102 x 8 (en cajón).

$$A_x = 2 \times 15.48 = 30.96 \text{ cm}^2$$

$$I_x = I_y = 2[154 + 15.48(2.26)^2] = 466 \text{ cm}^4$$

$$r_x = r_y = \sqrt{\frac{466}{30.96}} = 3.89 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_z = \frac{1.0 \times 125}{1.98} = 63$$

$$\frac{R_c}{A_z} = 1638 \text{ kg / cm}^2$$

$$R_c = 16.38 \times 48.38 = 79246 \text{ Kg} = 79.2 \text{ Ton.} > 71.4 \text{ Ton.}$$

Diseño de la diagonal "AI" $T = 56.6 \text{ Ton. (tensión)}$

$$A_e = 0.85 A_t \quad (\text{sección soldada})$$

$$R_t = 0.9 A_t F_y = 56.6 \text{ Ton.} \quad \therefore A_t = \frac{56600}{0.9 \times 2530} = 24.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Se proponen } 2LI-102 \times 6 \quad A = 2 \times 12.52 = 25.04 \text{ cm}^2$$

Revisión del área neta.

$$R_t = 0.75 A_e F_u = 0.75 \times (0.85 \times 25.04) \times 4080 = 65129 \text{ Kg.}$$

$$R_t = 65.1 \text{ Ton.} > 56.6 \text{ Ton.} \quad \text{Bien.}$$

Esta misma sección se puede emplear en la cuerda inferior, ya que su tensión máxima es de 64 Ton. y es aproximadamente igual a la capacidad de los dos ángulos LI-102 x 6.

3.3.- MIEMBROS EN FLEXIÓN (VIGAS Y TRABES ARMADAS):

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

El diseño de este tipo de elementos suele ser un problema de revisión; se propone una viga de características geométricas y mecánicas determinadas, se calcula su resistencia y se compara con las sollicitaciones que se pretenden resistir, en caso de ser suficiente se verifica si satisface los requisitos de funcionalidad (deformaciones), en caso de no cumplirlos se cambia de sección y se repite el proceso.

3.3.1.- ESTADOS LÍMITE:

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

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- Pandeo local del patin comprimido.
- Pandeo local del alma, producido por flexión.
- Plastificación del alma por cortante.
- Pandeo local del alma por cortante.
- Tensión diagonal en el alma.
- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Flexión y fuerza cortante combinados.
- Otros tipos de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.
- Fatiga.

Además, deben considerarse los estados límites de servicio, correspondientes a deformaciones y vibraciones excesivas.

Las condiciones anteriores de pandeo se presentan en general debido a que el patin a compresión de las vigas se encuentra en condiciones parecidas a las columnas y, como éstas, tiende a pandearse, por torsión o por flexión alrededor de alguno de sus ejes centroidales y principales.

El pandeo local por torsión se evita conservando la relación ancho-espesor del patin dentro de los límites indicados en la sección 2.3.

El alma evita que el patin se pandee por flexión alrededor de su eje de menor momento de inercia, sin embargo, si el alma es demasiado esbelta, como en las trabes armadas, puede arrugarse y permitir esa forma de pandeo, las limitaciones de la sección 4.5.4 sobre la relación peralte-espesor tienden a evitar este pandeo

Se conoce como pandeo lateral por flexotorsión al que se presenta por flexión lateral del patin, con respecto a un eje que pasa por el plano de las cargas.

También el alma puede pandearse localmente, por flexión, cortante, o por una combinación de ellas, ya que los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes generan compresiones paralelas al eje longitudinal de la viga o inclinadas a él.

Si los elementos planos que conforman a una sección poseen relaciones ancho-espesor lo suficientemente pequeñas como para que no se presente su pandeo local, y además el patin a compresión se encuentra arriostrado lateralmente en forma continua, o en puntos lo suficientemente cercanos como para que el pandeo lateral tampoco se presente, los estados límites de falla probables serian por agotamiento de la resistencia a flexión, cortante o una combinación de ellos y se presentarían sin que la viga se saliera del plano que ocupaba inicialmente. De esta manera, los tipos de falla serian por la formación de un mecanismo con articulaciones plásticas, agotamiento de la capacidad a la flexión en la sección crítica: en el caso de los miembros que no admiten redistribución de momentos, iniciación del flujo plástico en la sección crítica, plastificación del alma por cortante o por flexión y cortante combinados.

Cuando las vigas flexionan alrededor de sus ejes centroidales y principales de mayor momento de inercia, y no cuentan con arriostramientos externos que lo impidan, tienden a flexionarse lateralmente y a torcerse simultáneamente, en ellos el pandeo lateral por flexotorsión constituye el estado límite de falla, esta forma es especialmente crítica cuando las secciones transversales tienen un momento de inercia en una dirección varias veces mayor al de la dirección perpendicular, y además su resistencia a la torsión es baja, por ello suele ser importante en vigas de sección "I", sobre todo si son de gran peralte.

3.3.2.- RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN:

En esta sección se proporcionan expresiones para calcular las resistencias de diseño que corresponden a los estados límites de falla anteriores, y se divide en dos partes; la primera se refiere al caso en el que el pandeo lateral no es crítico y en la segunda se determina la resistencia de vigas cuando queda regida por inestabilidad lateral

3.3.2.1- MIEMBROS EN LOS QUE EL PANDEO LATERAL NO ES CRÍTICO. ($L_b \leq L_u$):

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

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

a) Para secciones Tipo 1 o 2.

$$M_R = F_R Z F_y = F_R M_p \quad (3.3.1)$$

" L_b " es la distancia entre puntos del patín comprimido de la viga con soporte lateral.

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

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

" L_p " es la longitud máxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavía el momento plástico " M_p ", y conservarlo durante las rotaciones necesarias para la formación del mecanismo de colapso, y se calcula con las ecuaciones siguientes:

Para secciones "I":

$$L_p = \frac{253000 + 155000 (M_1 / M_2)}{F_y} r_y \quad (3.3.2)$$

Para secciones rectangulares, macizas o en cajón :

$$L_p = \frac{352000 + 211000 (M_1 / M_2)}{F_y} r_y \leq \frac{211000}{F_y} r_y \quad (3.3.3)$$

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

En las expresiones anteriores:

M_p = Momento plástico resistente del miembro en estudio.

M_l = El menor de los momentos en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

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

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

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

b) Para secciones Tipo 3.

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

"Z" y "S" son los módulos de sección plástico y elástico respectivamente del miembro a flexión y $M_y = S F_y$ es el momento correspondiente a la iniciación de la fluencia en la sección considerada (sin tomar en cuenta esfuerzos residuales).

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

$$\frac{830}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{540}{\sqrt{F_y}}$$

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

$$\frac{8000}{\sqrt{F_y}} \quad y \quad \frac{5300}{\sqrt{F_y}}$$

Correspondientes a " $F_R M_y$ " y " $F_R M_p$ ", respectivamente.

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

c) Para secciones Tipo 4:

Cuando tanto el alma como el patin a compresión corresponden al Tipo 4, de acuerdo con 2.3.1 el valor de " M_R " se determina con los criterios para diseño de perfiles de lámina delgada doblados en frío.

Cuando los patines cumplan los requisitos de las secciones Tipo 1, 2 o 3, y las almas sean Tipo 4, el valor de " M_R " se obtendrá de acuerdo con el inciso 4.5.8 cuando las almas cumplen los requisitos de las secciones Tipo 1, 2 o 3 y los patines son Tipo 4, se distinguen dos casos:

1.- Si el patin a compresión está formado por elementos planos no atiesados:

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

2.- Si el patin a compresión está formado por elementos planos no atiesados:

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

" S_e " es el módulo de sección elástico efectivo del elemento y se calcula con el ancho efectivo del patin a compresión en vez del ancho total. El módulo de sección de perfiles simétricos con respecto al eje de flexión puede calcularse, conservadoramente, utilizando el mismo ancho efectivo en el patin a tensión.

En las expresiones anteriores se tomará $F_R = 0.9$.

En la figura nº 19 se muestran las curvas que relacionan el momento resistente " M_R ", dividido entre " F_R " con la deflexión " Δ ", de los cuatro tipos de secciones definidos anteriormente.

Como se observa, para la sección Tipo 1, el momento resistente alcanza el valor " M_p " y lo excede ligeramente, a causa del endurecimiento por deformación, mientras se incrementan las deformaciones. Las secciones Tipo 2 también son capaces de alcanzar el momento " M_p ", pero el pandeo local impide que se presenten deformaciones plásticas importantes.

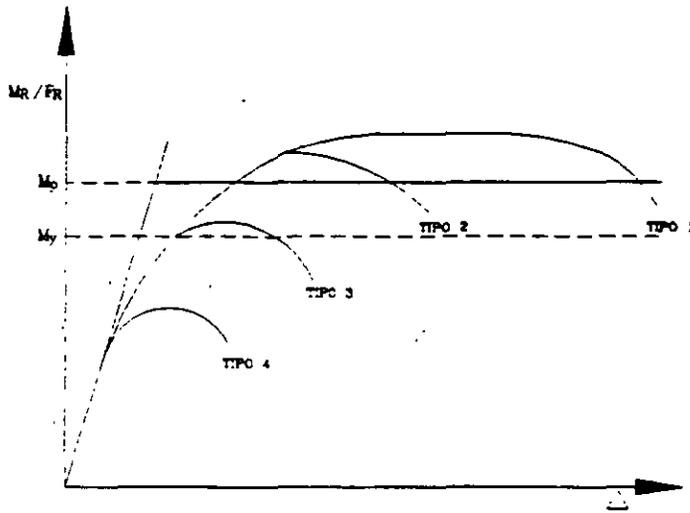


FIG.19 RELACIONES MOMENTO-DEFLEXION PARA VIGAS DE DIVERSOS TIPOS. EL PANDEO LATERAL NO ES CRITICO.

Las secciones de Tipo 3 se pandean localmente cuando el momento no llega todavia a " M_p ", pero alcanza un momento resistente " M_y ", mientras que las secciones Tipo 4 fallan por pandeo local bajo un momento menor que " M_y ".

Si las secciones son Tipo 3 y $L_b \leq L_u$ puede usarse un momento resistente igual a " $F_R M_y$ ", o mayor, interpolando linealmente de acuerdo a la figura n° 20.

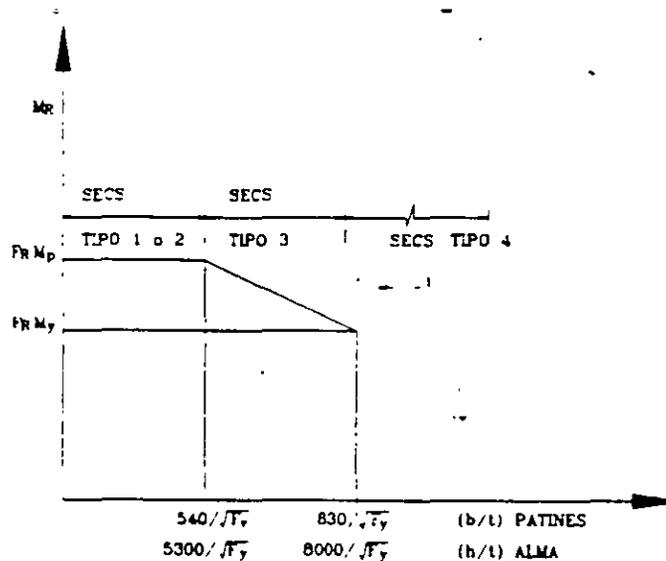
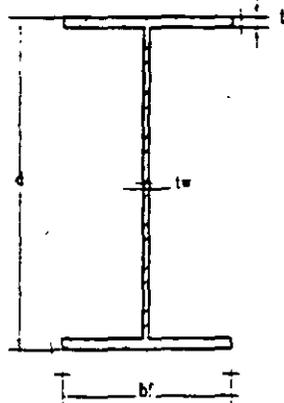
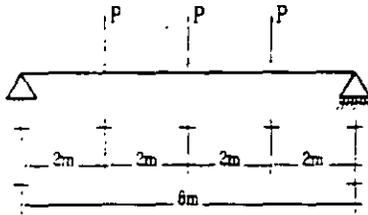


FIG.20 MOMENTOS RESISTENTES DE DISENO DE VIGAS CON SECCIONES TIPO 3. EL PANDEO LATERAL NO ES CRITICO

Ejemplo 13.- Calcular la carga máxima que puede soportar la viga de la figura siguiente, si posee las secciones descritas en la tabla adjunta; el sistema de piso proporciona soporte lateral continuo a su patin superior (considerar sólo la resistencia a la flexión), el acero es A-36.



Sección	d	d _f	t _f	t _w
(T-1)	400	200	12.7	6.3
(T-2)	600	200	12.7	6.3
(T-3)	800	400	12.7	6.3
(T-4)	800	600	12.7	6.3

* Dimensiones de la tabla en mm.

$$M_{m\acute{a}x} = (1.5P)4 - P(2) = 6P - 2P =$$

$$M_{m\acute{a}x} = 4P.$$

Al estar armostrada de manera continua el patin superior (el cual se encuentra a compresión a lo largo de toda la viga), no se puede presentar el pandeo lateral; las relaciones ancho-espesor para los distintos tipos de secciones quedan definidos por los valores siguientes para el acero A-36 (ver tabla 2.3.1.).

Patines

$$\text{Tipo 1 } \frac{b}{t} \leq \frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.1 \quad \text{Tipo 2 } \frac{b}{t} \leq \frac{540}{\sqrt{F_y}} = 10.7 \quad \text{Tipo 3 } \frac{b}{t} \leq \frac{830}{\sqrt{F_y}} = 16.5$$

Almas

$$\text{Tipo 1 } \frac{b}{t} \leq \frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6 \quad \text{Tipo 2 } \frac{b}{t} \leq \frac{5300}{\sqrt{F_y}} = 105.4 \quad \text{Tipo 3 } \frac{b}{t} \leq \frac{8000}{\sqrt{F_y}} = 159$$

En la tabla siguiente se calculan las relaciones ancho espesor para los patines y almas de cada una de las travesas propuestas y se clasifican dentro de alguno de los cuatro tipos de secciones de acuerdo a estos resultados, el ancho considerado fue la distancia libre entre patines para el alma y la mitad de "b_f" para los patines

Relaciones b/t y módulos de sección:

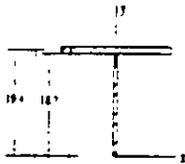
Sección	Patines	Alma	Tipo	Z_x	S_x
(T-1)	7.9	59.5	1	1207	—
(T-2)	7.9	91.2	2	2012	—
(T-3)	15.7	123.0	3	4950	4553
(T-4)	23.6	123.0	4	—	6525

Sección (T-1) $7.9 < 9.1$ y $59.5 < 69.6$ \therefore Tipo 1.

Sección (T-2) $7.9 < 9.1$ y $91.2 < 105.4$ \therefore Tipo 2.

Sección (T-3) $15.7 < 16.5$ y $123 < 159$ \therefore Tipo 3.

Sección (T-4) $23.6 > 16.5$ y $123 < 159$ \therefore Tipo 4.



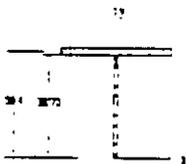
Sección (T-1)

$$Z_x = 2[(1.27 \times 20)19.4 + (18.73 \times 0.63)9.4] = 1207 \text{ cm}^3$$



Sección (T-2)

$$Z_x = 2[(1.27 \times 20)29.4 + (28.7 \times 0.63)14.4] = 2012 \text{ cm}^3$$

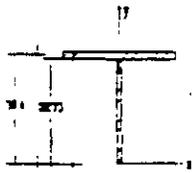


Sección (T-3)

$$I_x = 2[6.8 + 50.8(39.4)^2] + \frac{(77.46)^3 \times 0.63}{12} = 182133 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{182133}{40} = 4553 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2[(1.27 \times 40)39.4 + (38.73 \times 0.63)19.4] = 4950 \text{ cm}^3$$



Sección (T-4)

$$I_x = 2[10 + 76.2(39.4)^2] + \frac{(77.46)^3 \times 0.63}{12} = 261000 \text{ cm}^4$$

$$S_x = \frac{261000}{40} = 6525 \text{ cm}^3$$

Momento resistente máximo de las secciones:

Para las secciones (T-1) y (T-2) que son Tipo 1 y 2.

$$M_{m\acute{a}x.} = M_R = F_R Z F_y$$

Para (T-1) $M_R = 0.9 \times 1207 \times 2530 = 2748339 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 27.48 \text{ T} \cdot \text{m}$.

Para (T-2) $M_R = 0.9 \times 2012 \times 2530 = 4581324 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 45.81 \text{ T} \cdot \text{m}$.

Igualando estos momentos al que generan las cargas se obtiene la "P" máxima aplicable a la viga (despreciando el peso propio).

Para (T-1) $4P = 27.48 \quad \therefore \quad P = 6.87 \text{ Ton}$.

Para (T-2) $4P = 45.81 \quad \therefore \quad P = 11.45 \text{ Ton}$.

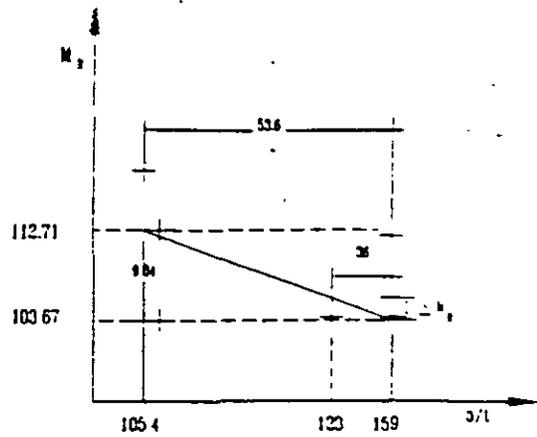
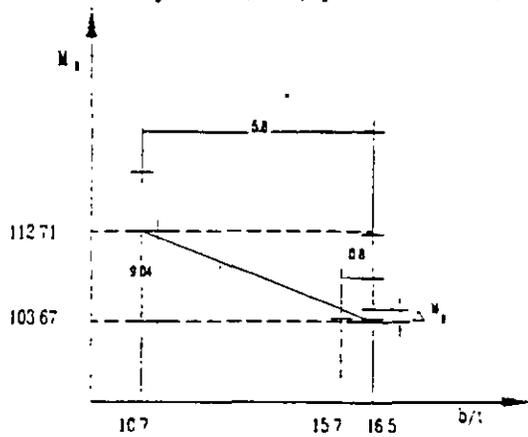
En el caso de la sección (T-3), por ser Tipo 3, su momento resistente variará linealmente entre el de plastificación y el de fluencia (inciso 3.3.2.1b).

Por lo que es necesario calcular ambos momentos.

Por fluencia $M_R = F_R S \bar{F}_y = 0.9 \times 4553 \times 2530 = 10367181 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 103.67 \text{ T} \cdot \text{m}$.

Por plastificación $M_R = F_R Z F_y = 0.9 \times 4950 \times 2530 = 11271150 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 112.71 \text{ T} \cdot \text{m}$.

Relación b/t de patines (15.7) y del alma (123).



$$\Delta M_R = \frac{9.04}{5.8} \times 0.8 = 1.25 \text{ T} \cdot \text{m} \quad (\text{Rige}) \quad \Delta M_R = \frac{9.04}{53.6} \times 36 = 6.07 \text{ T} \cdot \text{m}.$$

$$M_R = 103.67 + 1.25 = 104.92 \text{ T} \cdot \text{m} \quad \therefore$$

$$4P = 104.92 \quad \therefore P = 26.23 \text{ Ton. Para } (T-3).$$

En el caso de la sección (T-4) por ser Tipo 4 y por tener patines a compresión formados por elementos planos no atesados, su momento resistente se calcula con la ecuación 3.3.5.

$$M_R = F_R Q_s S F_y = F_R Q_s M_y \leq F_R M_y$$

Como la relación ancho espesor del patin se encuentra entre el rango de

$$\frac{830}{\sqrt{F_y}} = 16.5 \quad \text{y} \quad \frac{1470}{\sqrt{F_y}} = 29.2 \quad \text{la ecuación A. La E.C. a utilizar para el cálculo de } Q_s \text{ sera}$$

la 2.3.3.

$$\text{Como} \quad 16.5 < \frac{b}{t} = 23.6 < 29.2$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (b/t) \sqrt{F_y}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.00052 (23.6) \sqrt{2530} = 0.798$$

$$M_R = 0.9 \times 0.798 \times 6525 \times 2530 = 11856225 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 118.56 \text{ T} \cdot \text{m}.$$

Por otro lado:

$$M_R = F_R M_y = 0.9 \times 6525 \times 2530 = 14857425 \text{ Kg} \cdot \text{cm} = 148.57 \text{ T} \cdot \text{m}.$$

Rige el valor menor $\therefore M_R = 118.56 \text{ T} \cdot \text{m}$, igualándolo al que generan las cargas:

$$4P = 118.56 \quad \therefore P = 29.64 \text{ Ton}.$$

Y el momento de diseño queda regido en este caso por el pandeo del patin a compresión.

3.3.2.2 MIEMBROS EN LOS QUE EL PANDEO LATERAL ES CRITICO ($L_b > L_c$)

La resistencia de diseño de miembros a flexión cuyo patin a compresión esta provisto de soportes laterales con separaciones mayores que L_c , es igual A:

a) Para secciones tipo 1 o 2 con dos ejes de simetria, flexionadas con respecto a su eje de mayor momento de inercia.

Si $M_u > 2/3 M_p$,

$$M_R = 1.15 F_R M_p \left(1 - \frac{0.28 M_p}{M_u} \right) \leq F_R M_p \quad (3.3.7)$$

$$\text{Si } M_u \leq 2/3 M_p, \quad M_R = F_R M_p \quad (3.3.8)$$

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

$$M_u = \frac{\pi}{C_m L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_{ay}}$$

$$M_u = \frac{\pi E}{C_m L_b} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L_b} \right)^2 C_a \right]} \quad (3.3.9)$$

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

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

$$\text{Donde } M_{c_1} = \frac{EA}{(L_b / r_y)} \quad (3.3.11)$$

$$M_{c_2} = \frac{4.7 EAd}{(L_b / r_y)^2} \quad (3.3.12)$$

En las ecuaciones anteriores $F_R = 0.9$, A y d son el área total y el peralte de la sección considerada, " I_y " y " r_y " su momento de inercia y radio de giro con respecto al eje de simetría situado en el plano del alma " t_f " el espesor del patin comprimido, L_b es la separación entre puntos arriostrados lateralmente de ese patin, "J" y "Ca" las constantes de torsión de saint venant y por alabeo de la sección y C_b que puede tomarse conservadoramente igual a la unidad, esta dado por:

$$C_m = 0.5 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{para tramos flexionados en curvatura simple}$$

$$C_m = 0.60 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad \text{para tramos flexionados en curvatura doble}$$

$$C_m = 1.0 \quad \text{Cuando el momento flexionante en cualquier sección dentro del tramo no soportado lateralmente es mayor que } M_2 \text{ o cuando el patin no esta soportando lateralmente de manera efectiva en uno de los extremos del tramo.}$$

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

En miembros de sección transversal en cajón rectangular hueco $Ca=0$, " L_u " es la longitud maxima no soportada lateralmente para la que el miembro puede desarrollar todavia el momento plastico " M_p " (no se exige capacidad de rotación), y L_r la longitud que separa los intervalos de aplicación de las ecuaciones 3.3.7 y 3.3.8, validas para $L_b \leq L_r$ y para $L_b > L_r$, respectivamente.

"Lu" y "Lr" se calculan con las expresiones siguientes:
 Miembros de sección transversal "I":

$$L_u = \frac{\sqrt{2\pi}}{X_r} \sqrt{\frac{EC_a}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad (3.3.13)$$

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

Donde:

$$E = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{modulo de elasticidad del acero})$$

$$G = 784,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{modulo de elasticidad al esfuerzo cortante})$$

$$X_r = \frac{4}{3} C_b \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}}$$

$$X_u = 4.293 C_b \frac{ZF_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.22 X_r$$

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

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

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

$$X_r = 2.4 C_b \left(\frac{d}{t}\right)^2 \frac{F_y}{E}$$

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

"d" es el parámetro de la sección y "t" el espesor del patín a compresión en miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca.

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

$$L_r = 2.92 \frac{E}{C_b Z F_y} \sqrt{I_y J} \quad (3.3.18)$$

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

$$\text{Si } M_u \leq \frac{2}{3} M_y \quad M_R = 1.15 F_R M_y \left(1 - \frac{0.28 M_y}{M_u} \right) \leq F_R M_y \quad (3.3.19)$$

El valor anterior no debe rebasar el dado por las ecuaciones 3.3.5 o 3.3.6 para secciones tipo 3, y las almas cumplen los requisitos de secciones 1,2 o 3 y los patines son tipo 4.

$$\text{Si } M_u > \frac{2}{3} M_y \quad M_R = F_R M_u \quad (3.3.20)$$

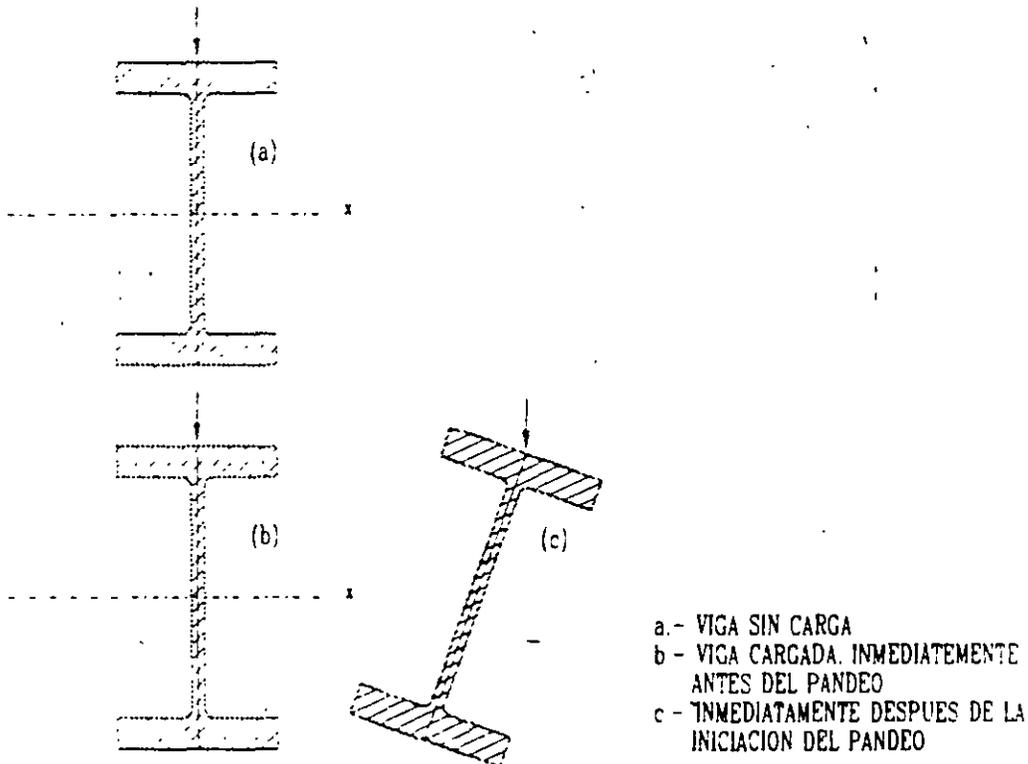
"Mu" se calcula con la ecuación 3.3.9 o, cuando sean aplicables, pueden utilizarse las ecuaciones 3.3.10 a 3.3.12 estas tres ecuaciones pueden emplearse también para las canales, haciendo en ellas $M_{C2} = 0$.

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

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

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

Cuando la distancia entre puntos soportados lateralmente es mayor que L_u , el estado limite de falla suele ser el de pandeo lateral por flexotorsión. La sección transversal de cada patin, aproximadamente rectangular, tiene una rigidez mucho menor alrededor del eje centroidal horizontal que del vertical (ver figura 21), si estuviera aislado, el patin a compresión se pandearia en el plano vertical, si no lo impidiera el alma, que se apoya, a su vez, en el patin a tensión, por lo tanto el pandeo solo puede producirse en el plano horizontal.



El patin a tensión no se pandea por si solo, tiende a conservarse recto y, a través del alma, ejerce una acción estabilizadora sobre el patin comprimido, sin embargo, eventualmente se produce el pandeo lateral, y el patin comprimido arrastra al que trabaja en tensión aunque, los desplazamientos laterales del segundo son siempre menores que los del primero. En esta posición inclinada, la línea de acción de la carga vertical ya no coincide con el eje vertical, de manera que la flexión original, alrededor del eje horizontal, se transforma en flexión biaxial, apareciendo, al mismo tiempo, momentos torsionantes.

La resistencia a la torsión suele descomponerse en dos, la resistencia a la torsión pura o de Saint Venant y la resistencia al alabeo. La primera debida a los esfuerzos cortantes que se generan por la rotación relativa de secciones transversales adyacentes, y es función de la rigidez "GJ".

Donde:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 784,000 \text{ kg / cm}^2 \quad \text{Modulo de elasticidad al cortante.}$$

$$J = \frac{1}{3} \sum bt^3 \quad \text{Constante de torsión para secciones abiertas}$$

$$J = \frac{4 A_1^2 t}{S} \quad \text{Constante de torsión de secciones en cajon}$$

Para las secciones abiertas "b" y "t" son el ancho y el espesor de los rectangulos en los que se divide la sección, y las literales de la sección en cajón se describen en la (figura 22).

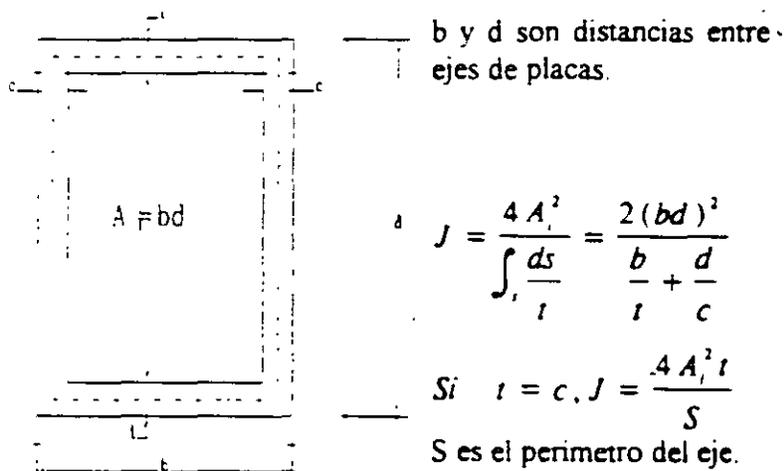


FIG. 22 CONSTANTE DE TORSION DE SAINT VENANT PARA SECCIONES RECTANGULARES HUECAS DE PAREDES DELGADAS

La resistencia a la torsión por alabeo proviene del par generado por las fuerzas cortantes de ambos patines flexionándose alrededor del eje principal alojado en el plano del alma. Es función del producto "ECa" en el que "Ca" es la constante de torsión por alabeo, y para vigas "I" o "H", vale:

$$C_a \approx I_y \frac{(d - t_f)^2}{4}$$

Donde:

d = peralte total de la sección.

t_f = espesor de los patines

(d - t_f) = distancia entre los centroides de los patines.

El momento crítico de pandeo lateral en el intervalo elástico, para una viga simplemente apoyada de sección "I" o "H" flexionada por momentos en los extremos, aplicados alrededor de los ejes de mayor momento de inercia y curvatura simple, esta dada por la ecuación siguiente

$$M_{CR} = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_a}$$

y sustituyendo $G = \frac{E}{2(1 + \mu)}$ y $\mu = 0.3$ para el acero quedaría

$$M_{CR} = \frac{\pi E}{L_b} \sqrt{I_y \left(\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L_b}\right)^2 C_a \right)}$$

Que corresponde a la ecuación 3.3.9 de las normas, a la que se le ha añadido el coeficiente "Cm" para considerar el efecto de la variación del momento flexionante a lo largo del eje del miembro. Esta ecuación es válida cuando el pandeo se presenta en el intervalo elástico (cuando $L_b > L_r$), el primer término del radical representa la resistencia a la torsión de Saint Venant, y el segundo a la resistencia al alabeo.

En la figura 23 se muestra de manera esquemática la relación entre el momento resistente nominal, " M_R " y " F_R " y la longitud libre " L_b ", la ecuación 3.3.9 es válida solamente para longitudes " L_b " mayores a " L_r ", si " L_b " se encuentra entre " L_u " y " L_r " debe corregirse, para considerar que el pandeo se inicia cuando parte del material está plastificado, y si $L_b < L_u$ no hay pandeo lateral y la falla es por pandeo local de alguno de sus elementos.

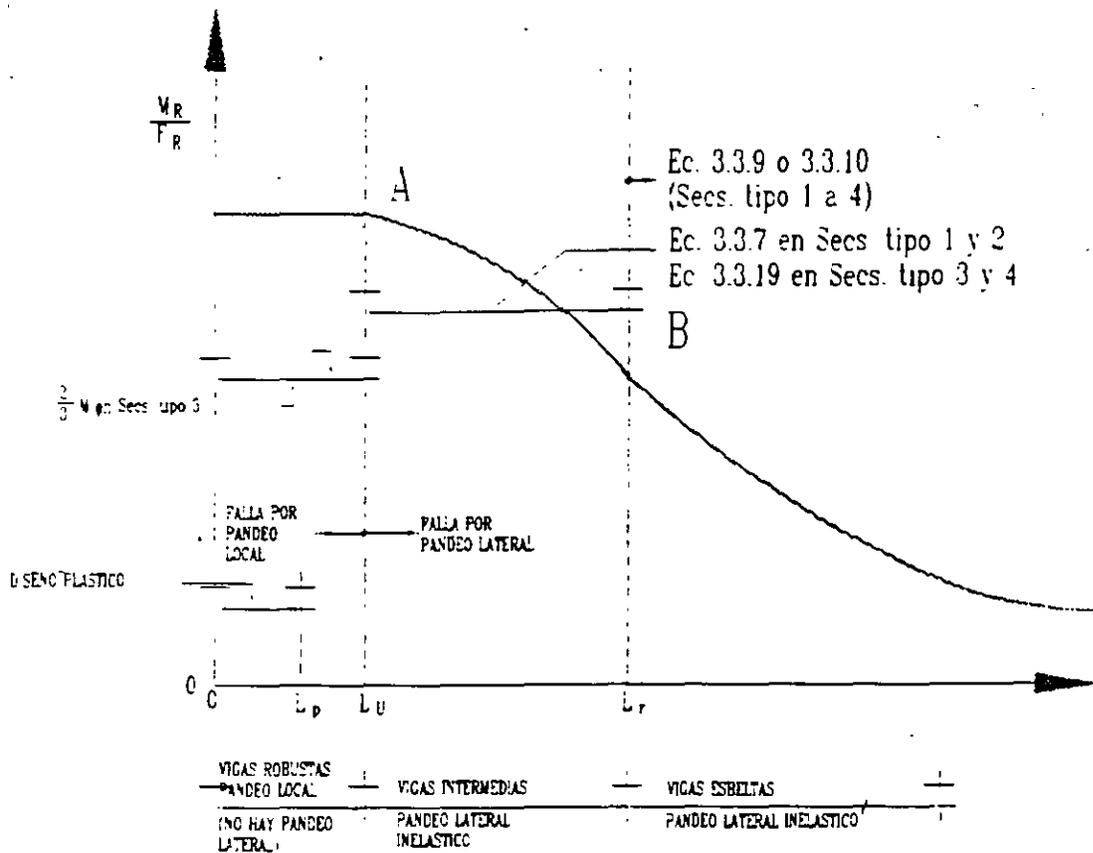


FIG.23 RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL DE VIGAS DE DIVERSAS LONGITUDES.

La mayor parte de las vigas usadas en las estructuras, poseen longitudes " L_b " comprendidas entre " L_u " y " L_r ", es decir se encuentran entre los puntos "A" y "B", en todas ellas el pandeo inicia en el intervalo inelástico, debido a la complejidad del comportamiento en este rango, para diseño se emplean ecuaciones empíricas que unen los puntos frontera "A" y "B" de la figura 23.

Cuando las secciones son tipo 3 ó 4 se emplean ecuaciones semejantes (3.3.20 en el rango elástico y 3.3.19 para el inelástico), en las cuales se sustituye " M_p " por " M_y ".

Para el cálculo del momento resistente de secciones tipo 4 se considera la pérdida probable de la resistencia debido al pandeo local, independientemente del pandeo lateral.

3.3.3.- RESISTENCIA DE DISEÑO AL CORTANTE.

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

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

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

Donde.

$F_R = 0.90$ (factor de reducción de resistencia)

V_N = Resistencia nominal, que se determina como se indica a continuación.

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

a) Si $\frac{h}{t_w} \leq 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$, El alma falla por cortante en el intervalo de endurecimiento por deformación y $V_N = 0.66 F_y A_w$ (3.3.22)

b) Si $1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$ La falla es por plastificación del alma por cortante y

$$V_N = \frac{922 \sqrt{F_y K}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} A_w \quad (3.3.23)$$

c) Si $1600 \sqrt{\frac{K}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 2000 \sqrt{\frac{K}{F_y}}$ Se consideran dos casos:

C₁) Estado límite de iniciación del pandeo del alma $V_N = \frac{922 \sqrt{F_y K}}{\left(\frac{h}{t_w} \right)} A_w$ (3.3.24)

C₂) Estado limite de falla por tensión diagonal

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

d) Si $\frac{h}{t_w} > 2000 \frac{K}{F_y}$ Se consideran también dos casos:

d₁) Estado limite de iniciación del pandeo del alma

$$V_N = \frac{1.845,000 K}{(h/t_w)^2} A_w \quad (3.3.26)$$

d₂) Estado limite de falla por tensión diagonal

$$V_N = \left[\frac{1.845,000 k}{(h/t_w)^2} \left(1 - \frac{0.870}{\sqrt{1 + (a/h_w)^2}} \right) + \frac{0.50 F_y}{\sqrt{1 + (a/h_w)^2}} \right] A_w \quad (3.3.27)$$

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

En las expresiones anteriores:

A_w = área del alma, igual al producto de su espesor t_w, por el peralte total de la sección "d".

h = peralte del alma (distancia libre entre patines)

a = separación entre atiesadores transversales.

k = coeficiente adimensional que se obtiene con la ecuación siguiente:

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

"K" se toma igual a 5.0 cuando la relación a/h_w es mayor que 3.0 ó que $260 (h/t_w)^2$, y cuando se emplean atiesadores; en almas no atiesadas h/t_w no debe exceder de 260.

En la figura 24 se han representado los resultados que se obtienen al aplicar las ecuaciones 3.3.22 a 3.3.27 al cálculo de F_s (esfuerzo cortante resistente nominal); las curvas corresponden a una relación de aspecto particular, $a/h_w = 10$; en ellas se aprecia que la importancia de la resistencia posterior al pandeo aumenta con la esbeltez del alma, lo que es general, aunque los valores relativos de las dos contribuciones a la resistencia total dependen, para una esbeltez del alma dada, de la relación de aspecto a/h_w .

3.3.4.- FLEXION Y CORTANTE COMBINADOS.

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

$$1.33(V_R / M_R) \geq \frac{V_D}{M_D} \geq 0.6 \left(\frac{V_R}{M_R} \right)$$

deben satisfacer las tres condiciones siguientes:

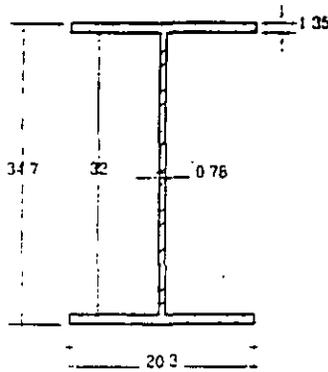
$$V_D \leq V_R$$

$$M_D \leq M_R$$

$$0.727 \left(\frac{M_D}{M_R} \right) + 0.455 \left(\frac{V_D}{V_R} \right) \leq 1.0$$

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

EJEMPLO 14.- Determinar el momento resistente de diseño de una viga $IR - 356 \times 63.8 \text{ kg/m}$ cuando la longitud libre sin arriostrar "Lb" es igual a 3, 6 y 9 metros, usando acero A-36 y un coeficiente $C_m=1.0$



$$I_y = 1881 \text{ cm}^4$$

$$Z_x = 1141 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{1}{3} \sum b t^3 = \frac{1}{3} [2(20.3 \times 1.35^3) + 32 \times 0.76^3] = 38.4 \text{ cm}^4$$

$$C_s = I_y \frac{(d - t_f)^2}{4} = 1881 \frac{(33.35)^2}{4} = 523,023 \text{ cm}^5$$

$$E = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = 784,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E/G = 2.602$$

$$X_r = \frac{4}{3} C_m \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = \frac{4}{3} \times 1.0 \times \frac{1141 \times 2530}{784,000 \times 38.4} \sqrt{\frac{523,023}{1881}} = 2.13$$

$$X_u = 4.293 C_m \frac{Z F_y}{GJ} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} = 3.220 X_r = 3.22 \times 2.13 = 6.86$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_s}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} = \frac{\sqrt{2} \pi}{6.86} \sqrt{\frac{2.602 \times 523,023}{38.4}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (6.86)^2}}$$

$$L_u = 344 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_r} \sqrt{\frac{E C_s}{GJ}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_r^2}} = \frac{\sqrt{2} \pi}{2.13} \sqrt{\frac{2.602 \times 523,023}{38.4}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (2.13)^2}}$$

$$L_r = 718 \text{ cm}$$

Tipo de sección (verificación de relaciones ancho-espesor)

$$\text{Patines} \quad \frac{b_f}{2t_f} = \left\langle \frac{460}{\sqrt{F_y}} \right\rangle = 9.1$$

$$\text{Alma} \quad \frac{d}{t_w} = \left\langle \frac{3500}{\sqrt{F_y}} \right\rangle = 69.6$$

∴ Se trata de una sección tipo 1.

CASO a) Si $L_b = 300\text{cm} < L_u = 344\text{cm}$ significa que el pandeo lateral no es crítico y el momento resistente se calcula con la ecuación 3.3.1

$$M_R = F_R Z_x F_y = F_R M_p = 0.9 \times 1141 \times 2530 = 2598057 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_R = 25.9 \text{ T} \cdot \text{m}$$

CASO b) Si $L_b = 600\text{cm}$ entonces se ubica entre los valores de $L_u = 344\text{cm}$ y $L_r = 718\text{cm}$ ∴ el pandeo lateral es crítico y se inicia en el intervalo inelástico.

$$M_u = \frac{\pi E}{C_m L_b} \sqrt{I_y \left[\frac{J}{2.6} + \left(\frac{\pi}{L_b} \right)^2 C_a \right]} \quad (\text{EC. 3.3.9})$$

$$M_u = \frac{\pi \times 2,040,000}{1.0 \times 600} \sqrt{1881 \left[\frac{384}{2.6} + \left(\frac{\pi}{600} \right)^2 523,023 \right]} = 2499030 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_u = 24.99 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_p = Z_x F_y = 1141 \times 2530 = 2886730 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 28.87 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$\frac{2}{3} M_p = 19.25 < M_u = 24.99$ ∴ se usa la EC. 3.3.7 para el cálculo del momento resistente.

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

$$F_R M_p = 0.9 \times 28.87 = 25.98 T.m$$

$$M_R = 1.15 \times 0.9 \times 28.87 \left(1 - \frac{0.28 \times 28.87}{24.99} \right) = 20.21 T.m < 25.98 \therefore \underline{\underline{M_R = 20.21 T.m}}$$

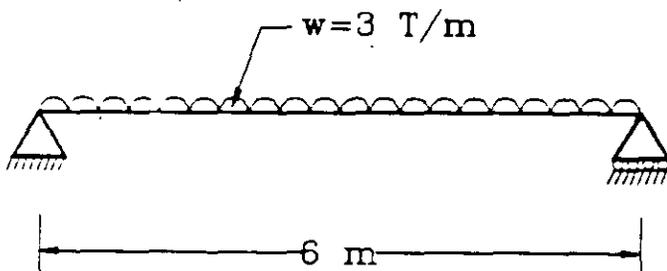
CASO c) Si $L_b = 900 \text{ cm}$ en este caso se excede de $L_r = 718 \text{ cm}$ y el pandeo lateral es crítico, iniciándose en el intervalo elástico:

$$M_u = \frac{\pi \times 2'040,000}{1.0 \times 900} \sqrt{1881 \left[\frac{38.4}{2.6} + \left(\frac{\pi}{900} \right)^2 523,023 \right]} = 1418573 \text{ kg.cm}$$

$$M_u = 14.19 T.m < \frac{2}{3} M_p = 19.25 \therefore \text{se usa la EC. 3.3.8}$$

$$M_R = F_R M_u = 0.9 \times 14.19 = \underline{\underline{12.77 T.m}}$$

EJEMPLO 15.- Seleccionar el perfil más económico para soportar la carga de la viga en la figura siguiente usando acero A-36 y considerando que el sistema de piso proporciona soporte lateral continuo al patin superior, la carga es debida a carga viva y muerta sin factorizar (grupo B).



$$W_u = 1.4 \times 3 = 4.2 T.m$$

$$M_u = \frac{WL^2}{8} = \frac{4.2 \times 6}{8} = 18.9 T.m$$

$$V_u = \frac{WL}{2} = \frac{4.2 \times 6}{2} = 12.6 \text{ Ton.}$$

Suponiendo que $M_R = F_R Z_x F_y = 18.9 T m \quad \therefore$

$$Z_x = \frac{1890000}{0.9 \times 2530} = 830 cm^4$$

Seleccionando una IR - 305 x 52.2 kg m $Z_x = 839 cm^4 > 830 cm^4$

Tipos de sección (verificación de relaciones ancho-espesor)

Patines $\frac{b_f}{2t_f} = 6.3 \left\langle \frac{460}{\sqrt{F_y}} = 9.1 \right.$

Alma $\frac{d}{t_w} = 41.7 \left\langle \frac{3500}{\sqrt{F_y}} = 69.6 \right.$

\therefore se trata de una sección tipo I, y como existe arriostramiento continuo en todo el patin a compresión, no existe problema de pandeo lateral y el momento resistente se obtiene con la ecuación 3.3.1

$$M_R = F_R Z_x F_y = 0.9 \times 839 \times 2530 = 1910403 kg cm$$

$M_R = 19.10 T m > 18.9 T m \quad \therefore$ se acepta la sección

revisión por cortante: $h = d - 2t_f = 318 - 2(13.2) = 292 mm$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{292}{7.6} = 38.4 \left\langle 1400 \sqrt{\frac{K}{F_y}} = 1400 \sqrt{\frac{5.0}{2530}} = 62.2 \right.$$

\therefore la resistencia a cortante se obtiene de la ecuación (3.3.21)

$$V_N = 0.66 F_y A_w = 0.66 \times 2530 \times (31.8 \times 0.76) = 40356 kg$$

$$V_R = F_R V_N = 0.9 \times 40356 = 36320 kg$$

$V_R = 36.32 Ton > V_u = 12.6 Ton \quad \therefore$ se acepta la sección.

Al determinar el límite de $\frac{h}{t_w}$ se considero $K=5$ por ser una viga con alma sin atiesadores y cumplir el límite máximo de 260 para estos casos.

EJEMPLO 16.- Igual al ejemplo anterior pero considerando los siguientes casos de arriostramiento lateral en el patin a compresión.

- a) Arriostramiento lateral solo en los apoyos.
- b) Arriostramiento lateral en los apoyos y al centro del claro.

CASO a) $L_b = 600cm$ $C_m = 1.0$

Del manual IMCA:

$$C_a = I_y \frac{(d - t_f)^2}{4} = \frac{1020(30.48)^2}{4} = 236,900cm^5$$

$$I_y = 1020cm^4$$

$$Z_x = 839cm^3$$

$$E = 2'040,000 kg / cm^2$$

$$J = 30.8cm^4$$

$$d = 31.8cm$$

$$E / G = 2.602$$

$$t_f = 1.32cm$$

$$(d - t_f) = 30.48cm$$

$$G = 784,000 kg / cm^2$$

$$r_y = 3.9cm$$

$$A = 66.5cm^2$$

Calc lo "Lu" y "Lr" (formulas 3.3.13 y 3.3.14)

$$\lambda_r = \frac{4}{3} \times 1.0 \times \frac{839 \times 2530}{784,000 \times 30.8} \sqrt{\frac{236,900}{1020}} = 1.786$$

$$X_u = 3.220 \times 1.786 = 5.752$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{5.752} \sqrt{\frac{2.602 \times 236,900}{30.8}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (5.752)^2}} = 286cm$$

$$L_r = \frac{\sqrt{2\pi}}{1.786} \sqrt{\frac{2.602 \times 236,900}{30.8}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (1.786)^2}} = 614 \text{ cm}$$

usando las expresiones simplificadas de las ecuaciones 3.3.15 y 3.3.16 tendríamos:

$$X_r = 2.4 C_m \left(\frac{d}{t_p} \right)^2 \frac{F_y}{E} = 2.4 \times 1.0 \left(\frac{31.8}{1.32} \right)^2 \times \frac{2530}{2,040,000} = 1.727$$

$$X_u = 3.22 X_r = 3.22 \times 1.727 = 5.562$$

$$L_u = \frac{6.55}{5.562} \times \frac{31.8 \times 3.9}{1.32} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (5.562)^2}} = 285 \text{ cm}$$

$$L_r = \frac{6.55}{1.727} \times \frac{31.8 \times 3.9}{1.32} \sqrt{1 + \sqrt{1 + (1.727)^2}} = 617 \text{ cm}$$

Los valores anteriores como se observa son muy similares a los obtenidos con las primeras expresiones, que por ser mas exactas seran las que se utilicen en el ejemplo que se resuelve.

Como en este caso $L_b=600\text{cm}$ se encuentra entre " L_r " y " L_u ", el pandeo lateral es crítico y se inicia en el intervalo elástico y aplicando la EC. 3.3.9 calculamos el momento " M_u "

$$M_u = \frac{\pi(2,040,000)}{1.0 \times 600} \sqrt{1020 \left[\frac{30.8}{2.6} + \left(\frac{\pi}{600} \right)^2 \times 236,900 \right]} = 1460819 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 14.61 \text{ T m}$$

Usando la ecuación simplificada 3.3.10 se obtendria lo siguiente:

$$M_{C1} = \frac{EA I}{(L_b r_y)} = \frac{2,040,000 \times 66.5 \times 1.32}{(600 \times 3.9)} = 1163963 \text{ kg cm} = 11.64 \text{ T m}$$

$$M_{C2} = \frac{4.7EAd}{(Lb r_y)^2} = \frac{4.7 \times 2,040,000 \times 66.5 \times 31.8}{(6003.9)^2} = 856650 \text{ kg cm} = 8.57T.m$$

$$M_u = \frac{1}{1.0} (11.64)^2 + (8.57)^2 = \underline{\underline{14.45T.m}}$$

Como se puede apreciar este valor es muy similar al obtenido con la ecuación más exacta aplicada anteriormente.

$$M_p = ZF_y = 839 \times 2530 = 2122670 \text{ kg cm} = 21.23T.m$$

$$M_u = 14.61) \frac{2}{3} M_p = 14.15T.m \quad \therefore \text{ se aplica la EC 3.3.7}$$

$$M_R = 1.15 \times 0.9 \times 21.23 \left(1 - \frac{0.28 \times 21.23}{14.61} \right) = 13.03T.m$$

$$M_R = 13.03T.m < 18.9T.m$$

\therefore la sección $IR - 305 \times 52.2 \text{ kg/m}$ no es adecuada para el estado de cargas planteando si no se le proporciona arriostramiento lateral entre sus apoyos:

CASO b) $L_b = 300 \text{ cm}$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} = 0.6 \quad (\text{ya que } M_1=0)$$

$$X_r = 0.6 \times 1.786 = 1.0716$$

(adoptando los valores del inciso "a" anterior).

$$X_u = 0.6 \times 5.752 = 3.4512$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2}\pi}{3.4512} \sqrt{\frac{2.602 \times 236,900}{30.8}} \sqrt{1 + (3.4512)^2} = 390 \text{ cm}$$

Como $L_b = 300 \text{ cm} < L_u = 390 \text{ cm}$ el pandeo lateral por flexo-torsión no es crítico y desde el punto de vista de resistencia a la flexión se encuentra en las mismas condiciones del ejemplo anterior, y la viga IR seleccionada continua siendo adecuada. no se revisa la resistencia al cortante ya que para esa sollicitación no hay variación con respecto al ejemplo anterior.

3.4.- MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS.

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

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

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

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

Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra. La mayor parte de los edificios urbanos, de departamentos y oficinas, tienen estructuras regulares. son ejemplos de estructuras irregulares, muchos salones de espectáculos (cines, teatros, auditorios) y una buena parte de las construcciones fabriles

3.4.1. METODO DE ANALISIS Y DISEÑO

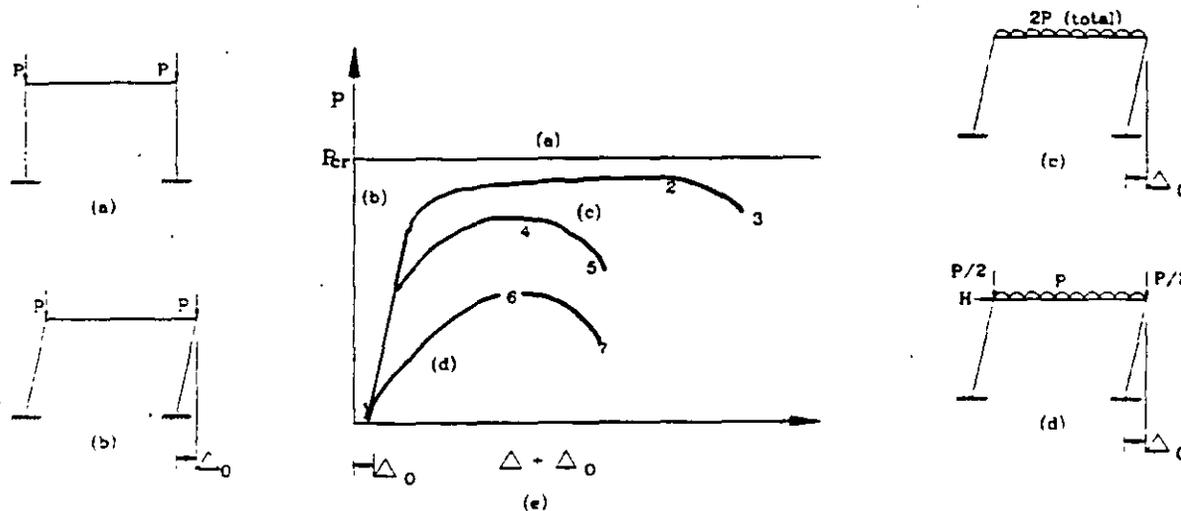
Los elementos mecánicos de diseño pueden obtenerse por medio de un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con un análisis de segundo orden, en el que se tomen en cuenta, como mínimo, los incrementos de las fuerzas internas producidos por las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada y, cuando sean significativos, la influencia de la fuerza axial en las rigideces y factores de transporte de las columnas y en los momentos de empotramiento, así como los efectos de la plastificación parcial de la estructura. Toda estructura puede analizarse utilizando cualquiera de los dos métodos indicados más adelante.

Los factores que no se consideran en el análisis se incluyen, de manera indirecta, en las formulas de diseño, por lo que los métodos de diseño de elementos flexocomprimidos dependen del tipo de análisis que se haya efectuado. La dificultad del diseño está, en general, en razón inversa a la precisión del análisis.

Las estructuras se han analizado tradicionalmente con métodos elásticos de primer orden en los que las ecuaciones de equilibrio se plantean tomando como base su geometría inicial no deformada; se ignoran efectos no lineales de dos tipos, unos geométricos, que se traducen en solicitaciones adicionales generadas por el cambio de posición de las cargas verticales causado por las deformaciones de la estructura, y otros debidos a la plastificación parcial del material, que suele preceder al colapso, que produce cambios, a veces significativos, en las rigideces relativas de vigas y columnas, y en los factores de longitud efectiva de estas últimas, los cuales generan incrementos en las deformaciones de la estructura, y modificaciones en sus elementos mecánicos.

Los efectos de segundo orden que no se consideran en el análisis, se incluyen de forma aproximada en el diseño, sobre todo en los elementos a flexocompresión, que son en los que adquieren mayor importancia, usando factores de longitud efectiva mayores que la unidad, e incluyendo factores de amplificación de momentos.

En la figura 25 se presentan las curvas carga-desplazamiento lateral de cuatro marcos rígidos de un piso y una cruja.



- (a) MARCO PERFECTO CON CARGAS VERTICALES APLICADAS EN LOS NUDOS.
- (b) MARCO IMPERFECTO CON CARGAS VERTICALES APLICADO EN LOS NUDOS.
- (c) MARCO IMPERFECTO CON CARGA VERTICAL DISTRIBUIDA UNIFORMEMENTE.
- (d) MARCO IMPERFECTO CON CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES

FIG.25 COMPORTAMIENTO DE MARCOS RIGIDOS

El marco "a" es simétrico, geométricamente perfecto, con cargas verticales aplicadas en los nudos, su comportamiento es semejante al de una columna perfecta a compresión axial, conservando su configuración inicial, hasta que la carga alcanza el valor crítico correspondiente al pandeo con desplazamiento lateral, después los desplazamientos crecen bajo carga constante.

El marco "b" posee una falta de verticalidad inicial Δ ; las cargas están aplicadas en los nudos, su comportamiento es semejante al de una columna a compresión con imperfecciones, si los defectos geométricos son pequeños, la ordenada del punto de inestabilidad, 2, se acerca a la carga crítica.

Cuando la carga está distribuida a lo largo del cabezal, como en el marco "c", hay flexión primaria en todos los miembros; aparece una fuerza normal en el cabezal y, posiblemente, algunas zonas se plastifican localmente por flexión; la rigidez del marco se reduce, y la carga por inestabilidad disminuye (punto 4).

En el marco "d", sujeto a cargas verticales y horizontales, el desplazamiento lateral del cabezal se inicia cuando se empiezan a aplicar las cargas, causado por la fuerza horizontal y por el volteo producido por las cargas verticales que actúan sobre el marco desplazado (efecto $P\Delta$).

La carga vertical que corresponde al punto de inestabilidad (punto 6), es menor que la crítica del mismo marco con fuerzas "p" aplicadas en los nudos. La inestabilidad se presenta cuando la combinación de los efectos de segundo orden y de la acción inelástica reduce a cero la rigidez lateral de la estructura, en la falla por inestabilidad intervienen las dos fuentes de efectos no lineales: las geométricas, que ocasionan los efectos de segundo orden, y las debidas al comportamiento inelástico del material.

Las respuestas de los cuatro marcos de la figura 25 están basadas en la suposición de que no hay pandeo local, ni pandeo lateral por flexotorsión en vigas o columnas, ni se forman mecanismos en el cabezal, por lo tanto, las curvas de comportamiento anteriores corresponden con los límites superiores de su resistencia.

En la figura 26 se muestra las curvas carga-desplazamiento correspondientes a los diversos métodos con los que se puede efectuar el análisis de marcos rígidos, ejemplificados en un marco de un solo piso por simplicidad, se ha trazado también la curva que representa el comportamiento real del marco, que se obtendría experimentalmente. Además se indican los diagramas momento-fuerza axial-rotación idealizados, que se utilizan en los métodos de análisis; corresponden a materiales elásticos, rígido-plásticos y elastoplásticos.

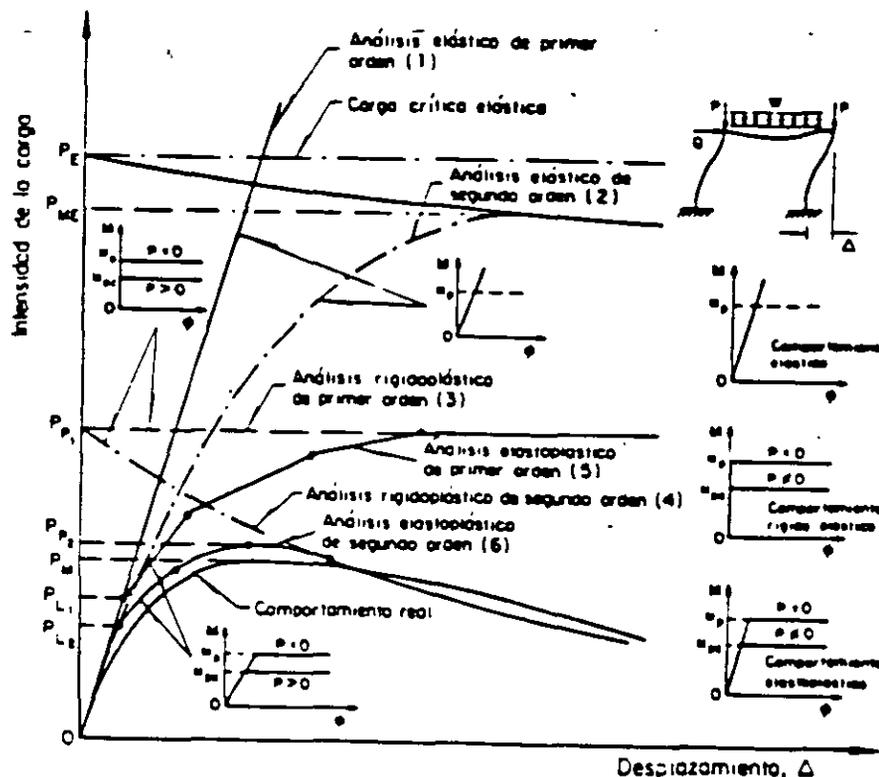


FIG. 26 CURVAS CARGA-DESPLAZAMIENTO LATERAL

El análisis elástico de primer orden (gráfica 1), es el más sencillo y se ha utilizado desde principios del siglo pasado, y sigue siendo el método más común en la actualidad, en el se considera que el material tiene un comportamiento elástico lineal ilimitado, y las ecuaciones de equilibrio se plantean en base a la geometría inicial del marco, sin considerar sus deformaciones, y por lo tanto la respuesta de la estructura también es lineal.

Debido a que el comportamiento de los materiales se acerca al elástico lineal solo a esfuerzos bajos, únicamente la parte inicial de la gráfica coincide con la respuesta real de la estructura, por lo tanto podemos decir que este tipo de análisis solo funciona para investigar el comportamiento de una estructura sometida a sus cargas de trabajo, pero no sirve para las cargas de colapso.

La respuesta elástica termina cuando aparece el esfuerzo de fluencia, por primera vez, en algún punto de la estructura; esto sucede cuando la carga llega al valor P_{L1} , que es la base de todos los métodos convencionales de diseño (P_{L1} no corresponde a la aparición de F_y , sino a la formación de la primera articulación plástica; la diferencia es pequeña en perfiles con factor de forma poco mayor que la unidad).

Arriba de P_{L1} la gráfica carece de significado físico; la carga máxima que soporta la estructura en condiciones de trabajo, es igual a P_{L1} dividida entre un coeficiente de seguridad mayor que la unidad.

En el análisis elástico de segundo orden, (gráfica 2), también se supone que el comportamiento es elástico lineal ilimitado, pero las ecuaciones de equilibrio se plantean considerando la geometría de la estructura deformada. Los momentos primarios (obtenidos de un análisis elástico de primer orden), se amplifican debido a la interacción de cargas y desplazamientos; los momentos y las deflexiones crecen más rápidamente de las cargas, dando una gráfica de pendiente decreciente que incluye los efectos de la falta de linealidad geométrica; proporciona la carga máxima que resistiría la estructura si su comportamiento fuese elástico hasta la falla, P_{ME} , que está por debajo de la carga crítica elástica P_E .

El comportamiento elástico termina cuando aparece el esfuerzo, F_y , lo que define la carga P_{L2} , que corresponde a P_{L1} , y, como ella, se calcula para $F_{max} = F_y$, para $F_{max} = F_{cr}$, o para $M_{max} = M_{pc}$, en donde M_{pc} es el momento plástico de la sección crítica, reducido por carga axial, P_{L2} simplemente es menor que P_{L1} .

El análisis elástico de segundo orden, proporciona una buena aproximación para la respuesta de la estructura en condiciones de servicio, pero continua siendo mala para predecir su comportamiento en la cercanía del colapso, excepto en los casos poco comunes, en que las estructuras son tan flexibles que fallan por inestabilidad elástica.

En el análisis rigidoplástico de primero y segundo orden (grafica 3 y 4), se supone que el comportamiento del material es rigidoplástico; en la curva momento-rotación suele incluirse el efecto de la fuerza axial. Como consecuencia de estas hipótesis, las deformaciones son nulas hasta que los momentos flexionantes alcanzan el valor M_{pc} , en un número de secciones transversales suficientes; para que la estructura completa, o parte de ella, se convierta en un mecanismo con articulaciones plásticas, la carga correspondiente es P_{p1} .

El comportamiento posterior a la formación del mecanismo puede describirse de alguna de las dos maneras siguientes:

a) Despreciando los desplazamientos al plantear las ecuaciones de equilibrio, con lo que se obtiene una recta horizontal, que corresponde a desplazamientos crecientes bajo carga constante (grafica 3)

b) Teniendo en cuenta los desplazamientos se obtiene una curva descendente, ya que los momentos adicionales que producen las cargas verticales al actuar sobre la estructura deformada no pueden ser equilibrados por ella a no ser que se disminuyan las cargas exteriores (grafica 4).

El análisis rigidoplástico de primer orden proporciona la carga de colapso plástico P_{p1} , que es siempre un límite superior de la resistencia de la estructura es de gran importancia en estructuras con fuerzas axiales nulas o pequeñas, o en las que el mecanismo de colapso se forma cuando las deformaciones son todavía muy reducidas, pues en ellas P_{p1} es casi igual a la carga real máxima.

Esta forma de análisis proporciona, con buena precisión, la resistencia máxima de vigas continuas, marcos rígidos no contraventeados hasta de tres pisos, y marcos rígidos adecuadamente contraventeados de cualquier altura. En cambio, no da ninguna información sobre el comportamiento de estas estructuras en condiciones de trabajo.

En el análisis elastoplástico de primer y segundo orden (gráfica 5 y 6), se supone que el comportamiento del material es elastoplástico y se hace una sucesión de análisis elásticos con la estructura sometida a cargas de intensidad creciente, en los que se tienen en cuenta las articulaciones plásticas que se forman a lo largo del proceso. Suele incluirse el efecto de la fuerza axial en la curva momento-rotación de las columnas.

El proceso se inicia considerando que la estructura es elástica, y se estudia su comportamiento hasta que las cargas alcanzan los valores necesarios para que se forme la primera articulación plástica; después se realiza un segundo análisis elástico, suponiendo que hay una articulación real en la sección donde se formó la articulación plástica; como la estructura ha perdido rigidez, la pendiente de la curva carga-desplazamiento disminuye. Esta etapa termina cuando los momentos calculados en ella, superpuestos con los de la primera etapa, llegan a M_p (M_{pc} , si la carga axial es significativa) en otra sección transversal, en la que aparece la segunda articulación plástica.

El proceso continua, suponiendo que la estructura es elástica entre articulaciones plásticas sucesivas y sustituyéndolas por articulaciones reales; obteniéndose así una gráfica formada por tramos de pendiente cada vez menor, ya que la rigidez de la estructura disminuye al aparecer una nueva articulación, hasta agotar completamente su resistencia.

La diferencia entre el análisis de primer y segundo orden estriba en la forma en como se efectúan los análisis elásticos

El análisis elastoplástico de primer orden se inicia con un análisis elástico, también de primer orden, con el que se obtiene una gráfica carga-desplazamiento recta de pendiente determinada por la rigidez inicial de la estructura, que termina cuando se forma la primera articulación plástica en el punto de ordenada P_{L1} ; después se efectúa otro análisis elástico de primer orden de la estructura "determinada" por la introducción de una articulación real en la sección plastificada; se obtiene una segunda línea recta, de pendiente menor a la primera que llega al punto en el que se forma la segunda articulación plástica; el resultado final es una línea quebrada (curva 5), compuesta por rectas de pendiente decreciente, que unen los puntos correspondientes a la formación de articulaciones plásticas sucesivas, el último tramo, que se inicia en el instante en que la estructura se convierte en un mecanismo, se confunde con la línea horizontal, de pendiente nula, obtenida en el análisis rigidoplástico de primer orden.

Este metodo no proporciona ninguna carga característica adicional, pues P_{L1} se evalua con un análisis elástico y P_{p1} es la carga de colapso rigidoplastico de primer orden; la grafica carga-desplazamiento que se obtiene con el es una buena representación del comportamiento real de estructuras con fuerzas normales poco significativas, o sea aquellas cuya resistencia máxima se obtiene con buena precisión mediante un análisis rigidoplastico de primer orden.

El análisis elastoplastico de segundo orden se efectua de manera similar, pero las soluciones de las estructuras auxiliares, con números crecientes de articulaciones, se obtienen con repetidos análisis elásticos de segundo orden. La grafica carga desplazamiento lateral, formada por una sucesión de tramos de curva, se separa del comportamiento elástico de segundo orden en el punto de ordenada P_{L2} , cuando aparece la primera articulación plastica, y se confunde eventualmente con la curva descendente del análisis rigidoplastico de segundo orden (curva 6).

La ordenada P_{p2} del punto más alto de la curva es una muy buena aproximación, de la carga máxima resistente de la estructura.

En la figura 27 se ilustra el concepto de la carga crítica deteriorada, que aclara el comportamiento de las estructuras elastoplasticas sujetas a sollicitaciones crecientes

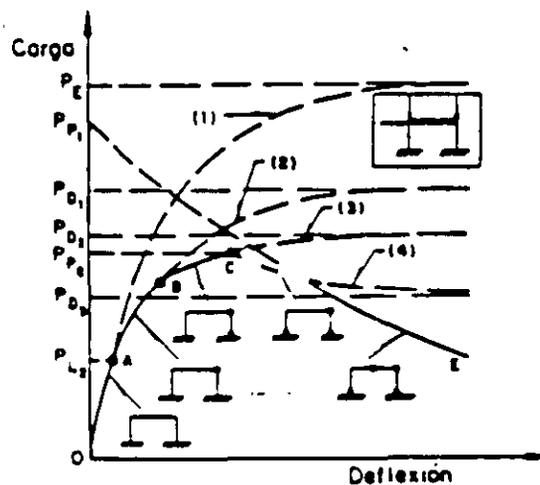


FIG 27 DETERMINACION DE LA CURVA CARGA-DEFLEXIÓN UTILIZANDO EL CONCEPTO DE CARGA CRÍTICA DETERIORADA

La curva(1) describe el comportamiento elástico de segundo orden, tiende asintóticamente hacia la recta horizontal que representa la carga crítica elástica. Cuando se forma la primera articulación plástica, la estructura se deteriora por la pérdida de rigidez angular en una de sus secciones transversales, y puede calcularse una nueva carga crítica "deteriorada", P_{D1} , la curva (2), obtenida con un análisis elástico de segundo orden de la estructura deteriorada, tiende asintóticamente hacia la recta horizontal de ordenada P_{D1}

El proceso continúa mientras la carga crítica deteriorada es mayor que la carga vertical que obra sobre la estructura, lo que deja de cumplirse eventualmente, en el caso aquí ilustrado esto sucede después de que se forma la tercera articulación plástica, ya que la carga crítica deteriorada correspondiente, P_{D3} , es menor que la que soporta la estructura en ese instante. La curva carga-desplazamiento tiende hacia P_{D3} de arriba hacia abajo, lo que indica una disminución de resistencia; la ordenada del punto "c" corresponde a la resistencia máxima.

El punto que representa la formación de un mecanismo (punto D), corresponde a la aparición de la cuarta articulación plástica, se encuentra sobre la curva que corresponde al comportamiento rígido plástico de segundo orden, que tiende asintóticamente hacia el eje de las abscisas; éste representa la carga crítica deteriorada de una estructura de rigidez lateral nula.

Si se emplean métodos basados en estados límite, las solicitaciones de diseño, obtenidas casi siempre con un análisis elástico de la estructura bajo cargas de trabajo factorizadas, se comparan con las resistencias de diseño, que suelen alcanzarse cuando la sección crítica, o el miembro completo, están parcial o totalmente plastificados. En el procedimiento anterior, se puede identificar un error; el diseño se basa en la plastificación parcial o completa, de secciones o miembros críticos, fenómeno que se representa acompañado siempre, por una redistribución de momentos que no puede predecirse con los métodos de análisis elástico, sin embargo, estos son los que se emplean para obtener las solicitaciones de diseño.

3.4.2.- ESTADOS LIMITE:

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

- Pandeo de conjunto de un entrepiso, bajo carga vertical.
- Pandeo individual de una o más columnas, bajo carga vertical.
- Inestabilidad de conjunto de un entrepiso, bajo cargas verticales y horizontales combinadas.
- Falla individual de una o más columnas, bajo cargas verticales y horizontales combinadas por inestabilidad o porque se agote la resistencia de alguna de sus secciones extremas.
- Pandeo local.

Debe considerarse también el estado límite de servicio de deformaciones laterales de entrepiso, que depende, en buena parte, de las características de las columnas.

3.4.3.- Dimensionamiento De Columnas Que Forman Parte De Estructuras Regulares.

Los miembros a flexocompresión que forman parte de estructuras regulares se dimensionan de manera que satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y la de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las secciones extremas se revisan con las ecuaciones 3.4.1, 3.4.4 o 3.4.5, dependiendo del tipo de sección de que se trate, y la revisión de la columna completa se realiza con las ecuaciones 3.4.6, 3.4.9 ó 3.4.10. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas y de la columna completa.

Como alternativa, las columnas que forman parte de estructuras regulares pueden dimensionarse como se indica en el inciso 3.4.4.

En las estructuras regulares se pueden determinar los efectos de segundo orden utilizando métodos de análisis o fórmulas simplificadas, que no son adecuadas para estructuras irregulares; por esta razón las normas técnicas complementarias las trata en dos secciones diferentes

3.4.3.1.- REVISION DE LAS SECCIONES EXTREMAS

a) Secciones tipo 1 y 2.

en cada extremo de la columna debe satisfacerse la condicion:

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}} \right)^{\alpha} \leq 1.0 \quad (3.4.1)$$

M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales y principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño a compresión y suponiendo, en cada caso, que el otro momento es nulo; para secciones "I" o "H" se calculan con las ecuaciones:

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px} \quad (3.4.2)$$

$$M_{pcy} = 1.67 F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{py} \quad (3.4.3)$$

Cuando la sección es en cajón, cuadrada, los dos momentos, M_{pcx} y M_{pcy} , se determinan con la ecuación 3.4.2

El exponente " α " tiene alguno de los valores siguientes:

secciones "H"	$\alpha = 1.60 - p / 2 L_u$
secciones en cajón, cuadradas	$\alpha = 1.70 - p / 2 L_u$
cualquier otra sección	$\alpha = 1.0$

$$F_R = 0.90$$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño α e actúa sobre la columna y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con 3.4.3.3, "a" o "b".

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ son los momentos plásticos resistentes nominales de la sección para flexión alrededor de los ejes "X" y "Y", respectivamente.

$P_y = A_y F_y$ es la fuerza axial nominal que, actuando por si sola, ocasionaria la plastificación de una columna corta cuyas secciones transversales tienen un área A_y .

$$P = \frac{P_u}{F_R P_y}$$

"Ln" indica logaritmo natural. si se toma $\alpha = 1.0$ la EC. 3.4.1 se transforma en:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0 \quad (3.3.4)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce " α ", y puede emplearse, conservadoramente, en lugar de la EC. 3.4.1. aunque se conozca el valor de " α ".

b) Secciones tipo 3 y 4

en cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la condición:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{M_{uox}}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.4.5)$$

M_{RX} y M_{RY} se calculan como se indica en 3.3.2.1, "b" y "c"; y las otras cantidades que aparecen en la ecuación se han definido anteriormente.

3.4.3.2 REVISIÓN DE LA COLUMNA COMPLETA

a) Secciones tipos 1 y 2

debe satisfacerse la condición:

$$\left(\frac{M_{ucx}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta + \left(\frac{M_{ucy}^*}{M_{ucy}} \right)^\beta \leq 1.0 \quad (3.4.6)$$

M_{ucx} y M_{ucy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral, se calculan con las ecuaciones.

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.7)$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) \quad (3.4.8)$$

El exponente "β" tiene alguno de los valores siguientes:

Secciones "H"

$$\beta = 0.4 + p + \frac{B}{D} \geq 1.0 \quad \text{para } \frac{B}{D} \geq 0.3$$

$$\beta = 1.0 \quad \text{para } \frac{B}{D} < 0.3$$

Secciones en cajón, cuadradas:

$$\beta = 1.3 + 1000 p (L/r)^2 \geq 1.4$$

para cualquier otra sección $\beta = 1.0$

"D" es el peralte total de la sección, y "B" el ancho de los patines

$$F_R = 0.90$$

P_u , M_{ux} y M_{uy} son la fuerza axial de diseño sobre la columna y los momentos de diseño, calculados de acuerdo con 3.4.3.3 "a" o "b". En la ecuación 3.4.6, lo mismo que en las ecuaciones 3.4.9 y 3.4.10 se utilizan siempre los momentos de diseño máximos, alrededor de los ejes "X" y "Y", aunque los dos no se presenten en el mismo extremo de la columna.

M_m es el momento resistente de diseño, para flexión alrededor del eje "X", se calcula como se indica en 3.3.2, o, en forma aproximada con la siguiente ecuación (válida para secciones "I" o "H"):

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{(L/r_x) \sqrt{F_c}}{26500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

Si la columna esta soportada lateralmente en forma continua, o esta provista de soportes laterales con separaciones "Lb" no mayores que "Lu", dada por alguna de las ecuaciones 3.3.13, 3.3.15 o 3.3.17, cuando no se requiere capacidad de rotación, o no mayor que "Lp", ecuaciones 3.3.2 o 3.3.3, cuando si se requiere capacidad de rotación, M_m puede tomarse igual a $F_R M_{px}$.

"Rc", es la resistencia de diseño a compresión, y se determina de acuerdo con el inciso 3.2.2

Si se toma $\beta = 1.0$, la EC. 3.4.6 se transforma en:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_n} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_p} \leq 1.0 \quad (3.4.9)$$

Esta ecuación debe utilizarse para revisar columnas para las que no se conoce β , y puede emplearse, conservadoramente, en vez de la EC. 3.4.6. aunque se conozca el valor de β .

b) Secciones tipo 3 y 4
debe cumplirse la condición:

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_{RX}} + \frac{M_{uoy}^*}{M_{RY}} \leq 1.0 \quad (3.4.10)$$

M_{RX} y M_{RY} se calculan de acuerdo con el inciso 3.3.2

3.3.4.3 DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO

a) Análisis de primer orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los métodos de diseño se determinan como sigue

$$M_{uo} = M_n + B_2 M_{Tp} \quad (3.4.11)$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_n + B_2 M_{Tp} \quad (3.4.12)$$

En la EC. 3.4.11 M_{ti} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la EC 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

En la EC. 3.4.11, M_{tp} es el momento de diseño en el extremo en consideración de la columna en estudio, y en la 3.4.12 es uno de los momentos de diseño que actúan en los dos extremos, producidos, en ambos casos, por cargas que si ocasionan desplazamientos laterales apreciables de esos extremos.

El segundo miembro de la EC. 3.4.12 se calcula en los dos extremos de la columna, y M_{uo}^* es el mayor de los dos valores.

En general, los momentos M_{ti} son producidos por cargas verticales y los M_{tp} por fuerzas horizontales, de viento o sismo, aunque las cargas verticales pueden ocasionar momentos M_{tp} significativos en estructuras muy asimétricas en geometría o cargas

En marcos que forman parte de estructuras regulares provistas de contraventeos o muros de cortante de rigidez adecuada para que puedan despreciarse los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de entrepiso (inciso 2.2.2.b), desaparece el término $B_2 M_{tp}$ de las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

B_1 y B_2 son factores de amplificación de los momentos; se calculan con las ecuaciones siguientes

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{F_R P_E}} \geq 1.0 \quad (3.4.13)$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{F_R \sum P_E}} \quad (3.4.14)$$

o de manera alternativa:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u \Delta_{OH}}{F_R L \sum H}} \quad (3.4.15)$$

C_m es un coeficiente que depende de la ley de variación del momento flexionante, se calcula como sigue:

I.- Miembros a flexocompresión que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que no actúan cargas transversales aplicadas en puntos intermedios:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{para tramos flexionados en curvatura simple.}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad \text{para tramos flexionados en curvatura doble.}$$

M_1 y M_2 son respectivamente, el menor y el mayor de los momentos en los extremos del tramo de barra en consideración (puede ser la columna completa o una parte de ella, entre puntos soportados lateralmente), tomados en valor absoluto.

II.- Miembros a flexocompresión que forman parte de marcos contraventeados o sin contraventeo, sobre los que actúan cargas transversales aplicadas en puntos intermedios, independientemente de que haya o no momentos en sus extremos:

$$C_m = 1 + \chi \frac{P_u}{P_E} \quad \text{donde} \quad \chi = \frac{\pi^2 \zeta_0 EI}{M_{ou} L^2} - 1$$

ζ_0 es la deflexión máxima y M_{ou} el momento máximo entre apoyos, debidos a las cargas transversales y a los momentos en los extremos, cuando éstos son diferentes de cero.

En lugar de calcular C_m como antes se indicó, puede usarse los valores siguientes: si los extremos del miembro están restringidos angularmente, 0.85; si no lo están $C_m=1.0$.

$$P_E = \frac{\pi^2 EA_t}{\left(\frac{KL}{r} \right)^2}$$

"L" es la longitud no soportada lateralmente en el plano de la flexión, "r" es el radio de giro correspondiente, y "K" es el factor de longitud efectiva en el plano de la flexión.

En la EC. 3.4.13 se calcula la carga P_E con un coeficiente "K" que corresponde a columnas cuyos extremos no se desplazan lateralmente, mientras que en la EC 3.4.14 se usa un coeficiente "K" determinando teniendo en cuenta que la columna forma parte de un marco en el que los desplazamientos laterales de entrepiso son significativos.

ΣP_E = suma de cargas críticas de pandeo elástico de todas las columnas de entrepiso en consideración en la dirección que se está analizando.

ΣP_u = suma de fuerzas axiales de diseño en todas las columnas del entrepiso en consideración.

Δ_{OH} = desplazamiento horizontal relativo de los niveles que limitan al entrepiso en consideración, en la dirección que se está analizando, producido por las fuerzas de diseño.

ΣH = suma de todas las fuerzas horizontales de diseño que obran encima del entrepiso en consideración (fuerza cortante de diseño en el entrepiso, en la dirección que se está analizando)

L = altura de entrepiso

Entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente:

En columnas que forman parte de entrepisos cuyo diseño queda regido por cargas verticales únicamente, lo que es frecuente en edificaciones de poca altura y en los entrepisos superiores de edificios altos, los momentos M_{tp} suelen ser nulos en la condición de carga de diseño (excepto en estructuras muy asimétricas, en geometría y/o carga, en las que pueden ocasionarse desplazamientos laterales de entrepiso significativos por cargas verticales)

Si se demuestra que el pandeo de conjunto de un entrepiso, con desplazamientos laterales relativos de los niveles que lo limitan, no es crítico, B_2 vale cero y P_E se calcula con un factor de longitud efectiva K igual o menor que 1.0 si no se estudia el pandeo de conjunto, o si éste es crítico, los momentos de diseño son iguales a

$$M_{uo} = M_n \quad M_{uo}^* = B_2 M_n$$

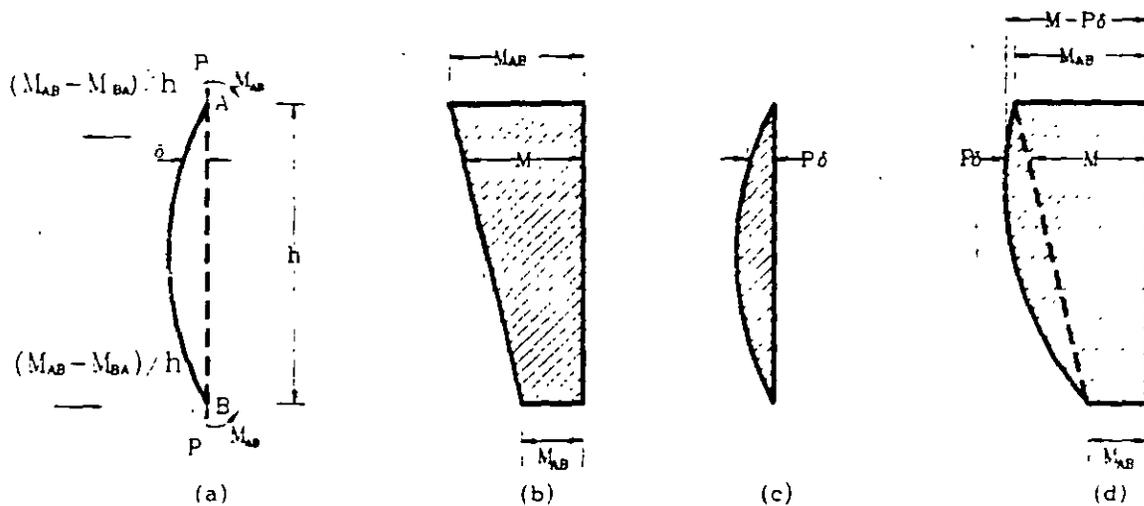
B_2 se calcula con la EC. 3.4.14

Se considera que el pandeo de conjunto en un entrepiso no es crítico cuando

$$\frac{P_{cr}}{P_u} \geq 2.5$$

Donde P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso y ΣP_u es la suma de las fuerzas axiales de diseño de todas las columnas de dicho entrepiso

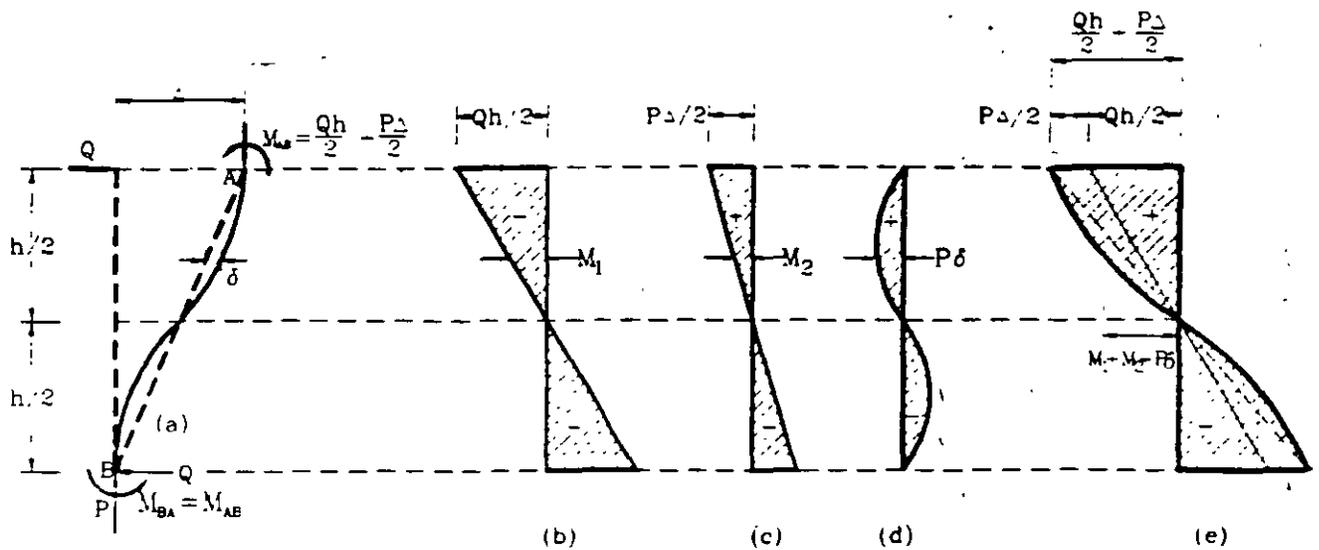
Cuando la columna forma parte de una estructura de rigidez lateral suficiente como para que los efectos de esbeltes debidos a desplazamientos lineales de sus extremos no sean significativos, puede tratarse como si los extremos estuviesen fijos linealmente; el incremento en los momentos flexionantes se debe solo al producto de la fuerza axial P por los desplazamientos laterales respecto al eje recto original: éste es el llamado "efecto $P\delta$ " y se ilustra en la figura 28.



(a) COLUMNA Y CARGAS
 (b) MOMENTOS DE PRIMER ORDEN (PRIMARIOS)
 (c) MOMENTOS DE SEGUNDO ORDEN (SECUNDARIOS)
 (d) MOMENTOS TOTALES (PRIMARIO MAS SECUNDARIOS)

FIG 28 EFECTOS GEOMETRICOS DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNAS CON EXTREMOS FIJOS LINEALMENTE (EFECTO $P\delta$)

Si en cambio, los desplazamientos lineales de los extremos son significativos, los momentos flexionantes se incrementan por el "efecto $P\Delta$ ", debido a esos desplazamientos, y el "efecto $P\delta$ ", producido por la deformación del eje de las columna respecto a la recta que une sus extremos desplazados, en la figura 29 se representa el caso particular en el que los dos extremos de una columna giran angulos iguales, como sucede en los entrepisos intermedios de los marcos rigidos regulares de varios niveles.



(a) COLUMNA Y CARGAS
 (b) MOMENTOS DE PRIMER ORDEN (PRODUCIDOS POR FUERZAS HORIZONTALES EXCLUSIVAMENTE)
 (c) MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL EFECTO $P\Delta$ (DE SEGUNDO ORDEN)
 (d) MOMENTOS PRODUCIDOS POR EL EFECTO $P\delta$ (DE SEGUNDO ORDEN)
 (e) MOMENTOS TOTALES

FIG 29 EFECTOS GEOMETRICOS DE SEGUNDO ORDEN EN COLUMNAS CUYOS EXTREMOS SE DESPLAZAN LINEALMENTE (EFECTOS $P\Delta$ Y $P\delta$)

Como se ilustra en la figura 30, dependiendo de la magnitud de los momentos secundarios " $P\delta$ ", el momento máximo puede presentarse en un extremo o en una de las secciones intermedias de la barra.

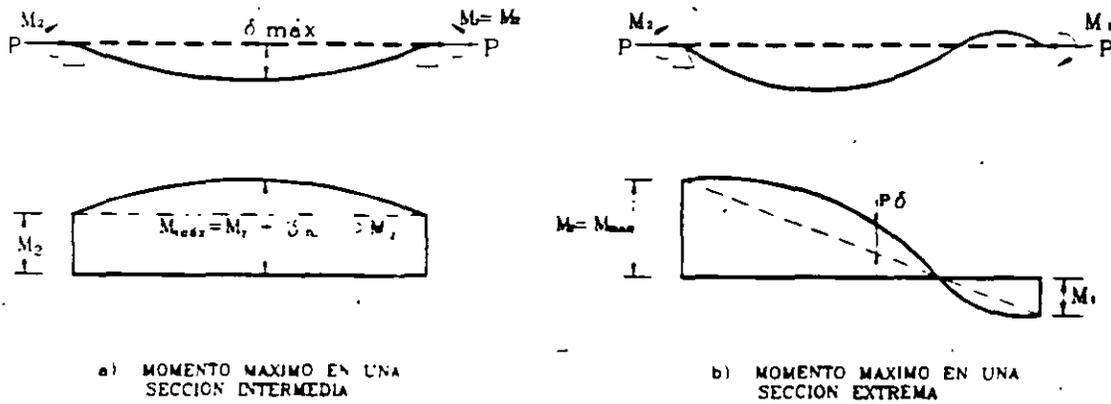


FIG. 30 DIAGRAMAS DE MOMENTOS DE BARRAS LARGAS FLEXOCOMPIMIDAS

b) Análisis de segundo orden

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, o si se demuestra, de acuerdo con el inciso 2.2.2.b, que pueden despreciarse los efectos de segundo orden, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{ou} = M_{ti} + M_{ip} \quad (3.4.16)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{ip}) \quad (3.4.17)$$

Todos los terminos que aparecen en estas ecuaciones tienen los mismos significados que en las ecuaciones 3.4.11 y 3.4.12, pero P_E se calcula con un factor de longitud efectiva "K" igual o menor que 1.0

3.4.3.4.-DETERMINACION DE CARGAS CRITICAS.

La carga crítica de estructuras regulares puede determinarse utilizando metodos racionales que tengan en cuenta, cuando sean significativos, los efectos de la plastificación parcial de la estructura que suele preceder a la falla por pandeo. Pueden emplearse metodos basados en el uso del factor de longitud efectiva.

Sin embargo, cuando se desee conocer la carga crítica de un entrepiso, pueden utilizarse las formulas aproximadas siguientes:

$$\text{Si } P_{cr} \leq \frac{\sum P_y}{2} \quad P_{cr} = F_R \frac{RL}{1.2} \quad (3.4.18)$$

$$\text{Si } P_{cr} > \frac{\sum P_y}{2} \quad P_{cr} = F_R \sum P_y \left(1 - \frac{0.3 \sum P_y}{RL} \right)^2 \quad (3.4.19)$$

P_{cr} es la carga crítica de diseño de pandeo con desplazamiento lateral del entrepiso en estudio.
 $\sum P_y = \sum A_i F_y$ es la suma de las fuerzas axiales que, actuando por si solas, ocasionan la plastificación de todas las columnas del entrepiso

$$F_R = 0.90$$

"R" es la rigidez del entrepiso, definida como la fuerza cortante en el entrepiso dividida entre el desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, producido por la fuerza cortante mencionada, determinada por medio de un análisis elástico de primer orden.

"L" es la altura del entrepiso

En el cálculo de "R" deben incluirse todos los marcos, muros y contraventeos que forman parte del entrepiso y contribuyen a su rigidez lateral en la dirección analizada, y "Py" corresponde a todas las columnas consideradas al calcular "R".

3.4.3.5 ANÁLISIS DE SEGUNDO ORDEN

El análisis de segundo orden de estructuras regulares debe hacerse utilizando métodos racionales que tengan en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1.

Una forma aproximada de calcular los momentos de segundo orden en los extremos de las columnas cuyo diseño quede regido por la combinación de cargas verticales y horizontales consiste en evaluar por separado los momentos producidos por los dos tipos de cargas, utilizando métodos de análisis convencionales de primer orden, y en multiplicar los momentos ocasionados por las cargas horizontales por el factor de amplificación F_A :

$$F_A = 1 + \frac{W_u/L}{(R/Q) - 1.2 W_u L} \quad (3.4.20)$$

Los momentos finales de segundo orden se obtienen sumando los de carga vertical de primer orden con los producidos por cargas horizontales amplificados.

" W_u " es la suma de las cargas de diseño muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por el factor de carga correspondiente a la combinación de acciones en estudio), acumuladas desde el extremo superior de la estructura hasta el entrepiso considerado.

"Q" es el factor de compartimiento sísmico, en el diseño por viento se considera $Q=1.0$

"R" es la rigidez del entrepiso en estudio.

Todas las fuerzas internas y en especial, los momentos en las trabes, deben incrementarse de manera que se cumpla el equilibrio con los momentos amplificados en las columnas.

Cuando los elementos mecánicos de diseño se evalúan con un análisis de segundo orden, las columnas deben revisarse de acuerdo con 3.4.3.3.b, puesto que ya se han incluido en el análisis los efectos de esbeltez debidos a desplazamientos laterales de sus extremos.

Como puede observarse, cuando se incluyen en el análisis los efectos geométricos de segundo orden, deja de ser necesario amplificar los momentos en las ecuaciones de diseño, las columnas se tratan entonces como si formarían parte de marcos contraventeados adecuadamente, pues como los elementos mecánicos de diseño incluyen ya la interacción carga vertical-desplazamiento lateral de entrepiso, este efecto no debe volverse a considerar en las ecuaciones de interacción, que se emplean igual que cuando no existe.

Como el análisis de segundo orden requiere tiempo y esfuerzo adicionales, conviene contar con procedimientos que permitan determinar si es necesario llevarlo a cabo, o si los resultados de un estudio convencional de primer orden son adecuados para diseño. Por otro lado, puede requerirse controlar la rigidez lateral de un edificio de tal forma que los efectos de segundo orden no influyan significativamente en su respuesta.

Para esto es conveniente definir el término "índice de estabilidad", denotado por la letra "I" y definidos como:

$$I = \frac{\sum P_u \Delta_1}{(\sum V) L}$$

Calculado para un entrepiso determinado y equivale a la relación $\sum P_u / \sum P_e$. Un límite para este índice puede establecerse a través de la ecuación definida en el inciso 2.2.2 b, de las normas técnicas en donde se indica que en las columnas de marcos rígidos que formen parte de estructuras regulares, pueden despreciarse los efectos de segundo orden debidos a desplazamientos lineales de sus extremos (efecto "PΔ"), cuando se cumple la condición.

$$\frac{\Delta_1}{L} \leq 0.08 \frac{\sum V}{\sum P_u}$$

que puede escribirse:

$$\frac{\sum P_u \Delta_1}{(\sum V) L} \leq 0.08$$

Lo que equivale a definir que pueden ignorarse los efectos de segundo orden cuando no incrementan a los de primer orden en aproximadamente 10%, o lo que es lo mismo, cuando el factor de amplificación no excede de 1.10

3.3.4 DIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS IRREGULARES.

Los miembros a flexocompresión que forman parte de estructuras irregulares se dimensionan de manera que se satisfagan los requisitos que se indican a continuación.

En todos los casos debe revisarse la resistencia de las dos secciones extremas y de la columna completa, incluyendo efectos de segundo orden. Las dimensiones de las columnas se obtienen de manera que se cumplan, simultáneamente, las condiciones de resistencia de las secciones extremas de la columna completa.

3.4.4.1. REVISION DE LAS SECCIONES EXTREMAS.

a) Secciones tipos 1 y 2

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.4

b) Secciones tipo 3 y 4

En cada uno de los extremos de la columna debe satisfacerse la ecuación 3.4.5

3.4.4.2. REVISION DE LA COLUMNA COMPLETA.

a) Secciones tipo 1 y 2

Debe satisfacer la ecuación 3.4.9

b) Secciones tipo 3 y 4

Debe cumplirse la ecuación 3.4.10

3.4.4.3 DETERMINACION DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO.

a) Análisis de primer orden;

si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis convencional de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, los momentos de diseño se determinan como sigue:

$$M_{uo} = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.4.21)$$

$$M_{uo}^* = B_1 (M_{ti} + M_{tp}) \quad (3.4.22)$$

En la EC 3.4.21, M_{ti} y M_{tp} tienen el mismo significado que en la EC. 3.4.11 y en la EC. 3.4.22 significan lo mismo que en la EC. 3.4.12. B_1 está dado por la EC. 3.4.13

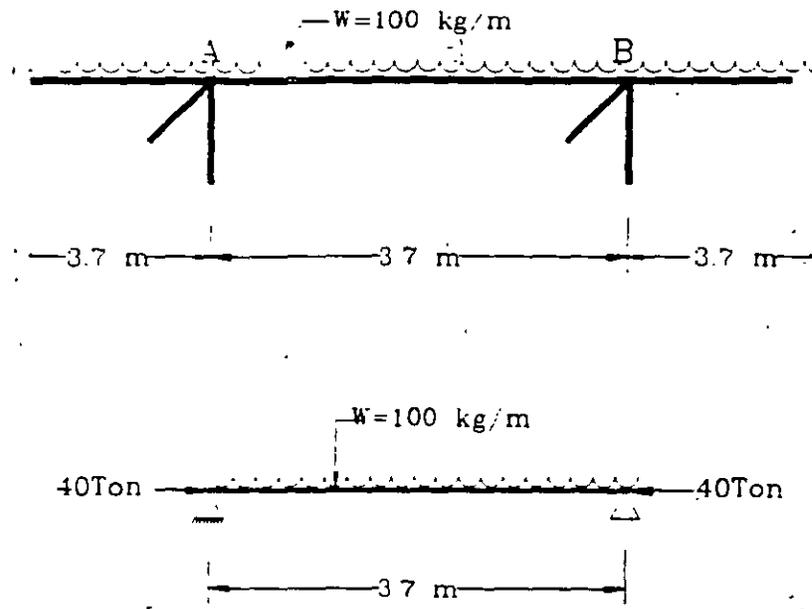
Las literales que aparecen en la EC. 3.4.13 conservan sus significados, pero los valores indicados para "Cm" solo son aplicables a las columnas que forman parte de marcos contraventados adecuadamente; en caso contrario se tomará $C_m=0.85$. De manera análoga, en el cálculo del factor de longitud efectiva K, necesario para evaluar B_1 y R_c en las EC. 3.4.9 y 3.4.10, se tendrá en cuenta si la estructura está, o no contraventada adecuadamente.

b) Análisis de segundo orden.

Si las fuerzas normales y los momentos se obtienen por medio de un análisis de segundo orden en el que se tienen en cuenta, por lo menos, los efectos indicados en el inciso 3.4.1, los momentos de diseño se determinan con las EC. 3.4.21 y 3.4.22, pero ahora C_m tiene el valor indicado con relación a la EC. 3.4.13 y P_E se determina con un factor de longitud efectiva "K" menor o igual a 1.0, lo mismo que "Rc" en las ECS. 3.4.9 y 3.4.10.

El valor indicado con relación a la EC. 3.4.13 y P_E se determina con un factor de longitud efectiva "K" menor o igual a 1.0, lo mismo que "Rc" en las ECS. 3.4.9. y 3.4.10.

EJEMPLO 17.- En la figura se muestra uno de los tramos de la cuerda superior de una armadura, determinar el tubo necesario, considerando que sus nudos están soportados lateralmente; considerar que las cargas son nominales (sin factor de carga), correspondientes a cargas de servicio. El Acero es A-36 y la armadura servirá de cubierta en una sala de espectáculo.



Proponiendo una sección $OC - 168 \times 7.11$ y sacando sus propiedades del manual IMCA.

$$A = 36.0 \text{ cm}^2$$

$$I = 1172 \text{ cm}^4$$

$$S = 139 \text{ cm}^3$$

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

$$Z = \frac{1}{6}(D^3 - d^3) = \frac{1}{6}(16.8^3 - 15.4^3) = 181.6 \text{ cm}^3$$

Clasificación de la sección propuesta (sección 2.3.2)

$$\frac{D}{t} = \frac{168}{7.11} = 23.6 < \frac{132000}{F_y} = 52.2$$

∴ La sección puede considerarse del tipo 1 y considerando a la estructura como regular, se revisa la sección a flexocompresión con la ecuación 3.4.1

$$\frac{KL}{r} = \frac{1.0 \times 370}{5.7} = 65 (C_c = 126 \quad \text{Acero A-36})$$

De la tabla 3 de diseño a compresión, para $\frac{KL}{r} = 65$

$$\frac{R_c}{A_t} = 1865 \text{ kg cm}^2$$

$$\therefore R_c = 1865 \times 36.0 = 67140 \text{ kg} = 67.1 \text{ TON}$$

$$P_E = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} A_t = \frac{\pi^2 E}{(65)^2} \times 36 = 171557 \text{ kg}$$

$$P_E = 171.6 \text{ TON}$$

$$P_y = A_t F_y = 36 \times 2530 = 91080 \text{ kg} = 91.1 \text{ TON}$$

Como los desplazamientos laterales relativos de los nudos de las armaduras son muy pequeños, solo se calculará el factor de amplificación B_1 con la ecuación 3.4.13, considerando sus extremos restringidos $C_m = 0.85$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{F_R P_E}} \geq 1.0$$

$$B_1 = \frac{0.85}{1 - \frac{60}{0.9 \times 171.6}} = 1.39$$

Elementos mecánicos últimos de diseño.

$$F_c = 1.5 \quad (\text{lugar de reunión})$$

$$P_u = 1.5 \times 40 \text{ TON} = 60 \text{ TON}$$

$$M = \frac{0.100(3.7)^2}{12} = 0.114 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1.5 \times 0.114 = 0.17 \text{ T} \cdot \text{m}$$

En el cálculo del momento se considera el caso de una viga doblemente empotrada, porque la cuerda superior esta formada por varios tramos de longitudes iguales.

Determinación de los momentos de diseño (ECS. 3.4.11 y 3.4.12)

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{tp} = M_{ti} = 0.17T \cdot m$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti} + B_2 M_{tp} = B_1 M_{ti} = 1.39 \times 0.17 = 0.24T \cdot m$$

Resistencia de diseño a flexión.

$$M_p = ZF_y = 181.6 \times 2530 = 459448 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 4.6T \cdot m$$

Revisión de las secciones extremas (ecuación 3.4.4)

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uo}}{F_R M_p} \leq 1.0$$

$$\frac{60}{0.9 \times 91.1} + \frac{0.85 \times 0.17}{0.9 \times 4.6} = 0.76 < 1.0 \quad \text{bien}$$

Revisión de la columna completa (ecuación 3.4.9)

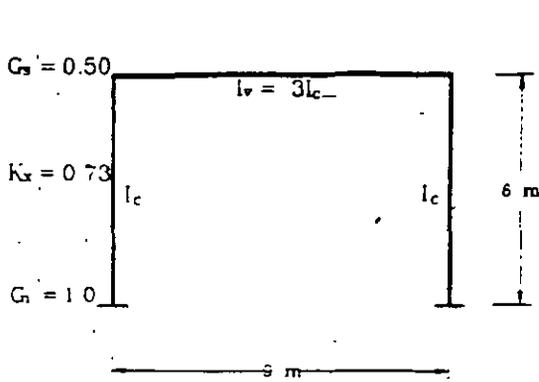
$$M_m = F_R M_p = 0.9 \times 4.6 = 4.14 \text{ (por no tener problemas de pandeo lateral, sección tipo 1)}$$

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uo}^*}{M_m} \leq 1.0$$

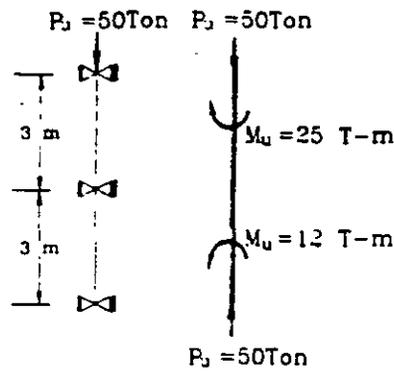
$$\frac{60}{57.1} + \frac{0.24}{4.14} = 0.894 + 0.06 = 0.95 < 1.0$$

Como se aprecia la sección es adecuada y el esfuerzo predominante es el debido a las fuerzas axiales, siendo muy poco significativos los efectos de flexión.

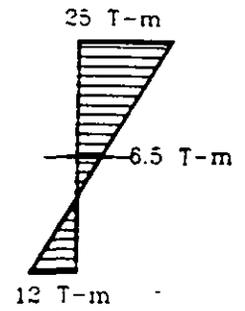
EJEMPLO 18 - Revisar si el perfil mostrado es adecuado para soportar las cargas de diseño mostradas en la figura siguiente, considerar Acero a-36 y que el marco esta contraventeado en su plano y fuera de el; las columnas estan soportadas lateralmente en sus extremos y a la mitad de su claro



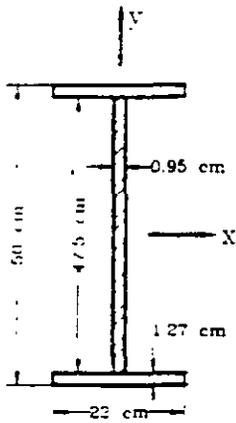
GEOMETRIA DEL MARCO



VISTA LATERAL DE LA COLUMNA



ELEMENTOS MECANICOS DE DISEÑO



$$\begin{aligned}
 A &= 101 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 41760 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 2257 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 1670 \text{ cm}^3 \\
 S_y &= 205 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 1900 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 318 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 20.3 \text{ cm} \\
 r_y &= 4.7 \text{ cm} \\
 r_z &= 5.6 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Clasificación de la sección (ver tabla de relaciones ancho-espesor).

$$\text{Patines } \frac{b_f}{Z_{t_f}} = \frac{22}{2 \times 1.27} = 8.7 < \frac{460}{\sqrt{2530}} = 9.1$$

para almas a flexo-compresión

$$P_u = 50 \text{ TON}$$

$$P_y = \frac{101 \times 2530}{1000} = 255.5$$

$$\frac{P_u}{P_y} = \frac{50}{255.5} = 0.20 < 0.28 \therefore$$

$$\text{Limite} = \frac{3500}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P_u}{P_y} \right) = \frac{3500}{\sqrt{2530}} (1 - 1.4 \times 0.20) = 50.1$$

$$\frac{h}{t_w} = \frac{47.5}{0.95} = 50 < 50.1$$

∴ se trata de una sección de tipo 1

.-Calculo de las Resistencias a Compresión y Cargas Criticas Elasticas.-

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_x = \frac{0.73 \times 600}{20.3} = 22$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_y = \frac{1.0 \times 300}{4.7} = 64 \leftarrow RIGE \therefore R_c/A_t = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_c = \frac{1800 \times 101}{1000} = 181.8 \text{ TON.}$$

$$P_{ex} = \frac{A_t \pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_x^2} = \frac{101 \pi^2 E}{(22)^2} = 4201535 \text{ kg} = 4201 \text{ TON.}$$

.-Calculo del factor de amplificación, en este caso solo se calcula B1, ya que no hay desplazamiento del entrepiso.-

$$C = 0.6 + 0.4 \frac{6.5}{25} = 0.70$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_E}} \geq 1.0$$

(EC. 3.4.13)

$$B_1 = \frac{0.70}{1 - \frac{50}{0.9 \times 4201}} = 0.71 \therefore B_1 = 1.0$$

.-Cálculo de los momentos de diseño, debido a que solo existe M_{ti} , y $B_1=1.0$ los momentos M_{u0} y M_{u0}^* son iguales.-

$$M_{u0x} = M_{u0x}^* = B_1 M_{ti} = 1.0 \times 25 = 25 T \cdot m$$

.-Resistencia a la flexión (se usa la ecuación aproximada dada para secciones "I" o "H").-

$$M_m = F_R \left[1.07 - \frac{(L r_y) \sqrt{F_y}}{26500} \right] M_{px} \leq F_R M_{px}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = \frac{1900 \times 2530}{100000} = 48.07 T \cdot m$$

$$M_m = 0.9 \left[1.07 - \frac{(64) \sqrt{2530}}{26500} \right] 48.07 = 41.0 T \cdot m$$

$$F_R M_{px} = 0.9 \times 48.07 = 43.2 > 41.0 \therefore M_m = 41.0 T \cdot m$$

.-Cálculo del momento reducido M_{pcx} (EC. 3.4.2)-.

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$p = \frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{50}{0.9 \times 255.5} = 0.22$$

$$M_{pcx} = 1.18 \times 0.9 \times 48.07 (1 - 0.22) = 39.8 T \cdot m < 43.2 \therefore$$

$$M_{px} = 39.8 T \cdot m$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

(EC. 3.4.7)

$$M_{ucx} = 41.0 \left(1 - \frac{50}{181.8} \right) = 29.7 T \cdot m$$

.-Cálculo de los coeficientes "α" y "β"

$$\alpha = 1.60 - \frac{P}{2L_n P}$$

$$\alpha = 1.60 - \frac{0.22}{2L_n(0.22)} = 1.673$$

$$\beta = 0.4 + p + \frac{b_f}{d} \leq 1.0 \text{ aplicable si } \frac{b_f}{d} > 0.3$$

$$\frac{b_f}{d} = \frac{22}{50} = 0.44 > 0.3 \therefore \text{ si es aplicable}$$

$$\beta = 0.4 + 0.22 + 0.44 = 1.06$$

.-Revisión de los extremos de la columna (EC. 3.4.1)-.

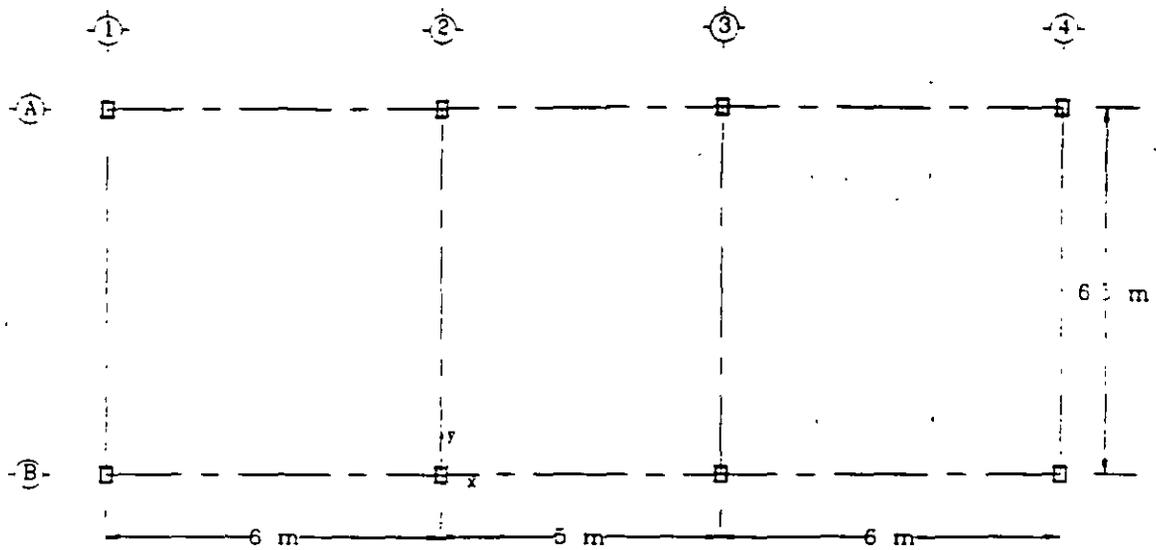
$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha = \left(\frac{25}{39.8} \right)^{1.673} = 0.46 < 1.0 \text{ bien}$$

Revisión de la columna completa (EC. 3.4.6)

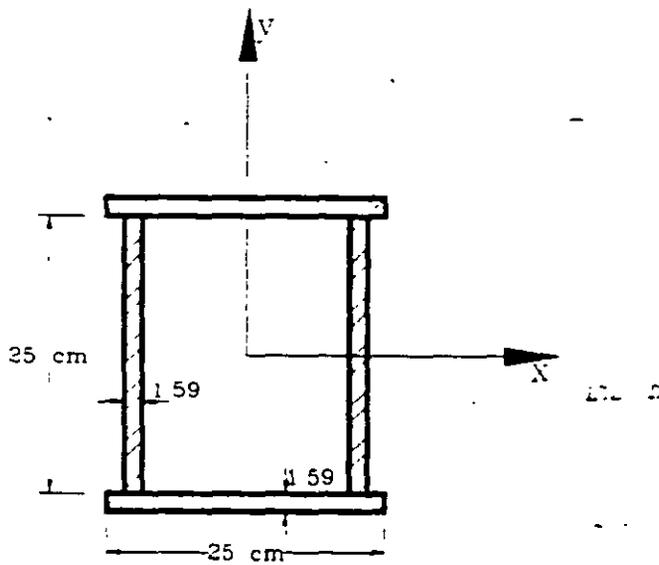
$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta = \left(\frac{25}{29.7} \right)^{1.06} = 0.83 < 1.0 \text{ bien}$$

\therefore se acepta la sección propuesta para las columnas

EJEMPLO 19 - Revisar la sección propuesta para el entre-eje 2-A de la planta estructural siguiente, correspondiente a un edificio de ocho niveles, revisarla entre los niveles 3 y 4, en donde tiene travesaños $IR - 305 \times 59.8$ en ambas direcciones; considerar acero A-36 y que los momentos debidos a carga vertical y de sismo, son iguales en los dos extremos de la columna, y la flexionan en curvatura doble, y que la carga vertical no ocasiona desplazamientos lineales relativos de sus extremos, mientras que el sismo si, las alturas de entrepiso son de 3 mts.



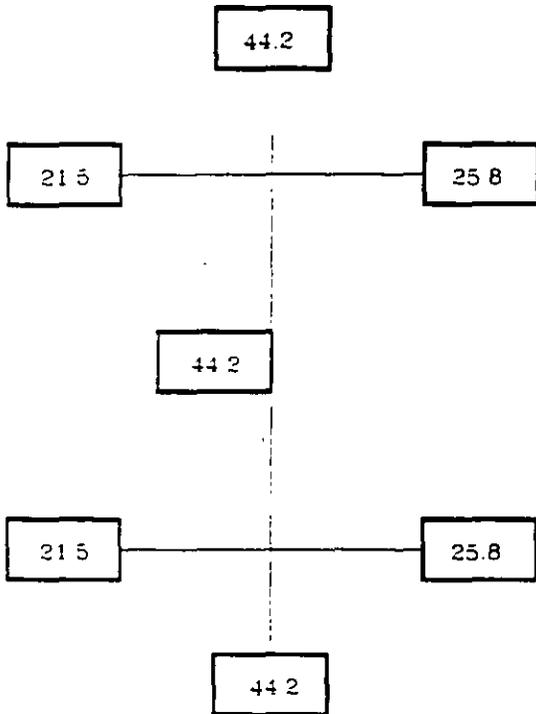
PLANTA TIPO



$$\begin{aligned}
 A &= 159 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 18218 \text{ cm}^4 \\
 I_y &= 13258 \text{ cm}^4 \\
 S_x &= 1292 \text{ cm}^3 \\
 S_y &= 1153 \text{ cm}^3 \\
 r_x &= 10.7 \text{ cm} \\
 r_y &= 9.1 \text{ cm} \\
 Z_x &= 1554 \text{ cm}^3 \\
 Z_y &= 1348 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

SECCION DE LA COLUMNA Y PROPIEDADES.

- Cálculo de las "K" de pandeo-



ELEVACION DEL MARCO EJE "A"

$$\left(\frac{I}{L}\right)_l = 19.85$$

$$\left(\frac{I}{L}\right)_C = \frac{18218}{300} = 60.73$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times 60.73}{19.85} = 6.12$$

$$K_x = 2.42 \quad K_y = 0.94$$

Se dan los valores de "K" tanto para el caso de marcos con desplazamiento lateral permitido como para los de desplazamiento lateral impedido.

SECCIONES DE TRABES.

IR - 305 x 59.8 (manual IMCA)

$$I_x = 12903 \text{ cm}^4$$

$$\left(\frac{I}{L}\right)_l = 21.5 \text{ (trabe lateral)}$$

$$\left(\frac{I}{L}\right)_l = 25.8 \text{ (trabe central)}$$

$$\left(\frac{I}{L}\right)_C = \frac{13258}{300} = 44.2$$

$$G_A = G_B = \frac{2 \times 44.2}{21.5 + 25.8} = 1.87$$

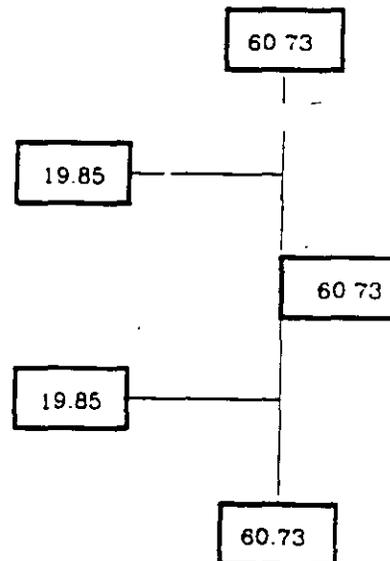
$$K_y = 1.58 \quad K_y = 0.85$$

Para columna central

$$G_A = G_B = \frac{2 \times 44.2}{21.5} = 4.11$$

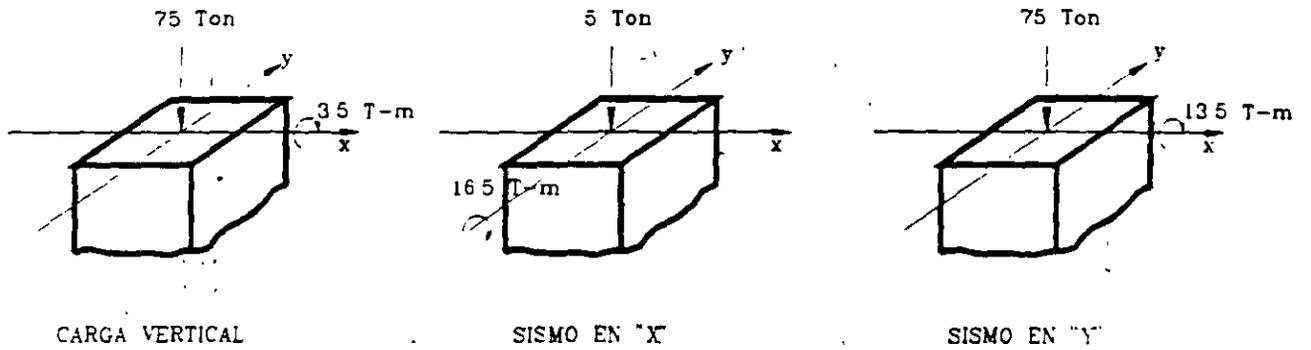
Para columna extrema

$$K_y = 2.3 \quad K_y = 0.91$$

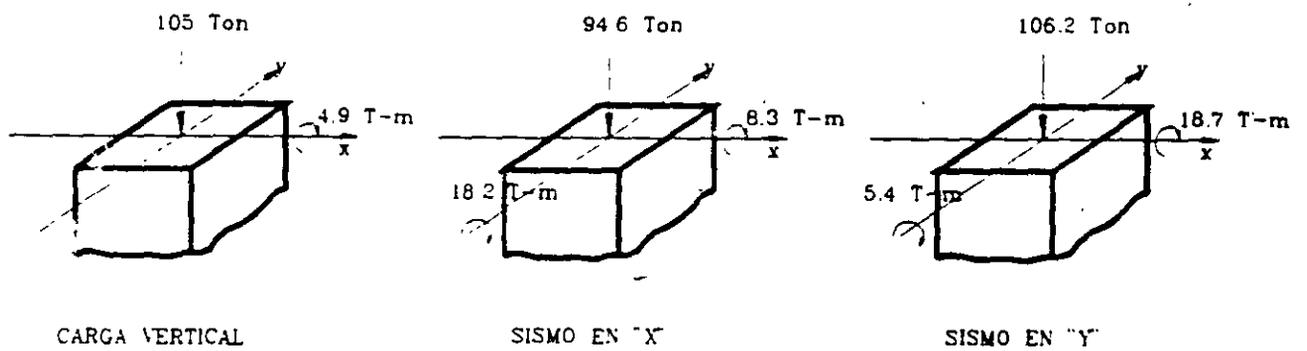


ELEVACION DEL MARCO EJE "2"

Elementos Mecánicos Nominales de la Columna.



Elementos Mecánicos ultimos de diseño.



Se emplearon los factores de carga de 1.4 para cargas verticales y de 1.1 para estas combinadas con sismo, se consideró el 30% de la componente en la dirección perpendicular en este ultimo caso. Se revisa aqui las condiciones de carga vertical y sismo en "Y", dejando como ejercicio la revisión del sismo en "X".

.- Calculo de las cargas criticas elasticas de las columnas del entrespiso.-

a) Pandeo alrededor del eje "X" de la columna:

$K_x = 2.42$ para todas las columnas.

$$\left(\frac{KL}{r}\right) = \frac{2.42 \times 300}{10.7} = 68$$

$$P_{Ex} = \frac{A_c \pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)_x^2}$$

$$P_{Ex} = \frac{159 \pi^2 E}{(68)^2} = 692327 \text{ kg} = 692.3 \text{ TON}$$

$$(\sum P_E)_x = 8 \times 692.3 = 5538.4 \text{ TON}$$

b) Pandeo alrededor de eje "Y" de la columna:

$K_y = 1.58$ para columna central

$K_y = 2.3$ para columna extrema

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{1.58 \times 300}{9.1} = 52$$

$$P_{Ey} = 1183.9 \text{ TON}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{2.3 \times 300}{9.1} = 76$$

$$P_{Ey} = 554.2 \text{ TON}$$

$$(\sum P_E)_y = 4(1183.9 + 554.2) = 6952.4 \text{ TON}$$

-Corrección por inelasticidad.-

$$P_y = A_t F_y = 159 \times 2530 = 402270 \text{ kg} = 402.3 \text{ TON}.$$

$$\sum P_y = 8 \times 402.3 = 3218.4 \text{ TON}.$$

$$\frac{\sum P_y}{2} = \frac{3218.4}{2} = 1609.2 \text{ TON}.$$

Como tanto $(\sum P_E)_x$ como $(\sum P_E)_y$ rebasan este valor, deben corregirse por inelasticidad, como desconocemos la rigidez lateral de entrepiso "R", usaremos la ecuación general siguiente en lugar de la EC. 3.4.19.

$$P_{cr} = F_R \sum P_y \left(1 - \frac{\sum P_y}{4 \sum P_E} \right)$$

$$P_{cr} = 0.9 \times 3218.4 \left(1 - \frac{3218.4}{4 \times 5538.4} \right) = 2475.76 \text{ TON}.$$

$$P_{cr} = 2476.8 \text{ TON} \quad \text{para } (\sum P_E)_x$$

$$P_{cr} = 0.9 \times 3218.4 \left(1 - \frac{3218.4}{4 \times 6952.4} \right) = 2561.34 \text{ TON}.$$

$$P_{cr} = 2561.3 \text{ TON} \quad \text{para } (\sum P_E)_y$$

∴ es crítico el pandeo de entrepiso alrededor de los ejes "X", de las columnas

Revisión de la condición de carga vertical de la columna:

De cálculos previos se ha determinado que la carga vertical en el entrepiso analizado (correspondiente al peso total de la edificación desde el nivel superior hasta el nivel 4 inclusive), es de 500 TON.

$$\frac{(P_{cr})_x}{\sum P_u} = \frac{2476.8}{500} = 4.95 > 2.5$$

∴ se considera que el pandeo de conjunto del entrepiso no es crítico, la cual es una situación común en edificios urbanos, excluyendo los pisos superiores.

-Clasificación de la sección transversal de la columna.-

Relaciones ancho espesor:

$$\text{patines } \frac{b_f}{t_f} = 15.7 < \frac{1600}{\sqrt{F_y}} = 31.8$$

$$\text{almas: para } \frac{P_u}{P_y} = \frac{105}{402.3} = 0.26 < 0.28$$

$$\text{Limite} = \frac{3500}{\sqrt{F_y}} \left(1 - 1.4 \frac{P_u}{P_y} \right) \text{ para secciones tipo 1}$$

$$\text{Limite} = \frac{3500}{\sqrt{2530}} (1 - 1.4 \times 0.26) = 44.3$$

$$\frac{h}{f} = 15.7 < 44.3$$

∴ la sección se clasifica como del tipo 1

-Cálculo de los factores de amplificación " B_{1x} " y " B_{1y} ".-

De ellos solo existe " B_{1x} ", ya que no hay flexión alrededor del eje "Y" ante cargas verticales. Como la estructura es regular en geometría y cargas, estas solo producen momentos M_{tx} , y ya que el pandeo de conjunto no es crítico, B, se calculará con los valores de "K" menores que 1.0

Como los momentos en ambos extremos son los mismos.

$$C_x = 0.6 - 0.4(1) = 0.2$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_x = \frac{0.94 \times 300}{10.7} = 26$$

$$P_{Ex} = \frac{159 \pi^2 E}{(26)^2} = 4736 \text{TON.}$$

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_y = \frac{0.85 \times 300}{9.1} = 28$$

$$P_{Ey} = \frac{159 \pi^2 E}{(28)^2} = 4083 \text{TON.}$$

$$B_{1x} = \frac{C_x}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{Ex}}} \geq 1.0 \quad (\text{EC. 3.4.13})$$

$$B_{1x} = \frac{0.2}{1 - \frac{105}{0.9 \times 4736}} = 0.21 \therefore B_{1x} = 1.0$$

.-Cálculo de los momentos de diseño (ESC. 3.4.11 y 3.4.12)-.

$$M_{uox} = M_{tx} \quad M_{uox}^* = B_{1x} M_{tx} \text{ como } B_{1x} = 1.0$$

$$M_{uox} = M_{uox}^* = M_{tx} = 4.9 \text{T} \cdot \text{m}$$

Para la relación de esbeltez crítica en este caso.

$$\left(\frac{KL}{r}\right) = 28 \quad \frac{R_c}{A} = 2223 \text{kg cm}^2$$

$$R_c = \frac{159 \times 2223}{1000} = 353.5 \text{TON.}$$

-Resistencia de diseño a la flexión.-

$$L_p = \frac{352000 + 211000(M_1 M_p)}{F_y} r_y \leq \frac{211000 r_y}{F_y} \quad (\text{EC. 3.3.3})$$

$$L_p = \frac{352000 + 211000(3.5/39.3)}{2530} \times 9.1 = 1336 \text{ cm}$$

$$\frac{211000 \times 9.1}{2530} = 759 \text{ cm}$$

$$\therefore L_p = 759 < 1300 \therefore M_R = F_R M_p \quad (\text{EC. 3.3.1})$$

$$M_{px} = Z_x F_y = \frac{1554 \times 2530}{100000} = 39.3 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{Rx} = 0.9 \times 39.3 = 35.4 \text{ T} \cdot \text{m}$$

-Cálculo de los momentos reducidos de " M_{pcx} " y " M_{ucx} " (ECS. 3.4.2. y 3.4.7)-.

$$P = \frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{105}{0.9 \times 402.3} = 0.29$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \leq F_R M_{px}$$

$$M_{pcx} = 1.18 \times 0.9 \times 39.3 (1 - 0.29) = 29.6 (35.4 \text{ T} \cdot \text{m})$$

$$\therefore M_{pcx} = 29.6 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right)$$

$$M_{ucx} = 35.4 \left(1 - \frac{105}{353.5} \right) = 24.97 \cdot m$$

- Cálculo de los coeficientes "α" y "β".-

$$\alpha = 1.70 - \frac{P}{L_n P} = 1.7 - \frac{0.29}{L_n (0.29)} = 1.934$$

$$\beta = 1.3 + 1000 \frac{P}{(L/r)_x^2} \geq 1.4$$

$$\beta = 1.3 + 1000 \frac{0.29}{(300/10.7)^2} = 1.67 > 1.4 \therefore \beta = 1.67$$

- Revisión de las Secciones extremas de la columna (EC. 3.4.1).-

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}} \right)^\alpha \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.9}{29.6} \right)^{1.934} = 0.03 < 1.0$$

Revisión de la columna completa: (EC. 3.4.6)

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}} \right)^\beta \leq 1.0$$

$$\left(\frac{4.9}{24.9} \right)^{1.67} = 0.07 < 1.0$$

Como se aprecia la columna esta muy sobrada para cargas verticales

- Revisión de la Combinación de carga vertical y sismo en "Y"-.

$$C_x = C_y = 0.2$$

$$B_{1x} = B_{1y} < 1.0 \therefore \text{se toman igual a } 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{F_R \sum P_E}} \quad (\text{EC. 3.4.14})$$

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \frac{550}{0.9 \times 5538.4}} = 1.124 \quad \sum P_u = 500 \times 1.1 = 550 \text{TON.}$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{550}{0.9 \times 6952.4}} = 1.096$$

- Calculos de los momentos de diseño. (ESC. 3.4.11 y 3.4.12)-.

$$M_{uo} = M_{ti} + B_2 M_{ip}$$

$$M_{uox} = 3.5 + (1.124 \times 13.5) = 18.67 \text{T} \cdot \text{m}$$

$$M_{uoy} = 0 + 1.096(0.3 \times 16.5) = 5.43 \text{T} \cdot \text{m}$$

Resistencia de diseño a compresión axial

$$R_c = 353.5 \text{TON.}$$

si fuera critico el pandeo se calculará con "K" mayor que 1.0

- Resistencia de diseño a flexión.-

$$M_{px} = 39.3 \text{Tm}$$

$$M_{Rx} = 35.4 \text{T} \cdot \text{m}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 34.1 \text{T} \cdot \text{m}$$

$$M_{Ry} = F_R M_{py} = 30.7 \text{T} \cdot \text{m}$$

Momentos reducidos M_{pc} y M_{uc}

$$P = \frac{P_u}{F_R P_y} = \frac{106.2}{0.9 \times 402.3} = 0.293$$

$$M_{pcx} = 1.18 F_R M_{px} \left(1 - \frac{P_u}{F_R P_y} \right) \quad (\text{EC. 3.4.2})$$

$$M_{pcx} = 1.18 \times 0.9 \times 39.3(1 - 0.293) = 29.5 T \cdot m$$

$$M_{pcy} = 1.18 \times 0.9 \times 34.1(1 - 0.293) = 25.6 T \cdot m$$

$$M_{ucx} = M_m \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 35.4 \left(1 - \frac{106.2}{353.5} \right) = 24.8 T \cdot m \quad (\text{EC. 3.4.7})$$

$$M_{ucy} = F_R M_{py} \left(1 - \frac{P_u}{R_c} \right) = 0.9 \times 34.1 \left(1 - \frac{106.2}{353.5} \right) = 21.5 \quad (\text{EC. 3.4.8})$$

Calculo de coeficientes " α " y " β "

$$\alpha = 1.70 - \frac{0.293}{L_n(0.293)} = 1.94$$

$$\beta = 1.3 + 1000 \frac{0.293}{\left(\frac{300}{10.7} \right)^2} = 1.67$$

Revisión de las secciones extremas (EC. 3.4.1)

$$\left(\frac{M_{uox}}{M_{pcx}}\right)^{\alpha} + \left(\frac{M_{uoy}}{M_{pcy}}\right)^{\alpha} = \left(\frac{18.67}{29.5}\right)^{1.94} + \left(\frac{5.43}{25.6}\right)^{1.94} = 0.41 + 0.05 = 0.46 < 1.0$$

Revisión de la columna completa (EC. 3.4.6)

$$\left(\frac{M_{uox}^*}{M_{ucx}}\right)^{\beta} + \left(\frac{M_{uoy}^*}{M_{ucy}}\right)^{\beta} = \left(\frac{18.67}{24.8}\right)^{1.67} + \left(\frac{5.43}{21.5}\right)^{1.67} = 0.10 + 0.62 = 0.72 < 1.0$$

5.- CONEXIONES.

5.1.- GENERALIDADES.

Las conexiones deben ser capaces de transmitir los elementos mecánicos calculados en los miembros que unen, satisfaciendo, al mismo tiempo, las condiciones de restricción y continuidad supuestas en el análisis de la estructura.

Las conexiones están formadas por elementos de unión (atiesadores, placas, ángulos, mensulas), y conectores (soldaduras, tornillos y remaches). Los elementos componentes se dimensionan de manera que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la sollicitación de diseño correspondiente, determinada.

- a) Por medio de un análisis de la estructura bajo cargas de diseño.
- b) Como un porcentaje especificado de la resistencia de diseño de los miembros conectados.

Cuando una conexión se considere flexible se diseñará, en general, para transmitir únicamente fuerza cortante. En ese caso se utilizarán elementos de unión que puedan aceptar las rotaciones que se presentarán en el extremo del miembro conectado, para lo que se permiten deformaciones inelásticas en los elementos de unión, y se dejarán holguras ocasionadas por excentricidades en los apoyos.

Las conexiones en los extremos de vigas, trabes o armaduras que forman parte de estructuras continuas se diseñarán para el efecto combinado de las fuerzas y momentos originados por la rigidez de las uniones.

En las estructuras del tipo I, las conexiones se diseñarán para la resistencia de diseño total del miembro al que correspondan, o para transmitir 1.25 veces las fuerzas internas de diseño.

Los remaches constituyen el medio de conexión más antiguo, pero en las últimas décadas han sido desplazados por la soldadura y los tornillos de alta resistencia; sin embargo, existe un buen número de estructuras remachadas que en ocasiones requieren reforzarse o ampliarse, por lo que deben conocerse los aspectos más importantes de su comportamiento.

Actualmente las conexiones de taller suelen ser casi siempre soldadas, mientras que los tornillos de alta resistencia se emplean para las unidades de campo.

5.1.1. CONEXIONES MÍNIMAS.

Las conexiones de estructuras del tipo 2 o de barras sometidas a fuerzas axiales, diseñadas para transmitir fuerzas calculadas, deben ser capaces de resistir una fuerza de diseño no menor de 5 TON.

El número mínimo de remaches o tornillos en una conexión será de dos, los tamaños y las longitudes mínimas de soldaduras se dan en los incisos 5.2.7 y 5.2.8 los límites anteriores pueden reducirse en conexiones de diagonales de celosías de secciones compuestas, tirantes para soporte lateral de largueros, apoyos de los mismos, y otros casos en que las fuerzas que deben transmitirse no se calcularán o son de magnitud muy pequeña.

5.1.2. EXCENTRICIDADES.

Deben tenerse en cuenta en el diseño las excentricidades que se generan en las conexiones, incluso cuando provengan de que los ejes de los miembros no concurren en un punto

El centro de gravedad del grupo de remaches, tornillos o soldaduras colocados en el extremo de un miembro sometido a la acción de una fuerza axial debe coincidir con el eje de gravedad del miembro; cuando esto no suceda, debe considerarse el efecto de las excentricidades resultantes, excepto en conexiones de ángulos sencillos; ángulos dobles y otros elementos similares cargados estáticamente, en los que no es necesario balancear las soldaduras para lograr la coincidencia indicada anteriormente, ni tener en cuenta la excentricidad entre el eje del miembro y las líneas de gramil de remaches y tornillos.

5.1.3.- RELLENOS

Cuando se utilizan placas de relleno de 6mm. de espesor o más en juntas remachadas o atornilladas, deben prolongarse fuera del material que se está conectando en una longitud suficiente para colocar los remaches o tornillos necesarios para distribuir la fuerza total existente en el miembro de una manera uniforme en la sección combinada formada por el miembro y el relleno, o incluir en la conexión un número equivalente de remaches o tornillos, si la junta es por fricción, con tornillos de alta resistencia, no es necesario cumplir esta condición.

Los rellenos que se coloquen bajo los atiesadores de traves armadas remachadas estarán provistos de suficientes remaches para evitar esfuerzos excesivos de flexión y aplastamiento.

Cuando se utilicen placas de relleno de 6mm de espesor o más en juntas soldadas, deberán prolongarse fuera de los bordes de la placa de conexión y unirse a la parte en la que se colocan con soldadura suficiente para transmitir la fuerza de la placa de conexión, aplicada en la superficie de la de relleno como una fuerza excéntrica. Las soldaduras que unen la placa de conexión con la de relleno deben ser capaces de transmitir la fuerza de la placa de conexión, y su longitud será suficiente para evitar esfuerzos excesivos en la placa de relleno a lo largo del borde de la soldadura.

Cuando se utilicen placas de relleno de menos de 6mm. de espesor, sus bordes se recortarán de manera que coincidan con los de los elementos que soportan las cargas, y el tamaño de las soldaduras de filete colocadas en esos bordes se aumentará sobre el requerido por el cálculo en una cantidad igual al espesor del relleno.

5.1.4. JUNTAS CEPILLADAS.

Se permite utilizar uniones cepilladas en miembros a compresión, que transmitan la fuerza de compresión por contacto directo, siempre que se coloquen los elementos de unión necesarios para transmitir cualquier otro tipo de sollicitación que pueda aparecer durante el montaje de la estructura o durante su operación posterior.

Además se colocarán los elementos de conexión necesarios para asegurar que las distintas partes que forman la junta se conservarán en posición correcta; esos elementos serán capaces de transmitir, como mínimo, cincuenta por ciento de la fuerza de compresión de diseño que actúe en el miembro.

5.1.5. REMACHES O TORNILLOS EN COMBINACION CON SOLDADURA.

a) **En obras nuevas:** cuando en una obra nueva se especifique el uso de remaches o tornillos, estándar o de alta resistencia diseñados para transmitir las cargas por aplastamiento, en combinación con soldadura, esta se dimensionará para resistir las fuerzas totales a las que estén sujetos los miembros conectados, no dándoles más cargas a los remaches o tornillos que las que tomen durante el proceso de montaje

Cuando se emplean tornillos de alta resistencia diseñados para transmitir las fuerzas por fricción si puede considerarse que las sollicitaciones se reparten entre ellos y las soldaduras.

b) **En obras ya constuidas:** cuando se utilice la soldadura para hacer modificaciones o refuerzos de estructuras, los remaches y los tornillos de alta resistencia, apretados adecuadamente, de la estructura original, pueden utilizarse para resistir los efectos de las cargas muertas existentes antes de la modificación, y la soldadura para proporcionar la resistencia adicional requerida.

En la figura 31 se representan de manera cualitativa las graficas carga-deformación para distintos tipos de conexiones a cortante, en ella puede apreciarse que las uniones realizadas con tornillos de alta resistencia colocados en agujeros de dimensiones comunes proporcionan una rigidez inicial muy alta, que se conserva hasta que la junta desliza, durante este deslizamiento, las deformaciones se incrementan notablemente, hasta que los tornillos entran en contacto con las placas, después, la rigidez vuelve a incrementarse. El deslizamiento anterior puede reducirse si se instalan los tornillos en agujeros mas ajustados, pero este procedimiento no es realizable en las estructuras reales.

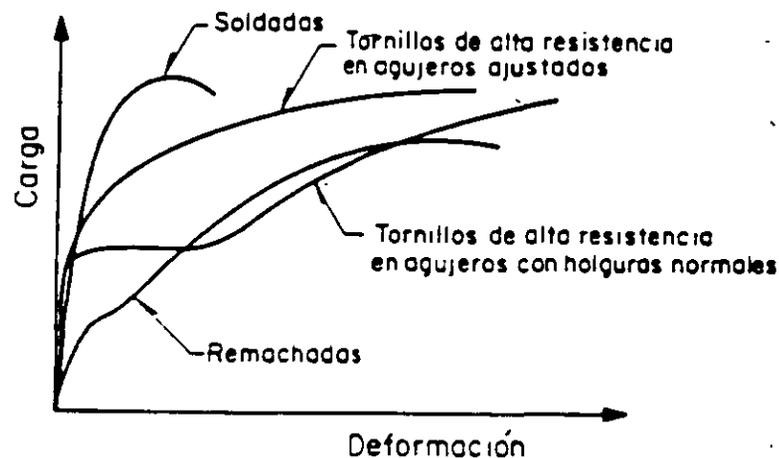


FIG. 31 CURVAS CARGA-DEFORMACION DE CONEXIONES DE DIVERSOS TIPOS

La rigidez de las conexiones remachadas es menor que la de las uniones con tornillos de alta resistencia trabajando a la fricción., en ellas también aparece un cambio subido de rigidez, debido al deslizamiento antes comentado, pero con magnitud de aproximadamente un tercio del presentado en conexiones atornilladas.

Las conexiones soldadas tienen una capacidad de deformación mucho menor que las anteriores, en ellas no se presenta el deslizamiento, y su rigidez inicial solo cambia en la cercanía de su carga última.

Si se comparan las curvas anteriores se puede concluir que la combinación de dos tipos de sujetadores será adecuada cuando sean compatibles en sus características de deformación; las combinaciones más apropiadas serían la soldadura con tornillos trabajando a la fricción y remaches con tornillos al aplastamiento.

Para que los tornillos de alta resistencia trabajando a la fricción, compartan las cargas con las soldaduras, es necesario apretarlos completamente antes de realizar la soldadura, de no ser así, las distorsiones angulares generadas por el calor de la soldadura impedirán el contacto entre las placas conectadas, y no podrán desarrollar su capacidad por fricción.

Cuando se realiza alguna modificación a una estructura existente, con soldaduras, ya se habrán presentado los deslizamientos propios de las uniones remachadas o atornilladas, por ello, se considerará que los sujetadores originales continúan soportando la carga muerta existente al realizar la modificación, y las sollicitaciones adicionales deberán resistirse por la soldadura.

5.1.6. TORNILLOS DE ALTA RESISTENCIA EN COMBINACIÓN CON REMACHES.

Tanto en obras nuevas como en modificaciones de estructuras existentes puede suponerse que los tornillos de alta resistencia, trabajando a fricción, comparten las cargas con los remaches instalados

5.1.7. PLANOS Y DIBUJOS.

Se elaborarán planos de anclas, de fabricación y de montaje; en los planos de anclas se indicarán todos los elementos que deben quedar ahogados en el concreto en la que se apoye la estructura de acero.

En los planos de fabricación (de taller), se proporcionará toda la información necesaria para la ejecución de la estructura en el taller, y en los de montaje se indicará la posición de los distintos elementos que componen la estructura y se señalarán las juntas de campo entre ellos, con indicaciones precisas para su elaboración.

Tanto en los planos de fabricación, de montaje y en los dibujos y croquis contenidos en las memorias de cálculo, deben indicarse las soldaduras por medio de símbolos que representen claramente, y sin ambigüedades, su posición, dimensiones, características, preparaciones en el metal base, etc; cuando sea necesario, esos símbolos se complementarán con notas en el plano. En todos los casos deben indicarse, con toda claridad, los remaches, tornillos o soldaduras que se colocarán en el taller y aquellos que deben instalarse en campo.

5.2.- SOLDADURAS

5.2.1.- GENERALIDADES

El tipo de soldadura aplicable en la construcción metálica es el de arco eléctrico con electrodo metálico, aplicado manual, semiautomática o automáticamente.

El arco eléctrico constituye una fuente de calor particularmente conveniente para soldar, se caracteriza por una temperatura muy alta y constante, y porque permite concentrar una gran cantidad de calor en un área reducida; su temperatura llega a ser hasta de 6000°C.

Los cuatro procesos de soldadura de arco eléctrico que se permiten para la fabricación de estructuras, según las normas, son la soldadura de arco eléctrico con electrodo recubierto, la de arco eléctrico sumergido, la protegida con gases y la que se realiza con electrodo con corazón fundente

Soldadura de Arco Eléctrico con Electrodo Recubierto (SMAW, por sus siglas en inglés), en este proceso la unión entre las partes por soldar se logra por medio del calor generado por el arco eléctrico que se forma entre la punta de un electrodo de metal recubierto y el metal base.

El electrodo es una varilla de acero con el recubrimiento relativamente grueso hecho de materiales orgánicos o inorgánicos, o de una mezcla de ambos. El calor del arco funde el metal base en la proximidad del electrodo, la varilla metálica y el recubrimiento; todo el metal fundido, el de las partes por unir y el de la varilla, así como las partículas metálicas del recubrimiento, se mezclan, y al solidificarse, forma la soldadura que une las distintas partes.

El recubrimiento produce gases que protegen de la atmósfera al arco y al metal fundido, mejoran la conducción eléctrica a través del arco y ayudan a estabilizarlo, proporcionan agentes fundentes y materiales que forman escorias que controlan la viscosidad del metal de soldadura y lo cubren mientras se solidifica, protegiéndolo de la oxidación, retrasando su enfriamiento y controlando la forma de la soldadura.

Soldadura de Arco Eléctrico Sumergido (SAW por sus siglas en inglés). En este tipo de soldadura, la unión se logra por medio del calor producido por el Arco Eléctrico formado entre un electrodo desnudo y el metal base; la soldadura se protege con una capa de metal granular, llamado fundente, que se coloca sobre el metal. El electrodo es un alambre enrollado que se alimenta de forma continua en máquinas para soldar automática o semiautomáticamente; el arco no se produce en el aire, como en la soldadura manual con electrodo recubierto, pues el extremo del electrodo está sumergido en el fundente, el cual se deposita en la junta antes de que llegue el alambre del electrodo.

Soldadura de Arco Eléctrico Protegido con Gases (GMAW por sus siglas en inglés), la unión de las partes por soldar se logra mediante el calor generado por un arco eléctrico que se forma entre el electrodo de metal y el material-base, el cual se protege con un gas (comúnmente dióxido de carbono), el gas fluye de una copa invertida colocada alrededor del electrodo y protege a éste, al arco y al metal fundido de los efectos adversos del oxígeno y el nitrógeno del aire.

Soldadura de Arco Eléctrico con Electrodo con Núcleo de Fundente (FCAW por sus siglas en inglés); El metal de aportación se proporciona por medio de un electrodo tubular continuo que contiene, en su parte central, ingredientes que generan todo el gas necesario para proteger el arco, o parte de él, en este último caso se usa un gas auxiliar, que se introduce en el proceso de manera similar a como se hace en la soldadura protegida con gases.

5.2.2.- METAL DE APORTACIÓN.

Se usará el electrodo, o la combinación de electrodo y fundente, adecuados al metal base que se este soldando, teniendo especial cuidado en los aceros con altos contenidos de carbón u otros elementos aleados, y de acuerdo con la posición en que se deposite la soldadura. Se seguirán las instrucciones del fabricante respecto a los parametros que controlan el proceso de soldadura, como son voltaje, amperaje, polaridad y tipo de corriente. La resistencia del material de aportación del electrodo será compatible con la del metal base, de acuerdo al inciso siguiente.

5.2.2.1.- SOLDADURA COMPATIBLE CON EL METAL BASE.

Para que una soldadura sea compatible con el metal base, tanto el esfuerzo de fluencia minimo como el de ruptura a la tensión del materia de aportación, deben ser iguales o ligeramente superiores a los correspondientes del metal base. Las soldaduras manuales obtenidas con electrodos E-60xx y E-70xx, que tienen metal de aportación con esfuerzos de fluencia minimos de 3500 y 4000 kg / cm^2 respectivamente, y de ruptura a la tensión de 4200 y 4900 kg / cm^2 , son compatibles para el acero estructural A-36.

5.2.3.- TIPOS DE SOLDADURAS.

En las normas técnicas de consideran cuatro tipos de soldadura:

a) **Soldaduras de Filete.**- Se obtienen depositando un cordón de metal de aportación en el angulo diedro formado por los bordes de dos piezas; su sección transversal es aproximadamente triangular

b) **Soldaduras de Penetración.**- Se realizan depositando metal de aportación entre los bordes de dos placas que pueden estar alineadas en un mismo plano. Pueden ser de penetración completa o incompleta, según que la fusión de la soldadura y el metal base penetre en todo o parte del espesor de las placas, o la más delgada de ellas en su caso

c) y d) **Soldaduras de Tapon y de Ranura.** Se realizan en placas traslapadas, relleno por completo, con metal de aportación, un agujero, circular o alargado, hecho en una de ellas, cuyo fondo esta constituido por la otra

Los cuatro tipos de soldaduras anteriores, se ilustran en la Figura 32.

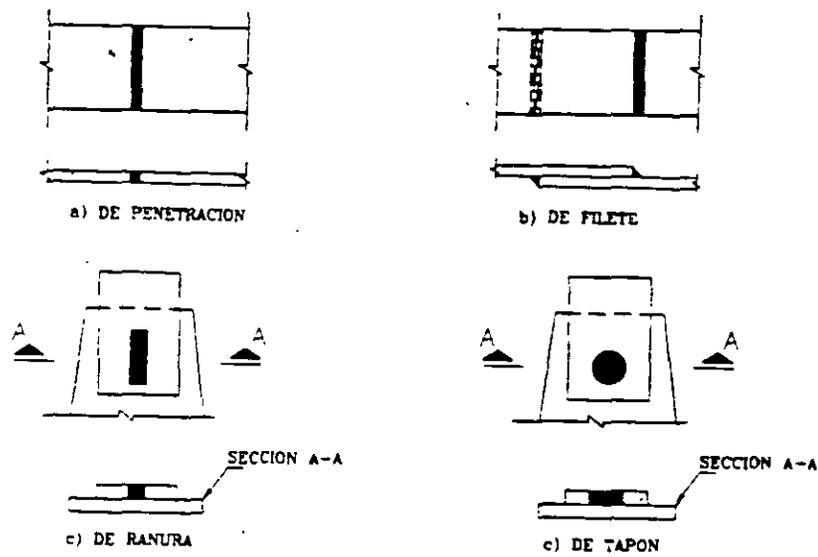


FIG. 32 TIPOS PRINCIPALES DE SOLDADURAS

En la Figura 33 se ilustran las características geométricas de una soldadura de Filete.

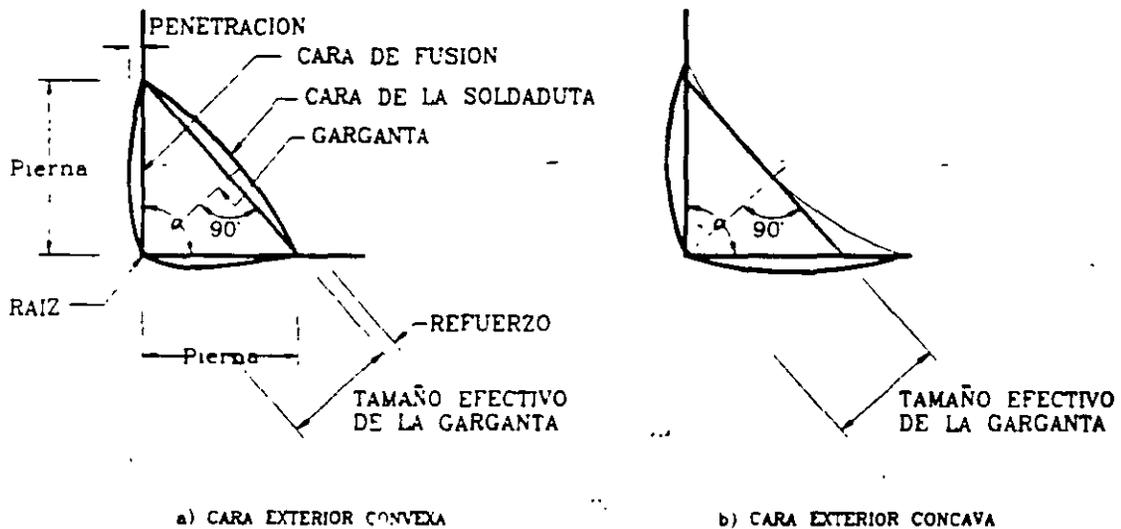


FIG 33 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE UNA SOLDADURA DE FILETE

5.2.4.- DIMENSIONES EFECTIVAS DE LAS SOLDADURAS.

a) El área efectiva de una soldadura de penetración o de filete, es el producto de su longitud efectiva por el tamaño efectivo de su garganta.

b) El área efectiva de soldaduras de tapon o de ranura es el área de la sección transversal nominal del tapon o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

c) La longitud efectiva de una soldadura a tope entre dos piezas es igual al ancho de la pieza más angosta, aun en el caso de soldaduras inclinadas respecto al eje de la pieza.

d) La longitud efectiva de una soldadura de filete es igual a la longitud total del filete de tamaño completo, incluyendo retornos, cuando los haya. Si la soldadura de filete esta depositada en un agujero circular o en una ranura, la longitud sera igual a la del eje del cordón, trazado por el centro del plano que pasa por la garganta, pero el área efectiva no sera mayor que el área nominal de la sección transversal del agujero o la ranura, medida en el plano de la superficie de falla.

e) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz a la cara de la soldadura idealizada como triangular, sin incluir su refuerzo. en soldaduras de filete depositadas por el proceso de arco sumergido, el tamaño efectivo de la garganta puede tomarse igual a la pierna del cordón cuando ésta no exceda de 10mm, e igual a la garganta teorica más 2.5mm. para filetes mayores.

f) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetracion completa (efectuada con placa de respaldo o con cordón de raíz), es igual al espesor de la placa más delgada unida.

g) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el indicado en la tabla 5.2.1. todas las soldaduras de penetración depositadas por un solo lado de la junta, sin placa de respaldo, y todas las soldaduras realizadas por los dos lados, pero sin limpiar el segundo lado hasta descubrir el metal sano antes de depositar metal en él, se consideran soldaduras de penetración parcial.

TABLA 5.2.1.
TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL.

PROCESO DE SOLDADURA	POSICION	ANGULO DE LA RAZ DE LA RANURA	TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA
Soldadura manual con electrodo recubierto o automatica de arco sumergido	Todas	Entre 45° Y 60°	Profundidad del bisel menos 1.5mm.
		Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
Soldadura protegida con gases o con electrodos con corazon de fundente	Todas	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel
	Horizontal o plana	Entre 45° v 60°	Profundidad del bisel
	Vertical o sobre cabeza	Mayor o igual a 60°	Profundidad del bisel menos 1.5mm.

h) El tamaño efectivo de la garganta de una soldadura acampanada, depositada entre dos barras redondas, o entre una barra redonda y una placa, cuya cara exterior esté al nivel de la superficie de la barra, es el indicado en la tabla 5.2.2. para verificar que la garganta se obtiene de una forma consistente, se obtendrán muestras de secciones transversales en puntos determinados al azar.

TABLA 5.2.2. TAMAÑO EFECTIVO DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS ACAMPANADAS.

Tipo de soldadura	Radio (R) de la barra o placa doblada	Tamaño efectivo de la garganta.
Ranura acampanada (1)	Cualquiera	0.3 R
Ranura acampanada en V ⁽²⁾	Cualquiera	0.5 R (3)

(1) Ranura acampanada 

(2) Ranura acampanada en V 

(3) 0.38 R para soldadura protegida con gases cuando R ≥ 25.4 mm. (1")

Pueden utilizarse tamaños de la garganta efectiva mayores que los de la tabla 5.2.2. si el fabricante demuestra que puede obtener esas gargantas efectivas. Para ello se cortará la soldadura perpendicular a su eje, en la sección media y en los extremos, y se medirá la garganta, se preparara un número de muestras suficientes para asegurarse de que se obtiene el tamaño de garganta deseado

5.2.5.- RESISTENCIA DE DISEÑO

La resistencia de diseño de las soldaduras sera igual al menor valor de las ecuaciones siguientes:

$$R_D = F_R F_{MB} \quad \text{o} \quad R_D = F_R F_S$$

Donde: R_D = Resistencia de diseño

F_R = Factor de resistencia (ver tabla 5.2.3).

F_{MB} = Resistencia nominal del metal base (ver tabla 5.2.3)

F_S = Resistencia nominal del metal del electrodo (ver tabla 5.2.3)

Las soldaduras que se utilicen en estructuras que deban resistir un gran número de repeticiones de carga durante su vida útil, se diseñarán considerando una posibilidad de falla por fatiga.

5.2.6.- COMBINACIÓN DE SOLDADURAS

Si en una misma conexión se combinan dos o más tipos de soldaduras, la resistencia de diseño de la combinación se determina calculando por separado la resistencia de cada una de ellas, con respecto al eje del grupo.

5.2.7.- TAMAÑO MÍNIMO DE SOLDADURAS DE PENETRACIÓN PARCIAL.

El tamaño efectivo mínimo de la garganta de una soldadura de penetración parcial será el que se indica en la tabla 5.2.4. el tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda del espesor de la parte más delgada excepto cuando los cálculos de resistencia indiquen que se necesita un tamaño mayor, en este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana

TABLA 5.2.4 - TAMAÑOS EFECTIVOS DE LA GARGANTA DE SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL.

Espesor de la mas gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño efectivo minimo de la garganta (mm)
Hasta 6.. inclusive	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19	6
Más de 19 hasta 38	8
Más de 38 hasta 57	10
Más de 57 hasta 152	13
Más de 152	16

-TABLA 5.2.3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE SOLDADURAS

TIPO DE SOLDADURAS Y FORMA DE TRABAJO	MATERIAL	FACTOR DE RESISTENCIA FR	RESISTENCIAL NOMINAL $F_{MB} \cdot F_S$	NIVEL DE RESISTENCIA REQUERIDA EN LA SOLDADURA (1)
SOLDADURAS DE PENETRACION COMPLETA				
Tensión normal al área efectiva	Metal base	0.90	Fy	Debe usarse soldadura compatible con el metal base Puede usarse soldaduras de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva				
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante en el área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	0.60 Fu 0.60 F _{EXX}	
SOLDADURAS DE PENETRACION PARCIAL				
Tensión normal al área efectiva	Metal base Electrodo	0.90 0.80	Fy 0.60 F _{EXX}	Puede usarse soldaduras de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Compresión normal al área efectiva	Metal base	0.90	Fy	
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura				
Cortante paralelo al eje de la soldadura	Metal base (3) Electrodo	0.75	0.60 F _{EXX}	
SOLDADURAS DE FILETE				
Cortante en el área efectiva	Metal base (3) Electrodo	0.75	0.60 F _{EXX}	Puede usarse soldadura de resistencia igual o menor que la de la soldadura compatible con el metal base
Tensión o compresión paralela al eje de la soldadura (2)	Metal base	0.90	Fy	
SOLDADURAS DE TAPON O DE RANURA				
Cortante paralelo a las superficies de falla en el área efectiva	Metal base (3) Electrodo	0.75	0.60 F _{EXX}	Puede usarse soldaduras de resistencia igual o menor que la soldadura compatible con el metal base.

F_{EXX} - Clasificación del electrodo (kg / cm²).

1 - Puede utilizarse soldadura cuya resistencia corresponde a una clasificación un nivel mas alto (700kg / cm²) que la soldadura compatible con el metal base.

2.- Las soldaduras de filete o de penetración parcial que unen entre si elementos componentes de miembros compuestos, tales como las que unen el alma y los patines de las trabes armadas, se diseñan sin tener en cuenta los esfuerzos de tensión o compresion, paralelos al eje de las soldaduras, que hay en los elementos conectados.

3.-El diseño del metal base queda regido por la parte de estas Normas que sea aplicable en cada caso particular.

5.2.8. SOLDADURAS DE FILETE

a) **Tamaño mínimo.**- Los tamaños minimos para las soldaduras de filete son las que se muestran en la tabla 5.2.5. el tamaño de la soldadura queda determinado por la más gruesa de las partes unidas, pero no es necesario que exceda el espesor de la parte más delgada, excepto cuando los cálculos así lo indiquen, en este caso debe tenerse especial cuidado para proporcionar un precalentamiento suficiente para obtener una soldadura sana.

TABLA 5.2.5. TAMAÑOS MINIMOS DE SOLDADURAS DE FILETE.

Espesor de la más gruesa de las partes unidas (mm)	Tamaño mínimo del filete (1) (mm)
Hasta 6 inclusive	3
Más de 6 hasta 13	5
Más de 13 hasta 19	6
Más de 19	8

(1) Dimensión de la pierna del filete de soldadura.

b) **Tamaño máximo.**- El tamaño máximo de las soldaduras de filete colocadas a lo largo de los bordes de placas o perfiles será.

- 1.- En los bordes de elementos de 6mm. o menores, el espesor del material.
- 2.- En los bordes de elementos mayores de 6mm. el espesor del material menos 1.5mm., excepto cuando se indique otra cosa en los planos de la estructura, la soldadura deberá depositarse tomando las medidas necesarias para obtener un tamaño igual al espesor del material.

c) Longitud.- La longitud mínima efectiva de una soldadura de filete utilizada para transmitir fuerzas será no menor que cuatro veces su tamaño nominal. En caso contrario, se considerará que el tamaño de la soldadura no excede de la cuarta parte de su longitud efectiva. Cuando se usan filetes de soldadura depositados únicamente en los bordes longitudinales de conexiones de placas a tensión, la longitud de cada filete no será menor a la distancia entre ellos, medida perpendicularmente a su eje. La separación transversal de filetes longitudinales utilizados en conexiones en extremos de los miembros no debe exceder de 20cm; a menos que se tomen medidas especiales para evitar una flexión transversal excesiva.

d) Soldaduras Intermitentes.- Pueden usarse soldaduras de filete intermitentes en los casos en que la resistencia requerida sea menor que la de una soldadura de filete continua del tamaño permitido más pequeño; también pueden usarse para unir elementos componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de un segmento de una soldadura intermitente no será menor de cuatro veces el tamaño de la soldadura, con un mínimo de 40mm; la separación longitudinal entre cordones interrumpidos de soldadura colocados en los bordes de placas o patines o alas de perfiles cumplirá los requisitos indicados en 4.2.1. y 4.3.1.

e) Juntas Traslapadas.- El Traslape no será menor que cinco veces el espesor de la más delgada de las partes que se están uniendo, con un mínimo de 25mm. las juntas traslapadas de placas o barras sometidas a esfuerzos axiales deben soldarse con cordones colocados a lo largo del extremo de cada una de las dos partes, excepto en los casos en que la deflexión de las partes traslapadas este adecuadamente restringida para evitar que la junta se abra.

f) Remates de los Cordones de Soldaduras de Filete.- Siempre que sea posible, los cordones de las soldaduras de filete que llegan a un extremo de la pieza, deben rematarse dando vuelta a la esquina, en forma continua, en una longitud no menor que dos veces el tamaño del filete, con un mínimo de 10mm.

g) Soldaduras de Filete en Agujeros y Ranuras.- Pueden utilizarse soldaduras de filete depositadas en la periferia de agujeros o ranuras, en juntas traslapadas, para transmitir fuerzas cortantes o para evitar la separación de las partes. Pueden utilizarse también para unir elementos componentes de miembros compuestos. Estas soldaduras no deben confundirse con las de tapon o ranura

Los requisitos de tamaños mínimos de las soldaduras de penetración parcial y de filete no están basados en consideraciones de resistencia, sino en el efecto de templeado que produce el metal grueso sobre las soldaduras pequeñas, el metal de soldadura depositado en el material base grueso se enfría rápidamente, lo que ocasiona pérdidas de ductilidad, además, las restricciones que opone el espesor grueso a la contracción de la soldadura cuando ésta se enfría, pueden ocasionar la formación de grietas. Como el filete de 8mm. es el mayor que puede depositarse manualmente en un solo paso, ese tamaño es el mínimo permitido para espesores mayores de 19mm.

5.2.9. Soldaduras de Tapon y de Ranura.

Pueden usarse para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para evitar el pandeo de las partes conectadas y para unir elementos componentes de miembros compuestos.

El diámetro de los agujeros para soldaduras de tapón no será menor que el espesor de la placa que los contiene más 8mm. pero no excederá de 2.5 veces el espesor del metal de soldadura

La distancia mínima entre centros de soldaduras de tapon será de cuatro veces el diámetro de los agujeros

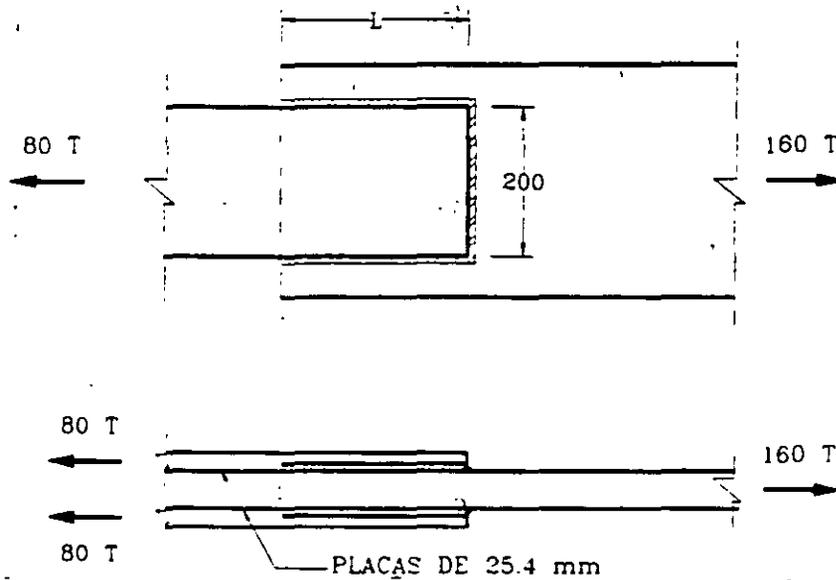
La longitud de la ranura, para soldaduras de este tipo no excederá de diez veces el espesor de la soldadura, su ancho, no será menor que el espesor de la parte que la contiene más 8mm; sin exceder de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán las esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la placa que la contiene, exceptuando el caso en que la ranura se extienda hasta el borde de esa parte

La separación mínima de líneas de soldaduras de ranura en una dirección transversal a su longitud será de cuatro veces el ancho de la ranura. La distancia mínima entre centros en una dirección longitudinal en cualquier línea será de dos veces la longitud de la ranura.

La separación transversal máxima entre tapones o ranuras será de 20cm. a menos que se compruebe que las placas tienen capacidad adecuada para flexión transversal.

Cuando los taponés o ranuras se realizan en material de espesor no mayor de 16mm, deberán rellenarse por completo con metal de soldadura. Si el espesor del material es mayor a 16mm, se rellenarán cuando menos hasta la mitad, pero el espesor del metal de la soldadura no será menor de 16mm.

EJEMPLO 20.- Diseñar la soldadura necesaria para la junta traslapada mostrada en la figura, las fuerzas no son últimas; el acero es A-36 y los electrodos son E-70xx.



Considerando un factor de carga de 1.5 se tendrá una fuerza de diseño por placa de:

$$F_D = 1.5 \times 80 = 120 \text{ TON.}$$

Espesor máximo del filete de soldadura (ART. 5.2.8b).

$$t_{max} = 25.4 - 1.5 = 24 \text{ mm.}$$

Espesor mínimo del filete de soldadura (TABLA 5.2.5).

$$t_{min} = 8 \text{ mm}$$

Resistencia de diseño de soldaduras con electrodo E-70XX.

$$F_R F_S = 0.75 \times 0.60 \times 4920 = 2215 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia de diseño con filetes de distintos espesores.

t=10	R=1.0x0.707x2215=1565 kg/cm
t=12	R=1.2x0.707x2215=1880 kg/cm
t=14	R=1.4x0.707x2215=2190 kg/cm
t=16	R=1.6x0.707x2215=2505 kg/cm

La fuerza en la soldadura no debe rebasar a la capacidad al cortarse de la placa

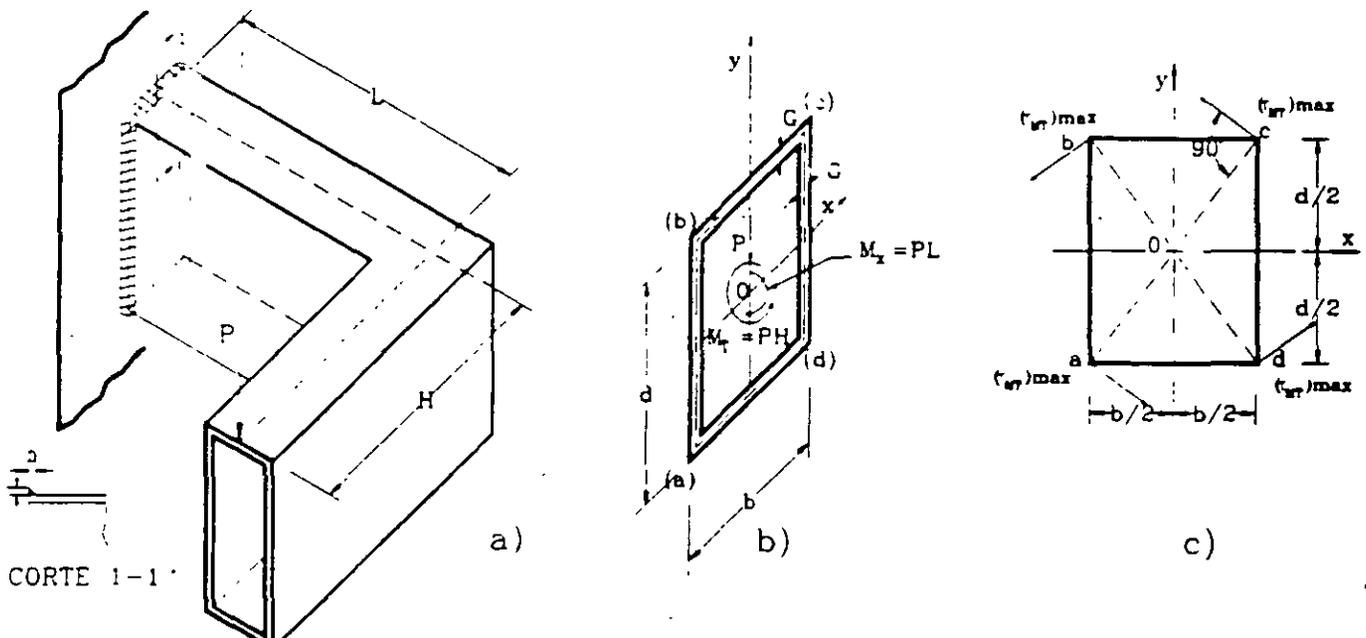
$$F_R (0.6 F_u) A_{nc} = 0.75 \times 0.6 \times 4080 \times 2.54 \times 1.0 = 4663 \text{ kg/cm BIEN.}$$

La longitud necesaria de la soldadura y la longitud "L" de empalme en cada caso sera:

t=10	L'=120/1.565=77cm	L=28.5cm > 20cm
t=12	L'=120/1.88 =64cm	L=22.5cm > 20cm
t=14	L'=120/2.19 =55cm	L=17.5cm < 20cm
t=16	L'=120/2.505=48cm	L=14 cm < 20cm

Por lo que las dos primeras alternativas son una buena solución al problema

EJEMPLO 21.- Determinar el tamaño requerido de la soldadura de filete para el elemento de la figura siguiente, considerando L=2m; H=1.5m; d=45cm; b=25cm y P=5 TON (sin factor de carga), el Acero es A-36 y el electrodo E-70xx, se usara un Fc=1.4



Elementos mecánicos de diseño:

$$P = 5 \text{ TON.}$$

$$M_x = 5 \times 2 = 10 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 5 \times 1.5 = 7.5 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$P_u = 1.4 \times 5 = 7 \text{ TON.}$$

$$M_x = 10 \times 1.4 = 14 \text{ T} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 1.4 \times 7.5 = 10.5 \text{ TON} \cdot \text{m}$$

Propiedades geométricas de la soldadura: (tratada como una línea)

$$L = 2(b + d) = 2(25 + 45) = 140 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{d^2}{6}(d + 3b) = \frac{45^2}{6}[45 + (3 \times 25)] = 40500 \text{ cm}^3$$

$$S_x = \frac{I_x}{d/2} = \frac{40500}{22.5} = 1800 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{(b + d)^3}{6} = \frac{(25 + 45)^3}{6} = 57167 \text{ cm}^3$$

Fuerzas máximas por unidad de longitud en la soldadura:

$$V_p = \frac{7000}{140} = 50 \text{ kg/cm} \quad (\text{Dirección "Y"})$$

$$F_{MAX} = \frac{1400000}{1800} = 778 \text{ kg/cm} \quad (\text{Dirección "Z"})$$

$$(V_{Mt})_x = \frac{1050000 \times 22.5}{57167} = 413 \text{ kg/cm} \quad (\text{Dirección "X"})$$

$$(V_{Mt})_y = \frac{1050000 \times 12.5}{57167} = 230 \text{ kg/cm} \quad (\text{Dirección "Y"})$$

Fuerzas máximas de diseño:

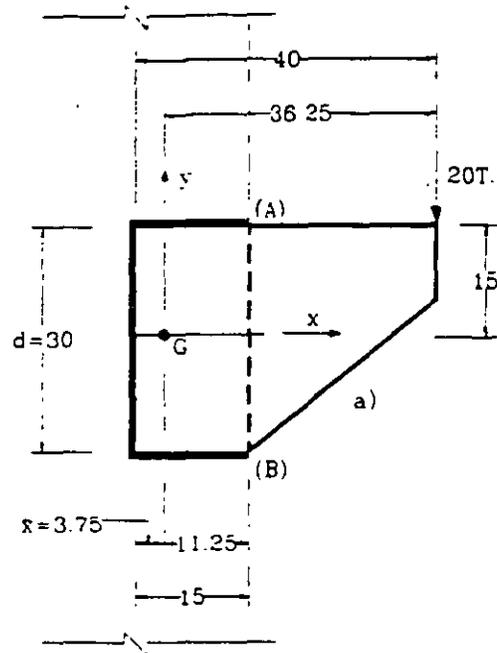
$$V_{MAX} = \sqrt{(50 + 230)^2 + 778^2 + 413^2} = 925 \text{ kg/cm}$$

Con espesor de soldadura de 6mm. tendríamos la resistencia siguiente:

$$R = 0.6 \times 0.707 \times 2215 = 940 \text{ kg/cm} > 925 \text{ kg/cm}$$

∴ se usará soldadura de filete de 6mm. de espesor.

EJEMPLO 22.- Determinar el filete de soldadura necesario para la mensula siguiente, considerando al material como A-36 y electrodos E-70xx. La fuerza es debida a carga viva y carga muerta, y no considera el factor de carga.



Acotaciones, en cm

Carga ultima de diseño:

$$P_u = 20 \times 1.4 = 28 \text{ TON}$$

De acuerdo a las ayudas de diseño, el centroide de la soldadura propuesta será:

$$X = \frac{b^2}{2b + d} = \frac{15^2}{(2 \times 15) + 30} = 3.75 \text{ cm}$$

Por lo tanto el brazo de palanca y momento torsionante en la soldadura será:

$$e = 40 - 3.75 = 36.25 \text{ cm.}$$

$$M_t = 28 \times 36.25 = 1015 \text{ T} \cdot \text{cm}$$

De acuerdo a las ayudas de diseño, las propiedades de la soldadura propuesta son:

$$L = 30 + 2(15) = 60 \text{ cm}$$

$$J = \frac{b^3}{3} \left(\frac{b+2d}{2b+d} \right) + \frac{d^2}{12} (6b+d) = \frac{15^3}{3} \left(\frac{75}{60} \right) + \frac{30^2}{12} (120) =$$

$$J = 1406 + 9000 = 10406 \text{ cm}^3$$

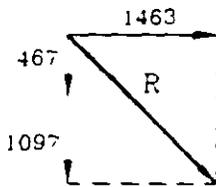
Debido a su distancia al centroide, los puntos de la soldadura más esforzados serían en "A" y el "B", por lo que tomando las coordenadas del punto "A".

Cortante directo $f_1 = \frac{P}{L} = \frac{28000}{60} = 467 \text{ kg/cm}$

Cortante por torsión $f_2 = \frac{M_t X}{J} = \frac{1015000 \times 11.25}{10406} = 1097 \text{ kg/cm}$

$$f_2 = \frac{M_t Y}{J} = \frac{1015000 \times 15}{10406} = 1463 \text{ kg/cm}$$

Fuerza resultante en el punto "A" de la soldadura:

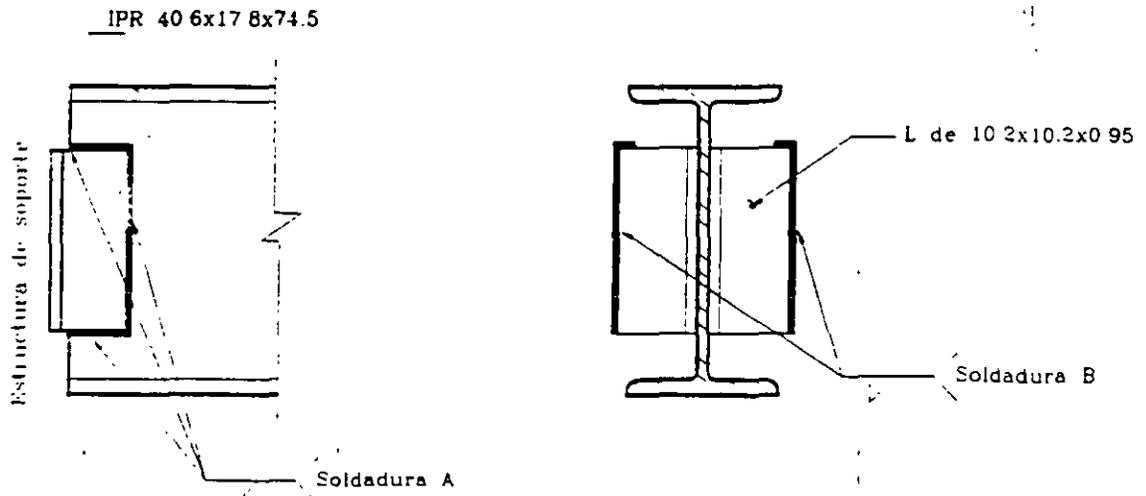


$$R = \sqrt{(467 + 1097)^2 + 1463^2} = 2042 \text{ kg/cm}$$

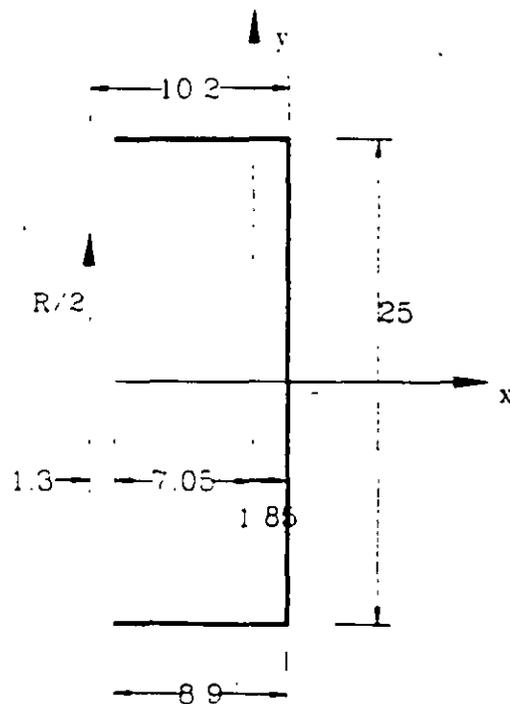
De la tabla de resistencias, para una soldadura de 14mm. con E-70xx

$$R = 2195 \text{ kg/cm} > 2042 \text{ kg/cm} \quad \text{Bien}$$

EJEMPLO 23 - Diseñar la conexión ilustrada en la figura siguiente, considerando una viga IR-406x kg/m, Angulos LI-102x10, de Acero A-36 y electrodos E-70xx; la reacción a transmitir es de 25 TON. (sin factor de carga), correspondiente a carga viva y carga muerta.



Análisis de la soldadura "A" (conexión de los ángulos de unión y la viga), proponiendo una longitud del ángulo $L_v = 25$ cm y una separación al borde $a = 1.3$ cm, quedaria la configuración de la figura siguiente.



El diseño de esta soldadura sería similar al descrito en el ejemplo anterior:

$$X = \frac{b^2}{2b + d} = \frac{8.9^2}{(2 \times 8.9) + 25} = 1.85 \text{ cm}$$

$$J = \frac{b^3}{3} \left(\frac{b + 2d}{2b + d} \right) + \frac{d^2}{12} (6b + d)$$

$$J = \frac{8.9^3}{3} \left(\frac{58.9}{42.8} \right) + \frac{25^2}{12} (78.4) = 4407 \text{ cm}^3$$

$$L = 25 + (2 \times 8.9) = 42.8 \text{ cm}$$

Elementos mecánicos últimos de diseño:

$$P_u = 25 \times 1.4 = 35 \text{ TON}$$

Brazo de palanca del momento = $10.2 - 1.85 = 8.35 \text{ cm}$

$$M_l = 35 \times 8.35 = 292.25 \text{ T} \cdot \text{cm}$$

Al colocarse dos ángulos en la conexión, cada soldadura deberá diseñarse para resistir la mitad de los elementos mecánicos anteriores, revisando el punto "A".

$$\text{Cortante directo} \quad V = \frac{35000}{2 \times 42.8} = 409 \text{ kg / cm}$$

$$\text{Cortante por torsión en "y"} \quad V_M = \frac{M_l X}{J} = \frac{292250 \times 7.05}{2 \times 4407} = 234 \text{ kg / cm}$$

$$\text{Cortante por torsión en "x"} \quad V_M = \frac{M_l Y}{J} = \frac{292250 \times 12.5}{2 \times 4407} = 415 \text{ kg / cm}$$

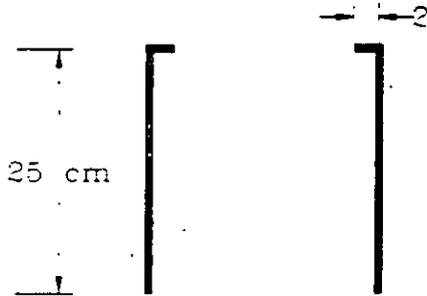
$$R = \sqrt{(409 + 234)^2 + 415^2} = 756 \text{ kg / cm}$$

De la tabla de resistencias, para soldadura de 6mm y electrodos E-70xx.

$$R = 940 \text{ kg/cm} > 765 \text{ kg/cm} \text{ Bien.}$$

Diseño de la soldadura "B"

Se tomará el brazo de palanca conservadoramente como el ala del ángulo, el remate superior será de 2cm dando la figura siguiente.



$$L = 2(25 + 2) = 54 \text{ cm}$$

$$S_x = 2 \left[\frac{d^2 (4b + d)}{6 (b + d)} \right]$$

$$S_x = \frac{25^2}{3} \left(\frac{(4 \times 2) + 25}{4 + 25} \right) = 237 \text{ cm}^2$$

Elementos mecánicos de diseño.

$$V = \frac{R}{2} = \frac{35000}{2} = 17500 \text{ kg}$$

$$M_f = 17500 \times 10.2 = 178500 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Esfuerzos en la soldadura.

$$\text{Cortante directo} = \frac{17500}{54} = 324 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Esfuerzos por flexion} = \frac{M}{S} = \frac{178500}{237} = 753 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Resultante} = \sqrt{324^2 + 753^2} = 820 \text{ kg/cm}$$

De la tabla de resistencia, para soldadura de omm. y E-70xx

$$R = 940 \text{ kg/cm} > 820 \text{ kg/cm} \quad \text{Bien.}$$

5.3.- TORNILLOS, BARRAS Y REMACHES

5.3.1.- TIPOS DE TORNILLOS.

En las estructuras de acero se emplean dos tipos de tornillos; los estandar (A-307) y de alta resistencia (A-325 y A-490).

En la figura 34 se ilustran las distintas formas de falla que suelen presentarse en las conexiones atornilladas, todas corresponden a juntas traslapadas menos la "e", en la que el tornillo falla a tension.

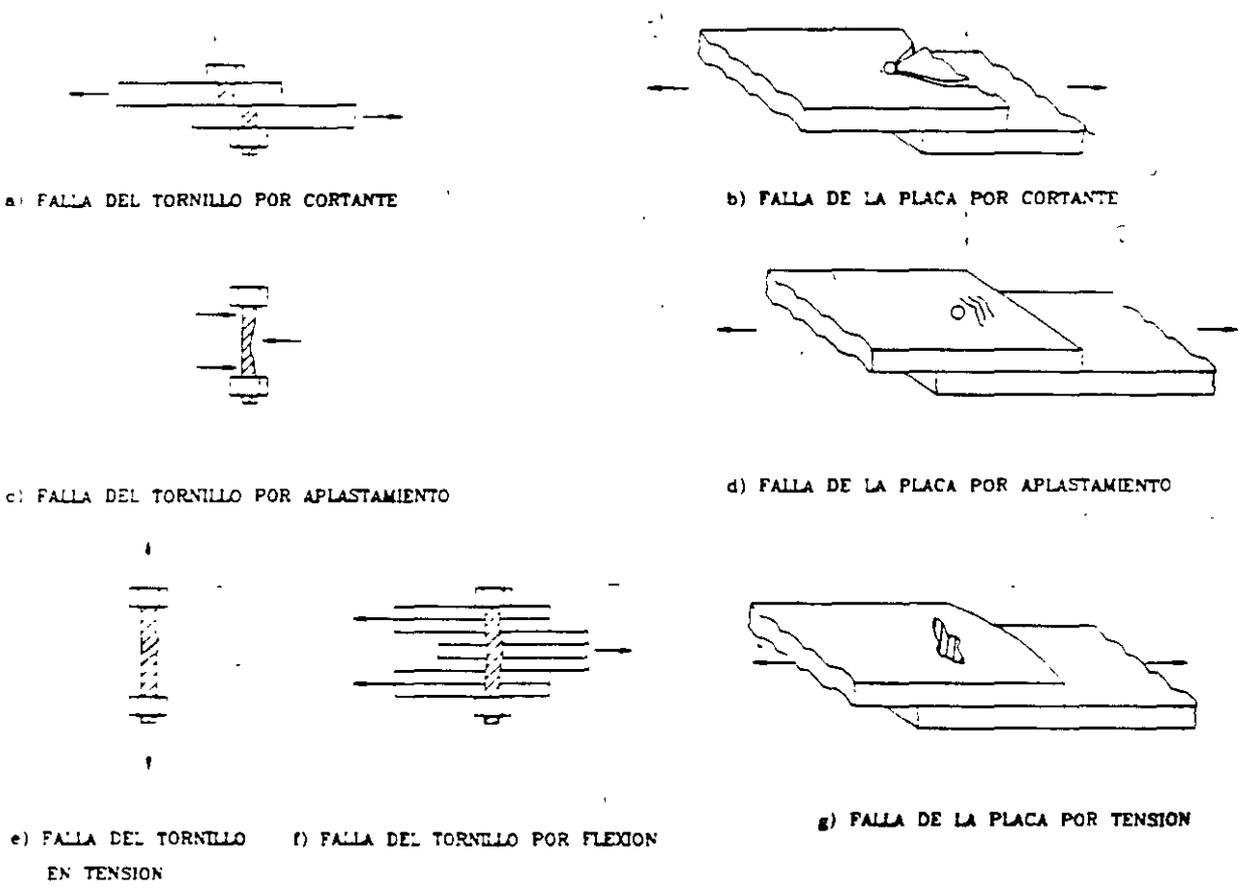


FIG 34 POSIBLES FORMAS DE FALLA DE CONEXIONES ATORNILLADAS

Los tornillos A-325 o A-490 diseñados para trabajar a fricción, deberán apretarse a la tensión mínima indicada en la tabla 5.3.1. el apriete puede hacerse con el metodo de la vuelta de la tuerca, por medio de un indicador directo de tension o utilizando llaves calibradas adecuadas.

TABLA 5.3.1.
TENSION MINIMA EN TORNILLOS
DE ALTA RESISTENCIA (TON)

Diámetro del tornillo mm (Pulg.)	Tornillos A325	Tornillos A490
12.7 (1/2)	5.4	6.8
15.9 (5/8)	8.6	10.9
19.1 (3/4)	12.7	15.9
22.2 (7/8)	17.7	22.2
25.4 (1)	23.1	29.0
28 1 1/8)	25.4	36.3
31.8 (1 1/4)	32.2	46.3
34.9 (1 3/8)	38.6	54.9
38.1 (1 1/2)	46.7	67.1

5.3.2. El área efectiva resistente al aplastamiento de tornillos barras roscadas y remaches se calcula multiplicando su diámetro por la longitud de aplastamiento, que es el espesor de la placa en la que se colocan. Si los remaches o tornillos son de cabeza embutida, para calcular la longitud de aplastamiento se resta la mitad de la profundidad de la cabeza.

5.3.3. RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSION O CORTANTE.

La resistencia de diseño de tornillos y barras roscadas es igual al producto del factor de resistencia F_r por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. Los tornillos de alta resistencia que trabajen a tensión directa se dimensionaran de manera que su resistencia media requerida, calculada tomando como base el área nominal del tornillo y sin considerar las tensiones producidas al apretarlo, no exceda la resistencia de diseño. La fuerza aplicada en el tornillo será la suma de las producidas por las cargas externas factorizadas mas las tensiones que puedan resultar de la acción de palanca ocasionada por la deformación de las partes conectadas

TABLA 5.3.2 RESISTENCIAS DE DISEÑO DE REMACHES, TORNILLOS Y BARRAS ROSCADAS

Elementos de unión	Resistencia en tensión.		Resistencia al	cortante
	Factor de resistencia, F_t	Resistencia nominal, kg/cm ²	en conexiones	por aplastamiento
			Factor de resistencia, F_t	Resistencia nominal, kg/cm ²
Tornillos A307		3160 ⁽¹⁾	0.60	1900 ⁽²⁾⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte.		6330		3800 ⁽³⁾
Tornillos A325, cuando la rosca está fuera de los planos de corte.		6330		5060 ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca no está fuera de los planos de corte.		7900		4750 ⁽³⁾
Tornillos A490, cuando la rosca está fuera de los planos de corte.	0.75	7900	0.65	6330 ⁽³⁾
Partes roscadas cuando la rosca no está fuera de los planos de corte.		0.56 $F_t^{(1)}$		0.45 F_t
Partes roscadas cuando la rosca está fuera de los planos de corte.		0.56 $F_t^{(1)}$		0.60 F_t
Remaches A502, grado 1, colocado en caliente.		3160		2530 ⁽³⁾
Remaches A502, grado 2 y 3, colocados en caliente.		4200		3380 ⁽³⁾

(1) Carga estática únicamente.

(2) Se permite que la rosca esté en los planos de corte.

(3) Cuando para unir miembros en tensión se empleen conexiones por aplastamiento con tornillos o remaches colocados en una longitud, medida paralelamente a la dirección de la fuerza, mayor que 125 cm, los valores tabulados se reducirán en 20 por ciento.

La nomenclatura utilizada para designar a los tornillos y remaches es la de A.S.T.M.

5.3.4. RESISTENCIA DE DISEÑO EN CONEXIONES QUE TRABAJAN A FRICCIÓN.

La resistencia de un tornillo de una conexión que no deba deslizar bajo cargas de trabajo es igual al producto del factor de resistencia $r_R = 1.0$ por la resistencia nominal al cortante dada en la tabla 5.3.3. en kg/cm^2 , y por el área nominal de la parte no roscada del vastago del tornillo. La resistencia de diseño debe ser igual o mayor que el efecto máximo producido por las cargas de servicio.

Otros elementos componentes de estas conexiones se dimensionarán bajo cargas de diseño, siguiendo las recomendaciones aplicables. Si se usan agujeros alargados, la junta debe satisfacer también los requisitos del inciso 5.3.7.

Cuando un tornillo de una conexión que no debe deslizar bajo cargas de trabajo este sometido a una fuerza de tensión de diseño T_u , la resistencia nominal al cortante de la tabla 5.3.3. se multiplica por el

factor de reducción $(1 - \frac{T_u}{T_b})$, donde T_b es la fuerza de pretensión especificada en la tabla 5.3.1

**TABLA 5.3.3
RESISTENCIA NOMINAL AL CORTANTE,
EN KG/CM², DE TORNILLOS EN CONEXIONES
EN LAS QUE EL DESLIZAMIENTO ES CRITICO**

Resistencia nominal al cortante.			
Tipo de tornillo	Agujeros estándar	Agujeros sobredimensionados y alargados cortos ¹	Agujeros alargados largos ¹
A325	1230	1050	880
A490	1550	1340	1120

¹ Para limitaciones en el uso de agujeros sobredimensionados y alargados véase la sec. 5.3.7.

5.3 TENSION Y CORTANTE COMBINADOS EN CONEXIONES POR APLASTAMIENTO

Los tornillos y remaches sujetos a tensión y cortante combinados se dimensionan de tal forma que el esfuerzo de tensión σ_t en el área nominal "Ab" del vastago, producido por las cargas de diseño, no exceda el valor calculado por la fórmula de la tabla 5.3.4 que sea aplicable en cada caso. El esfuerzo cortante generado por las cargas de diseño, τ_s , no excederá el valor calculado de acuerdo al inciso 5.3.3.

TABLA 5.3.4.
ESFUERZOS DE TENSION MAXIMOS RESISTENTES, f_t , PARA TORNILLOS
O REMACHES EN JUNTAS POR APLASTAMIENTO (KG/CM²)

DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS DE UNION	LA ROSCA NO ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE.	LA ROSCA ESTA FUERA DE LOS PLANOS DE CORTE.
TORNILLOS A 307	2740 -1.3 $F_u \leq 2110$	
TORNILLOS A 325	5980 - 1.8 $F_u \leq 4780$	5980 -1.4 $F_u \leq 4780$
TORNILLOS A 490	7450 -1.8 $F_u \leq 4780$	7450 -1.4 $F_u \leq 4780$
PARTES ROSCADAS TORNILLOS A 449 CON DIAMETRO MAYOR QUE 38.1 MM (1 1/2")	0.73 F_u -1.8 $F_u \leq 0.56 F_u$	0.73 F_u -1.4 $F_u \leq 0.56$
REMACHES A 502, GRADO 1	3090 -1.3 $F_u \leq 2390$	
REMACHES A 502, GRADO 2	4150 -1.3 F_u -1.3 $F_u \leq 3160$	

5.3.6.- RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO.

La resistencia de diseño al aplastamiento entre un tornillo o remache y la pieza en que está colocado es $F_p R_p$. Donde: $F_p = 0.85$ y $R_p = 3 dt F_u$.

Donde:

- d = Diámetro nominal del remache o tornillo.
- t = Espesor de la parte conectada
- F_u = Esfuerzo mínimo de ruptura a tensión.

5.3.7. TAMAÑOS DE LOS AGUJEROS:

a) En la tabla 5.3.5. se dan los tamaños máximos de los agujeros que pueden usarse en las conexiones atornilladas o remachadas. Los agujeros de las placas base de columnas pueden ser mayores si se requieren por las tolerancias permisibles en la colocación de anclas de las cimentaciones.

TABLA 5.3.5.
TAMAÑOS MAXIMOS DE AGUJEROS PARA REMACHES Y TORNILLOS 1

Diámetro nominal del remache o tornillo (d)		Diámetro del agujero estándar.		Diámetro de aga. sobredimensionados ²		Dimensiones de aga. alargados cortos ²		Dimensiones de aga. alargados largos ²	
mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.	mm	Pulg.
≤ 22.2	≤ 7/8	d+1.5	d+1/16	d+4.8	d+3/16	(d+1.5) X (d+6.3)	(d+1/16) X (d+1/4)	(d+1.5) X 2.5 d	(d+1/16) X 2.5 d
25.4	1	27.0	1-1/16	31.8	1-1/4	27.0 X 33.3 (1-5/16)	X (1-1/16)	27.0 X 63.5 (2-1/2)	X (1-1/16)
≥ 28	≥ 1-1/8	d+1.5	d+1/16	d+7.9	d+5/16	(d+1.5) X (d+9.5)	(d+1/16) X (d+3/8)	(d+1.5) X 2.5 d	(d+1/16) X 2.5 d

1 Los tamaños son nominales.

2 No se permiten en conexiones remachadas.

b) Siempre se utilizarán agujeros estándar, excepto cuando el diseñador especifique, en conexiones atornilladas, el uso de agujeros alargados, o sobredimensionados en conexiones remachadas no se permite el uso de agujeros alargados o sobredimensionados.

c) Los agujeros sobredimensionados pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión a fricción, pero su uso no se permite en conexiones por aplastamiento. Si las partes exteriores tienen agujeros sobredimensionados, deben colocarse roldanas endurecidas.

d) Los agujeros alargados cortos pueden usarse en cualquiera o en todas las partes unidas en una conexión por fricción o por aplastamiento. En conexiones por fricción los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en conexiones por aplastamiento, su dimensión mayor debe ser perpendicular a la dirección de la carga. Si las partes exteriores tienen agujeros alargados cortos, deben colocarse roldanas, las cuales serán endurecidas cuando los tornillos sean de alta resistencia.

e) Los agujeros alargados largos pueden usarse solo en una de las partes comunes a cada superficie de falla individual, tanto en conexión a fricción como al aplastamiento. En conexiones por fricción, los agujeros pueden tener cualquier dirección, pero en juntas por aplastamiento, su dimensión mayor deberá ser perpendicular a la dirección de la carga. Cuando se usen agujeros alargados largos en una parte exterior, deben colocarse roldanas de placa o bien una solera continua, con agujeros estándar, de tamaño suficiente para cubrir por completo los agujeros alargados. En conexiones realizadas con tornillos de alta resistencia, las roldanas de placa o las soleras continuas serán de acero de grado estructural y de espesor no menor a 8mm, no es necesario que estén endurecidas. Si en algún caso se requieren roldanas endurecidas con tornillos de alta resistencia, se colocarán sobre la carga exterior de la roldana de placa o de la solera.

5.3.8. AGARRES LARGOS

Cuando la longitud de agarre de tornillos A-307 o de remaches, sea mayor que cinco veces su diámetro, su número se aumentará en uno por ciento por cada 1.5mm de longitud adicional.

5.3.9. SEPARACION MINIMA.

La distancia entre centros de agujeros para remaches o tornillos, sean estandar, sobredimensionados o alargados, no será menos que tres veces su diámetro nominal (esta distancia puede disminuirse a 2.7 veces el diámetro nominal, en casos excepcionales), ni que la indicada en el parrafo siguiente, cuando este sea aplicable.

A lo largo de una linea de transmisión de fuerzas, la distancia entre centros de agujeros no será menor que:

a) Para el caso de agujeros estandar.

$$\frac{2P}{F_u F_u t} + \frac{d}{2} \quad (5.3.2)$$

Donde.

P = Fuerza de diseño transmitida por un remache o tornillo a la parte critica conectada

F_u = Resistencia minima a la ruptura a tension del material de la parte critica conectada

t = Espesor de la parte critica.

d = Diámetro nominal del remache o tornillo

$$F_r = 0.85$$

b) Para agujeros sobredimensionados o alargados, la distancia dada por la formula 5.3.2. más el incremento "C₁" que corresponda de acuerdo con la tabla 5.3.6. sin que la distancia libre entre los bordes de los agujeros sea menor que un diametro del tornillo.

TABLA 5.3.6
VALORES DEL INCREMENTO DE SEPARACIÓN C₁

DIAMETRO NOMINAL DEL TORNILLO, d		AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS		NORMALES A LA LINEA DE FUERZA	AGUJEROS PARALELOS A LA		ALARGADOS LINEA DE FUERZA	
					CORTOS		LARGOS ¹	
mm	pulg.	mm	pulg.		mm	pulg.	mm	pulg.
≤ 22 .2	≤ 7 / 8	3.2	1/8	0	4.8	3/16	1.5d-1.5	1.5d-1/16
25.4	1	4.8	3/16	0	6.4	1/4	36.5	1 7/16
≥ 28 .6	≥ 1 1/8	6.4	1/4	0	7.9	5/16	1.5d-1.5	1.5d-1/16

1 Cuando la longitud del agujero es menor que la maxima permisible (ver tabla 5.3.5), C₁ puede disminuirse en la diferencia entre la longitud maxima permisible y la longitud real del agujero

5.3.10.- SEPARACION MAXIMA.

La separación máxima entre remaches o tornillos intermedios colocados en la dirección de las fuerzas en miembros comprimidos formados por placas y otros perfiles no será mayor que $1050 / \sqrt{F_y}$ veces el espesor de la placa o perfil más delgado exterior, ni mayor que 30 cm. cuando los remaches o tornillos tienen las mismas posiciones en varias líneas paralelas ni que $1650 / \sqrt{F_y}$ o 45 cm. cuando están en tresbolillo. estas separaciones pueden aumentarse en 25% cuando la placa o perfil es interior. En los extremos, la separación no debe exceder de cuatro veces el diametro del remache o tornillo, en una longitud igual a 1.5 veces el ancho total del miembro

La separación entre remaches o tornillos colocados normalmente a la dirección de las fuerzas de compresion no debe ser mayor de 32 veces el espesor de la placa más delgada.

En miembro a tensión, la separación máxima entre remaches o tornillos, medida en la dirección de las fuerzas, no excederá de 60 cm excepto cuando se demuestre que una separación mayor no afecta el comportamiento satisfactorio del miembro.

F_y es el esfuerzo de fluencia mínimo del material de la placa o del perfil.

5.3.11 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE.

La distancia del centro de un agujero estandar al borde de una parte conectada no será menor que el valor dado en la tabla 5.3.7 ni que el indicado en el parrafo siguiente, cuando este sea aplicable.

A lo largo de una linea de transmisión de fuerzas, en el sentido en que éstas actúan, la distancia del centro de un agujero estandar al borde de la parte conectada no será menor que $2P / F_R F_s t$. Las literales tienen el mismo significado que en la formula 5.3.2.

En conexiones extremas de vigas en las que los tornillos colocados en el alma se diseñen para transmitir solamente la fuerza cortante, sin tener en cuenta los efectos producidos por la excentricidad de los tornillos, la distancia del borde de la viga al centro del agujero estandar más cercano a el no debe ser menor que $2P_R / F_R F_s t$, donde P_R es la fuerza cortante de diseño en el extremo de la viga dividida entre el número de tornillos o remaches. Si la fuerza cortante en cada tornillo o remache no excede de $0.45 A_s F_u$, no es necesario satisfacer el requisito anterior.

La distancia del centro de un agujero sobredimensionado o alargado al borde de una parte conectada no será menor que la requerida para un agujero estandar, de acuerdo con la primera parte de este artículo, más el incremento "C" indicado en la tabla 5.3.8.

TABLA 5.3.7
DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE DEL CENTRO DE UN AGUJERO
ESTANDAR ⁽¹⁾ AL BORDE DE LA PARTE CONECTADA

DIAMETRO NOMINAL DEL REMACHE O TORNILLO		BORDES CORTADOS CON CIZALLA		BORDES LAMINADOS DE PERFILES, PLACAS O SOLERAS, O BORDES CORTADOS CON SOPLETE ⁽²⁾	
MM	PULG.	MM	PULG.	MM	PULG.
12.7	1/2	22.2	7/8	19.1	3/4
15.9	5/8	28.6	1-1/8	22.2	7/8
19.1	3/4	31.8	1-1/4	25.4	1
22.2	7/8	38.1	1-1/2 (3)	28.6	1-1/8
25.4	1	44.5	1-3/4 (3)	31.8	1-1/4
28.6	1-1/8	50.8	2	38.1	1-1/2
31.8	1-1/4	57.2	2-1/4	41.3	1-5/8
MAS DE 31.8	MAS DE 1-1/4	1.75 X	DIAMETRO	1.25 X	DIAMETRO

(1) Para agujeros sobredimensionados o alargados los valores de esta tabla se incrementan en las cantidades C_2 dadas en la tabla 5.3.8.

Todas las distancias al borde de esta columna pueden reducirse en 3 mm (1/8") cuando el agujero está en un punto en el que los esfuerzos no exceden del 25% del esfuerzo máximo permisible en el elemento.

(3) Pueden reducirse a 31.8 mm (1-1/4") en los extremos de angulos de conexión de vigas.

TABLA 5.3.8.
VALORES DEL INCREMENTO DE DISTANCIA AL BORDE c_2

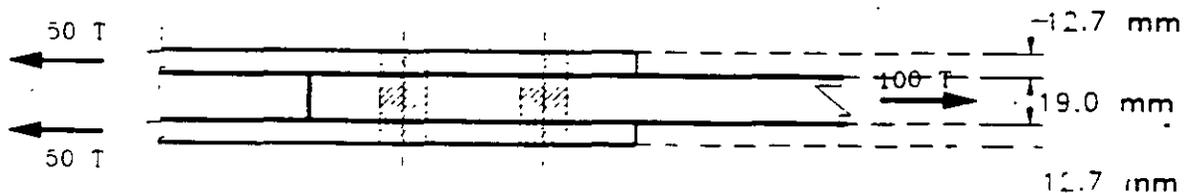
DIAMETRO NOMINAL DEL TORNILLO, d		AGUJEROS SOBREDIMENSIONADOS		AGUJEROS			ALARGADOS	
				PERPENDICULARES AL BORDE		LARGOS (1)		PARALELOS AL BORDE
				CORTOS				
MM	PULG	MM	PULG	MM	PULG			
≤ 22	$\leq 7/8$	1.5	1/16	3.2	1/8	0.75 d	0	
25.4	1	3.2	1/8	3.2	1/8			
≥ 28	≥ 1	3.2	1/6	4.8	3/16			

(1) Cuando la longitud del agujero es menor que la máxima permisible (ver tabla 5.3.5), c_2 puede disminuirse en la mitad de la diferencia entre la longitud máxima permisible y la longitud real del agujero

5.3.12. DISTANCIA MAXIMA AL BORDE

La distancia máxima del centro de cualquier remache o tornillo al borde más cercano de cualquiera de las partes en las que está colocado será 12 veces el espesor de esa parte, sin exceder de 15 cm.

EJEMPLO 24 - Determinar el número de tornillos necesarios para la conexión mostrada en la figura siguiente considerando los datos dados a continuación



- Agujeros Estandar
- Tornillos A-325 de 19 mm trabajando al aplastamiento y con sus roscas fuera del plano de corte
- Distancia al borde mayor que $1.5 d$ y entre agujeros mayor que $3.0 d$.
- Acero de las placas A.S.T.M. A-36
- Las cargas mostradas ya incluyen el factor de carga respectivo.

Solución:

Resistencia al cortante de cada tornillo (R_s),

$$(R_s)_v = 0.65 \times 2 \times 2.85 \times 5060 = 18747 \text{ kg} = 18.7 \text{ TON} \quad (\text{ART. 5.3.3.})$$

Resistencia al aplastamiento de cada tornillo (R_t),

$$(R_t)_p = 0.75 \times 2.4(d \cdot t)F_u = 0.75 \times 2.4 \times 1.9 \times 1.9 \times 4080$$

$$(R_t)_p = 26512 \text{ kg} = 26.5 \text{ TON}$$

∴ El diseño queda regido por su resistencia al cortante:

$$N^{\circ} \text{ TOR} = \frac{100}{18.7} = 5.35$$

∴ Se usarán 6 tornillos en la conexión

EJEMPLO 25 - Calcular la conexión del ejemplo anterior considerando la junta de tipo fricción. El factor de carga es de 1.4

Solución

La resistencia de diseño de la conexión, basada en la condición de que el deslizamiento es crítico en ella, debe ser mayor o igual a la carga de servicio. Debe revisarse además que la carga de diseño no sobrepase la resistencia de la junta con los tornillos trabajando al aplastamiento.

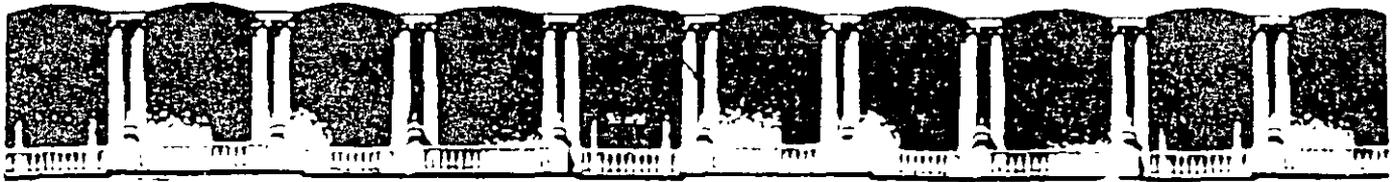
$$\text{Carga de servicio} = \frac{100}{1.4} = 7.4 \text{ TON.}$$

Resistencia al deslizamiento de cada tornillo (R_s),

$$(R_s)_v = 1.0 \times 1230 \times 2.85 \times 2 = 7011 \text{ kg} = 7.0 \text{ TON.}$$

Número de tornillos requeridos en la conexión.

$N^{\circ} \text{ TOR} = \frac{71.4}{7.0} = 10.2 \quad \therefore$ se requieren 11 tornillos, sin embargo por simetría en ella se recomendaría usar 12 tornillos que corresponde al doble del calculado en el ejemplo anterior.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

**REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCION "H" CON LA HOJA
CALCULO AISC - SEC**

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS SÁNCHEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN H CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. H.xis (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC).

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 12 y 13.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton; mom en Tm)

CARGA VERTICAL				
P_{cv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_i$	$M_{cv}Y_i$
250	15.0	17.5	-22.3	0
SISMO SEGUN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_i$	$M_{sx}Y_i$
100	12.7	15.0	12.7	-18.2
SISMO SEGUN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_i$	$M_{sy}Y_i$
80	-8.2	22.2	-19.0	22.2

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj; en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

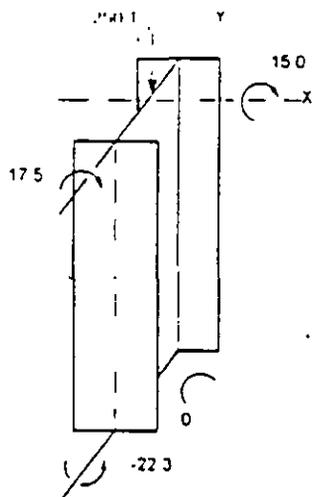


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

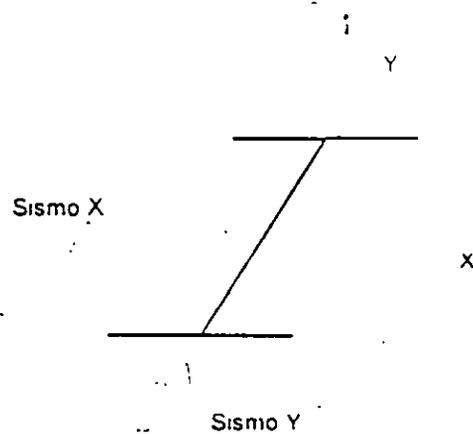


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la columna (Fig. 2).

X es siempre el eje normal al alma.

En columnas de edificios urbanos se tomará, siempre, $K_x = K_y = 1.0$.

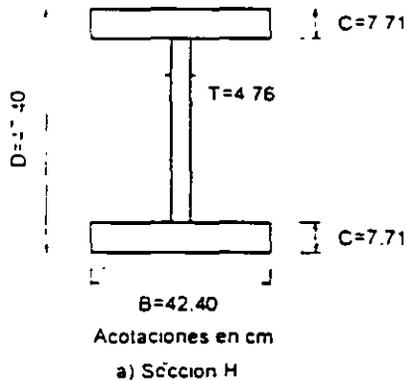
$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; $L_x = L_y = 600 \text{ cm}$; $K_x = K_y = 1.0$; $Q_x = Q_y = 4.0$.

$\Sigma P_u = 2500 \text{ Ton}$; $\Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}$; $\Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}$; $(\Delta_{on})_x = 5.5 \text{ cm}$; $(\Delta_{on})_y = 3.0 \text{ cm}$.

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura.

SECCIÓN PROPUESTA (LAMINADA)

Es una sección W 14" x 426 lb/ft.



$$\begin{aligned}
 A &= 806.0 \text{ cm}^2 \\
 I_x &= 273\,697.7 \text{ cm}^4; S_x = 11548.4 \text{ cm}^3 \\
 Z_x &= 14191.9 \text{ cm}^3; r_x = 18.43 \text{ cm} \\
 I_y &= 98\,236.6 \text{ cm}^4; S_y = 4633.8 \text{ cm}^3; r_y = 11.04 \text{ cm} \\
 Z_y &= 7111.5 \text{ cm}^3 \\
 J &= 14104.7 \text{ cm}^4; C_w = 38\,687\,933 \text{ cm}^6
 \end{aligned}$$

Fig. 3. Sección propuesta

CLASIFICACION DE LA SECCIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los correspondientes a secciones compactas en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser "compactas" para desarrollar M_{px} y M_{py} .

Patines. $B/2C = 42.4/(2 \times 7.71) = 2.75 < 545 / \sqrt{F_y} = 9.19$

Alma. $(D - 2C)/T = 31.98/4.76 = 6.72 < 2121 / \sqrt{F_y} = 35.8$ La sección es compacta.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

$(KL/r)_x = 1 \times 600/18.43 = 32.56$; $(KL/r)_y = 1 \times 600/11.04 = 54.35$; $(KL/r)_{cr} = 54.35$

$$\lambda_c = \frac{54.35}{\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.718 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{0.718^2}) F_y = 2832.8 \text{ Kg/cm}^2. P_n = 806 \times 2832.8 \times 10^3$$

$$= 2283.2 \text{ Ton}$$

$$P_{n1} = \pi^2 EA / (KL/r)^2 = (806 \pi^2 E / 32.56^2) 10^{-3} = 15299.7 \text{ Ton.}$$

$$P_{n1y} = \pi^2 EA / (KL/r)^2_y = (806 \pi^2 E / 54.35^2) 10^{-3} = 5491.0 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. PARÁMETROS GENERALES. $L_x = 600 \text{ cm} = L_b$

$$M_{px} = Z_x F_y = 14191.9 F_y \times 10^{-5} = 498.8 \text{ Tm}; \quad M_{py} = Z_y F_y = 7111.5 F_y \times 10^{-5} = 250.0 \text{ Tm}$$

$$L_{cr} = 2515 r_y \sqrt{F_y} = 2515 \times 11.04 / \sqrt{F_y} = 468.3 \text{ cm.}$$

$$F_t = 3515 - 700 = 2815 \text{ Kg/cm}^2; \quad M_t = F_t S_x = 2815 \times 11548.4 \times 10^{-5} = 325.1 \text{ Tm}$$

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} = \frac{\pi}{11548.4} \sqrt{\frac{EG \times 14104.69 \times 806}{2}} = 821.842$$

$$X_2 = 4 \frac{C_{yy}}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 = 4 \times \frac{38687924}{98236.6} \left(\frac{11548.4}{14104.69G} \right)^2 = 1.70 \times 10^{-9}$$

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_t} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_t^3}} = \frac{11.04 \times 821.842}{2815} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 1.70 \times 10^{-9} \times 2815^2}} = 4565.9 \text{ cm}$$

$$\frac{M_{cre}}{C_{lx}} = \frac{S_x X_1 \sqrt{2}}{L / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L/r_y)^2}} = \left[\frac{11548.4 \times 821.842 \sqrt{2}}{600 / 11.04} \sqrt{1 + \frac{821842^2 \times 1.70 \times 10^{-9}}{2(600 / 11.04)^2}} \right] 10^{-5} = 2699.1 \text{ Tm.}$$

$$L_p = 468.3 \text{ cm} < L_b = 600 \text{ cm} < L_r = 4565.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{M_{nx}}{C_{lxx}} = \left[M_{px} - (M_{px} - M_r) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] = \left[498.8 - (498.8 - 325.1) \frac{600 - 468.3}{4565.9 - 468.3} \right] = 493.2 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 250.0 \text{ Tm}$$

COEFICIENTES B_i . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (Q_y \Delta_{y'}) / \Sigma H_y l_{cy}} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 3 / (280 \times 600)} = 1.217$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - 2500 \times 4 \times 5.5 / (300 \times 600)} = 1.440$$

Como $B_{2y} = 1.440 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X.

CONDICIÓN I. CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 4. $F_c = 1.4$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. $L_r = 600$ cm

Coefficiente C_{bx} . Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 15.0 / (-22.3) = -0.673; C_{bx1} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.673) + 0.3 (-0.673)^2 = 1.179 < 2.3$$

$$\text{Como } L_b < L_r, \quad M_{nx1} = \frac{M_{px}}{C_{bx1}} = 493.2 \times 1.179 = 581.5 \text{ Tm} > M_{px}$$

$$\therefore M_{nx1} = M_{px} = 498.8 \text{ Tm}$$

FACTORES DE AMPLIFICACION

Coefficientes B_i

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.673) = 0.869$$

$$B_{1x} = \frac{0.869}{1 - P_u / P_{ex}} = \frac{0.869}{1 - 250 \times 1.4 / 15299.7} = 0.889 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.00$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0) = 0.6$$

$$B_{1y} = \frac{0.6}{1 - 250 \times 1.4 / 5491.0} = 0.641 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

Para la revisión por carga vertical no se calcula B_2 .

ACCIONES DE DISEÑO

$$P_u = 250 \times 1.4 = 350.0 \text{ Tm}; (M_{ux})_{max} = B_{1x} (M_{x(c)})_{max} F_c = 22.3 \times 1.4 = 31.2 \text{ Tm}; (M_{uy})_{max} = B_{1y} (M_{y(c)})_{max} F_c = 17.5 \times 1.4 = 24.5 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN

$$P_u / \phi_c P_n = 350.0 / 0.85 \times 2283.2 = 0.180 < 0.2 \therefore$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} = \frac{0.180}{2} + \frac{31.2}{0.9 \times 498.9} + \frac{24.5}{0.9 \times 250.0} = 0.090 + 0.069 + 0.109 = 0.268 < 1.00$$

CONDICIÓN II. CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficientes B_i . Están en la parte superior de la hoja 7. Se calculan una sola vez, para las Cond. II y III

RESISTENCIA EN FLEXIÓN

Coefficiente C_{bx} . Se determina con las acciones nominales combinadas, amplificadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos. Aunque no se conocen B_{1x} ni B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de las columnas

$$P_u = 250 + 100 + 0.3 \times 80 = 374 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = 15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-8.2) = 26.9 \text{ Tm}$$

$$M_{yx} = 17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = 45.3 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = -22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 (-19.0) = -15.1 \text{ Tm}$$

$$M_{yx} = 0 + 1.217 (-18.2) + 0.30 \times 1.440 \times 22.2 = -12.6 \text{ Tm}$$

$$M_{1x} / M_{2x} = -15.1 / 26.9 = -0.561; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.561) + 0.3 (-0.561)^2 = 1.255 < 2.3.$$

$$\text{Como } L_u < L_c, M_{nx2} = \frac{M_{ux}}{C_{bx}} = 493.2 \times 1.255 = 619.0 \text{ Tm} > M_{ux} \therefore M_{nx2} = M_{ux} = 498.8 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.561, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.561) = 0.824$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -12.6/45.3 = -0.278, C_{my} = 0.6 - 0.4 (-0.278) = 0.711$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton.}$

$$B_{1x} = 0.824 / (1 - 411.4 / 15299.7) = 0.847 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.711 / (1 - 411.4 / 5491.0) = 0.769 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos.

De acuerdo con AISC, B_1 sólo multiplica al momento por carga vertical:

$$M_u = F_c (B_1 M_{1v} + B_2 M_s)$$

De acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{cv} + B_2 M_s)$

El segundo valor es el correcto.

$$P_u = 1.1 (250 + 100 + 0.3 \times 80) = 411.4 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (15.0 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 8.2) = 37.4 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (17.5 + 1.217 \times 15.0 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 49.9 \text{ Tm}$$

$$M_{sx} = 1.1 \times 1.0 (22.3 + 1.217 \times 12.7 + 0.30 \times 1.440 \times 19.0) = 50.6 \text{ Tm}$$

$$M_{sy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.217 \times 18.2 + 0.30 \times 1.440 \times 22.2) = 34.94 \text{ Tm}$$

$$\overline{FC} \quad \overline{B_{1x}} \text{ o } \overline{B_{1y}}, \quad \overline{B_{2x}} \quad \overline{B_{2y}}$$

$$M_{ux} = 50.6 \text{ Tm. (El mayor de } M_{sx} \text{ y } M_{ux})$$

$$M_{uy} = 49.9 \text{ Tm. (El mayor de } M_{sy} \text{ y } M_{uy})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 411.4 / 0.85 \times 2283.2 = 0.212 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} \left(\frac{50.6}{0.9 \times 498.9} + \frac{49.9}{0.9 \times 250} \right) = 0.212 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.222) =$$

$$0.509 < 1.00$$

CONDICIÓN III CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

· Coefficientes B_2 . Están en la parte superior de la hoja 7.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN.

Coefficiente C_{mx} . Se determina con las acciones nominales amplificadas por B_2 , teniendo en cuenta los signos de los momentos. No se conocen aún B_{1x} y B_{1y} , pero no importa.

$$P_u = 250 + 0.30 \times 100 + 80 = 360.0 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = 15.0 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-8.2) = 7.83 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 17.5 + 0.30 \times 1.217 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2 = 54.94 \text{ Tm}$$

$$M_{1x} = -22.3 + 0.30 \times 1.217 \times 12.7 + 1.440 (-19.0) = -45.02 \text{ Tm}$$

$$M_{1y} = 0 + 0.30 \times 1.217 (-18.2) + 1.440 \times 22.2 = 25.32 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = 7.83/(-45.02) = -0.174; C_{mx} = 1.75 + 1.05 (-0.174) + 0.3 (-0.174)^2 = 1.576.$$

$$\text{Como } L_b = L_1, M_{max} = \frac{M_{ux}}{C_{bx}} = 493.2 \times 1.576 = 777.3 \text{ Tm} > M_{ux} \therefore M_{max} = M_{ux} = 498.8 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.174, C_{mx} = 0.6 - 0.4 (-0.174) = 0.670$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 25.32/54.94 = 0.461, C_{my} = 0.6 - 0.4 \times 0.461 = 0.416$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y}

$$P_u = 1.1 (250 + 0.30 \times 100 + 80) = 396.0 \text{ Ton.}$$

$$B_{1x} = 0.670 / (1 - 396.0 / 15299.7) = 0.688 < 1.0 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.416 / (1 - 396.0 / 5491.0) = 0.488 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos.

$$P_{ii} = \quad \quad \quad = 396.0 \text{ T}$$

$$M_{xs} = 1.1 \times 1.00 (15.0 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 8.2) = 34.59 \text{ Tm}$$

$$M_{ys} = 1.1 \times 1.00 (17.5 + 1.217 \times 0.3 \times 15.0 + 1.440 \times 22.2) = 60.44 \text{ Tm}$$

$$M_{xi} = 1.1 \times 1.00 (22.3 + 1.217 \times 0.3 \times 12.7 + 1.440 \times 19.0) = 59.73 \text{ Tm}$$

$$M_{yi} = 1.1 \times 1.00 (0 + 1.217 \times 0.3 \times 18.2 + 1.440 \times 22.2) = 42.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 59.73 \text{ Tm}, M_{uy} = 60.44 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c F_n = 396 / 0.85 \times 2283.2 = 0.204 > 0.2$$

$$0.204 + \frac{8}{9} \left(\frac{59.73}{0.9 \times 498.9} + \frac{60.44}{0.9 \times 250.0} \right) = 0.204 + \frac{8}{9} (0.113 + 0.269) = 0.561$$

REVISIÓN DE UNA COLUMNA DE SECCIÓN CAJÓN CON LA HOJA DE CALCULO AISC-SEC. CAJON.xls (AISC-LRFD 93).

La hoja de cálculo es aplicable a columnas de edificios, con $L_x = L_y$. Si no están contraventeados, $K_x = K_y = 1.0$. Si están contraventeados pueden tomarse K_x y/o K_y menores que 1.0 (se determinan por separado, con el nomograma del AISC).

La revisión con la hoja de cálculo está en las hojas 21 y 22.

ACCIONES NOMINALES

(Fuerzas en Ton, mom en Tm)

CARGA VERTICAL				
P_{cv}	$M_{cv}X_s$	$M_{cv}Y_s$	$M_{cv}X_i$	$M_{cv}Y_i$
500.0	25.0	37.50	-44.80	0.00
SISMO SEGUN X				
P_{sx}	$M_{sx}X_s$	$M_{sx}Y_s$	$M_{sx}X_i$	$M_{sx}Y_i$
150.0	25.00	15.00	25.00	-36.40
SISMO SEGUN Y				
P_{sy}	$M_{sy}X_s$	$M_{sy}Y_s$	$M_{sy}X_i$	$M_{sy}Y_i$
120.0	-17.00	45.10	-28.50	45.10

Son acciones del exterior sobre la columna, positivas en el sentido del movimiento de las manecillas del reloj; en la Fig. 1 se muestran las producidas por carga vertical.

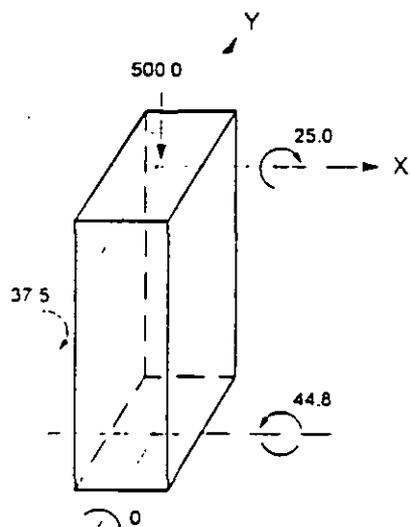


Fig. 1. Acciones nominales por carga vertical

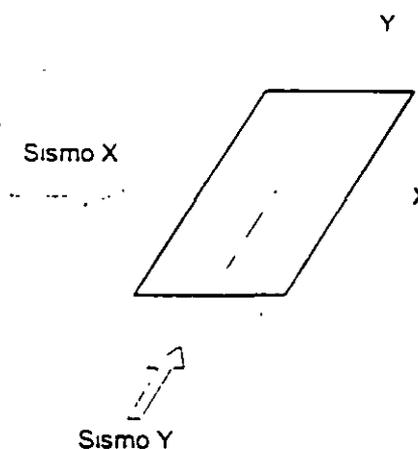


Fig. 2. Direcciones del sismo

Las direcciones del sismo, según los ejes X y Y, deben coincidir con los ejes del mismo nombre de la cr (Fig. 2).

En secciones rectangulares, el sismo X es normal al lado mayor ($I_x > I_y$); en secciones cuadradas, $I_x = I_y$.

$F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$; $L_x = L_y = 500 \text{ cm}$; $K_x = 1.0$; $K_y = 1.0$; $Q_x = Q_y = 4.0$.

$\Sigma P_u = 2500 \text{ Ton}$; $\Sigma H_x = 300.0 \text{ Ton}$; $\Sigma H_y = 280.0 \text{ Ton}$; $(\Delta_{on})_x = 5.5 \text{ cm}$; $(\Delta_{on})_y = 3.0 \text{ cm}$.

Esta información proviene de un análisis de primer orden de la estructura.

SECCIÓN PROPUESTA

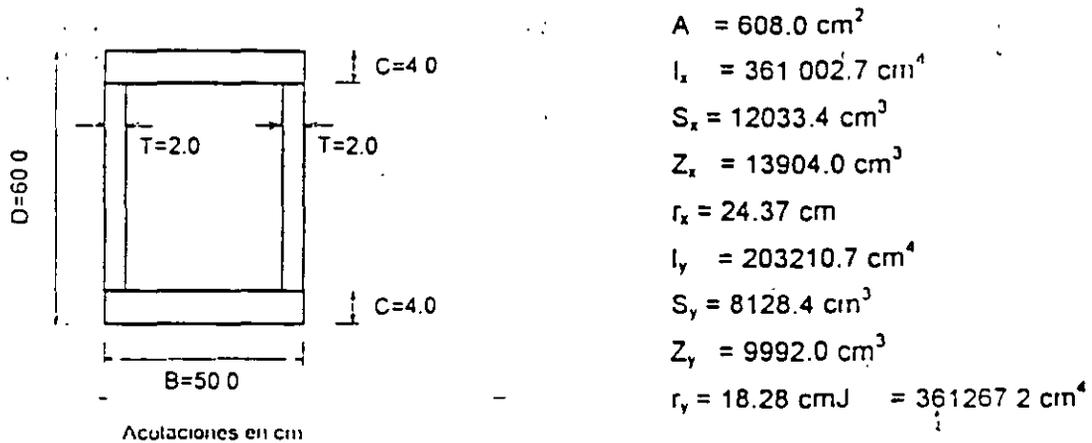


Fig. 3. Sección propuesta

D es siempre mayor que B (excepto en secciones cuadradas, en las que $D = B$).

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN Es válida para todas las condiciones de carga.

Los límites son los que corresponden a secciones "compactas" en compresión axial, lo que es conservador. Deben ser compactas para desarrollar M_{ux} y M_{uy} .

$$\text{Patines. } (B-2T)/C = 46.0/4 = 11.5 < 1593 / \sqrt{F_y} = 26.9$$

$$\text{Almas. } (D - 2C)/T = 52.0/2 = 26.0 < 2121 / \sqrt{F_y} = 35.8$$

La sección es compacta.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Es válida para todas las condiciones de carga.

$$(KL/r)_x = 1.0 \times 500/24.37 = 20.52; (KL/r)_y = 1.0 \times 500/18.28 = 27.35 \therefore (KL/r)_{cr} = 27.35$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r} \sqrt{F_y/E} = \frac{27.35}{11} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.361 < 1.5 \therefore F_{cr} = (0.658^{1.1}) F_y = (0.658^{1.161}) F_y = 3327.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$P_n = A_g F_{cr} = 2023.4 \text{ Ton}, \phi_c P_n = 1719.9 \text{ Ton}$$

$$P_{e1x} = \pi^2 EA / (KL/r)_x^2 = (608.0 \pi^2 E / 20.52^2) 10^{-3} = 29058.0 \text{ Ton.}$$

$$P_{e1y} = (608 \pi^2 E / 27.35^2) 10^{-3} = 16357.1 \text{ Ton.}$$

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. PARÁMETROS GENERALES $L_b = L_x = 500 \text{ cm}$

$$M_{px} = Z_x F_y = 13904 F_y \times 10^{-5} = 488.7 \text{ Tm}; M_{py} = Z_y F_y = 9992.0 F_y \times 10^{-5} = 351.2 \text{ Tm}$$

$$L_p = \frac{263663 r_y}{M_{px}} \sqrt{J A} = \frac{263663 \times 18.28}{488.7 \times 10^{-5}} \sqrt{361267 \times 608} = 1461.7 \text{ cm} > L_b = 500 \text{ cm}$$

$$M_r = F_y S_x = 12033.4 F_y \times 10^{-5} = 422.97 \text{ Tm}, \quad L_r = \frac{4007670 r_y \sqrt{J A}}{M_r} = 25670 \text{ cm} > L_b$$

$$M_{cre}/C_{bx} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{L_b / r_y} = \frac{4007670 \sqrt{J A}}{500 / 18.28} \times 10^{-5} = 21715.2 \text{ Tm}$$

$$L_b = 500 \text{ cm} < L_p = 1461.7 \text{ cm} \therefore M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}$$

$$M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm.}$$

COEFICIENTES B_2 . Son iguales para todas las columnas del entrepiso y para todas las condiciones de carga.

L_x y L_y deben ser iguales.

$$B_{2x} = \frac{1}{1 - \Sigma P_u (Q_y \Delta_y) / \Sigma H_y L_y} = \frac{1}{1 - 2500 (4.0 \times 3.0) / 280 \times 500} = 1.273$$

$$B_{2y} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u (\Delta_x) / \sum I_x L_x}{1 - 2500 (4.0 \times 5.5) / 300 \times 500}} = 1.579$$

Como $B_{2y} = 1.579 > 1.40$, la hoja de cálculo indica que debe aumentarse la rigidez lateral del edificio según X

CONDICIÓN I. CARGA VERTICAL. Las acciones nominales están en la hoja 14. $F_c = 1.4$

Coefficiente C_{bx} . Sólo interesa este coeficiente, porque para flexión alrededor de Y no hay pandeo.

$$M_1/M_2 = 25.0/(-44.8) = -0.558 \text{ (curv. simple)}. \quad C_{bx} = 1.75 + 1.05 (M_1/M_2) + 0.3 (M_1/M_2)^2 = 1.75 + 1.05 (-0.558) + 0.3 (-0.558)^2 = 1.258 < 2.3$$

Coefficientes B_{1x} .

$$C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4(-0.558) = 0.823.$$

$$B_{1x} = \frac{C_{mx}}{1 - P_u / P_{e1x}} = \frac{0.823}{1 - (500 \times 1.4) / 29058} = 0.843 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.0$$

$$C_{my} = 0.6 - 0.4 (0.01/37.5) = 0.600$$

$$B_{1y} = \frac{C_{my}}{1 - P_u / P_{e1y}} = \frac{0.600}{1 - (500 \times 1.4) / 16357.1} = 0.627 < 1.0 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO

$$P_u = 500.0 \times 1.4 = 700.0 \text{ Ton}; (M_{ux})_{\text{máx}} = B_{1x} (M_{1cx})_{\text{máx}} F_c = 1.0 \times 44.8 \times 1.4 = 62.7 \text{ Tm}; (M_{uy})_{\text{máx}} = B_{1y} (M_{1cy})_{\text{máx}}$$

$$F_c = 1.0 \times 37.5 \times 1.4 = 52.5 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \psi_c P_n = 700.0 / 0.85 \times 2023.4 = 0.407 > 0.2$$

$$\frac{P_u}{\psi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\psi_x M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\psi_y M_{uy}} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} \left(\frac{62.7}{0.9 \times 488.7} + \frac{52.5}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.407 + \frac{8}{9} (0.143 + 0.166) = 0.682$$

CONDICIÓN II. CARGA VERTICAL + SISMO X + 0.30 SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

Coefficiente C_{bx} . Se determina con las acciones nominales combinadas, teniendo en cuenta los signos de los momentos, amplificados con los factores B_2 . Aunque no se conocen todavía B_{1x} y B_{1y} , no importa, pues estos factores no amplifican los momentos en los extremos de la columna.

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + P_{sx} + 0.30 P_{sy} = 500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0 = 686.0 \text{ T.}$$

$$M_{1x} = M_{cvx} + B_{2x} M_{sx} + B_{2y}(0.3 M_{sxy}) = 25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-17.0) = 48.8 \text{ Tm}$$

$$M_{1y} = M_{cyy} + B_{2x} M_{sxy} + B_{2y} (0.3 M_{syy}) = 37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = 78.0 \text{ Tm}$$

$$M_{2x} = -44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 (-28.5) = -26.5 \text{ Tm}$$

$$M_{2y} = 0 + 1.273 (-36.4) + 1.579 \times 0.3 \times 45.1 = -25.0 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -26.5/48.8 = -0.543 ; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.543) + 0.3 (-0.543)^2 = 1.268$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{bx} , pues como se ve enseguida no interviene en la resistencia a la flexión.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga; M_{cre} no, porque cambia C_{bx} ; sin embargo, M_{cre}/C_{bx} no cambia.

$$\text{Como } L_b < L_p, M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm}; M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm}$$

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.543 ; C_{1x} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.6 - 0.4 (-0.543) = 0.817$$

$$M_{1y}/M_{2y} = -25.0/78.0 = -0.321 ; C_{1y} = 0.6 - 0.4 (-0.321) = 0.728$$

$$\text{Coefficients } B_{1x} \text{ y } B_{1y} \quad P_u = 1.1 (500.0 + 150.0 + 0.3 \times 120.0) = 754.6 \text{ Ton.}$$

$$B_{1x} = C_{1x}/(1 - P_u/P_{e1x}) = 0.817/(1 - 754.6/29058) = 0.839 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.728/(1 - 754.6/16357.1) = 0.763 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.000$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de las fuerzas normales y momentos.

De acuerdo con AISC, $M_u = F_c (B_1 M_{cv} + B_2 M_s)$; de acuerdo con las normas canadienses, $M_u = F_c B_1 (M_{cv} + M_s)$; este valor es el correcto.

$$P_u = 754.6 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = F_c B_{1x} (M_{cvxs} + B_{2x} M_{sxxs} + B_{2y} (0.3 M_{syxs})) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 17.0) = 71.37 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = F_c B_{1y} (M_{cvys} + B_{2x} M_{sxys} + B_{2y} (0.3 M_{syys})) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 15.0 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 85.75 \text{ Tm}$$

Tm

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 25.0 + 1.579 \times 0.3 \times 28.5) = 99.14 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 36.4 + 1.579 \times 0.3 \times 45.1) = 74.47 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 99.14 \text{ Tm. (El mayor de } M_{ux} \text{ y } M_{ux}); M_{uy} = 85.75 \text{ Tm. (El mayor de } M_{uy} \text{ y } M_{uy})$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u / \phi_c P_n = 754.6 / 0.85 \times 2023.4 = 0.439 > 0.2$$

$$0.439 + \frac{8}{9} \left(\frac{99.14}{0.9 \times 488.7} + \frac{85.75}{0.9 \times 351.2} \right) = 0.439 + \frac{8}{9} (0.225 + 0.271) = 0.880$$

CONDICIÓN III CARGA VERTICAL + 0.30 SISMO X + SISMO Y.

RESISTENCIA EN COMPRESIÓN. Igual que para carga vertical.

RESISTENCIA EN FLEXIÓN. L_p y L_r son iguales para todas las condiciones de carga; M_{cre} no, porque cambia C_{dx} ; sin embargo, M_{cre}/C_{dx} se conserva igual.

$$\text{Como } L_b < L_p, M_{nx} = M_{px} = 488.7 \text{ Tm; } M_{ny} = M_{py} = 351.2 \text{ Tm.}$$

COEFICIENTE C_u .- Se determina con las acciones nominales combinadas, correspondientes a la condición de carga en estudio, teniendo en cuenta los signos de los momentos, y los factores B_2 . Los factores B_1 no aparecen, porque no amplifican los momentos en los extremos de la columna.

Acciones nominales.

$$P = P_{cv} + 0.3 P_{sx} + P_{sy} = 500 + 0.3 \times 150 + 120.0 = 665.0 \text{ Ton.}$$

$$M_{ux} = M_{cvxs} + B_{2x} (0.3 M_{sxxs}) + B_{2y} M_{syxs} = 25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-17.0) = 7.70 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = M_{cvys} + B_{2x} (0.3 M_{sxys}) + B_{2y} (0.3 M_{syys}) = 37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1 = 114.44 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = -44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 (-28.5) = -80.25 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = 0 + 1.273 \times 0.3 (-36.4) + 1.579 \times 45.1 = 57.31 \text{ Tm}$$

$$M_{1x}/M_{2x} = -7.70/80.25 = -0.096; C_{bx} = 1.75 + 1.05 (-0.096) + 0.3 (-0.096)^2 = 1.652$$

En realidad, en este caso no es necesario calcular C_{bx} , pues como se vio arriba no interviene en la resistencia a la flexión.

Coefficientes C_{mx} y C_{my} . Se utilizan los momentos nominales calculados arriba.

$$M_{1x}/M_{2x} = -0.096; C_{mx} = 0.6 - 0.4 (M_{1x}/M_{2x}) = 0.638$$

$$M_{1y}/M_{2y} = 57.31/114.44 = 0.501; C_{my} = 0.6 - 0.4 (M_{1y}/M_{2y}) = 0.400$$

Coefficientes B_{1x} y B_{1y} $P_u = 1.1 \times 665.0 = 731.5$ Ton.

$$B_{1x} = C_{mx}/(1 - P_u/P_{e1x}) = 0.638/(1 - 731.5/29058) = 0.654 < 1.00 \therefore B_{1x} = 1.000$$

$$B_{1y} = 0.400/(1 - 731.5/16357.1) = 0.419 < 1.00 \therefore B_{1y} = 1.00$$

ACCIONES DE DISEÑO. Se calculan con valores absolutos de fuerzas y momentos.

$$P_u = 731.5 \text{ Ton}$$

$$M_{ux} = F_c B_{1x} (M_{cuxs} + B_{2x} (0.3 M_{suxs}) + B_{2y} M_{syxs}) = 1.1 \times 1.0 (25.0 + 1.273 \times 0.3 \times 25 + 1.579 \times 17.0) = 67.53 \text{ Tm}$$

$$M_{uy} = F_c B_{1y} (M_{cuyx} + B_{2x} (0.3 M_{suyx}) + B_{2y} M_{syys}) = 1.1 \times 1.0 (37.5 + 1.273 \times 0.3 \times 15.0 + 1.579 \times 45.1) = 125.89 \text{ Tm}$$

$$M_{ux} = 1.1 \times 1.0 (44.8 + 1.273 \times 0.3 \times 25.0 + 1.579 \times 28.5) = 109.28 \text{ Tm}$$

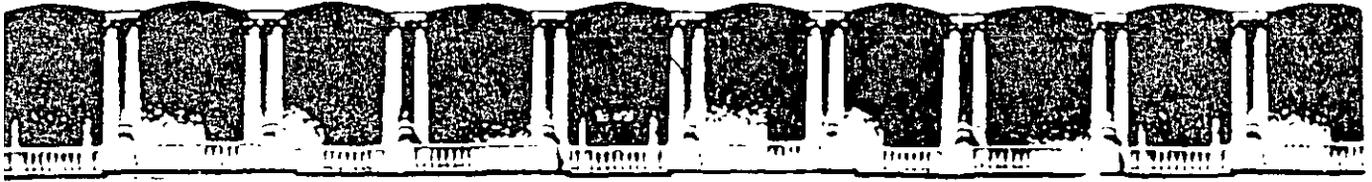
$$M_{uy} = 1.1 \times 1.0 (0 + 1.273 \times 0.3 \times 36.4 + 1.579 \times 45.1) = 93.63 \text{ Tm}$$

$$-M_{ux} = 109.28 \text{ Tm}; M_{uy} = 125.89 \text{ Tm}$$

ECUACIÓN DE INTERACCIÓN.

$$P_u/\phi_c P_n = 731.5/0.85 \times 2023.4 = 0.425 > 0.20$$

$$\begin{aligned} \frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b A f_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b A f_{uy}} \right) &= 0.425 + \frac{8}{9} \left(\frac{109.28}{0.9 \times 488.7} + \frac{125.89}{0.9 \times 351.2} \right) = \\ &= 0.425 + \frac{8}{9} (0.248 + 0.397) = 0.999 \end{aligned}$$



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

CURSOS ABIERTOS

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

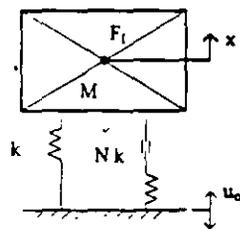
TEMA

DISIPACIÓN DE ENERGIA CON DISIPADORES DE FRICCIÓN

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS SÁNCHEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

DISIPACION DE ENERGIA CON DISIPADORES DE FRICCION.

El modelo representativo puede ser el siguiente:



u_0 : movimiento excitador

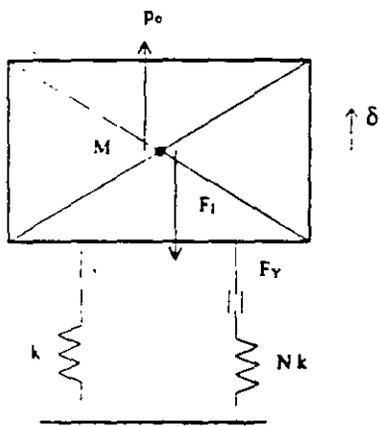
M : masa excitada

x : movimiento de la masa

k : rigidez del resorte

Nk : rigidez del disipador

Modelo que puede también presentarse en la siguiente forma:



$P_0 = \ddot{u}_0 M$ (fuerza excitadora)

$F_i = \ddot{\delta} M$ (fuerza de inercia)

$k \delta$ (fuerza en el resorte)

$Nk \delta \leq F_Y$ (fuerza en el disipador) = F_{DY}

F_Y (fuerza para la que se vence la fricción)

Mientras la fuerza generada en el disipador sea menor que la necesaria para producir el deslizamiento el sistema vibra con una rigidez total que puede considerarse la rigidez de la estructura (k) más la rigidez del elemento disipador (Nk), esto es $(N+1)k$

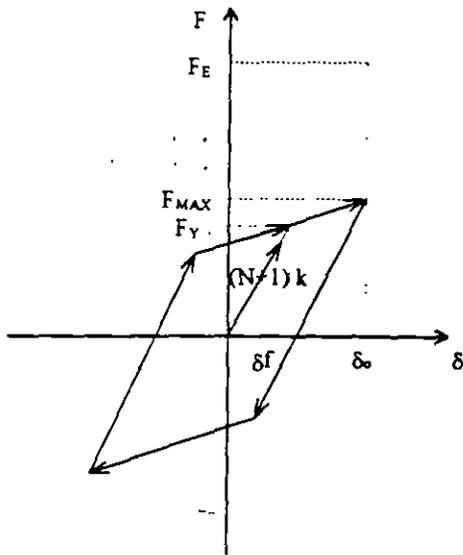
El deslizamiento se inicia cuando la parte de la fuerza de inercia que toma el disipador excede la fuerza de fricción, esto ocurre cuando la relación entre la frecuencia de la excitación ω y la frecuencia natural del sistema ω_0 , guardan la relación siguiente (5) :

$$\frac{\omega}{\omega_0} = \left(\frac{\frac{4}{\pi} \eta (N+1)}{\frac{4}{\pi} \eta + N} \right) ; \quad \eta = \frac{F_{DY}}{k u_0}$$

3

En que F_{DY} es la fuerza de fricción en el amortiguador y U_0 la amplitud de la excitación.

El sistema vibra en ciclos que pueden representarse como sigue:



$$\delta = x - u$$

$$F_Y = (N + 1) k \delta f$$

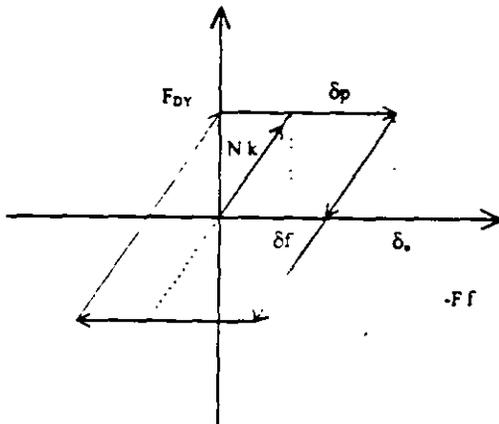
comportamiento del sistema completo
(fuerzas sobre la masa)

Que puede descomponerse en dos subsistemas: el disipador y la estructura original.

a) Comportamiento del disipador:

$$\delta p = \delta_0 - \delta f$$

$$F_{DY} = N k \delta f$$



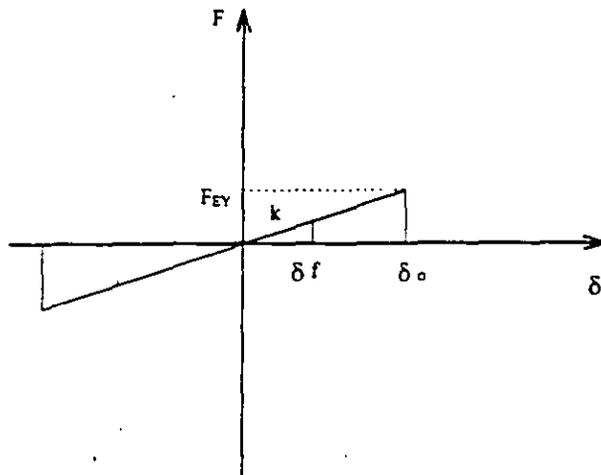
Energía que se conserva en el amortiguador

$$E_{CD} = \frac{Nk \delta f^2}{2}$$

Energía que se disipa en 1/4 de ciclo:

$$E_{DI} = Nk \delta f \delta p$$

b) Comportamiento de la estructura original



Energía que se conserva

$$E_{CE} = \frac{k \delta_o^2}{2}$$

la estructura se mantiene elástica

CRITERIO SIMPLIFICADO DE DISEÑO.

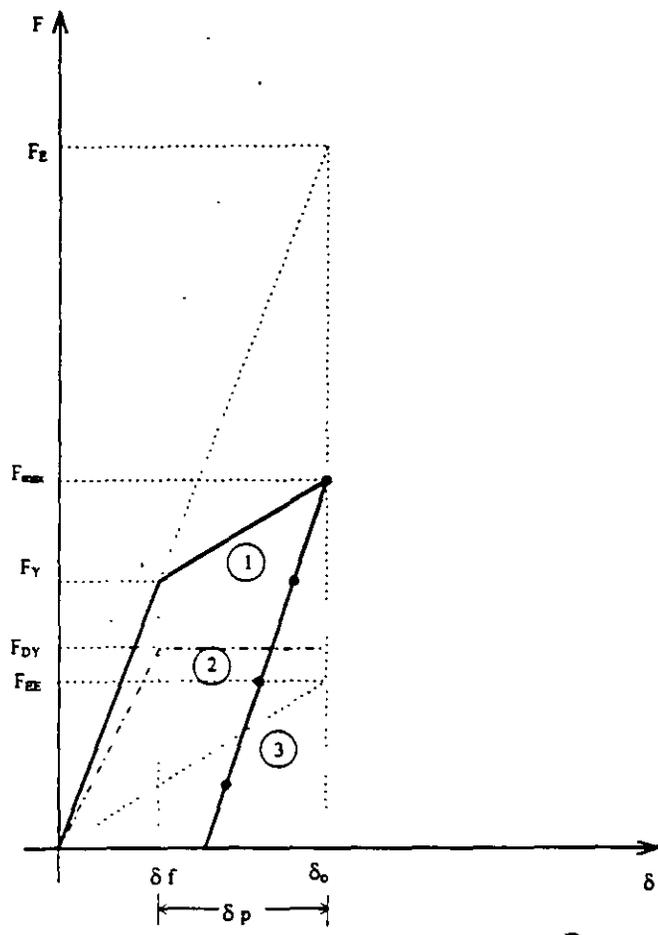
El criterio se basa en las siguientes hipótesis:

1.- Es válido el método del factor de ductilidad que considera que la amplitud del movimiento es la misma independientemente de que el sistema sea elástico o no. Esto se cumple aproximadamente para periodos mayores de 0.5 seg. (Newmark and Hall, 1982).

2 - La energía que el movimiento sísmico impondría y se mantendría en la estructura si esta fuera elástica, es la misma que el movimiento impone a la estructura si esta se comporta en forma inelástica y solo parte de la energía se almacena y el resto se disipa. (Akiyama, 1985 y Nakashima en T. Mitami, 1996, prueban que la energía impuesta y la disipada permanecen relativamente constantes independientemente del esfuerzo de fluencia).

3.- La diferencia entre la energía impuesta y la que se almacena se disipa cada ciclo de vibración.

Lo anterior puede aplicarse como sigue:



1. Sistema completo con rigidez inicial = (N+1) k
2. Amortiguador con rigidez ~~apical~~ = N k
3. Estructura original con rigidez = k

δ_f = deformación para la que se inicia el deslizamiento

δ_o = Deformación máxima

δ_p = Deformación plástica requerida (deslizamiento) en 1/4 de ciclo

$F_E = (N+1) k \delta_o$ (fuerza para un sistema elástico)

$F_Y = (N+1) k \delta_f$ (fuerza de inicio inelástico)

$F_{DY} = Nk \delta_f$ (fuerza en el disipador)

$F_{EE} = k \delta_o$ (fuerza en la estructura)

La magnitud del deslizamiento en el disipador puede obtenerse por geometría

$$\frac{\delta p}{F_E - F_Y} = \frac{\delta o}{F_E}$$

$$\delta_p = \frac{F_E - F_Y}{F_E} = \delta_o$$

$$\text{Si } \frac{F_E}{F_Y} = Q \quad ; \quad \delta_p = \left(1 - \frac{1}{Q}\right) \delta_o$$

Esta ecuación proporciona el deslizamiento en el disipador cada cuarto de ciclo; la estructura será segura si el disipador es capaz de absorber, sin deterioro de resistencia, esta deformación para proporcionar la energía que se requiere disipar.

Esto se puede establecer como sigue:

La ecuación de conservación de la energía es:

$$E_i = E_c + E_D$$

En que E_i es la energía impuesta al sistema, E_c la energía que se conserva y E_D la que se disipa.

$$E_c = E_{CD} + E_{CE}$$

$$E_{CD} = \frac{Nk \delta_f^2}{2}$$

es la energía que se conserva en el disipador

$$E_{CE} = \frac{k \delta_o^2}{2}$$

es la energía que se conserva en la estructura

$$E_D = F_{DY} \sum \delta_p$$

es la energía que se disipa

Si suponemos $E_i = E_E$, y E_E es la energía que se impondría al sistema si este se mantuviera elástico

$$E_E = \frac{Nk \delta_f^2}{2} + \frac{k \delta_o^2}{2} + F_{DY} \sum \delta_p$$

$$\frac{k \delta_o^2}{2} = \frac{E_E}{N+1}$$

$$F_{DY} = \frac{(N+1)}{N} F_y$$

$$\left(\frac{N}{N+1}\right) E_E = \frac{Nk \delta_f^2}{2} + \frac{(N+1)}{N} F_y \sum \delta_p$$

$$\frac{Nk \delta_o^2}{2} = \frac{Nk \delta_f^2}{2} + \frac{(N+1)}{N} F_y \sum \delta_p$$

Si la diferencia entre este valor de la energía, que es la que se mantendría en el sistema si este permaneciera elástico, y la que se mantiene en condiciones inelásticas, se disipará cada ciclo de la oscilación, dado que la acción externa impone energía constantemente, puede escribirse:

$$\sum \delta p = 4 \delta p$$

$$\frac{N k \delta_0^2}{2} = \frac{N k \delta_f^2}{2} + \frac{N+1}{2} 4 \delta p F_y \quad (5)$$

$$\delta f = \delta_0 - \delta p$$

$$\delta p = \left(1 - \frac{1}{\alpha}\right) \delta_0 \quad ; \quad \bar{F}_y = \frac{F_E}{\alpha}$$

Para extrapolar los resultados anteriores a un sistema de varios grados de libertad puede establecerse la premisa de que la energía total que se impone así como la que se disipa en un sistema de varios grados de libertad es la misma que se impone y se disipa en un sistema de un grado de libertad, cuya masa y periodo natural es igual que la masa total y periodo fundamental del sistema de varios grados de libertad (6)

Lo presentado en los párrafos anteriores se aplicará al sistema para reforzar estructuras existentes (7), que se resume a continuación.

El sistema consiste en la colocación de una serie de contravientos metálicos en cuyo extremo se colocan tornillos de alta resistencia en agujeros ovalados largos.

El sistema de contravientos rigidiza ampliamente a la estructura original y el deslizamiento de los tornillos ante acciones excepcionales disipa energía.

La conexión utilizada es como sigue:

Ejemplo 2

Es un edificio para aulas de cuatro niveles con una sola cruzia en la dirección corta.

En sus condiciones originales, ante las acciones sísmicas reglamentarias, presenta las siguientes características.

Peso del edificio	5400 Ton
Periodo de vibración	1.1 seg.
Desplazamiento máximo	10 cm.

Después de su refuerzo sus condiciones serían:

Peso del edificio	5550 Ton
Periodo de vibración	0.44 seg.
Desplazamiento máximo	2 cm.

$$\delta_p = 0.75 \quad \delta_o = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta_f = 0.25 \quad \delta_o = 0.5 \text{ cm}$$

$$F_y = 5 \times 324 \times 0.5 = 810 \text{ Ton}$$

$$F_{Dy} = 4 \times 324 \times 0.5 = 648 \text{ Ton}$$

d) Resistencia de la estructura

$$F_{EE} = 0.324 \times 2 = 628 \text{ Ton}$$

Resistencia por nivel 324 Ton

e) Verificación de la disipación de energía por ciclo

$$E_E = \frac{5 \times 324}{2} \delta_o^2 = 3240 \text{ Ton} \cdot \text{cm}$$

$$4 F_{Dy} \delta_p \geq 3240 - \frac{N+1}{2} k \delta_o^2 = E_D$$

$$4 \times 648 \times 1.5 \geq 3240 - 2.5 \times 324 \times 1.5^2 = E_D$$

$$3888 > E_D$$

f) Revisión del inicio del deslizamiento

$$u_o = \frac{\ddot{u}_o}{\omega^2}; \ddot{u}_o = 0.16g; \omega = \frac{2\pi}{T_s} = \frac{2\pi}{2.5} = 2.51$$

Comportamiento con disipadores

a) Rigidez inicial de la estructura

$$k = \frac{V}{\delta_1} = \frac{5400 \times 0.6}{10} = 324 \text{ T/m}$$

b) Rigidez del edificio reforzado

$$(N+1)k = \frac{V}{\delta_o} = \frac{5550 \times 0.6}{2} = 1665 \text{ T/m}$$

$$(N+1) = 5$$

c) Resistencia de los disipadores y desplazamiento necesario:

$$\text{Si } Q = 4$$

$$\delta_p = 0.75 \quad \delta_o = 1.5 \text{ cm}$$

$$\delta_f = 0.25 \quad \delta_o = 0.5 \text{ cm}$$

$$F_y = 5 \times 324 \times 0.5 = 810 \text{ Ton}$$

$$F_{DY} = 4 \times 324 \times 0.5 = 648 \text{ Ton}$$

d) Resistencia de la estructura

$$F_{EE} = 0.324 \times 2 = 628 \text{ Ton}$$

Resistencia por nivel 324 Ton

e) Verificación de la disipación de energía por ciclo

$$E_E = \frac{5 \times 324}{2} 2^2 = 3240 \text{ Ton} \cdot \text{cm}$$

$$4 F_{DY} \delta_p \geq 3240 - \frac{N+1}{2} k \delta f^2 = E_D$$

$$4 \times 648 \times 1.5 \geq 3240 - 2.5 \times 324 \times 1.5^2 = E_D$$

$$3888 > E_D$$

f) Revisión del inicio del deslizamiento

$$u_o = \frac{\ddot{u}_o}{\omega^2}; \ddot{u}_o = 0.16g; \omega = \frac{2\pi}{T_s} = \frac{2\pi}{2.5} = 2.51$$

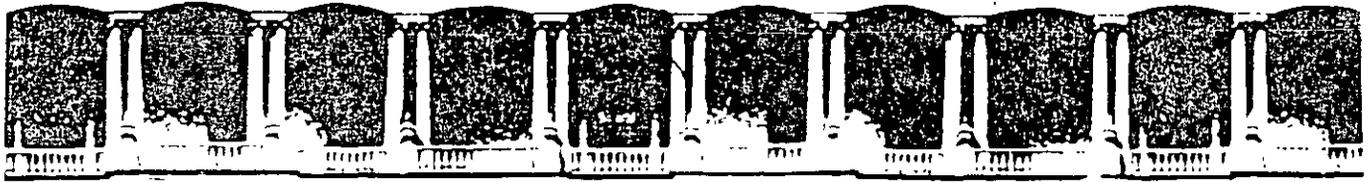
$$u_o = \frac{0.16 g}{2.51} = 24.9 ; \eta = \frac{F_{DY}}{k u_o} = \frac{648}{324 \times 24.9} = 0.08$$

$$\frac{\omega}{\omega} \geq \sqrt{\frac{\frac{4 \times 0.08}{\pi} + 5}{\frac{4 \times 0.08}{\pi} + 4}} ; = 0.35$$

No se producirá el deslizamiento para esta relación de frecuencias.

CONCLUSIONES

1. La estructura sin contravientos debe resistir un cortante basal de 628 Ton = 0.11 W para permanecer elástica.
2. Las conexiones de los contravientos deben proporcionarse para que deslicen con un cortante de 648 Ton.
3. Los disipadores deben tener una carrera mínima de 1.5 cm
4. El sismo de diseño es mayor al que se presentó en 1985 para una relación de frecuencias suelo-estructura como la de este caso.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

PRINCIPIOS FUNDAMENTALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

MODULO III. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

III PRINCIPIOS GENERALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

III.1 ASPECTOS BASICOS

Funcionamiento

Seguridad

Economía

Ventajas y Desventajas Del Acero Como Material Estructural

Propiedades Del Material

La Metodología De Diseño

Aplicación De Reglamentos

III.2 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

Estructuras laminares o de cascarón

Estructuras esqueléticas o reticulares

III.3 MIEMBROS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES

a) Tensión

b) Flexión

c) Torsión

d) Compresión

1 Remaches

2 Tornillos

3 Pasadores

4 Soldadura

OBTENCION DE ACCIONES INTERNAS

Una vez que se tiene un buen modelo de la estructura y de las acciones que actúan en ella, se pueden obtener mediante un análisis, generalmente elástico, las acciones internas para diseño. En la actualidad se emplean programas de computadora que permiten ajustar con facilidad las dimensiones propuestas originalmente y los pesos que de ellas se derivan. Solo en algunos casos será necesario recurrir a programas mas sofisticados que toman en cuenta el comportamiento no lineal o los efectos de esbeltez (*PD*).

DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS Y CONEXIONES

En la selección de los perfiles estructurales es muy importante tomar en cuenta las condiciones del país en cuanto a limitación de la producción de perfiles laminados, lo que en muchos casos conduce a la necesidad de emplear perfiles fabricados con placas soldadas. En la actualidad sin embargo es posible considerar la importación de perfiles, aunque esto dependerá de un estudio económico.

También es importante tomar en cuenta la presencia de ductos y elementos que forman parte de otros sistemas como aire acondicionado, instalación hidrosanitaria, etc. En este caso la selección entre una sección I o una armadura para las vigas, puede definir diferencias importantes en el costo y en el aprovechamiento de los espacios. Asimismo las conexiones juegan un papel muy importante en la economía. Es mas fácil conectar una viga a una sección I que a una sección cajón, es mas rápido hacer conexiones atornilladas en campo que soldadas, aunque éstas requieran menos material, etc. Finalmente la estructura mas económica no es necesariamente la mas ligera, sino la que combina en forma óptima el peso, la fabricación, la facilidad de montaje y los aspectos estéticos y arquitectónicos impuestos.

REVISIÓN DE CONDICIONES DE SERVICIO

Una vez que se han definido las características geométricas de cada uno de los miembros estructurales, en términos de resistencia, es necesario revisar las deformaciones esperadas bajo cargas de servicio, tanto verticales como las derivadas de la acción del viento o del sismo y es aquí donde se pueden requerir ajustes en virtud de los límites existentes para este tipo de deformación. Asimismo las vibraciones de los pisos bajo cargas de servicio suelen ocasionar un serio problema en condiciones de funcionamiento y su previsión en muchos

casos solo depende de la experiencia del diseñador, aunque en la actualidad existen estudios y guías apropiadas para tal efecto.

DETALLADO

Un buen diseño nunca estará completo si no existe una comunicación adecuada entre el diseñador y el constructor, en este caso el fabricante. En nuestro medio es común que el fabricante elabore los planos de taller en base a los planos estructurales. En estos será necesario entonces que existan detalles completos y claros de la estructura y sus conexiones, así como de los anclajes y todo aquello que pudiera dar lugar a diferentes interpretaciones. Finalmente es necesario planear cuidadosamente el procedimiento de montaje.

REGLAMENTOS

En Estados Unidos se identifican tres tipos de documentos o especificaciones:

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO.

Son las que acompañan a los planos y contienen la información requerida para la realización del proyecto. En muchos casos basta con hacer referencia en estas especificaciones a las de materiales o a las de diseño y forman parte de las bases del contrato legal entre el propietario y el contratista.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.

Son las que norman el uso de todos los materiales de construcción y quedan definidos por la American Society for Testing Materials

ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO.

Son producidos por diferentes sociedades técnicas especializadas en materiales o aspectos específicos de la construcción. Para estructuras de acero se tienen las especificaciones del American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) y las del American Institute of Steel and Iron (A.I.S.I.). Para soldaduras se emplean las de la American Welding Society (A.W.S.). Existen también especificaciones para puentes carreteros y de ferrocarril.

En México la situación en cuanto a reglamentos es la siguiente:

ESPECIFICACIONES DE PROYECTO.

No existe variación con respecto a Estados Unidos pues en los planos se incluyen como parte de la información requerida para la construcción.

ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.

En nuestro país existen las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) cuyo carácter es legal y rigen en todo el país. Quizá lo único faltante es la difusión de las mismas,

ESPECIFICACIONES PARA DISEÑO.

En México durante mucho tiempo se empleó el reglamento del American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) para el diseño de estructuras en acero. Con la aparición de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Acero del Reglamento del D.F., en la ciudad de México por lo menos ya se tiene un buen documento para diseño, pues cuenta además con ejemplos y ayudas de diseño. Sin embargo estas normas no tienen carácter legal en el resto del país, por lo que es común, especialmente en los estados del norte, emplear reglamentos americanos, no solo para el diseño de los elementos de acero sino también para definir cargas vivas, acciones de viento y de sismo, por lo que a veces los diseños realizados en esos lugares difieren considerablemente de los realizados en la ciudad de México.

En relación con la filosofía de los reglamentos conviene hacer algunas reflexiones. Si bien los reglamentos contienen los requisitos mínimos para el diseño de una estructura, incluyendo aspectos de construcción y servicio y de esta forma representan la defensa de la sociedad desde un punto de vista legal, la realidad es que ningún reglamento es suficiente para cubrir todos los aspectos que tienen lugar en la ejecución de una obra. Por ejemplo se acepta que las cargas y acciones recomendadas son solo aproximadas pues están definidas en términos de probabilidad de excedencia. Lo mismo se aplica a los métodos de análisis y diseño. Por lo que respecta a las propiedades de los materiales, se acepta que estas puedan tener variaciones y, finalmente se admite que un exceso en la seguridad no atenta en forma significativa contra la economía.

Por otra parte, los reglamentos requieren de revisiones frecuentes y oportunas de acuerdo a las nuevas experiencias e investigaciones que a diario se realizan en el campo de la Ingeniería. Se puede considerar que un reglamento se vuelve obsoleto después de 4 ó 5 años de su publicación.

III 2 CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS

En términos generales las estructuras se pueden dividir en dos grandes grupos, las estructuras laminares o de cascarón tales como los tanques de almacenamiento, silos, carros de ferrocarril, barcos, aviones y cascarones y las estructuras esqueléticas o reticulares como los edificios, los puentes y la mayor parte de las estructuras formadas por barras unidas entre sí para formar marcos o armaduras.

En las estructuras laminares, la lámina o placa empleada para dar la forma requerida, desempeña al mismo tiempo el carácter estructural trabajando como membrana. En las estructuras reticulares es necesario contar con pisos, muros, diafragmas, etc. que proporcionan la forma y eventualmente tienen también un carácter estructural. Pareciera de acuerdo con lo anterior, que las estructuras laminares deberían ser las más eficientes al desempeñar la doble función, sin embargo por muchas razones son las reticulares las más empleadas en la actualidad.

A continuación se presenta una clasificación de las estructuras más comunes de acero.

Edificios

Atendiendo a la función o destino del edificio se tiene:

1. Residenciales
 - a) Casas y departamentos
 - b) Hoteles
 - c) Dormitorios
2. Comerciales
 - a) Oficinas
 - b) Almacenes y tiendas
 - c) Bancos
 - d) Administración pública
3. Escuelas
4. Asistencia
 - a) Hospitales
 - b) Asilos
 - c) Cárceles
5. De reunión

- a) Iglesias
 - b) Bibliotecas y museos
 - c) Teatros, auditorios, salas de espectáculos
 - d) Estadios y arenas
 - e) Estaciones de pasajeros
 - f) Restaurantes
6. De almacenamiento
- a) Bodegas
 - b) Estacionamientos
 - c) Hangares
 - d) Depósitos
7. Industriales
- a) Fábricas, laminadoras, talleres
 - b) Plantas de energía
 - c) Laboratorios

De acuerdo al tipo de estructuración se puede hacer la siguiente clasificación:

- 1. Con muros de carga
- 2. Con traveses y columnas
- 3. De gran claro
 - a) Con traveses
 - b) Con armadura
 - c) Con marco rígido
 - d) Con arco
 - e) Colgantes

Puentes

- 1. Clasificación en función de la estructuración:
 - a) Claro simple con vigas o armaduras
 - b) Marco rígido
 - c) En voladizo con vigas o armaduras
 - d) Continuo con vigas o armaduras
 - e) En arco
 - f) Colgante

- g) Móvil
 - i) Oscilante
 - ii) Levadizo
 - iii) Basculante

- 2. Clasificación de acuerdo a su sección transversal:
 - a) Paso superior
 - b) Paso intermedio
 - c) Paso a través

- 3. Clasificación de acuerdo al funcionamiento
 - a) De vehículos
 - i) Autos y camiones
 - ii) Ferrocarril
 - b) De peatones
 - c) De transporte de materiales
 - i) De líquidos (agua, combustible)
 - ii) De sólidos (carbón, minerales)

- 4. Por la longitud del claro
 - a) Corto. Menor de 50 m
 - b) Intermedio. Entre 50 y 150 m
 - c) Largo. Mayor de 150 m

- 5. Por su grado de redundancia
 - a) Isostático
 - b) Hiperestático

Estructuras especiales

En este grupo la clasificación es muy amplia por lo que solo se citarán algunos de los tipos más comunes de estructuras que no son edificios o puentes.

- 1. Torres de transmisión
- 2. Tanques superficiales y elevados
- 3. Muelles

4. Plataformas marinas
5. Estructuras de retención (ataguías)
6. Plataforma para lanzamiento de naves espaciales
7. Construcciones ornamentales (esculturas)

III.3. MIEMBROS ESTRUCTURALES Y CONEXIONES

Tensión

Un miembro sometido a tensión representa el elemento más simple de un arreglo estructural. Generalmente es un miembro recto sometido a tensión en sus extremos, por lo que su diseño es muy sencillo pues no involucra problemas de pandeo o inestabilidad. Por otro lado es un elemento muy eficiente cuando se resuelve con acero, de tal suerte que sería ideal tener en una estructura muchos miembros sometidos a tensión. Esto es lo que ha favorecido la corriente de emplear cubiertas colgantes cuya característica es salvar grandes claros en forma económica.

Para fines de diseño se pueden agrupar estos miembros en cuatro grupos:

- a) Cables
- b) Varillas
- c) Perfiles laminados y Placas
- d) Miembros armados

Cables

Un cable es un elemento flexible empleado únicamente para trabajos de tensión, consistente en uno o más alambres acomodados de diversas formas. Un torón es un conjunto de alambres trenzados en forma helicoidal alrededor de un alambre central que hace las veces de núcleo. Un cable está formado por una serie de torones trenzados también helicoidalmente alrededor de un núcleo. El núcleo puede ser otro torón metálico o bien ser de fibra, con el objeto de darle mayor flexibilidad, aunque estos cables no tienen uso estructural y se usan principalmente en maniobras de izaje.

Los cables empleados para fines estructurales provienen de acero de alta resistencia estirados en frío sin límite de fluencia definido y con esfuerzos de ruptura del orden de

15,000 Kg/cm². Su módulo de elasticidad es menor que el del acero de los alambres debido al arreglo helicoidal, por lo que algunas veces se recurre al preestiramiento con el fin de reducir parte de las deformaciones bajo carga. Uno de los aspectos fundamentales del diseño de cables es la conexión, pues para ello se requieren terminales y dispositivos especiales, que en México con frecuencia son difíciles de conseguir. Esto quizá es lo que desalienta el empleo de cables como miembros estructurales y con frecuencia se prefiere el uso de varillas o perfiles que son más fáciles de conectar.(fig. 4).

Varillas

Se emplean generalmente en sistemas de contraventeo en donde solo se tiene trabajo de tensión. Se fabrican de acero estructural y el único inconveniente que muestran es la tendencia a desarrollar grandes deformaciones producidas por su peso propio, por lo que generalmente es necesario emplear un dispositivo llamado templador para estirar un poco la varilla y reducir la flecha. Esto ocurre en miembros de gran longitud como los tirantes de arcos. Las conexiones en los extremos se realizan con soldadura, con rosca o con algún dispositivo especial como las terminales de los cables.(fig. 5).

Perfiles laminados y placas

Cuando la magnitud de la tensión es elevada, se recurre generalmente al empleo de un perfil laminado. Asimismo cuando se prevé por inversión de esfuerzos cierta compresión, la varilla y el cable quedan descartados. Prácticamente cualquier perfil es apropiado para trabajos de tensión, aunque por simplicidad se recurre mucho al ángulo, ya sea simple o combinado. En casos donde se requiere mayor área, se puede emplear una o dos canales y eventualmente perfiles I. Un aspecto que en algunos casos puede ser importante, es la excentricidad que la fuerza de tensión provoca en miembros asimétricos como el ángulo simple, misma que se refleja en las conexiones. Estas pueden hacerse con tornillos y con soldadura.

Miembros armados

Estos se emplean cuando la magnitud de las fuerzas es tal que un perfil solo no es suficiente. Existen muchos arreglos para estos perfiles, aunque generalmente se recurre al empleo de ángulos, canales y placas para formar secciones en cajón

En la fig. 6 se muestran los perfiles típicos para miembros a tensión.

Flexión

La flexión es una de las acciones más comunes en las estructuras. Generalmente ésta se presenta en las vigas de sistemas de peso o de techo pero también en las vigas y largueros de pared.

Las secciones más apropiadas para resistir flexión son las secciones I y similares. por ejemplo,][. Para flexión moderada se emplean perfiles laminados mientras que para flexión grande se recurre a perfiles formados por tres placas soldadas.(fig. 7).

En la flexión simple la carga se aplica en el plano del alma, produciéndose así flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de la sección. La carga pasa por el centro de cortante, por lo que no existe torsión y las secciones planas permanecen planas después de la flexión. En tales condiciones los esfuerzos se obtienen con las fórmulas siguientes (fig. 8).

$$f_b = \frac{M_x}{I_x} \cdot y \qquad f_v = \frac{V_y \cdot Q_x}{I_x \cdot t}$$

El problema de flexión aparentemente sería muy sencillo de tratar, si no fuera por la posibilidad de que se presente el pandeo lateral ocasionado por la relativa esbeltez de las secciones I en la dirección perpendicular al alma y por la existencia de esfuerzos de compresión en uno de los patines, lo que ocasiona un problema de inestabilidad similar al de una columna. En el caso de una viga el tratamiento del pandeo lateral es complejo pues involucra a la torsión, lo que da lugar a expresiones que contienen una gran cantidad de variables.

En traves de gran peralte aparecen problemas de pandeo local en los patines sometidos a compresión y el alma debido a la presencia de fuerza cortante lo que da lugar eventualmente a la necesidad de rigidización con atiesadores.

Torsión

Esta es una de las acciones con las que el ingeniero estructurista nunca quiere enfrentarse y generalmente en el arreglo estructural se busca evitar la torsión. Sin embargo en algunos casos habrá que diseñar elementos sometidos a torsión, generalmente vigas.

Por otro lado, como ya se mencionó, en el diseño de una viga sometida a flexión, donde existe pandeo lateral, el problema involucra a la torsión por lo que conviene dar aquí un tratamiento por lo menos somero del problema.

Torsión de secciones tubulares

Cuando se tiene una sección circular cilíndrica sometida a torsión, la solución del problema es sencilla y rápida, ya que las secciones planas permanecen planas después de la torsión, lo que da lugar a esfuerzos cortantes únicamente, cuyo valor se expresa como:

$$f_v = \frac{Tr}{J}$$

donde T es el momento torsionante, r es el radio del cilindro y J el momento polar de inercia de la sección transversal. En este caso el cilindro está sujeto a un estado de cortante puro bajo la acción de la torsión.

Cuando la sección no es circular, el problema se complica por la geometría y por el alabeo que sufren las secciones transversales al torcerse, lo que da lugar a esfuerzos no solo cortantes sino normales producidos por la restricción que existe al alabeo. Aún así las secciones tubulares son ideales para tomar los efectos de la torsión en virtud de la gran rigidez torsional que tienen en comparación con las secciones abiertas.

Torsión de secciones abiertas

La mayor parte las secciones empleadas para flexión son tipo I, es decir, abiertas y por lo tanto poco eficientes para tomar torsión y quizá ésta es la razón principal por la que siempre se trata de evitar esta sollicitación, modificando el arreglo estructural. La ineficiencia proviene de la baja rigidez torsional de estas secciones. Esto aunado al alabeo que sufren las secciones transversales, y que suele estar restringida, conduce a un procedimiento complejo desde el punto de vista matemático (fig. 9) No obstante, se han ideado procedimientos simplificados y ayudas de diseño para el diseño por torsión en este tipo de secciones.

Para una sección I o [sometida a torsión pura y no existe restricción al alabeo de las secciones transversales, las siguientes fórmulas permiten calcular la rigidez torsional y el esfuerzo cortante máximo para una viga I sometida a momento torsionante constante respectivamente:(fig. 10).

$$K_t = 1/3(2b_f t_f^3 + d_w t_w^3)$$

$$f_{v\text{-max}} = T_t / K_t$$

T : momento torsionante

b_f , t_f : ancho y espesor del patin

d_w , t_w : peralte y espesor del alma

t : espesor del alma o patin, según el sitio donde se quiere el valor de $f_{v\text{-max}}$.

El valor de k_t es aproximado pues desprecia el engrosamiento que existe entre el patin y el alma de los perfiles reales.

Cuando existe restricción al alabeo de las secciones transversales, el problema se complica pues el momento torsionante es resistido en dos formas de acuerdo con la siguiente expresión:

$$T = T_t + T_b$$

donde: $T_t = K_t \cdot G \cdot \phi'$ (torsión pura o de Saint-Venant)

K_t : rigidez torsional (definida antes)

G : módulo de elasticidad al cortante

$\phi' = \frac{d\phi}{dz}$ depende de la variación del momento torsionante

$$T_b = -EI_f \left(\frac{h^2}{2} \right) \phi'''$$

E : módulo de elasticidad del material.

I_f : momento de inercia de los patines con respecto al eje del alma.

h : distancia entre centros de patines.

$\phi''' = \frac{d^3\phi}{dz^3}$ depende de la variación del momento torsionante

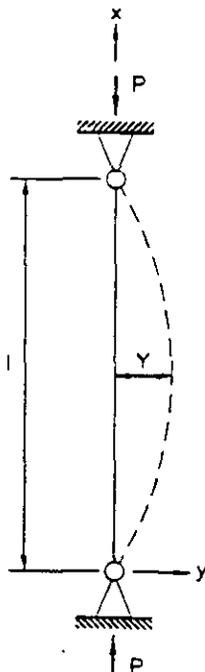
De aquí se derivan fórmulas tediosas y complicadas para cuya solución existen tablas y ayudas que simplifican el problema. Estas ayudas incluyen diagramas de momentos torsionantes para vigas con diferentes condiciones de apoyo y carga y para secciones I americanas.

Compresión

Se estudiará aquí el caso de columnas sometidas a carga axial de compresión, en las que el pandeo es la condición que define su comportamiento.

El estudio del pandeo data de hace muchos años pero fué hasta el siglo XVIII cuando Euler finalmente obtuvo la solución al problema.

El fenómeno de pandeo está asociado con elementos esbeltos, los que al estar sometidos a una carga de compresión, fallan por inestabilidad cuando la carga alcanza un determinado valor crítico. A esta carga se le denomina carga de Euler o carga crítica. La deducción de la carga de Euler es relativamente sencilla y se basa en la condición de equilibrio que existe en una columna recta sometida a carga axial de compresión.



$$M_E = Py \quad \text{momento exterior}$$

$$M_I = -EI \frac{d^2y}{dx^2} \quad \text{momento interior}$$

EI : módulo de elasticidad y momento de inercia de la sección en la dirección en que se considera la deformación.

$$M_E = M_I$$

$$Py = -EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

$$EI \frac{d^2y}{dx^2} + Py = 0$$

La solución de la ecuación diferencial anterior conduce a la carga crítica

$$P_{\sigma} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad \text{ó bien}$$
$$\frac{P_{\sigma}}{A} = F_{\sigma} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \quad (\text{esfuerzo crítico})$$

A : área de la sección transversal

r : radio de giro de la sección transversal ($r = \sqrt{I/A}$)

La validez de la fórmula de Euler exige las siguientes hipótesis:

- a) El material es elástico y en ningún caso se excede el esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad.
- b) El módulo de elasticidad del material es el mismo a tensión y a compresión.
- c) El material es isótropo y homogéneo
- d) El miembro es perfectamente recto inicialmente y la carga se aplica concéntricamente con el eje.
- e) Los extremos del miembro son articulaciones perfectas, sin fricción y no está restringido el acortamiento.
- f) No existe torcimiento o alabeo en la sección ni pandeo local.
- g) El miembro se encuentra libre de esfuerzos residuales.
- h) Se considera que las deformaciones son suficientemente pequeñas, con lo que la expresión aproximada para definir la curvatura del eje deformado de la columna es adecuada.

La expresión gráfica de la fórmula de Euler se muestra en la fig. 11. De esta curva se infiere que una columna con relación de esbeltez igual a cero tendría una carga crítica infinita, sin embargo en la realidad las columnas se ven afectadas por diversos factores que invalidan algunas de las hipótesis planteadas. Quizá el aspecto más importante se refiere a la presencia de esfuerzos residuales en los perfiles de acero, provocados por el procedimiento de fabricación y enfriamiento. Estos esfuerzos pueden ser de tensión o de compresión y llegan a alcanzar valores cercanos al 50 % del esfuerzo de fluencia del material ocasionando una modificación a la curva esfuerzo deformación del acero, es decir reduciendo el límite de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones (fig.12), con lo que la curva de Euler

tendría validez únicamente para valores de $F_{\sigma} \leq f_{LP}$. A partir de este valor, el problema de pandeo se identifica como inelástico y se ha estudiado en diversas formas, lo que da lugar a una serie de resultados que se expresan en fórmulas o curvas. (fig.11).

La deducción de la fórmula de Euler para una columna articulada en sus extremos se puede extrapolar a otras condiciones de apoyo, introduciendo un factor de corrección (k) a la longitud de la columna para obtener lo que se conoce como longitud efectiva de pandeo.

Algunos valores del factor k se muestran en la fig. 13 para ciertas condiciones particulares de los apoyos. Para el caso más general se emplean Nomogramas que permiten obtener el valor de k en función de las condiciones de restricción de los apoyos.

Las secciones más apropiadas para resistir el pandeo, que es lo que va regir el diseño de los miembros en compresión, son aquellos que tienen el máximo radio de giro con la menor área. Desde este punto de vista, las secciones tubulares ya sean circulares o cuadradas son las más apropiadas para este fin. (fig. 14).

En la práctica es raro encontrar una columna sometida a carga axial pura. Generalmente ésta se acompaña de flexión, por lo que las columnas normalmente se diseñan para flexocompresión. Los momentos son derivados de la continuidad que tienen las columnas cuando están ligadas con traveses o armaduras formando marco. Es usual sin embargo estudiar por separado la flexión pura y la compresión sola, para después incorporar el efecto combinado de las dos acciones por medio de fórmulas de interacción. En algunos casos la flexión se presenta alrededor de los dos ejes principales de la sección, siendo en este caso las secciones en cajón cuadradas o rectangulares las más apropiadas para este propósito aunque también se emplean las secciones I de patin ancho debido a que facilitan la conexión entre vigas y columnas.

CONEXIONES

Un aspecto muy importante en las estructuras de acero son las conexiones. Muchas de las fallas que han ocurrido en estructuras importantes, han sido provocadas por las conexiones. Básicamente los miembros de acero se conectan con alguno de los siguientes sistemas:

1) Remaches

El remache es un elemento que se usó ampliamente hasta los años 50, como el principal elemento de conexión de estructuras de acero. Consiste en un vástago cilíndrico provisto de una cabeza que lo sujeta en un extremo al elemento conectado. La otra cabeza se forma una vez instalado el remache con una herramienta especial llamada butrola. Para facilitar la ejecución de la cabeza en campo, el remache requiere de un calentamiento previo. A este remache se le denomina remache “en caliente”, y es una herencia de los antiguos procedimientos de forja en los que se empleaba el martillo manual para modificar la forma de los elementos forjados, con ayuda de calor.

Existe también el remache “en frío”, que requiere de grandes presiones para formar la cabeza, por lo que su uso está limitado a diámetros pequeños y requiere de equipo especial. En la actualidad el remache no se emplea en la construcción como sistema de conexión.

2) Tornillos

Un tornillo es un pasador con una cabeza formada en un extremo y con una rosca en el otro, que permite su fijación a los elementos por unir, por medio de una tuerca que debe ser apretada una vez que el tornillo ha sido pasado a través de un agujero.(fig. 15).

Se puede clasificar al tornillo de acuerdo a diferentes características.

TIPO DE VASTAGO

Sin acabado

Maquinado

MATERIAL Y RESISTENCIA

Estructural ordinario

Alta resistencia

FORMA DE LA CABEZA Y LA TUERCA

Cuadrada

Normal

Hexagonal

Pesada

Redonda

TIPO DE ROSCA

Estándar

Gruesa

Fina

Los tornillos sin acabado provienen de varillas lisas a las que se les hace rosca en un extremo. Su uso se destina a anclas o partes embebidas en concreto o a tensores o elementos de contraventeo. En este caso se trata más bien de barras o elementos roscados, cuyo trabajo es similar al de un tornillo estructural.

Cuando se requiere un buen ajuste entre las partes por unir, se emplean tornillos maquinados con el tamaño preciso para la función requerida y los agujeros se taladran o se riman

En cuanto a la resistencia, existen las siguientes designaciones:

Tornillos estructurales de acero A-307 ($F_u = 4570 \text{ Kg/cm}^2$)

Tornillos de alta resistencia de acero A-325 y A-490 ($F_u = 7380$ y 10540 Kg/cm^2 respectivamente)

Los tornillos estructurales tienen normalmente cabezas cuadradas o hexagonales. Las primeras son más baratas pero ocupan más espacio y son más difíciles de apretar que las hexagonales. Las cabezas se pueden obtener en tipo rectangular y pesado, siendo éstas requeridas cuando el tornillo trabaja a tensión. Sobre las tuercas caben los mismos comentarios. Para la ejecución de la rosca se aplica la norma correspondiente que garantiza la forma, tamaño y paso de la misma.

Como complemento del tornillo suelen emplearse rondanas de acero que distribuyen la presión de apriete en los elementos atornillados. En tornillos de alta resistencia pueden requerirse rondanas con superficie endurecida

Uno de los aspectos fundamentales para el trabajo del tornillo es el apriete. En miembros conectados con tornillos estructurales y sometidos a vibración, las tuercas se aflojan con el paso del tiempo, por lo que es necesario asegurar el apriete o considerar como parte del mantenimiento de la estructura, el reapriete

Los tornillos de alta resistencia basan su funcionamiento en el apriete, derivado de la aplicación de una tensión inicial predeterminada en el tornillo, la cual se aplica en diferentes formas. Se puede emplear una llave de tensión calibrada con la que se aprieta la tuerca hasta una cierta tensión especificada, o bien se aprietan los tornillos en forma manual con la fuerza de un operador y posteriormente se obliga a la tuerca a girar un cierto ángulo predeterminado en base a una especificación

Recientemente han aparecido otros tipos de tornillo que supuestamente garantizan la tensión requerida. Uno de estos tipos consiste en un vástago con una porción adicional situada fuera de la tuerca sobre la que aplica la herramienta de apriete hasta que se rompe esta parte, siendo esto la garantía de apriete. En otro tipo de tornillo se emplea una rondana con una pequeña protuberancia que permite una holgura entre la tuerca y la rondana; cuando el apriete se realiza, se aplasta la rondana y desaparece la holgura, con lo que teóricamente se alcanzó la tensión requerida.

El apriete del tornillo de alta resistencia, además de que garantiza que nunca existirá aflojamiento de la tuerca, permite desarrollar su trabajo estructural en dos formas diferentes: considerando la fricción entre las placas por unir ó sin considerar esta fricción; de aquí se derivan dos valores de la resistencia a cortante del tornillo, según que el trabajo de las placas sea por fricción o por aplastamiento. Los tornillos pueden trabajar a tensión, a cortante o a combinación de ambos.

3) Pasadores

Se trata de pernos lisos empleados generalmente para representar una articulación perfecta. Su trabajo es de flexión y cortante y se sujetan en sus extremos con rosca y tuerca, sin tensión inicial

4) Soldadura

La soldadura es el proceso de unión de dos partes metálicas que involucra la presencia de alguno de los siguientes conceptos: calor, fusión, presión y metal de aporte. Existe una gran variedad de procesos de soldadura, según se muestra en la siguiente lista

Soldadura de presión.

Soldadura de forja

Soldadura Thermit a presión

Soldadura de resistencia con corriente alterna

Soldadura de resistencia con corriente continua.

Soldadura de costura y de puntos.

Soldadura de fusión (sin presión)

Soldadura al arco eléctrico con corriente alterna o continua. Con electrodo metálico desnudo, protegido o sumergido. Manual automática y semiautomática

Soldadura al arco con electrodo de carbono, desnudo y protegido.

Soldadura al arco con gas inerte.

Soldadura al arco con hidrógeno atómico.

Soldadura con gas (aire u oxiacetileno)

Soldadura Thermit.

Soldaduras de calentamiento y fusión de metales blandos.

De fusión eléctrica.

De fusión al horno.

De fusión con gas.

Por inmersión.

La soldadura empleada en estructuras de acero es la soldadura al arco eléctrico de fusión y metal de aporte (electrodo). Consiste en hacer pasar una corriente eléctrica a través del aire (arco) que funde el metal base y el metal de aporte a temperaturas cercanas a 1,500 °C. Para ello se emplea un generador portátil que establece la corriente. El metal fundido se mezcla y da lugar a una aleación con propiedades superiores a las del metal base original. (Fig. 16).

Para soldar elementos de lámina delgada se puede emplear el mismo procedimiento o bien la soldadura de resistencia con presión que consiste en hacer pasar la corriente eléctrica a través de dos elementos delgados. La resistencia al paso de la corriente transforma la energía eléctrica en calor que funde el metal y mediante presión se logra la unión entre las partes en contacto.

Para ejecutar una soldadura es necesario preparar los elementos por soldar. De aquí se derivan los dos tipos básicos de soldadura, que son filete y a tope. En el primer caso basta con colocar los elementos por soldar en contacto y depositar el cordón en forma de chaflán en la esquina, normalmente de 90° formada por los dos elementos. En las soldaduras a tope se requiere biselar o hacer un corte en una de las dos partes por soldar a fin de crear un espacio en donde se coloca el cordón. En la fig 17 se muestran los dos tipos mencionados y las cuatro posiciones para soldar. Adicionalmente existen las soldaduras de tapón y de ranura (fig. 19).

En los procesos modernos de soldadura se emplean electrodos recubiertos con diversos componentes minerales. El material del recubrimiento al fundirse crea una atmósfera protectora alrededor del electrodo que evita la contaminación proveniente de los gases

atmosféricos y estabiliza la fusión. El recubrimiento al fundirse flota a la superficie y crea al enfriarse una capa, llamada escoria, que debe removerse posteriormente (fig. 18).

En algunos procesos de soldadura, el electrodo está desnudo y la protección se realiza con minerales en polvo que se depositan alrededor del electrodo, dejándolo sumergido durante la fusión, lográndose el mismo efecto que cuando se usa el electrodo protegido. Este procedimiento, conocido como soldadura al arco sumergido es automático y se emplea en soldaduras de taller.

Atendiendo a la posición relativa de los elementos por soldar, se distinguen cinco tipos de juntas: (fig. 19).

- A tope.
- De traslape
- En T
- De borde
- De esquina

La elección del tipo de soldadura depende de aspectos económicos y facilidad de ejecución. Las soldaduras a tope son las más eficientes pero son las que requieren más trabajo y cuidado en su ejecución.

Existen otros factores que afectan el proceso de soldadura, tales como el espesor y la posición de los elementos por soldar, con las distorsiones provocadas por la aplicación de calor, las facilidades propias del fabricante y la disponibilidad de soldadores calificados.

En la fig. 20 se muestran algunas de las preparaciones más comunes empleadas en las soldaduras a tope. Estas preparaciones corresponden a juntas calificadas que son aquellas que garantizan una resistencia en la soldadura igual o mayor a la del metal base original.

Siendo el proceso de soldadura el mejor medio para ligar metales en forma directa, requiere una serie de cuidados en su diseño y ejecución que involucran al ingeniero diseñador, al soldador y al supervisor capacitado, a fin de asegurar una buena calidad de las conexiones soldadas. La ausencia de uno de estos componentes puede dar lugar a soldaduras defectuosas con la consiguiente debilitación de las conexiones y es quizá por ello que la soldadura está perdiendo confianza, especialmente en trabajos de campo, en donde el factor tiempo de ejecución juega un papel importante.

- Algunos de los factores que afectan la calidad de las soldaduras son:

Tamaño y composición química del electrodo.

Secuencia y número de pasos en la aplicación de la soldadura.

Velocidad, voltaje y amperaje de la corriente.

Preparación y limpieza de las partes por soldar.

Disposición de accesorios auxiliares para el proceso.

Agentes atmosféricos.

Calificación y supervisión del personal y del proceso.

- Algunos de los defectos más comunes en las soldaduras son (fig.21):

Socavación provocada por la presencia de materiales ajenos sobre el metal base

Penetración incompleta consistente en la falta de fusión en la raíz.

Inclusión de escoria provocadas por la intromisión de óxidos dentro de la soldadura.

Porosidad provocada por la intromisión de gas en la soldadura.

Control de calidad

Abarca dos partes, la calificación del procedimiento y la calificación del soldador. La calificación del procedimiento involucra a las propiedades del metal base y del metal de aporte, el tipo y tamaño de los electrodos, el tipo de preparación, la posición de la soldadura, la corriente y voltaje a usar y las necesidades del precalentamiento o tratamiento térmico de las partes después de ser soldadas.

La calificación del soldador consiste en realizar algunas pruebas que deberán satisfacer ciertos requisitos de resistencia y ductilidad. Las soldaduras de prueba deben ser similares a las que se van a realizar en el campo. El soldador que pasa la prueba está en teoría calificado para realizar el trabajo, sin embargo en la práctica esto no es suficiente y se requiere de una inspección adecuada de todas las soldaduras por realizar, a fin de garantizar su calidad. Algunos de los métodos de inspección se describen a continuación.

Inspección visual

Es el método más sencillo y requiere únicamente la presencia de un inspector experimentado que observe el proceso de soldadura antes y durante su aplicación. Este es en general el método más efectivo y económico.

Inspección con partículas magnéticas.

Consiste en colocar limaduras de hierro sobre la soldadura y hace pasar una corriente eléctrica. La configuración u orientación que adoptan las partículas indica la presencia de grietas a un inspector experimentado.

Inspección con líquidos penetrantes.

Consiste en aplicar una tintura sobre la superficie del cordón. Si existen grietas, una parte de la tintura penetra en ellas. Se elimina el sobrante y se coloca un material sobre la soldadura. La cantidad de tinta que brote hacia afuera indicará la profundidad de las grietas.

Inspección ultrasónica.

Consiste en hacer pasar ondas de sonido a través de los cordones. La presencia de defectos alterará la velocidad de transmisión de las ondas.

Inspección radiográfica.

Consiste en hacer pasar rayos X o rayos gama a través del cordón y obtener en una película sensible la imagen de la soldadura. Este procedimiento se aplica solo a soldaduras a tope en donde la radiografía mostrará solo el metal de aporte y sus posibles defectos. Este método implica el uso de materiales radioactivos por lo que requiere precauciones especiales para su aplicación.

III. 4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño comprende una serie de fases bien definidas que, con todo rigor deberían iniciarse en los estudios de factibilidad, especialmente en estructuras poco comunes como edificios altos o puentes de gran claro. El concepto factibilidad debe entenderse no solo como la posibilidad de realizar una obra determinada desde un punto de vista meramente técnico, sino considerando su costo inicial, tiempo de ejecución y beneficio económico esperado, pues solo así se puede justificar la ejecución de un proyecto. Esto es lo que se conoce como planeación.

En muchos proyectos normales los estudios de factibilidad se puede eliminar, en base a la experiencia que exista sobre este tipo de obras, con lo cual el procedimiento contaría con las siguientes fases.

- Selección del arreglo estructural

Esta es la fase más importante del diseño pues de aquí se va a derivar la verdadera economía del proyecto. En edificios normalmente el arquitecto suele ser quien define la posición de las columnas en base a requisitos de funcionamiento, derivadas éstas de las necesidades de estacionamiento, áreas de circulación, distribución de servicios, etc., es decir, la función juega un papel fundamental en la definición del arreglo estructural. Una vez definidos los claros entre columnas y la altura libre de los entrepisos se tratará de ligar a estas con trabes para formar un marco especial que se complementa con el sistema de piso que generalmente consiste en una losa de concreto, con frecuencia colada sobre una lámina que a la vez que sirve de cimbra, participa en el trabajo estructural. Dependiendo de la dimensión de los tableros podrán existir trabes secundarias que reducen el peralte de las losas. El sistema de piso además de recibir directamente las cargas y los acabados, desarrolla la función de diafragma rígido horizontal encargado de distribuir las cargas laterales entre todos los elementos de la estructura.

La selección del arreglo estructural obedece fundamentalmente a la experiencia del diseñador más que a reglas preestablecidas, pues existen muchas soluciones correctas para una misma estructura, sin embargo no todas conducen a los mismos resultados en cuanto a economía, eficiencia y rapidez de ejecución.

- Determinación de cargas

Para realizar el diseño de una estructura es necesario conocer las cargas o acciones a considerar. Estas son de tres tipos:

Acciones permanentes como la carga muerta.

Acciones variables como la carga viva.

Acciones accidentales como el viento y el sismo.

Para determinar las cargas muertas es necesario realizar un análisis aproximado que permita estimar por lo menos en forma aproximada el peso de la estructura o bien aprovechar la experiencia que se tenga para fijar su valor.

Las cargas vivas dependen de la función o destino de la estructura por diseñar y normalmente se obtienen del reglamento de construcciones de la localidad.

Para obtener las acciones derivadas del viento y del sismo es necesario emplear los reglamentos de construcción vigentes y realizar los cálculos requeridos para obtener las cargas correspondientes.

- **Análisis**

En esta fase la estructura se modela como un arreglo, generalmente reticular, creando un marco especial o una serie de marcos planos acoplados en alguna forma que considere la compatibilidad de sus elementos componentes. A esta estructura idealizada se le aplican las cargas y por medio de un análisis, generalmente realizado con un programa de computadora, se obtienen las acciones interiores (momentos, cortantes, deformaciones, etc.) que servirán para el dimensionamiento de los miembros componentes.

- **Dimensionamiento de miembros y conexiones**

Con las acciones interiores obtenidas del análisis, se realiza el dimensionamiento de trabes, columnas, tirantes, etc., tratando en lo posible de respetar las dimensiones supuestas en el análisis. En caso de existir gran discrepancia entre las secciones iniciales y las finales el análisis debe corregirse.

Junto con el dimensionamiento es necesario diseñar las conexiones, tanto las de taller como las de campo, seleccionando el tipo más conveniente en función de la economía y tiempo de ejecución, es decir, en general es conveniente resolver las conexiones de campo con tornillos aunque su costo pudiera ser mayor que el de una solución con soldadura, pues ésta requerirá mayores cuidados y controles en la obra y por lo tanto más tiempo para su ejecución

- **Revisión de condiciones de servicio**

En esta fase se realiza una revisión de diversos aspectos como deformaciones verticales en vigas, desplazamientos laterales de la estructura, vibraciones de los elementos del sistema de piso y con frecuencia será necesario ajustar algunas de las dimensiones de los elementos ya diseñados. También en esta fase se diseñarán los anclajes de elementos no estructurales como muros y cancelas, separación en las juntas de dilatación y separación de la estructura con sus colindancias.

- **Detallado**

En esta etapa se deben transmitir los resultados del dimensionamiento a los documentos de construcción. Estos consisten en planos generales en donde se muestra el arreglo estructural

y las dimensiones de todos los miembros estructurales y las conexiones en forma tipificada. Con estos planos se puede realizar el concurso para seleccionar el contratista de la obra, el cual una vez designado, realizará los planos de fabricación y montaje de la estructura. Finalmente los planos se complementan con las especificaciones constructivas y algunas veces con el procedimiento de construcción, sobre todo en los casos en los que requiere un orden determinado en el montaje o alguna condición especial establecida.

III.5 ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTOS

En México el único reglamento que cubre el diseño de estructuras de acero es el Reglamento de Construcciones para el D.F. a través de sus Normas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas, publicadas el 3 de diciembre de 1987.

El carácter y formato de las Normas Técnicas Complementarias representa una modalidad del Reglamento para Construcciones para el D.F., aplicable a materiales y sistemas específicos, con la misma validez legal del Reglamento, pero con la posibilidad de ser adecuadas o modificadas con mayor facilidad, pues requieren un proceso de legalización más sencillo, lo que evita su obsolescencia.

El Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. emitió en julio de 1993 la publicación ES-3, "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, D.D.F." que facilita la aplicación de las Normas y las hace un documento con posibilidades de uso en todo el país ya sea para emplearse en forma directa o para ser adoptadas o adecuadas por los reglamentos locales como un documento legal.

La filosofía de las Normas Técnicas está basada en el "Diseño por Estados Límite". Esta filosofía es la que establece el Reglamento de Construcciones del D.F. para todos los materiales, por lo que el diseño elástico tradicional, virtualmente tiende a desaparecer, aunque el propio Reglamento permite el empleo de criterios de diseño diferentes a los especificados en las Normas.

En las Normas Técnicas se definen dos tipos de estructuras:

Tipo 1. Son las comúnmente designadas como continuas o marcos rígidos. Su característica fundamental es que los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas capaces de reducir a un mínimo la rotación relativa de los extremos de los miembros que concurren a un nudo, de tal modo que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Estas conexiones deben ser capaces de transmitir no menos de 1.25 veces el momento de diseño existente en el extremo de cada barra, considerando el efecto de las fuerzas cortantes o normales, cuando existan, multiplicadas también por 1.25.

Tipo 2. Son las estructuras formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas cortantes y normales, así como momentos no mayores del 20% de los momentos de diseño de los miembros considerados. Estas estructuras se permiten en elementos secundarios y en marcos principales, siempre y cuando existan muros, contraventeos, otros marcos rígidos ó combinación de ellos, que junto con losas u otro tipo de diafragmas rígidos, proporcionen a la construcción, adecuada estabilidad y rigidez para resistir fuerzas horizontales.

La idea de este tipo de estructuración está basada en consideraciones de economía y se aplica con frecuencia a estructuras industriales, aunque en Estados Unidos y Canadá existe la tendencia a usarla en edificios de muchos pisos.

En Estados Unidos el American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) edita dos versiones de su "Especificación para Edificios de Acero Estructural".

El A.S.D (Allowable Stress Design) o sea Diseño por Esfuerzos de Trabajo, que contiene criterios para diseño elástico y que a la fecha resulta el más usado en este país y también en algunos estados del norte de México en donde suele ser común la ausencia de reglamentación local para diseño de estructuras de acero y de otros materiales.

El L.R.F.D. (Load and Resistance Factor Design) o sea el Diseño por Factores de Carga y Resistencia basado en estados límite y que en breve será en Estados Unidos casi la única opción para el diseño, aunque con no poca oposición por parte de los diseñadores de ese país. Esto provocará una convergencia entre los criterios de diseño de Estados Unidos y México, con lo que algunas diferencias que existen actualmente podrán eliminarse.

El A.I.S.C. publica también el Manual de Construcción en Acero en sus dos versiones. A.S.D. y L.R.F.D. aunque la primera, en breve dejará de publicarse.

Conviene citar otros reglamentos que tienen relación con el diseño de estructuras de acero.

Steel Structures for Buildings, Limit States Design Canadian Standards Association.

Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, American Iron and Steel Institute.

Cold Formed Steel Structural Members. Canadian Standards Association.

Standard Specifications for Highway and Transporting Officials.

Specification for Structural Joints using ASTM A325 or A490 Bolts. Research Council on Structural Connections.

Structural Welding Code-Steel, ANSI/AWS D1. American Welding Society.

III. 6 ECONOMIA

Cuando se piensa en la economía de una estructura, inmediatamente se asocia este concepto con el peso de la misma, pues de acuerdo a éste, se puede tener una idea de su costo. Sin embargo conviene tomar en cuenta que la verdadera economía de una construcción depende de numerosos factores, de los que la estructura en muchos casos, solo representa un porcentaje relativamente bajo del total. En la siguiente tabla se muestra la distribución aproximada de los conceptos que integran el costo de un edificio de oficinas de mediana altura en la ciudad de México

CONCEPTO	PORCENTAJE
Cimentación	11
Estructura	14
Instalaciones	25
Elevadores	3
Fachadas	20
Acabados	<u>27</u>
	100

En una estructura tipo industrial, estos conceptos se distribuyen en forma diferente y la estructura representa un porcentaje mayor que el del edificio urbano, sin embargo en muchos casos las obras preliminares y terracerías que se requieren para adecuar el terreno donde se ubicará el edificio industrial llegan a ser tan importantes en costo como el mismo edificio con sus acabados e instalaciones.

Lo anterior lleva a pensar en que si bien la economía de un proyecto debe ser una premisa fundamental para el diseñador, el ahorro de algunos kilos de peso de la estructura, no necesariamente incidirá en el verdadero costo de la obra. En particular cuando se menciona el "peso optimo" de una estructura de acero, con frecuencia se omiten algunos de los siguientes factores que influyen en el costo:

1. Disponibilidad de perfiles

Es sabido que en México padecemos la falta de una variedad amplia de perfiles laminados, lo que conduce a la necesidad de fabricarlos con placas soldadas, con el consecuente incremento en el costo de fabricación.

En alguna época ha sido atractivo importar perfiles de Estados Unidos y Canadá, sin embargo las devaluaciones de nuestro peso han desalentado esta práctica.

2. Diseño de conexiones de campo atornilladas

Esta es una práctica cada vez más generalizada en México, derivada de la rapidez que se gana en el montaje, aún cuando el peso de la estructura puede ser hasta un 10% mayor de la estructura con conexiones soldadas en el campo. Estas sin embargo hacen más lento el montaje y obligan a la necesidad de soldadores calificados, inspección, pruebas no destructivas, etc. Por otro lado, los tornillos con frecuencia se tienen que importar, lo que también incide en el costo de la estructura.

3. Capacidad y disponibilidad de los fabricantes

En una encuesta realizada en 1995 se detectó que en todo el país existen alrededor de 30 empresas fabricantes de estructuras con capacidad de producción de aproximadamente 1000 Ton. por mes, lo que representa una capacidad muy baja para las necesidades del país, lo cual ha dado lugar a la importación de edificios completos, diseñados y fabricados en otros países. El argumento manejado para justificar esta acción, ha sido la incapacidad de las empresas mexicanas para responder a las necesidades y programas del inversionista, lo que hace a un lado el costo de la estructura como premisa fundamental, siendo en este caso el programa de construcción el concepto prioritario. Por otro lado, existen muy pocas empresas fabricantes en México (quizá ésta es una tendencia en todo el mundo) que puedan fabricar cualquier tipo de estructura. Es decir, existen fabricantes que tienen sus instalaciones adaptadas para la construcción de marco rígido y dentro de este tipo llegan a optimizar el costo del producto terminado en forma atractiva, sin embargo no ofrecen la misma capacidad de respuesta y costo cuando se les encarga una estructura de alma abierta, por ejemplo. Contrariamente, existen fabricantes cuyas instalaciones tienen capacidad amplia para fabricar largueros de alma abierta y armaduras y son muy competitivos en este campo, pero no en la fabricación de estructura pesada.

Con mucha frecuencia el diseñador que se esmera en obtener el peso óptimo de la estructura, se enfrenta con las críticas del fabricante, que argumenta el poder ahorrarle al cliente algunos kilos de peso de la estructura, a cambio de modificar el diseño, cuyo costo lo absorbe el propio fabricante. Lo que sucede en muchos casos es que los kilos de ahorro de la estructura se convierten en un mayor costo de la cimentación o los muros u otros componentes de la obra.

4. Aspectos estéticos y funcionales

En algunos proyectos el cliente o el arquitecto imponen requisitos estéticos o de funcionamiento que inciden en el costo de la estructura, pero que el propietario está dispuesto a absorber en aras de la imagen de su edificio. En los edificios para tiendas y centros comerciales, la disposición de las columnas y la altura del edificio se fija en función de la distribución de la mercancía, lo que muchas veces conduce a resultados alejados de las condiciones óptimas para los sistemas estructurales.

5. Sistemas de cubierta

Este concepto, aplicable a naves industriales para tiendas y centros comerciales, incide en el costo de la estructura en forma importante, pues existe una tendencia actual a emplear cubiertas muy planas, con pendientes no mayores de 2%, con la idea de reducir el riesgo de goteras. Adicionalmente se eliminan los canalones interiores, lo que conduce a una cubierta con una o dos aguas, con lo que la estructura resultante es un marco con poca pendiente y claros moderados que pierde las ventajas del marco rígido tradicional de múltiples crujías, con gran pendiente, que reducía considerablemente la flexión en el cabezal permitiendo grandes claros con resultados económicos favorables. Cabe señalar que este tipo de cubiertas requieren condiciones de hermeticidad muy severas, lo que aunado a los requisitos de aislamiento termo-acústico necesarios en estos edificios, da como resultado un costo que con frecuencia supera al de la estructura completa.

6. Falta de sistemas estandarizados

En Estados Unidos y Canadá existen fábricas de largueros de alma abierta y armaduras prefabricadas, lo que ha alentado en México la importación de estos sistemas, que son de fácil adaptación y montaje, lo que deja al mercado doméstico en desventaja, pues estas piezas en México, sobre todo las armaduras, se tienen que fabricar para cada proyecto específico en base al diseño realizado. Cuando en México se cuente con estos productos en forma generalizada, se podrán obtener verdaderos ahorros en el diseño.

III. 7 SEGURIDAD

La seguridad de una estructura depende de numerosos factores, como el tipo de estructura, condiciones ambientales, resistencia del material, protección contra el fuego y la corrosión, calidad de la construcción y supervisión y probabilidad de falla de los miembros estructurales y sus conexiones. En este capítulo se tratará la seguridad de la estructura desde el punto de vista de los aspectos inherentes al diseño.

En los albores del diseño estructural, la seguridad se definía en términos de un factor, del orden de 2 ó 3 que representaba la relación entre el límite de falla o ruptura del material y el esfuerzo al que teóricamente trabajaba el miembro estructural, obtenido de un análisis basado, en el mejor de los casos, en una hipótesis elástica. En el caso del acero ese límite ha sido el esfuerzo de fluencia y el método elástico ha sido la herramienta más empleada hasta

finales de la década pasada, cuando empezaron a aparecer los métodos de diseño por estados límite, los que generalmente se asocian con métodos de diseño por resistencia, dejando al método elástico tradicional en segundo plano y con tendencia a desaparecer. No obstante la obtención de las acciones internas, (momentos, cortantes, etc.) se sigue obteniendo con un método de análisis elástico.

La idea básica del diseño por resistencia es la siguiente:

Las acciones interiores, (momentos, cortantes, etc.) se multiplican por un factor de carga, generalmente mayor que 1 para obtener las acciones factorizadas o últimas.

Por otro lado se obtiene la resistencia nominal de un miembro para cada tipo de trabajo (tensión, flexión, etc.) Esta resistencia nominal proviene de los reglamentos y normas de diseño y está derivada de estudios, ensayos e investigaciones que son los que conforman las especificaciones de diseño. Las resistencias nominales se afectan de un factor de reducción para obtener las resistencias reducidas o resistencias de diseño.

La condición básica es:

$$F_R S_n \geq U$$

F_R : factor de reducción

S_n : resistencia nominal (momento, cortante, etc.)

U : acción interior última (momento, cortante, etc.)

$$U = F_c Q$$

F_c : factor de carga

Q : acción interior nominal (momento, cortante, etc.)

Si las acciones interiores y las resistencias nominales se pudiesen definir en términos deterministas, el factor de seguridad podría ser un número ligeramente mayor que 1 y estaría expresado en la forma siguiente

$$n = S/Q$$

Sin embargo tanto las acciones interiores, que provienen de las cargas y acciones exteriores, como las resistencias nominales, que dependen de las características de los materiales, de los procedimientos constructivos y de las incertidumbres derivadas de los mecanismos de falla,

solo pueden definirse en términos probabilistas, es decir el momento máximo que puede actuar sobre una viga que se pretende diseñar, siempre tendrá una cierta probabilidad de ser excedido. Por otro lado el momento nominal que la sección elegida puede resistir, tiene un probabilidad de no ser alcanzado, (fig. 22), de aquí la necesidad de elegir el factor de seguridad también en términos probabilistas.

Para ilustrar este concepto en términos simples, considérese, que la curva (a) de la fig. 22 representa la distribución de acciones interiores y la curva (b) la distribución de resistencias.

Suponiendo que Q_d sea la acción máxima probable y S_d la resistencia mínima probable, la condición de seguridad quedaría expresada como:

$$S_d \geq Q_d$$

es decir el valor más bajo probable de la resistencia tendría que ser mayor que el valor más alto probable de la acción interior. En otra forma:

$$\bar{S} - \Delta S \geq \bar{Q} + \Delta Q \quad \text{ó} \quad \bar{S} \left(1 - \frac{\Delta S}{\bar{S}}\right) \geq \bar{Q} \left(1 + \frac{\Delta Q}{\bar{Q}}\right)$$

por lo tanto:

$$n = \frac{\bar{S}}{\bar{Q}} = \frac{1 + \frac{\Delta Q}{\bar{Q}}}{1 - \frac{\Delta S}{\bar{S}}}$$

Para obtener n , deberían conocerse las desviaciones ΔS y ΔQ , lo que implica un análisis estadístico de las acciones y de las resistencias. A modo de ilustración si se asignara a estas desviaciones un valor de 25% de los valores promedio se tendría:

$$n = \frac{1 + 0.25}{1 - 0.25} = 1.67$$

valor conocido en el diseño elástico tradicional de elementos de acero sujetos a tensión.

En los métodos de diseño por estados límite, el factor de seguridad tiende a racionalizarse más pues se aplica en forma separada a las acciones y a las resistencias, considerando la naturaleza diferente de cada una de ellas, es decir es diferente el factor de carga para una acción permanente que para una accidental; es diferente el factor de reducción para tensión que para pandeo.

Estados Límite

Se define como estado límite de una estructura o miembro estructural a una condición o etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta es inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límite. Los que tienen que ver con la seguridad se denominan estados límite de falla y corresponden a condiciones de colapso ó falla parcial ó simplemente deformaciones o daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. A continuación se mencionan algunos estados límite de falla en elementos de acero.

- Estados límite de fluencia en miembros en tensión.
- Estados límite de rotura en miembros en tensión.
- Estados límite de inestabilidad por flexión en miembros en compresión
- Estados límite de pandeo local en miembros en compresión.
- Estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión en miembros en compresión.
- Estados límite de formación de un mecanismo de colapso en miembros en flexión
- Estados límite de resistencia a flexión en miembros en flexión.
- Estados límite de inicio de flujo plástico en miembros en flexión
- Estados límite de pandeo local del patín comprimido en miembros en flexión
- Estados límite de pandeo local del alma en miembros en flexión.
- Estados límite de plastificación del alma por cortante en miembros en flexión.
- Estados límite de tensión diagonal en el alma en miembros en flexión.
- Estados límite de pandeo lateral por flexo torsión en miembros en flexión
- Estados límite de flexión y cortante combinados en miembros en flexión
- Estados límite de otras formas de pandeo en el alma en miembros en flexión.
- Estados límite de fatiga en miembros en flexión

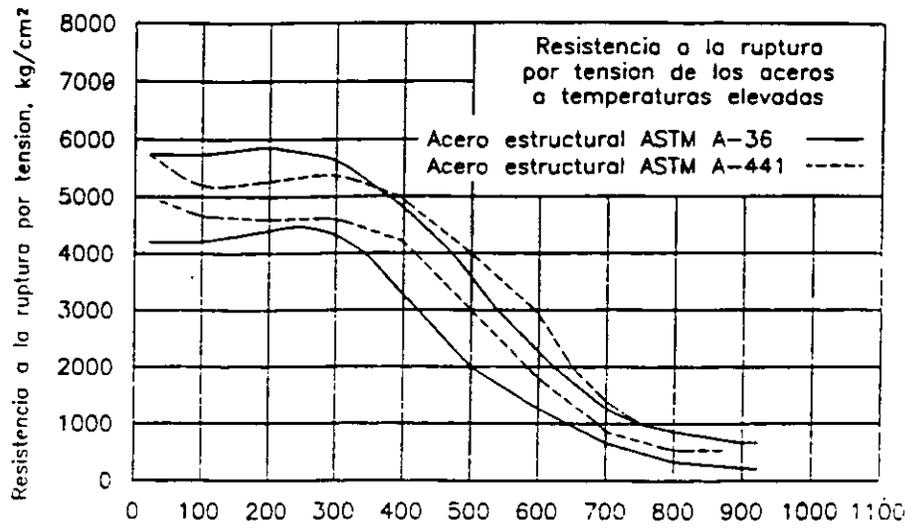
El otro tipo de estados límite se refiere a condiciones que sin poner en riesgo la seguridad de la estructura, afectan el funcionamiento o confort de la construcción. Se les denomina estados límite de servicio y comprenden las siguientes condiciones:

Estado límite por deformación vertical.

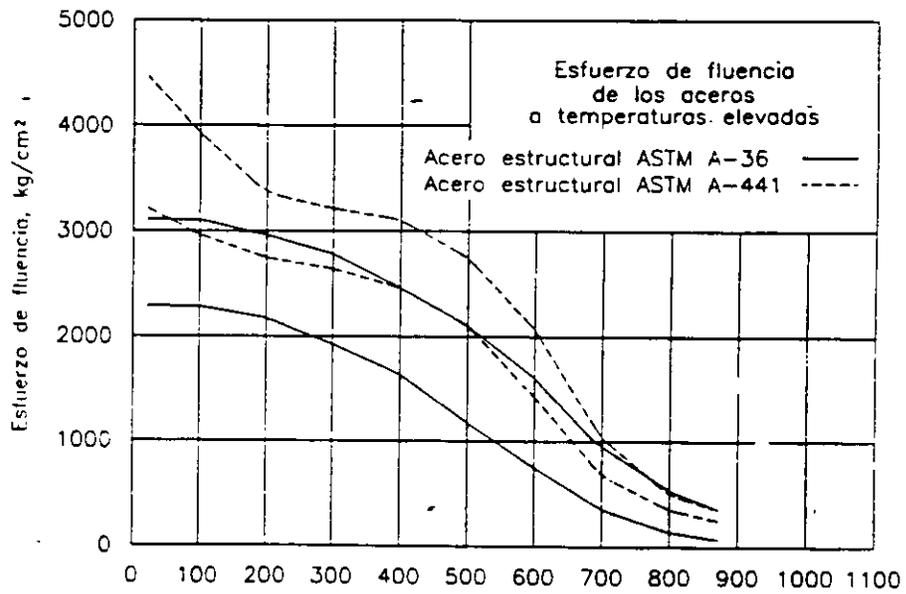
Estado límite por deformación lateral.

Estado límite por vibración.

Estado límite por corrosión.

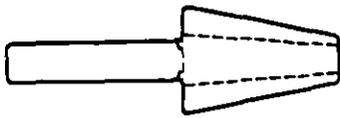


a).- Temperatura, grados centigrados

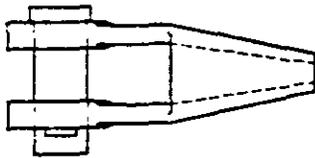
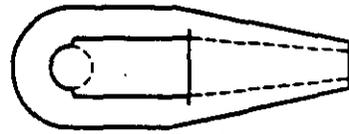


b) - Temperatura, grados centigrados

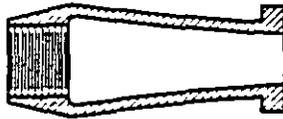
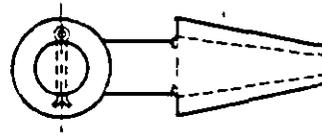
FIG. 3 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DEL ACERO.



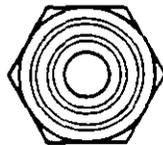
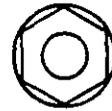
(a)



(b)



(c)



(d)

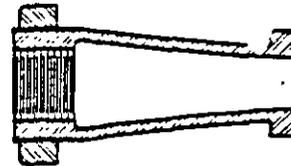


FIG 4 ACCESORIOS PARA CABLES (a).- CASQUILLO DE ANCLAJE CERRADO PARA CABLES, (b).- CASQUILLO DE ANCLAJE ABIERTO, PARA TORONES, (c).- CASQUILLO DE ANCLAJE TIPO APOYO-ROSCA INTERNA, (D).- CASQUILLO DE ANCLAJE TIPO TENSION-ROSCA INTERNA Y EXTERNA.

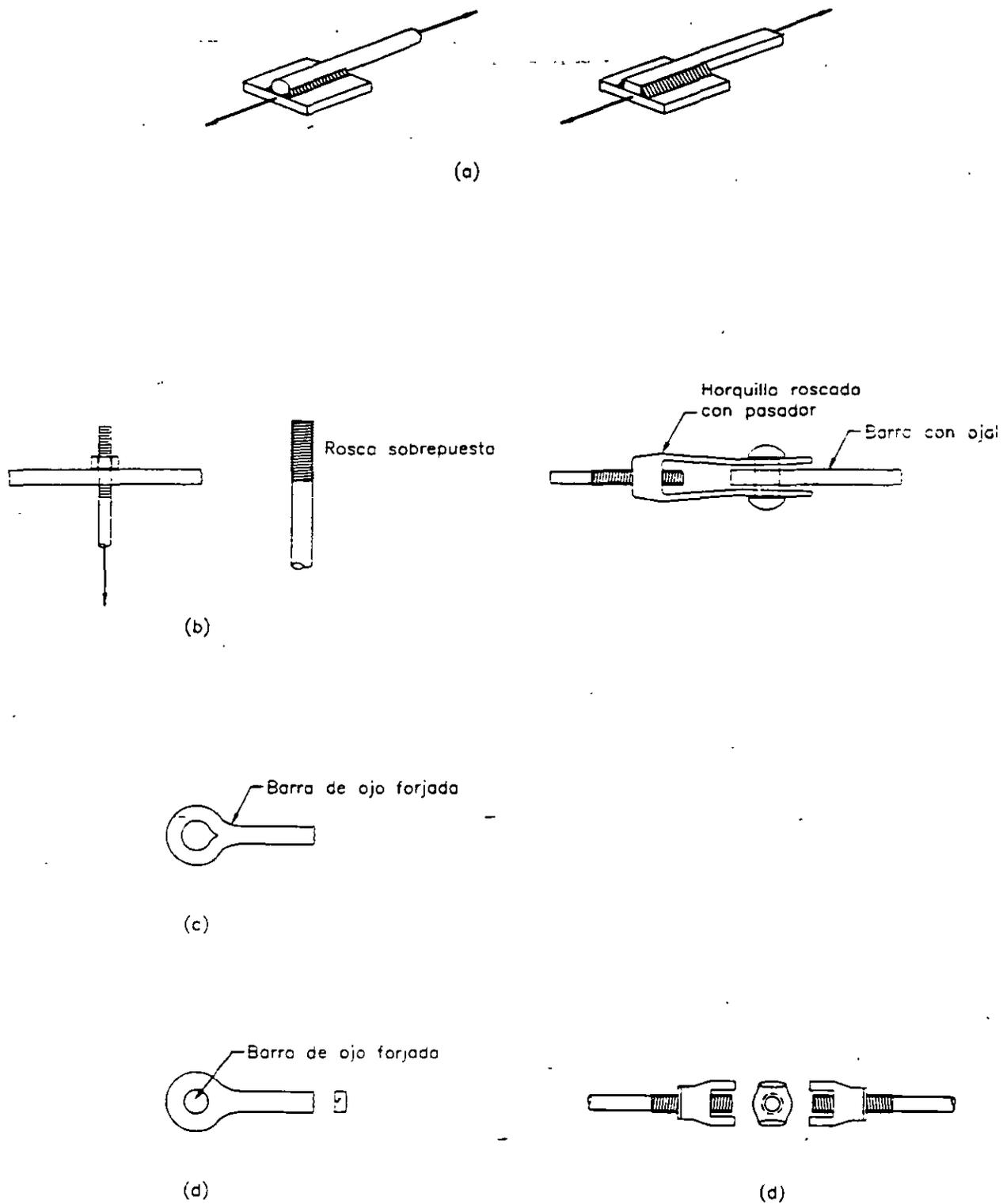


FIG 5 CONEXIONES PARA MIEMBROS EN TENSION. (a) - CONEXIONES SOLDADAS, (b).- CONEXIONES ROSCADAS Y ATORNILLADAS, (c).- HORQUILLA ROSCADA CON BARRA DE OJAL, (d).- EXTREMO DE UNA BARRA CON OJAL, (e).- TEMPLADOR.

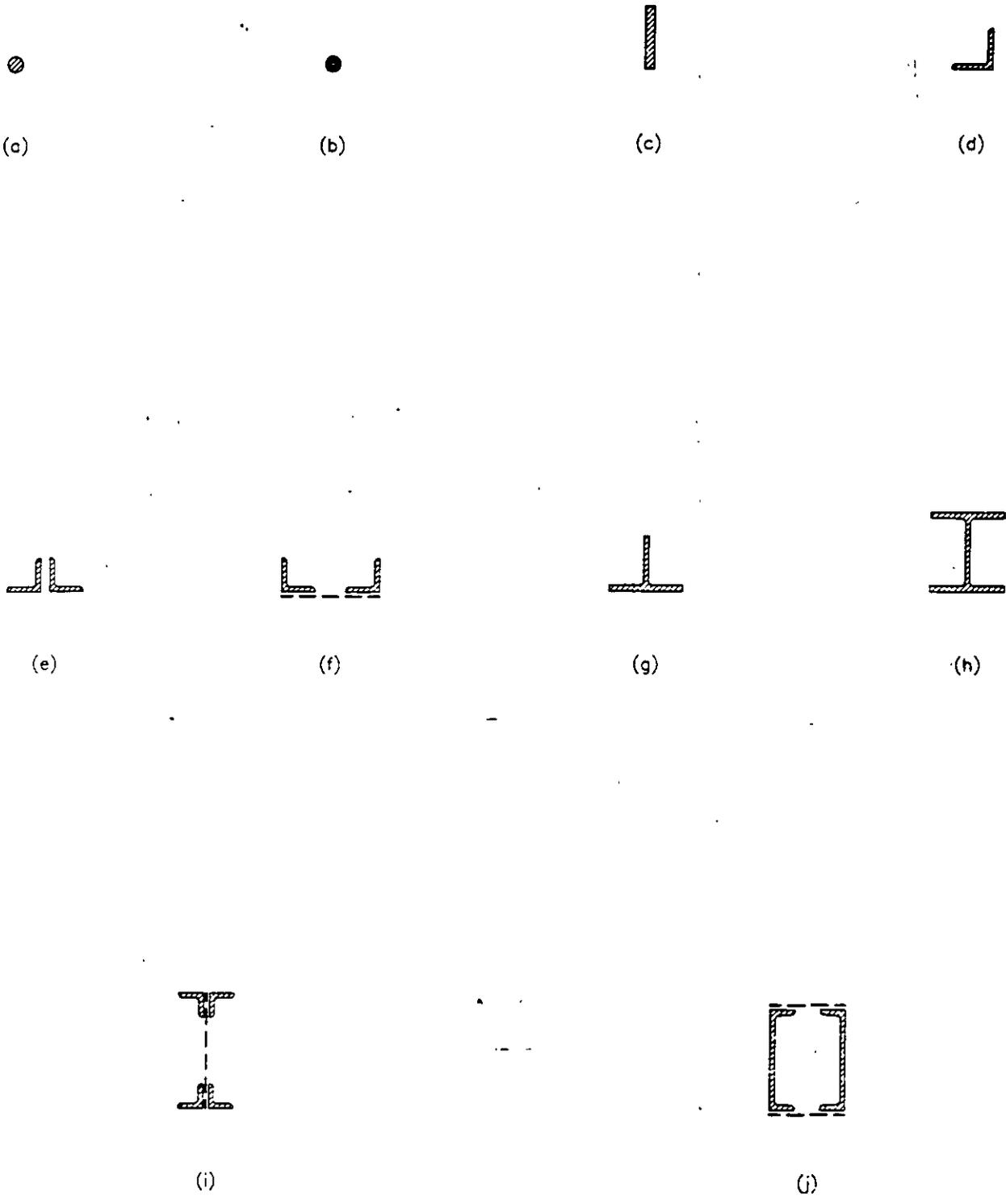


FIG. 6 PERFILES TÍPICOS PARA MIEMBROS A TENSION.

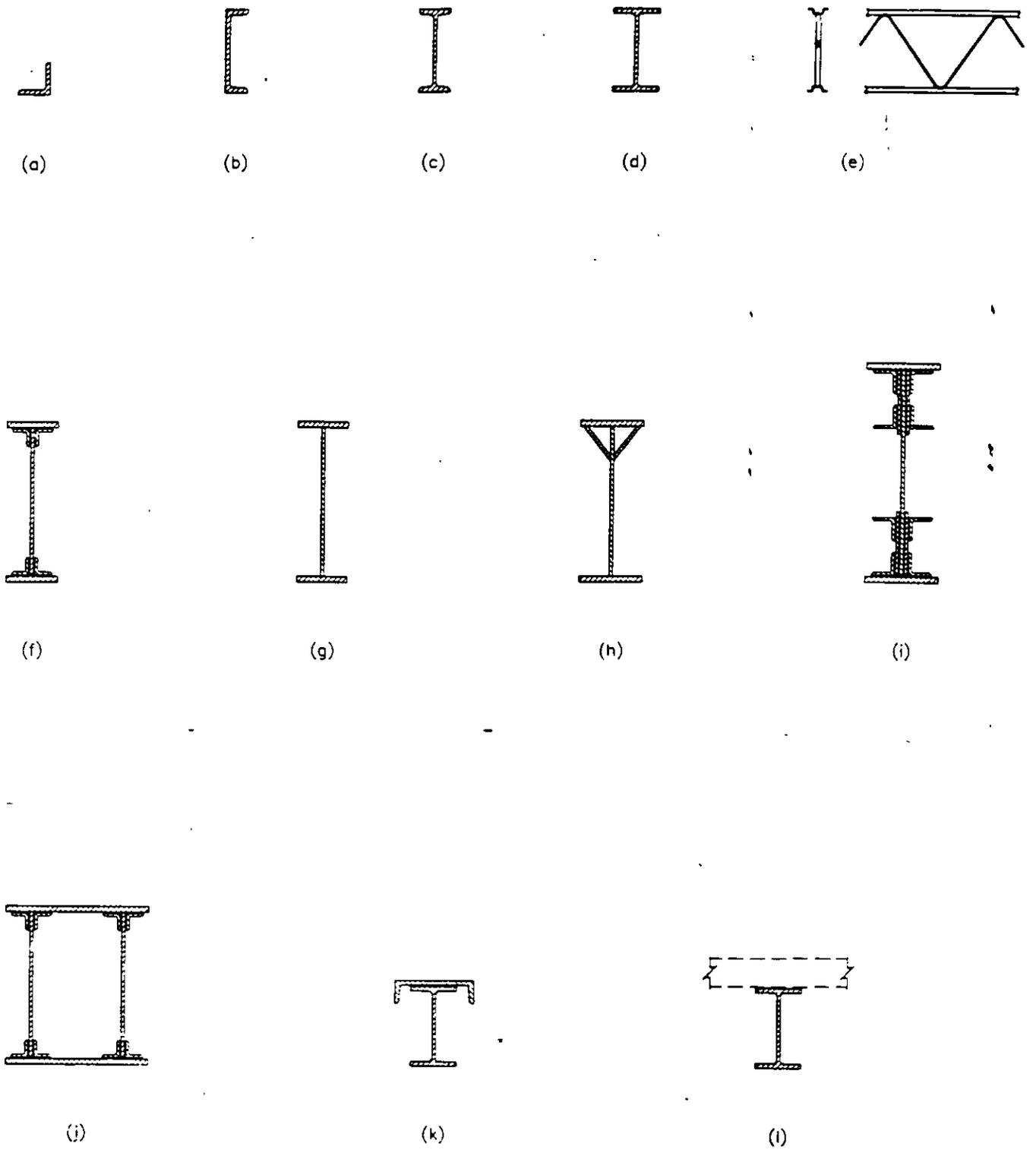
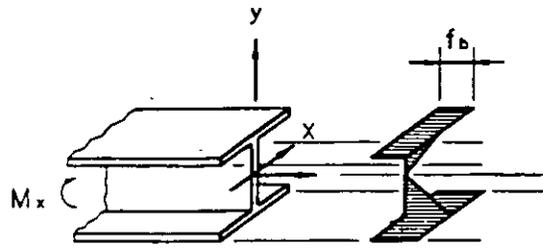
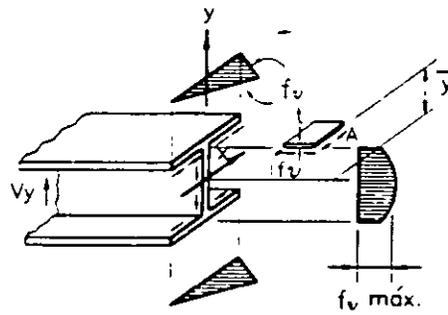


FIG. 7 PERFILES TIPOICOS PARA MIEMBROS A FLEXION.

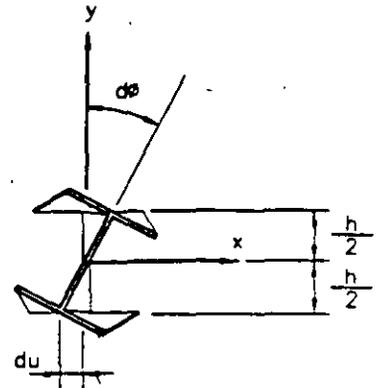
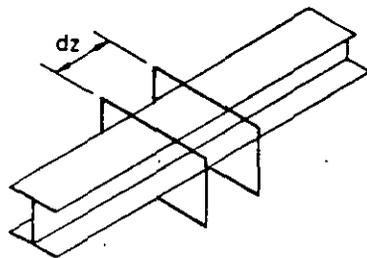


(a)

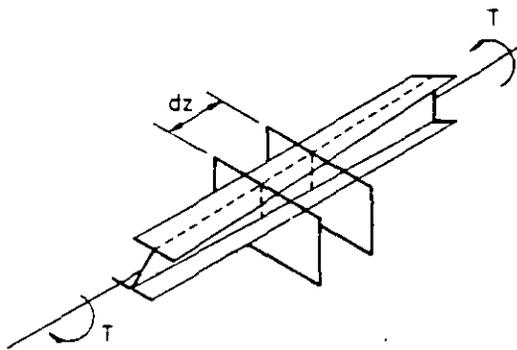


(b)

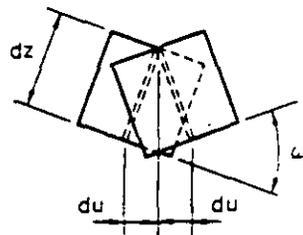
ESFUERZOS EN UNA VIGA. (a).- NORMALES, (b).- CORTANTES.



Vista frontal



(a)



(b)

Plano

FIG. 9 VIGA TIPO WF SOMETIDA A MOMENTO TORSIONANTE.

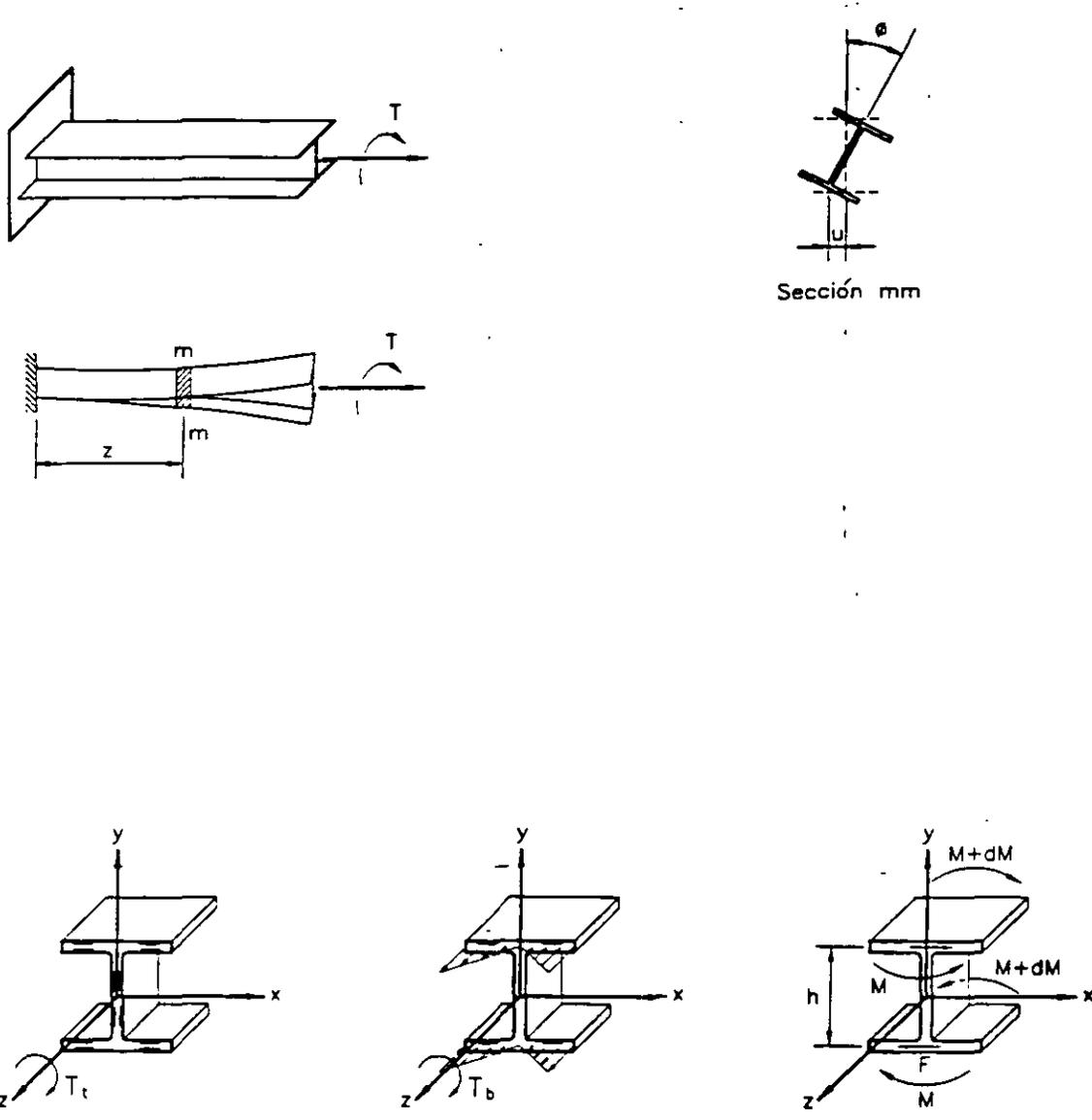


FIG. 10 VIGA TIPO WF A MOMENTO TORSIONANTE PURO.

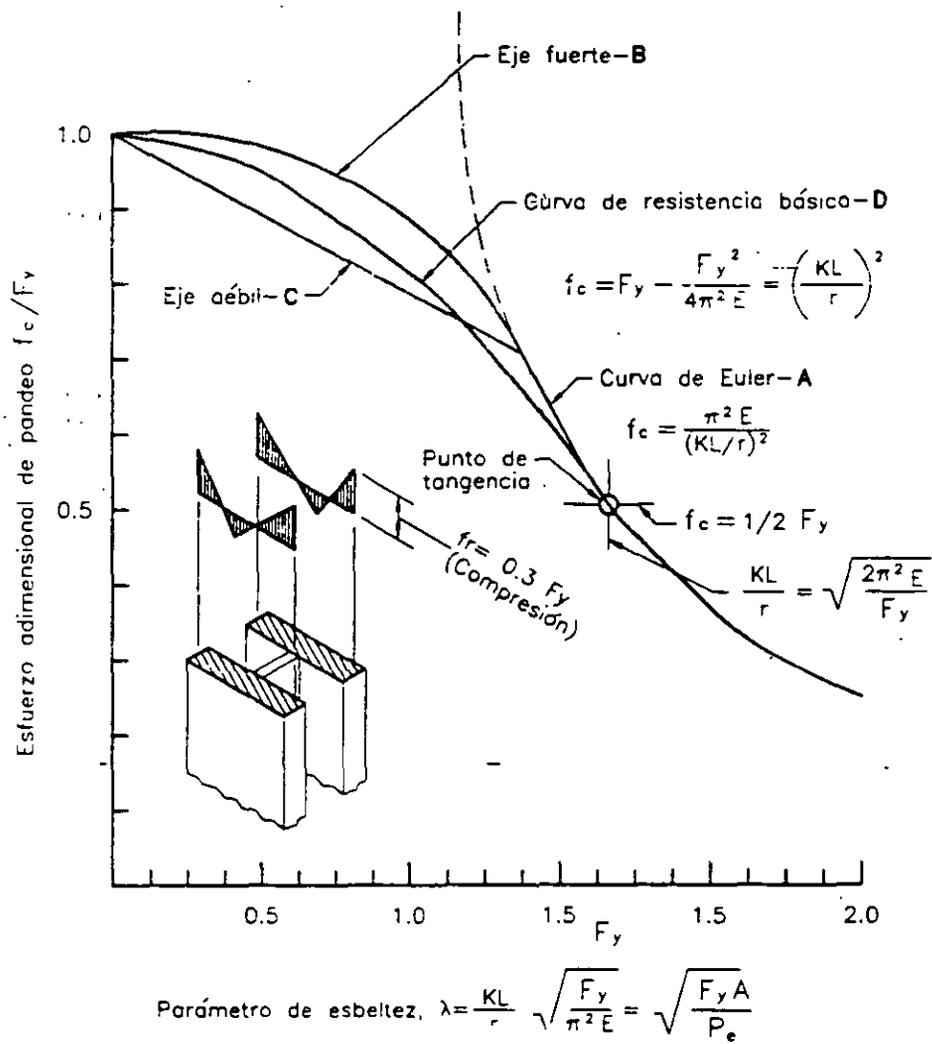
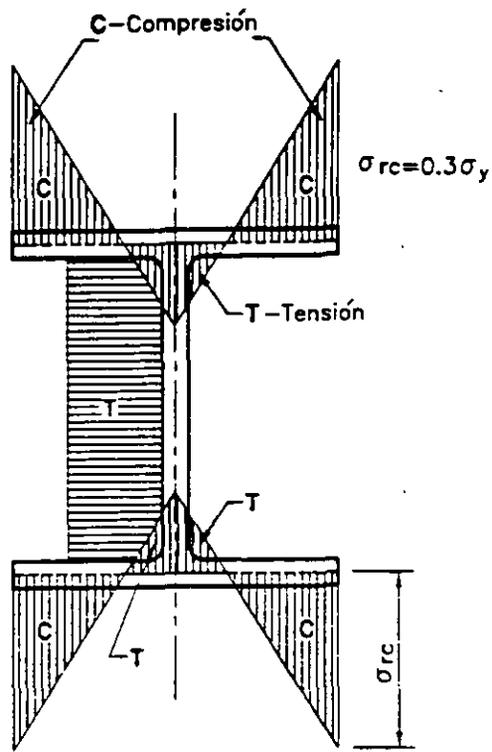
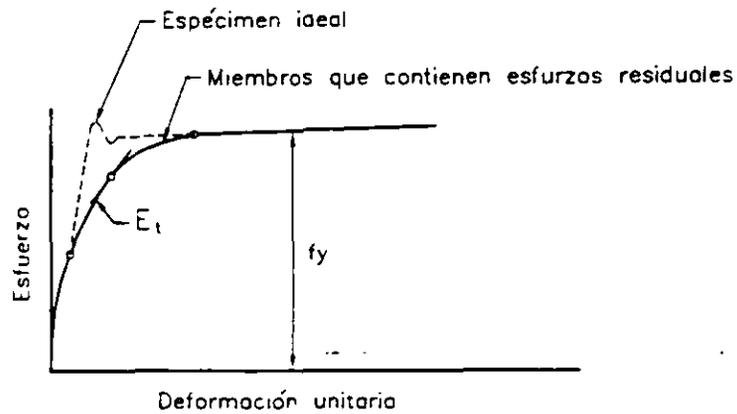


FIG. 11 EFECTO DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES EN LA RESISTENCIA DE COLUMNAS DE SECCION DE ALAS ANCHAS.



(a)



(b)

FIG. 12 ESFUERZOS RESIDUALES EN PERFILES LAMINADOS. (a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RESIDUALES SUPUESTA EN UN PERFIL LAMINADO. (b) INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES EN EL DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA.

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)			
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0			
Valor de diseño recomendado para-K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0			
Representación esquemática de las condiciones de apoyo	 	Rotación impedida	Rotación libre	Rotación impedida	Rotación libre	Traslación impedida	Traslación impedida	Traslación libre	Traslación libre

FIG. 13 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS.

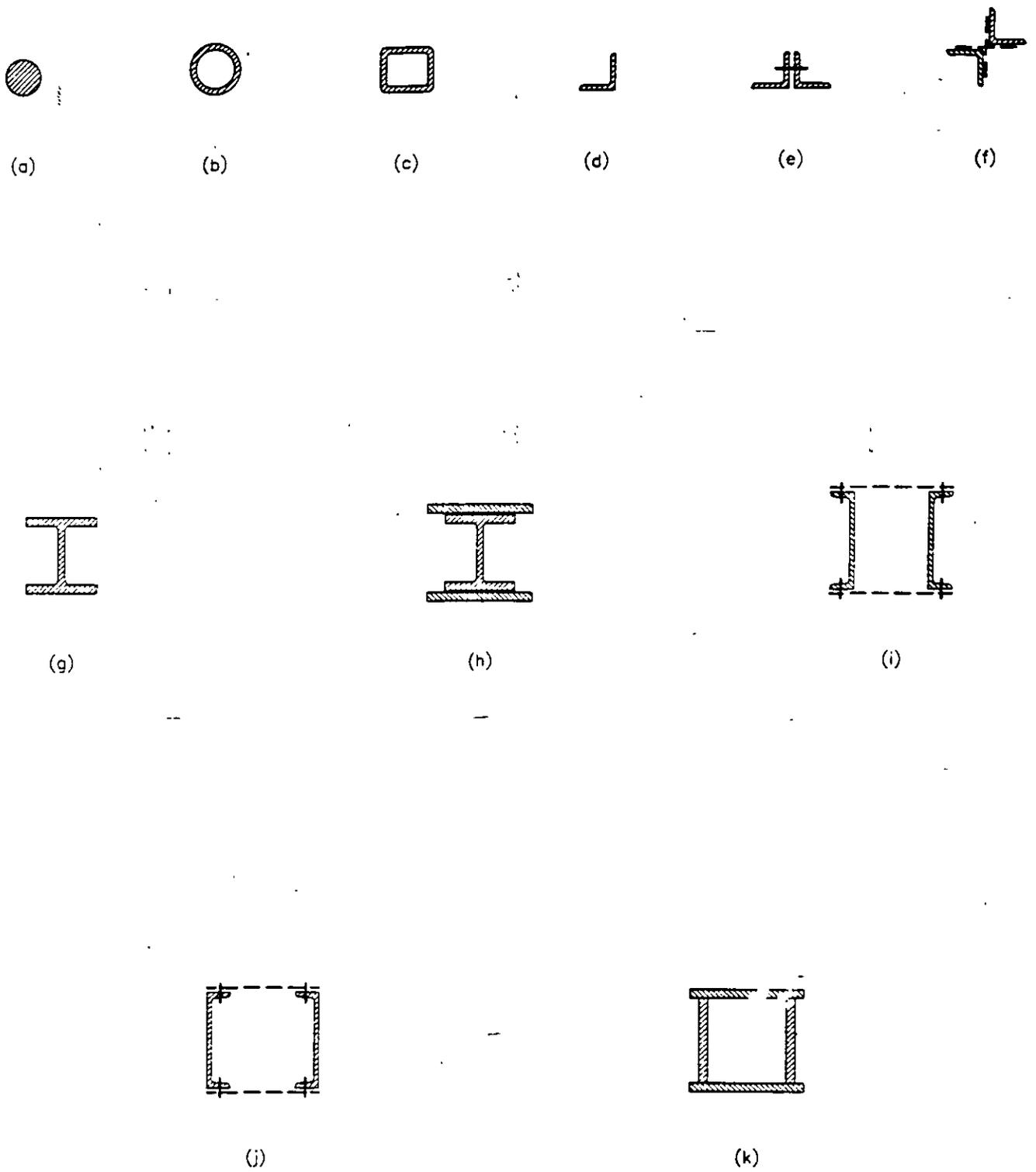
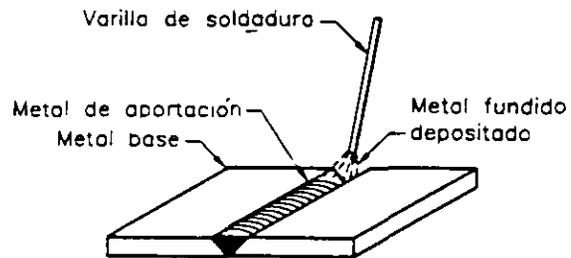
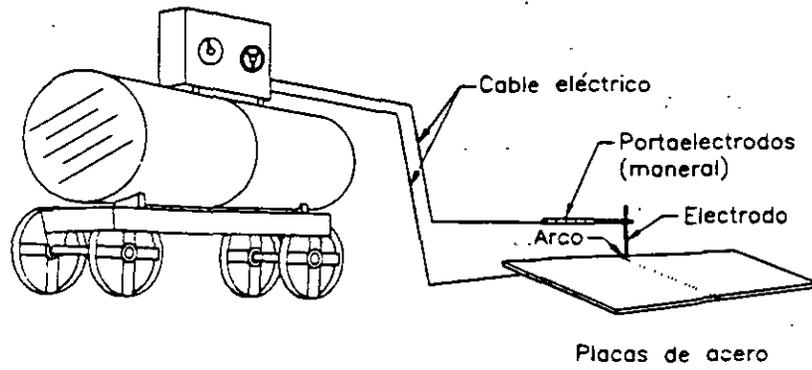
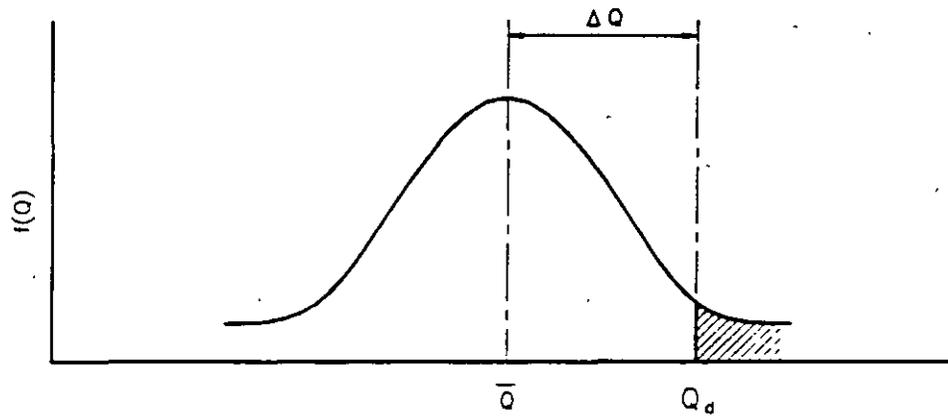


FIG. 14 PERFILES TÍPICOS PARA MIEMBROS A COMPRESION.

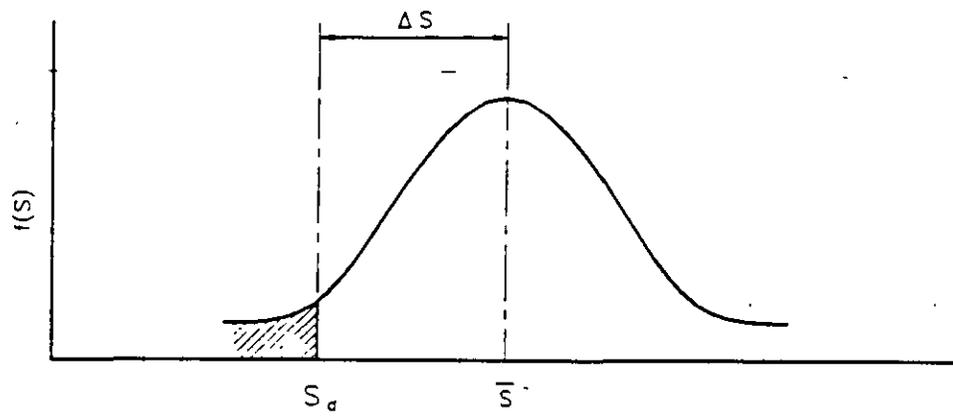


Soldadura de fusión

FIG 16 PROCESO DE SOLDADURA



(A).- Acciones interiores



(b).- Resistencias

FIG. 22 CURVAS DE DISTRIBUCION DE ACCIONES Y DE RESISTENCIAS.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none">1. Relación Resistencia / Peso Alta.2. Ductilidad natural.3. Rapidez de construcción4. Facilidad de construcción en cualquier lugar5. Facilidad de ampliación6. Usos ilimitados	<ol style="list-style-type: none">1. Sensibilidad al fuego2. Sensibilidad a la corrosión3. Necesidad de mantenimiento4. Mano de obra especializada5. Necesidad de supervisión6. Economía

Tabla 1. Ventajas y desventajas del acero



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

**EXPOSITOR: ING. JOSE LUIS SÁNCHEZ MARTINEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

JOSE LUIS SANCHEZ MARTINEZ *

RESUMEN

En este escrito se dan las condiciones básicas que debe cumplir una estructura de acero para tener un buen comportamiento en zonas sísmicas. Se hace énfasis en la importancia de la disipación de energía de los sistemas estructurales, por amortiguamiento interno, por comportamiento inelástico y por amortiguamiento externo. Se muestra el comportamiento característico de los sistemas contraventeados y se hacen ver sus ventajas como elementos estructurales que proporcionan simultáneamente rigidez y ductilidad.

Las fuerzas que un movimiento sísmico genera sobre una estructura son función de la energía cinética que el movimiento del terreno le impone y de su capacidad para disiparla.

La magnitud de la energía que el movimiento impone depende de varios factores, cuya importancia relativa podría establecerse como sigue:

Supongamos que el efecto sísmico sobre una estructura es proporcional a la energía que el movimiento le transmite y que una medida de ella es la que ocurre en un oscilador de un grado de libertad. El valor de esta energía podría obtenerse de un espectro de amplitud de Fourier pero, con el fin de hacer evidentes los parámetros que interviene en el problema, se sobresimplificará este suponiendo que la acción equivalente a la sollicitación sísmica es armónica, y que, además, la energía que impone el movimiento sísmico es la misma si el sistema trabaja elásticamente y la disipa solo por amortiguamiento interno o si trabaja inelásticamente y la disipa también por deformación inelástica en sucesivos ciclos de histéresis. Teniendo en cuenta lo anterior puede escribirse que la acción equivalente a la

sollicitación sísmica $p_o = M \ddot{y}_s(t)$ es:

$$p_o = M \ddot{y}_s \text{ sen } \omega t$$

en que M es la masa del oscilador, \ddot{y}_s es la aceleración máxima del terreno y ω su frecuencia angular.

En ese caso la amplitud del movimiento puede expresarse como (4):

$$A = M \frac{\ddot{y}_s}{K} \left[\frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2 \xi \beta)^2}} \right]$$

en que $\beta = \frac{\omega}{\omega_n} = \frac{T}{T_s}$ y ξ es el porcentaje del amortiguamiento crítico que tiene la estructura.

K es la rigidez, T es el periodo natural de vibración de la estructura y T_s el del suelo.

y la energía total que la estructura debería absorber de comportarse elásticamente, esta dada por:

$$U = \frac{1}{2} M \omega^2 A^2 = \frac{1}{2} K A^2$$

Entonces:

$$U = \frac{K}{2} \frac{M^2 \ddot{\gamma}_s^2}{K^2} \left(\frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2}} \right)^2$$

$$U = \frac{M^2 \ddot{\gamma}_s^2}{2K} \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

La rigidez de la estructura puede relacionarse con el periodo natural de vibración si se considera aplicable la expresión para una estructura elástica de un grado de libertad.

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{\frac{K}{M}}}; T^2 = \frac{4\pi^2 M}{K}; K = \frac{4\pi^2 W}{g T^2}$$

W es el peso de la construcción y g la aceleración de la gravedad.

Entonces:

$$U = \frac{M \ddot{\gamma}_s^2 T^2}{8\pi^2} \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

Es claro que para una misma estructura este valor depende del lugar en que se encuentra ubicada; caracterizado por la aceleración del suelo, $\ddot{\gamma}_s$ que ahí pueda esperarse, y por el periodo de vibración característico del lugar que se refleja en el valor de β .

A está en cm, T en seg, $\ddot{\gamma}_s$ en cm/seg², K en t/cm, M en $\frac{t \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$ y U en T-cm

Para la ciudad de México, tomando la información del sistema de 1985 como base, y considerando que la aceleración en el terreno, medida en la zona III centro, fuera de aproximadamente 150 gals., podría escribirse:

Zona de lomas (I)	$\ddot{\gamma}_s = 0.04g; T_s < 1.0$
Zona de transición (II)	$\ddot{\gamma}_s = 0.08g; 1.0 \leq T_s \leq 1.5$
Zona del lago centro (III)	$\ddot{\gamma}_s = 0.16g; 1.5 < T_s \leq 2.5$
Zona del lago virgen (III)	$\ddot{\gamma}_s = 0.08g; T_s > 2.5$

Por lo tanto:
en zona de lomas

$$U = \frac{T^2 W}{8\pi^2 g} 0.0016g^2 \left(\frac{1}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} \right)$$

$$U = 0.02 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en zona de transición y lago virgen

$$U = 0.08 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

en la zona del lago centro

$$U = 0.32 \frac{T^2}{(1-\beta^2)^2 + (2\xi\beta)^2} W$$

Estas expresiones pueden tabularse en función de T , β y ξ y obtener parámetros que indican la importancia de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura.

La tabla 1 es un ejemplo, en el que puede observarse la gran diferencia del efecto sísmico que es de esperarse entre estructuras localizadas en las zonas I y II y las que se localizan en la zona III del D.F.

La parte sombreada de la tabla corresponde a combinaciones de T y T_s que pondrían a una estructura en condiciones críticas.

Los valores indicados en la tabla 1 multiplicados por el peso del edificio darían una idea de la energía que les impone el sismo y que debe disiparse.

Resulta claro que una forma importante para reducir la energía que se trasmite a la estructura es evitar la cercanía de su periodo de vibración con el del movimiento esperado del terreno. La información relativa a los periodos de vibrar del suelo es todavía escasa, es por ello importante incrementarla mediante una zonificación detallada de las zonas urbanas en áreas sísmicas. Esta actividad debería ser una prioridad importante; reflejar sus resultados en los Reglamentos de Construcción.

La capacidad para disipar de inmediato la mayor cantidad posible de la energía que el movimiento del terreno trasmite es también importante. Puede disiparse por amortiguamiento interno, por deformaciones inelásticas o con disipadores de energía o amortiguadores colocados con ese fin. Estos últimos, siendo seguramente la mejor opción, aún no se utilizan comúnmente y su desarrollo está en proceso.

El amortiguamiento interno en las estructuras esqueléticas del acero, que constituyen los sistemas constructivos más frecuentes cuando se utiliza este material, es muy pequeño, el valor de 5% que suele considerarse en los espectros de diseño a menudo está lejos de ser conservador. La disipación de energía por comportamiento inelástico resulta entonces fundamental.

El acero utilizado en estructuras es un material dúctil, puede aceptar deformaciones importantes sin fallar, tiene pues capacidad para permitir las deformaciones inelásticas que puedan requerirse. No todos los aceros cumplen con los requisitos de ductilidad que se requieren en zonas sísmicas; específicamente se exige un comportamiento como el que se muestra en la fig. 1 en que se representa esquemáticamente la gráfica esfuerzo-deformación obtenida de una prueba de tensión.

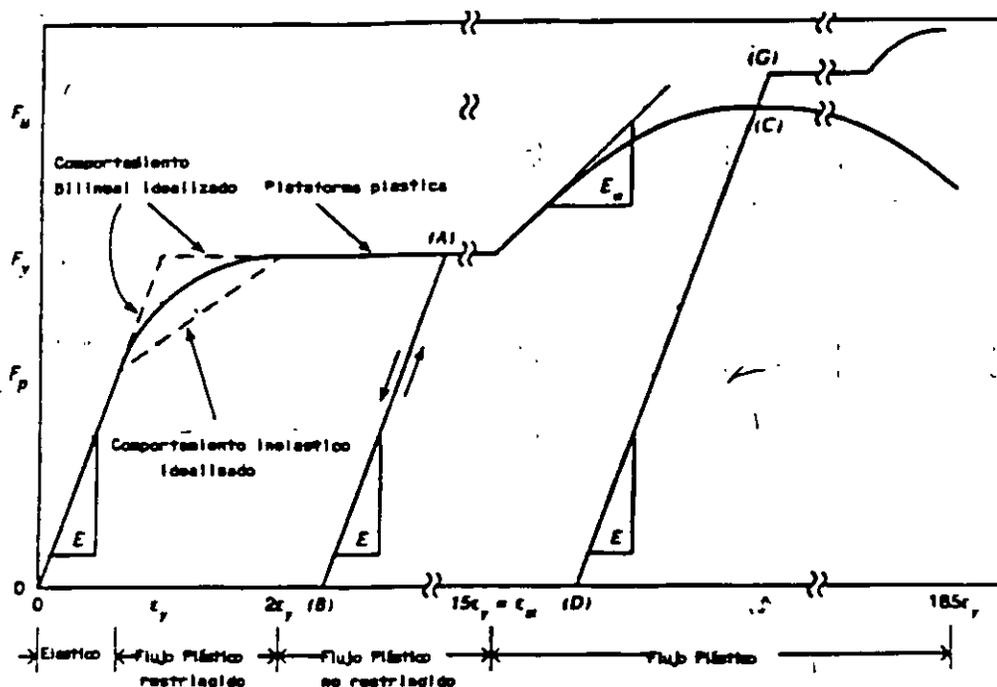


Figura 1 (Ref. 5)

La gráfica debe presentar una zona amplia de deformaciones crecientes bajo esfuerzo constante, con alargamiento a la ruptura no menor del 20% en probetas de 2" y una zona de endurecimiento por deformación tal que la relación entre la resistencia a la ruptura en tensión y el esfuerzo de fluencia este comprendido entre 1.2 y 1.8.

El AISC excluye aquellos aceros que tengan un esfuerzo de fluencia mayor de 3515 Kg/cm², menos que pueda demostrarse que su comportamiento inelástico es aceptable.

El hecho de que el material sea dúctil no implica que la estructura fabricada con él sea también dúctil, por el contrario, para lograrlo deben tomarse una serie de cuidados especiales, a veces no fáciles de conseguir, que son los que hacen que una estructura de acero pueda considerarse adecuada para funcionar en zonas sísmicas.

Estos cuidados se reflejan en las normas para diseño, algunas de las cuales mencionaremos a continuación.

Se trata, en general, de lograr estructuras que sean capaces de entrar localmente en el rango de comportamiento inelástico del material un número sustancial de veces durante el movimiento del edificio, sin fallar.

$$\zeta = 0.25$$

Ts	0.4	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
T									
0.2	0.00127	0.00426	0.00341	0.01312	0.01294	0.01286	0.00320	0.00320	0.00319
0.4	0.01272	0.04392	0.01706	0.05777	0.05461	0.05322	0.01312	0.01301	0.01294
0.5	0.00703	0.07949	0.03180	0.09719	0.08886	0.08532	0.02087	0.02060	0.02043
1.0	0.00068	0.00795	0.31795	0.75747	0.50872	0.42644	0.09719	0.09202	0.08886
1.5	0.00026	0.00270	0.08416	2.86157	2.15459	1.43193	0.28616	0.25108	0.23116
2.0	0.00014	0.00139	0.03180	1.21196	5.08723	4.39160	0.75747	0.59409	0.50872
2.5	0.00009	0.00085	0.01706	0.51549	2.81063	7.94880	1.86085	1.35202	1.05929
3.0	0.00006	0.00058	0.01080	0.28616	1.34662	5.16902	2.86157	2.81583	2.15459
3.5	0.00004	0.00042	0.00751	0.18447	0.77595	2.75922	2.06877	2.89491	1.95281
4.0	0.00003	0.00032	0.00555	0.13003	0.50872	1.65514	1.21196	3.02637	3.08733

C	0.04	0.08	0.08	0.16	0.16	0.16	0.08	0.08	0.08
---	------	------	------	------	------	------	------	------	------

Las deformaciones inelásticas se presentan en zonas puntuales de la estructura. Se pretende que se formen ahí las llamadas articulaciones plásticas, cuya rotación más allá de la que corresponde al rango de comportamiento elástico del material disipa energía. Cada articulación plástica sería un disipador y, dada la limitada cantidad de energía que cada una de ellas es capaz de desarrollar, suele requerirse un buen número para disipar la energía necesaria, número que, sin embargo, está limitado por la formación del mecanismo que conduce al colapso de la construcción.

La falla más común que impediría que se adquirieran las deformaciones requeridas es, en estructuras de acero, su pandeo local o general, y las recomendaciones relativas a las condiciones que debe cumplir la estructura van dirigidas, sobre todo, a evitar que este fenómeno se presente.

Para lograr los giros necesarios las zonas de articulaciones plásticas deben atiesarse de modo de impedir que ocurra el pandeo de las piezas antes de que ellos se produzcan.

Si se coloca un contraventeo lateral adecuado en los perfiles que forman la estructura y se conservan las relaciones ancho/grueso de patines y almas por debajo de ciertos límites, se logra que tanto el pandeo lateral como el local se retarden lo suficiente para obtener un comportamiento satisfactorio.

En vigas, la presencia del pandeo depende de su esbeltez, dada por la relación l_b/r_y (longitud no arriostrada entre radio de giro mínimo), y de la variación del momento flexionante a lo largo del claro, la condición más desfavorable es con momento constante.

La longitud no soportada lateralmente $L_b = 1250\sqrt{F_y}$ permite capacidades de rotación en las articulaciones, suficientes para vigas de marcos dúctiles de sección transversal I ó H.

Si el pandeo lateral no es crítico, la resistencia de las piezas en flexión se agota cuando se pandea localmente alguno de sus elementos planos. Ello depende de las relaciones ancho/grueso de las placas que forman las vigas de la estructura, si son demasiado esbeltas el pandeo local puede impedir que se alcancen los momentos M_p o M_y (M_p es el momento plástico resistente nominal de un miembro en flexión, con la sección transversal completamente plastificada, y M_y el que corresponde a la iniciación del flujo plástico, en los puntos de la sección más alejados del eje de flexión).

En las normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal se indican los tipos de secciones que se reconocen atendiendo a sus relaciones ancho/espesor y se indican los estados límites de resistencia correspondientes.

Secciones tipo 1. Capaces de desarrollar el momento plástico en vigas y el momento plástico reducido por compresión en barras flexocomprimidas, con capacidad de rotación suficiente para poder ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente en zonas sísmicas. Reciben el nombre de "secciones para diseño plástico"

Secciones tipo 2. El estado límite de resistencia es el mismo que el de las tipo 1, pero sin requisitos de capacidad de rotación requeridos para zonas sísmicas. Se conocen también como "secciones compactas".

Secciones tipo 3. Capaces de desarrollar el momento correspondiente al inicio del flujo plástico en vigas, o ese momento reducido por compresión, en barras flexocomprimidas. Se conocen también como "secciones no compactas".

VALORES MAXIMOS ADMISIBLES DE LAS RELACIONES ANCHO/GRUESO (Ref. 1)

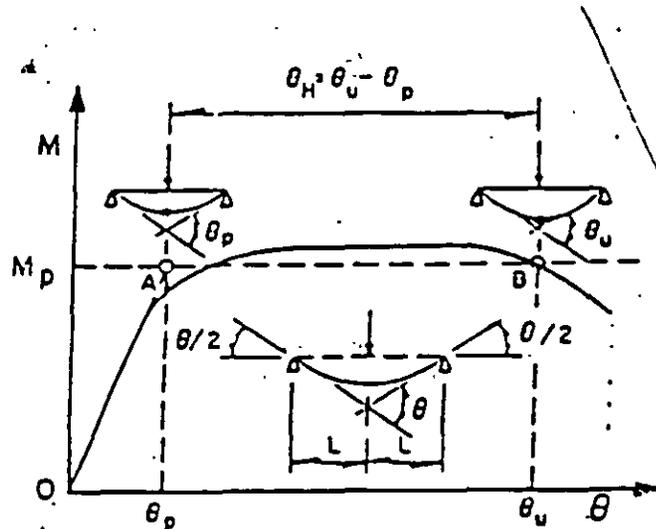
DESCRIPCION DEL ELEMENTO	CLASIFICACION DE LAS SECCIONES		
	TIPO 1 (DISEÑO PLASTICO)	TIPO 2 (COMPACTAS)	TIPO 3 (NO COMPACTAS)
ALAS DE ANGULO SENCILLOS Y DE ANGULOS DOBLES CON SEPARADORES, EN COMPRESION; ELEMENTOS COMPRIMIDOS SOPORTADOS A LO LARGO DE UNO SOLO DE LOS BORDES LONGITUDINALES.	—————	—————	$640 \cdot \sqrt{F_y}$
ATIESADORES DE TRABES ARMADAS, SOPORTADOS A LO LARGO DE UN SOLO BORDE LONGITUDINAL.	—————	—————	$800 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES T	—————	$540 / \sqrt{F_y}$	$1100 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, DE SECCION	$460 / \sqrt{F_y}$	$540 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCIONES I, H O T, Y DE CANALES, EN COMPRESION PURA; PLACAS QUE SOBRESALEN DE MIEMBROS COMPRIMIDOS (1)	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$	$830 / \sqrt{F_y}$
PATINES DE SECCION EN CAJON, LAMINADAS O SOLDADAS, EN FLEXION; CUBREPLACAS ENTRE LINEAS DE REMACHES, TORNILLOS O SOLDADURAS, ATIESADORES SOPORTADOS A LO LARGO DE LOS BORDES PARALELOS A LA FUERZA.	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$	$1600 / \sqrt{F_y}$
ALMAS DE SECCIONES I O H Y PLACAS DE SECCIONES EN CAJON, EN COMPRESION PURA (1)	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$	$2100 / \sqrt{F_y}$
ALMAS EN FLEXION	$3500 / \sqrt{F_y}$	$5300 / \sqrt{F_y}$	$8000 / \sqrt{F_y}$
ALMAS FLEXOCOMPRESIVAS	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.28, (2)$ $\frac{3500}{\sqrt{F_y}} (1 - 1.4 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y \leq 0.28,$ $\frac{2100}{\sqrt{F_y}}$	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.15,$ $\frac{5300}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y > 0.15,$ $\frac{3339}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.371 P_u / P_y)$	$\text{Si } P_u / P_y \leq 0.15,$ $\frac{8000}{\sqrt{F_y}} (1 - 2.7 P_u / P_y)$ $\text{Si } P_u / P_y > 0.15,$ $\frac{5228}{\sqrt{F_y}} (1 - 0.598 P_u / P_y)$
SECCIONES CIRCULARES HUECAS EN COMPRESION AXIAL (3)	$132000 / F_y$	$184000 / F_y$	$235000 / F_y$

- (1) En miembros sometidos a compresión axial no existe la distinción basada en capacidad de rotación por lo que los límites de almas y patines de perfiles comprimidos axialmente son los mismos para las secciones tipo 1 a 3.
- (2) P_u es la fuerza axial de diseño.
- (3) Ver 2.3.5

En la figura 2 se representa una gráfica momento-rotación de una viga I y se define la capacidad de rotación de la viga como:

$$R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$$

θ_u Es la rotación correspondiente al punto en que la rama descendente de la curva de la fig. 2 cruza la recta horizontal, $M = M_p$, y θ_p es la rotación elástica representada por la abscisa del punto A.



Capacidad de rotación $R = \frac{\theta_u}{\theta_p} - 1$

Rotación plástica en la articulación $\theta_H = \theta_u - \theta_p$

Factor de ductilidad $Q = \theta_u / \theta_p$

$R = Q - 1, Q = R + 1$

Figura 2 (Ref. 1)

En las regiones en las que se formarán, eventualmente, las articulaciones plásticas asociadas con el mecanismo de colapso de muchas estructuras construidas en zonas de alta sismicidad, se requieren capacidades de rotación altas. Se ha sugerido que para que una estructura desarrolle una ductilidad de conjunto de 3 a 5, los factores de ductilidad de entrepiso pueden estar comprendidos entre 3 y 10, y los de los miembros individuales estarán, probablemente, en el intervalo de 5 a 15, o aún más. En estos casos es prudente dimensionar los miembros estructurales de manera que, al menos en las zonas de formación de articulaciones plásticas, tengan capacidades de rotación de alrededor de 10.

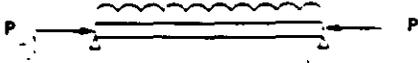
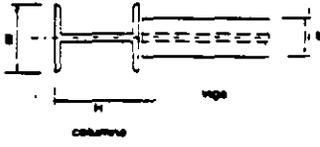
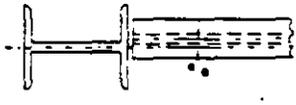
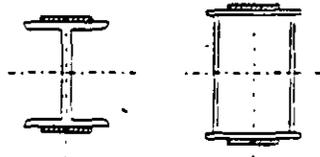
Utilizando resultados experimentales se encuentra que para que R sea igual a 10 se requiere que el patín comprimido de las secciones I y H satisfagan la condición:

$$\frac{b}{2t} \leq \frac{437}{\sqrt{F_y}}$$

b es el ancho de los patines y t su espesor,

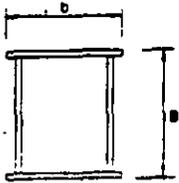
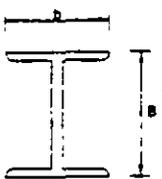
Este es el valor especificado en las recomendaciones del AISC para diseño sísmico de edificios con estructura de acero.

Adicionalmente las vigas que componen una estructura dúctil deben cumplir con ciertas condiciones obtenidas del estudio de su comportamiento, tanto experimental como en condiciones reales ante acciones dinámicas. Estas condiciones se presentan a continuación.

TABLA 2		Vigas en "marcos dúctiles"	
a)	$P < \frac{F_y}{10}$		
b)	$\frac{L}{h} > 5$		
c)	$b < B$ $b < H$		
d)	$e < \frac{B}{10}$		e=excentricidad del eje de la trabe.
e)	Dos ejes de simetría		
f)	Soldadura continua entre patines y alma.- La requerida por esfuerzos excepto en la zona de articulaciones plásticas en que debe resistir una fuerza igual a la capacidad del alma.		
g)	Evitar agujeros en articulaciones plásticas, o en todo caso cuidar mucho su ejecución.		
h)	No se permiten agujeros en la zona de articulaciones plásticas si $f_u < 1.5f_y$.		
i)	No se permiten empalmes en trabe, en la zona de articulaciones plásticas.		
j)	Se diseñan para que resistan la fuerza cortante máxima (articulaciones plásticas en sus extremos, o en un extremo y en el centro). Los M_p se calculan para $1.25 F_y$ como una opción usan cortantes de diseño con $F_r = 0.7$.		
k)	Longitudes de soporte lateral no más lejos de $L_p = 1250r_y / \sqrt{F_y}$		
l)	Atiesar patines inferiores.		

En columnas la resistencia y la ductilidad crecen cuando la relación de esbeltez l/r decrece y decrecen cuando crecen las relaciones ancho espesor. Las condiciones que establecen las normas para columnas en estructuras dúctiles se indican en la tabla 3

TABLA 3
Requisitos para columnas en marcos dúctiles.

1.-		$\frac{B}{b} < 2$ $b > 0.2 \text{ m}$
		$b > B$ $\frac{B}{b} < 1.5$ $b > 0.2 \text{ m}$

2- $\frac{L}{r} < 60$

3. Para reducir las posibilidad de que se formen articulaciones plásticas en las columnas debe cumplirse en todas las juntas de marcos rígidos que la resistencia a la flexión de las columnas satisfaga la siguiente expresión.

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}$$

En que $\sum Z_c$ y $\sum Z_v$ son las sumas de los módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren a la junta y $f_a \geq 0$ es el esfuerzo axial de diseño en las columnas.

Como una opción se permite el dimensionamiento de las columnas reduciendo el factor de resistencia de 0.9 a 0.7.

4. Para evitar una falla por cortante se calcula esté considerado la longitud de la columna igual a su altura libre y suponiendo que obran en sus extremos momentos del mismo sentido y de magnitud igual al momento máximo resistente que vale $Z_c (F_{yc} - f_a)$.

También en este caso se permite como una opción utilizar la fuerza cortante obtenida del análisis pero con un factor de resistencia de 0.7

5. Cuando $P_u / F_R P_n > 0.5$, en que P_u es la fuerza axial de diseño, F_R el factor de resistencia, y P_n la resistencia de la columna, se recomienda que además de las revisiones usuales se satisfagan las siguientes:

En compresión axial.

$$1.2 C_m + 0.5 C_V + 0.4 Q C_S \leq F_R P_n$$

en que C_m C_V y C_S son las cargas debidas a carga muerta, carga viva y sismo y Q es el factor de comportamiento sísmico; se considera $0.4 Q \geq 1$. En zonas en que la carga viva puede ser importante (garages, lugares de reunión, etc, en vez de $0.5 C_V$ se tomará C_V)

En tensión axial

$$0.9 C_m - 0.4 Q \leq F_R P_n$$

$$0.4 Q \geq 1$$

Se pretende con esta revisión evitar que las fuerzas axiales se subestimen el reducir los efectos sísmicos para tener en cuenta el comportamiento inelástico de la estructura. Así como para tener en cuenta las aceleraciones verticales no consideradas normalmente en el diseño.

CONEXIONES

Los requisitos que deben satisfacerse en el diseño de la uniones tienen por objeto asegurar que las deformaciones plásticas que pueden presentarse en ellas durante la respuesta a sismos severos no tendrán lugar en los elementos de conexión, sino en alguna de las dos zonas adyacentes, la viga o la junta. El diseño no se hace para las fuerzas obtenidas en el análisis, sino para las resistencias nominales de los miembros que se emplean realmente en la estructura, evitando así que las uniones fallen antes de que se presenten las deformaciones inelásticas necesarias.

Una unión viga-columna se considera adecuada para desarrollar la resistencia de la viga si satisface alguna de las condiciones siguientes:

- a) Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna o a una placa vertical soldada a ella, con soldaduras capaces de desarrollar toda su resistencia, o de resistir, como mínimo, el 50 por ciento de la parte del momento plástico de la viga que corresponde al alma más la fuerza cortante que hay en ella, la que se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- b) El módulo de sección plástico de los patines es mayor que el 70 por ciento del módulo de sección plástico de la viga completa (es decir, $b_p t_p (d - t_p) F_w \geq 0.7 M_p$). Los patines de la viga se sueldan a tope, con penetración completa, a los de la columna, y el alma de la viga se conecta a la columna, directamente o a través de una placa, por medio de soldaduras o tornillos de alta resistencia que transmiten la fuerza cortante que haya en ella.
- c) $b_p t_p (d - t_p) F_w \geq 0.7 M_p$. Los patines de la viga se sueldan a tope y el alma se suelda a la columna directamente o por medio de una placa, con una soldadura que tenga una resistencia de diseño no menor que el 20 por ciento de la resistencia nominal a la flexión del alma. La fuerza cortante en la viga se transmite con soldadura adicional o con pernos de alta resistencia que trabajen por fricción.
- d) La conexión, hecha con soldadura o con tornillos de alta resistencia, tiene características diferentes de las indicadas en a, b o c, pero se ha demostrado, por medios analíticos o experimentales, que posee la resistencia requerida. Cuando la demostración se haga analíticamente, la resistencia de diseño de la conexión será 25 por ciento mayor que la del elemento conectado, y no se supondrá que las soldaduras y los tornillos contribuyen a transmitir la misma fuerza.

Las condiciones señaladas en a, b y c, que han de cumplirse para que una conexión entre viga y columna desarrolle la resistencia de la primera, están basadas en resultados de laboratorio, obtenidos mediante ensayos estáticos y dinámicos. Cuando la resistencia en flexión de los patines es un porcentaje elevado de la resistencia de la sección completa, los primeros pueden transmitir el momento plástico por sí solos, gracias al endurecimiento por deformación, por lo que la conexión del alma puede diseñarse sólo para fuerza cortante. En cambio, en secciones en las que el alma contribuye significativamente a la resistencia a la flexión debe conectarse para que se transmita, a través de ella, la fuerza cortante completa y el porcentaje del momento plástico que le corresponde, con lo que se evita un endurecimiento por deformación excesivo de los patines.

Desde fines de los años 50 se cuenta con métodos, para diseñar ese tipo de conexiones sometidas a cargas estáticas, y unos diez años después para el diseño de conexiones viga-columna bajo sollicitaciones sísmicas intensas. Sin embargo, el temblor de Northridge produjo

fallas de tipo frágil en varios miles de conexiones, diseñadas y construidas de acuerdo con las normas en vigor.

En la figura 3 se muestran las conexiones trabe columna recomendadas para zonas sísmicas.

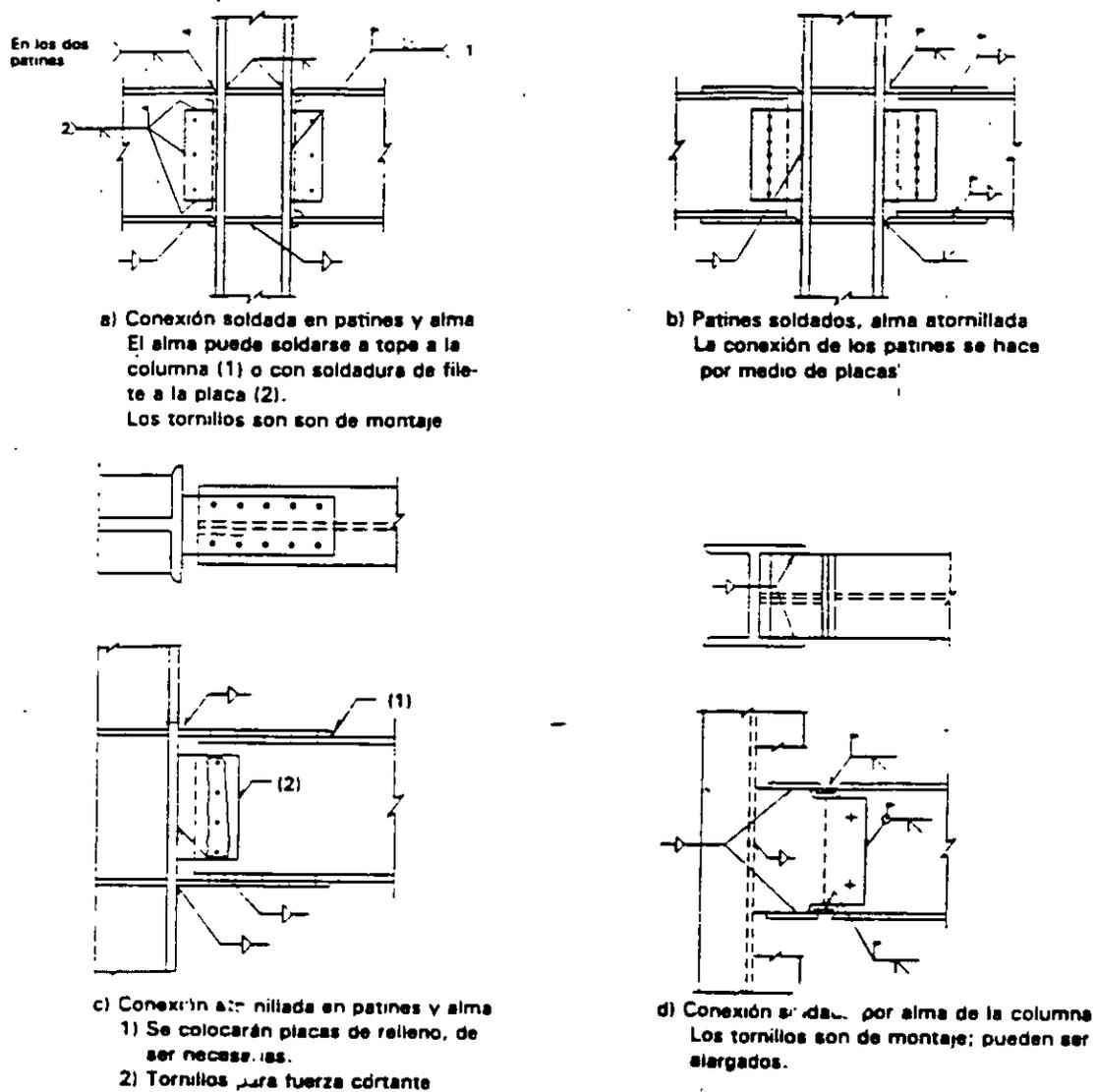


Figura 3 (Ref. 1)

En la figura 4 se muestran las fallas observadas en Northridge.

DISEÑO DE UN CONTRAVIENTO EXCÉNTRICO CON UN ESLABÓN QUE FLUYE POR CORTANTE.

En este caso la longitud del eslabón debe ser pequeña

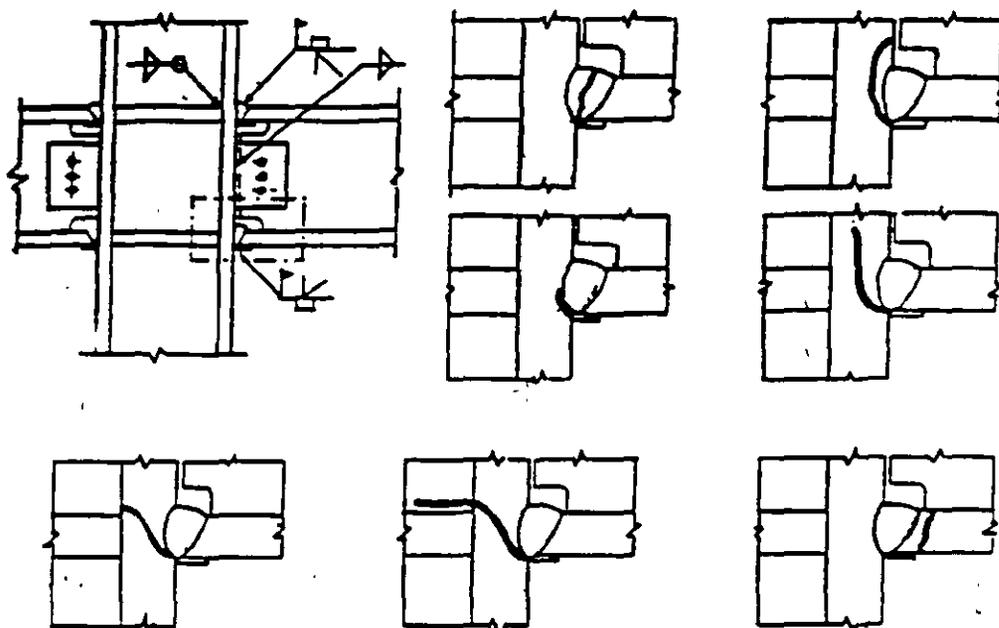


Figura 4 (Ref. 1)

Los problemas que se han mencionado con mayor frecuencia para explicar las fallas ocurridas en North ridge han sido:

1. Ejecución incorrecta de las soldaduras.
2. Grietas preexistentes en las soldaduras o en el metal base adyacente.
3. Esfuerzos residuales en las juntas, generados durante la construcción de la estructura, incluyendo la ejecución de las soldaduras.
4. Falla del patín de la columna, ocasionada por tensiones en la dirección del grueso.
5. Incremento de los esfuerzos de tensión en el patín inferior, debidos a la presencia de la losa en el patín superior, que levanta la posición del eje neutro.
6. Presencia de estados triaxiales de esfuerzos que propician un comportamiento frágil.
7. Concentración en pocos lugares de las uniones rígidas para soportar acciones sísmicas.

La solución, si se desea seguir utilizando conexiones soldadas, parece estar en reforzarlas para que su resistencia aumente, de manera importante, por encima de la de las vigas, de tal forma que las articulaciones plásticas se formen en éstas, sin exigir deformaciones significativas en las conexiones.

CONTRAVIENTOS

Los contravientos son elementos estructurales muy efectivos para incrementar la resistencia lateral de una estructura y reducir su deformación.

Al deformarse un contraviento disipa energía en la medida que adquiere deformaciones inelásticas. Es posible utilizar contravientos cruzados que podrían trabajar solo a tensión, su comportamiento histerético puede observarse en la fig. 5.

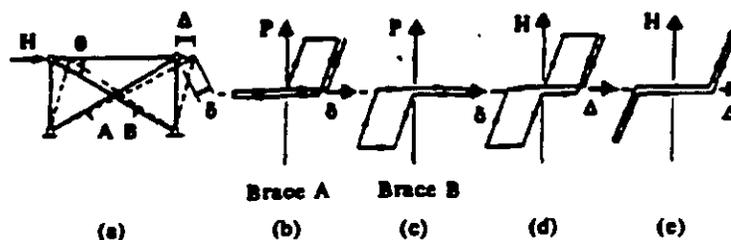


Figura 5 (Ref. 3)

Puede observarse que el contraviento disipa energía solo cuando la deformación excede la deformación máxima experimentada previamente, debe alargarse más cada ciclo. Si las deformaciones son menores que las correspondientes al esfuerzo de fluencia la disipación de energía es prácticamente nula. Este sistema se considera de baja disipación de energía.

Cuando los contravientos pueden trabajar también a compresión su comportamiento histerético mejora siempre que su esbeltez sea pequeña y no se presenten problemas de pandeo local, en las figuras se muestra el funcionamiento en curvas de histéresis que corresponden a este caso, (en la fig. 6 se presenta el comportamiento esquemático y en la fig. 7 se presenta el resultado de una prueba de laboratorio).

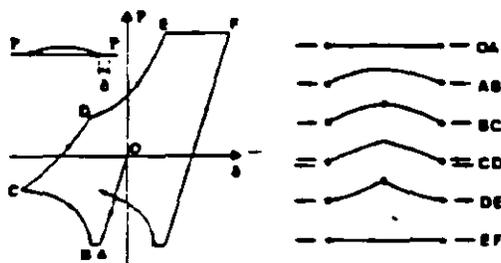


Figura 6 (Ref. 3)

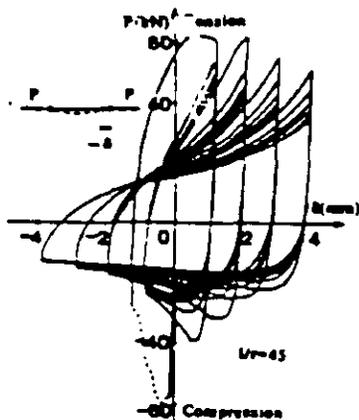


Figura 7 (Ref. 3)

La capacidad para disipar energía depende de la esbeltez de los elementos del contraventeo y se pierde rápidamente si la esbeltez crece.

Algunas recomendaciones para el diseño de miembros de contraventeo son las siguientes:

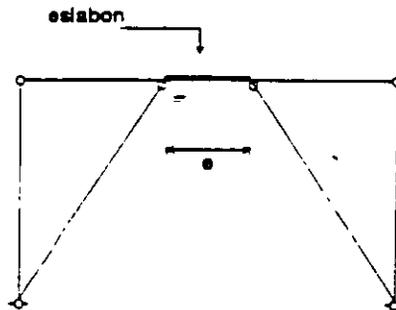
- 1- La relación de esbeltez no será mayor que 60. Con ello se busca contar con cierta capacidad para disipar energía posterior al pandeo.
2. La resistencia a compresión será $0.8 F_R P_n$, es decir el 80% de la que se acepta en columnas con carga estática.
3. Los perfiles utilizados deben tener relaciones ancho/grueso correspondientes a secciones tipo 1 ó 2.

CONTRAVIENTOS EXCÉNTRICOS

La ductilidad de marcos contraventeados es limitada, la disipación de energía relativamente pequeña y las fuerzas que han de resistir, por lo mismo, importantes. Con el fin de buscar un sistema que tenga la rigidez de sistemas contraventeados pero pueda, al mismo tiempo, disipar cantidades importantes de energía se han desarrollado los contravientos excéntricos.

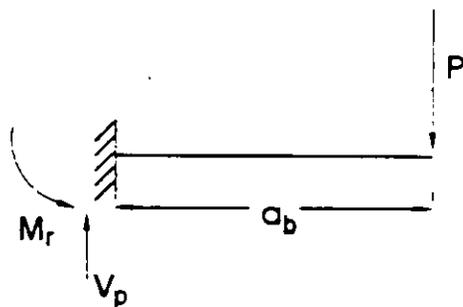
Los contravientos se separan de los nudos a los que en un caso convencional concurren, propiciando una zona en la que se presentan deformaciones inelásticas importantes si se impide su pandeo mediante un arriostramiento adecuado.

El comportamiento está definido por la características del eslabón



La deformación inelástica puede ser producida por fluencia debida a flexión, a cortante o a una combinación de las dos.

El límite entre un caso y otro puede definirse como sigue:



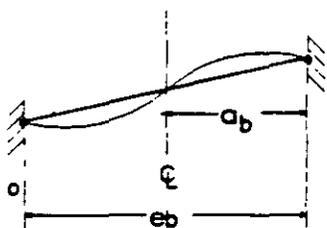
$$ab = \frac{M_p}{V_p}$$

$$M_p = Z_x F_y$$

$$V_p = 0.6 F_y d t w$$

M_p y V_p son el momento y el cortante que producirán la fluencia de la sección
 ab es la longitud para la que M_p y V_p ocurren simultáneamente

Puede suponerse que $Eb = 2ab \quad \therefore$



$$Eb = \frac{2M_p}{V_p}$$

Eb es la longitud balanceada del eslabón.

En realidad no existe un límite exacto entre el comportamiento a flexión y la cortante de modo que debe reconocerse la existencia de una región de transición; de pruebas realizadas puede deducirse que si $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ el comportamiento del eslabón puede considerarse como si la

fluencia se presentara por cortante puro; si $e \geq \frac{5M_p}{V_p}$ la fluencia ocurre por flexión pura, sin

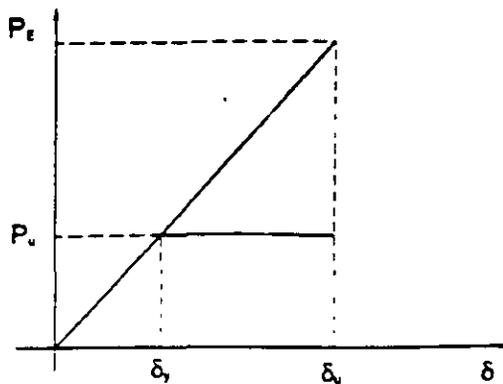
embargo esta hipótesis (fluencia por flexión pura) es aceptable desde que $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$

teniendo en cuenta una longitud adecuada L_p de la articulación plástica; se requiere $L_p = 0.5 d$ para $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ y de $L_p = d$ para $e = 5 \frac{M_p}{V_p}$, debiendo interpolarse para casos intermedios.

Cuando el mecanismo que domina es el de cortante puede suponerse que V_p es cortante en toda la longitud e del eslabón.

De acuerdo con las normas actualmente en vigor la deformación lateral máxima permitida para una estructura está dada por $\delta_{max} = 0.012 H$, siendo H la altura de la construcción.

Este desplazamiento es el inelástico, esto es, el calculado con las fuerzas de diseño multiplicadas por el factor de comportamiento, como sigue:



$$\delta_u = P_E / K$$

$$P_u = \frac{P_E}{Q}$$

$$\delta_u - \delta_y = \delta_p$$

Esta parte de la hipótesis que comúnmente se acepta de que la deformación inelástica y la elástica pueden considerarse iguales para fines prácticos. Evidentemente ello no coincide con la idea de igualar energías e implica la misma δ_u para cualquier Q' , pero se acepta como una aproximación válida y en ciertos casos más realista.

La máxima deformación lateral de un marco está relacionada con la máxima rotación de las articulaciones plásticas y de los eslabones y con la disipación de energía correspondiente. ...

Los contraventeo excéntricos se diseñan de modo que las deformaciones inelásticas ocurran en los eslabones, el resto de los elementos del sistema deben permanecer elásticos.

El AISC (2) en sus recomendaciones para edificios construidos en zonas sísmicas proporciona criterios para diseñar contravientos excéntricos, definiendo las características que deben cumplir las zonas en que se proporciona la excentricidad, "eslabones", para que en ellos pueda producirse la plastificación que permite el comportamiento inelástico del sistema.

Se especifica que el resto de la estructura debe permanecer elástico ante las fuerzas que provocarían la fluencia de los eslabones.

Se establecen las recomendaciones siguientes:

a) En los eslabones debe cumplirse que el esfuerzo cortante no exceda la resistencia de diseño. Esto es:

$$V_u \leq F_v / n$$

en que F_v / n es el menor de (F_v / V_p) ó $(2F_v \frac{M_p}{e})$

$$V_p = 0.6 F_y A_w \text{ (cortante que ocasiona la fluencia)}$$

$$F_v = 0.9$$

e = longitud del eslabón

M_p = momento plástico de la viga.

A_w = Área del alma

b) Si la fuerza axial en el eslabón es menor que 0.15 P_y , el efecto de dicha fuerza puede despreciarse.

c) Si la carga axial en la zona de liga excede $0.15 P_y$ se requiere que la resistencia a cortante de esa zona sea la menor de:

$$F_r V_{Pz} \quad \text{ó} \quad 2F_r M_{Pz} / e$$

donde

$$V_{Pz} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2}; \quad M_{Pz} = 1.18M_p \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right]$$

Además la longitud del eslabón no excederá de:

$$\left[\left[1.15 - 0.5 \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \right] 1.6 \frac{M_p}{V_p} \right]; \quad \text{para} \quad \rho \left(\frac{A_w}{A_g} \right) \geq 0.3$$

$$1.6 \frac{M_p}{V_p}; \quad \text{para} \quad \rho \left(\frac{A_w}{A_g} \right) < 0.3$$

en que: $\rho = \frac{P_u}{V_u}$; $A_w = \text{área del alma}$
 $A_g = \text{área total}$

d) El ángulo de rotación de las articulaciones se limita en función de la relación M_p/V_p de tal modo que si la longitud del eslabón $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$, (caso en que sus deformaciones son básicamente de cortante):

$$\Phi_{\max} = 0.09 \text{ radianes}$$

y si $e > 2.6 \frac{M_p}{V_p}$, (caso en que las deformaciones son básicamente por flexión):

$$\Phi_{\max} = 0.03 \text{ radianes}$$

Pudiéndose interpolar en casos intermedios.

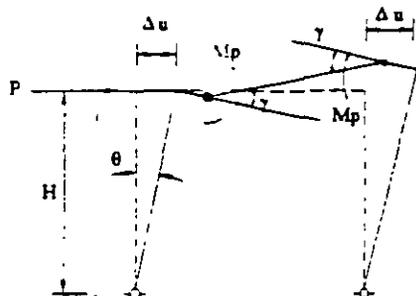
Los eslabones deben atiesarse adecuadamente para permitir un comportamiento dúctil y estable bajo cargas cíclicas.

Hay que cumplir también ciertos requisitos de modo que puedan transmitirse los momentos, cortantes y torsiones que se produzcan al deformarse el eslabón, se trata de que la fluencia se restrinja a los eslabones, por ello el diseño de los contravientos, columnas y vigas se hace para las fuerzas creadas cuando actúa el eslabón incrementadas para tener en cuenta la posibilidad de su sobrerresistencia, se sigue así el principio de diseño por capacidad que proporciona los elementos de una estructura para que esta se comporte de la forma prevista con deformaciones inelásticas precisamente en zonas debiles preparadas para ello.

La eficiencia de un sistema estructural en zonas sísmicas puede medirse en función de la energía que es capaz de liberar. Esta energía puede estimarse teniendo en cuenta que las normas limitan el desplazamiento relativo máximo entre niveles y haciendo coincidir este desplazamiento con la frecuencia del sistema.

Lo anterior se aplicará enseguida a algunos casos sencillos para comparar su capacidad de disipación de energía inelástica.

A) MARCO SIMPLE.



Considerando conservadoramente

$$\Delta u = \Delta p$$

$$\text{Si } \Delta u = 0.012H; \quad \Delta u = \text{desplazamiento máximo aceptado}$$

$$\Theta = \frac{\Delta u}{H} = 0.012 \text{ radianes}$$

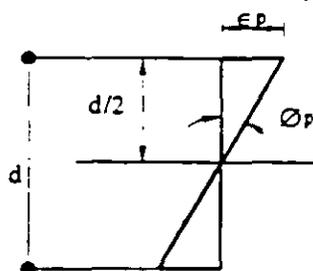
$$\gamma \cong \theta \quad \Delta p = \text{desplazamiento plástico}$$

La energía inelástica desarrollada por el sistema al adquirir la deformación máxima sería:

$$U_i = 2M_p \gamma = 0.024M_p; \quad M_p \text{ es el momento plástico del cabezal}$$

La rotación de la articulación plástica se recomienda limitarla a 0.03 radianes cuando las deformaciones son principalmente de flexión, como ocurre en este caso (AISC).

Esta limitación proviene de aceptar una deformación unitaria máxima de $15 \epsilon_y$ en las zonas más deformadas de la sección recta de la viga, y una longitud de la articulación plástica $L_p = d$ como sigue:



$$\phi_p = \frac{\epsilon_p}{d/2}$$

$$\gamma = \phi_p L_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y$$

$$\gamma = \frac{15 \epsilon_y L_p}{d/2}$$

d = peralte de la viga.

ϕ_p = rotación plástica por unidad de longitud.

ϵ_p = deformación plástica unitaria

L_p = longitud de la articulación plástica

Figura 9

si $L_p = d$

$$\gamma = 30 \epsilon_y = 30 \times 0.00124 = 0.0372 \text{ radianes} \cong 0.03$$

Esta condición se cumple en el caso anterior dado que: $0.012 < 0.03$

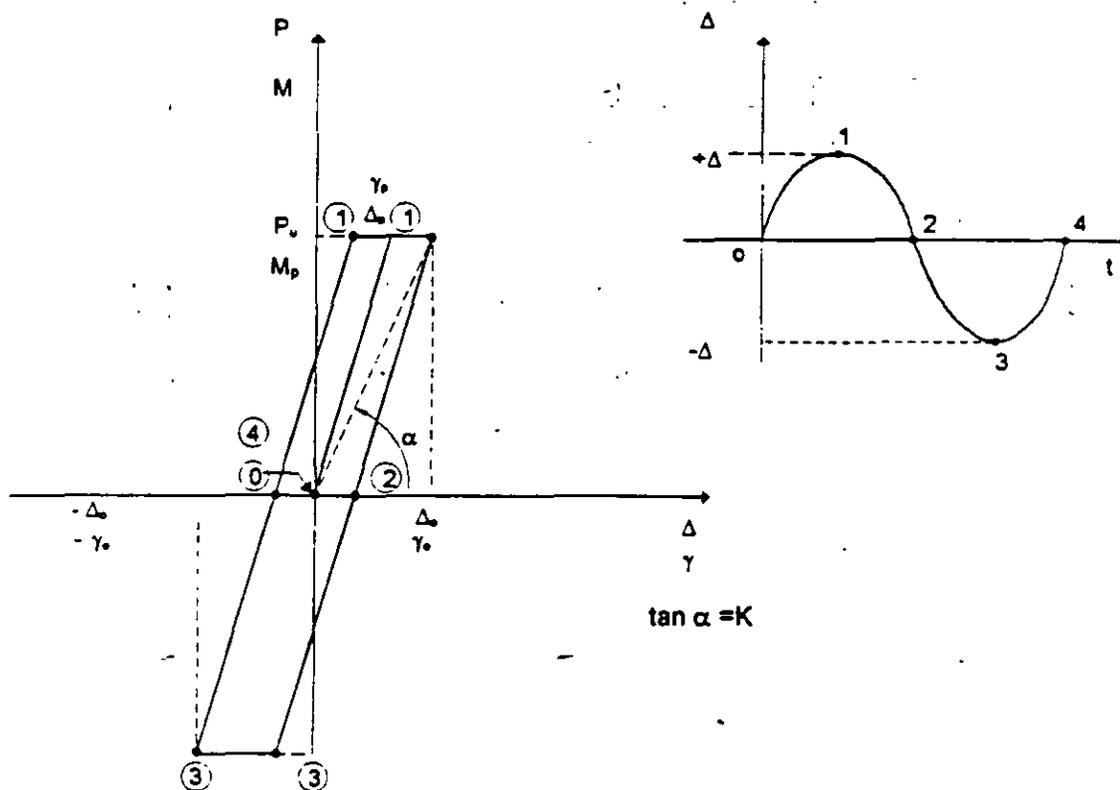
La fuerza necesaria para producir esta deformación sería

$$P_u \Delta u = 2M_p \gamma = 2M_p \theta$$

$P_u = \frac{2M_p}{H}$ que es la carga última que puede soportar el marco para no exceder la deformación límite.

Si esta deformación coincide con la amplitud de vibración del sistema, puede obtenerse la energía disipada por ciclo, estableciendo el diagrama de histéresis.

ENERGIA DISIPADA POR CICLO.



La energía que se disipa por ciclo es el área bajo el diagrama de histéresis.

$$E_D = 2P_u \Delta_p$$

$$E_D = 2M_p \gamma_p / \text{articulación plástica}$$

Si esta estructura tuviera un periodo de vibrar de 1 seg. y estuviera en un lugar con periodo del sitio de 2 seg. utilizando la tabla 1, que da una idea burda de la energía que debe disiparse se podría tener una idea del valor necesario de M_p , para disiparla en un ciclo:

$$0.56W = 4 M_p \gamma = 0.048 M_p;$$

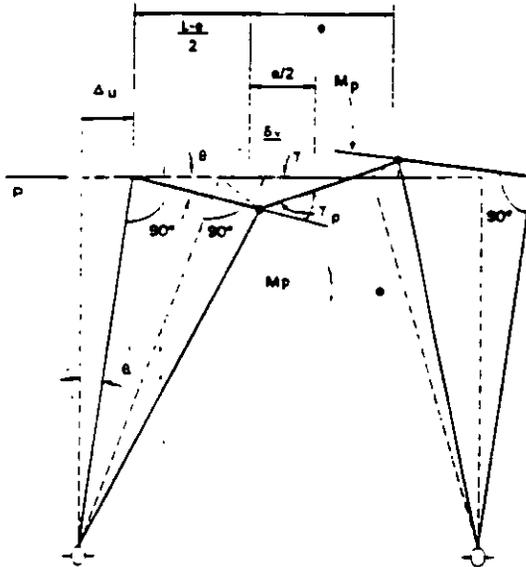
$$M_p = \frac{0.56W}{0.048} = 11.6W$$

en que M_p esta en ton-cm y W en ton.

B) MARCO CON CONTRAVENTEO EXCÉNTRICO

Un marco con contravento excéntrico puede tratarse en forma similar.

Si $e > \frac{2.6M_p}{V_p}$ las deformaciones son por flexión:



$$\Delta u = 0.012H$$

$$\theta = \frac{\Delta u}{H}$$

$$\theta = 0.012$$

$$\theta = \frac{\delta_v}{(L-e)/2}$$

$$\delta_v = \frac{L-e}{2}\theta$$

$$\gamma = \frac{\delta_v}{e/2} = \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_p = \theta + \frac{L-e}{e}\theta$$

$$\gamma_p = \theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

Figura 10

$$U_i = 2M_p\gamma_p = 2M_p\theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right) ; M_p \text{ es el momento plástico del cabezal.}$$

$$U_i = 0.024M_p \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

$$\text{Si } e = \frac{L}{3}$$

$$\gamma_p = 0.012 \left(1 + \frac{\frac{2}{3}L}{\frac{L}{3}} \right)$$

$$\gamma_p = 0.012 \left(1 + \frac{2 \times L}{3L} \right)$$

$$\gamma_p = 0.036$$

$$U_i = 0.072M_p$$

En este caso se excede el valor máximo de $\gamma_p = 0.0$, por lo que U_i se limitará a su valor máximo

$$U_i = 2\gamma_p M_p$$

$$\underline{U_i = 0.06M_p}$$

que es, considerablemente mayor que el del caso anterior.

La fuerza para producir la deformación Δu sería: $P \Delta u = 0.06M_p$; pero $\Delta u = \frac{0.012}{0.072} 0.06 = 0.01$ ya que con 0.012 se excede γ_p ,

para que el eslabón fluya por flexión:

$$0.01 PH = 0.06M_p; \quad P = 6 \frac{M_p}{H}; \quad e > \frac{2.6 M_p}{V_p} \therefore V_p > \frac{7.8 M_p}{L}$$

Para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.12 M_p \therefore M_p = 4.7 W$$

Si $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$ el trabajo será básicamente de cortante

$$dU_i = V_p \gamma_p dx$$

en que V_p y γ_p son constantes

$$U_i = V_p \gamma_p e$$

El AISC recomienda en este caso un máximo para

γ_p de 0.09

$$\underline{U_{i\max} = 0.09 V_p e} \quad \text{y } P \text{ será : } P = \frac{0.09 V_p e}{0.012 H} = 7.5 \frac{V_p e}{H}$$

por otro lado debe cumplirse:

$$\gamma_p = \theta \left(1 + \frac{L-e}{e} \right) = 0.012 \left(1 + \frac{L-e}{e} \right)$$

pero $\gamma_p < 0.09$

$$\therefore e > \frac{L}{7.5}$$

entonces:

$$\frac{L}{7.5} < e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

para $\gamma_p = 0.09$

$$e = \frac{L}{7.5}$$

$$e = \frac{L}{7.5} < 1.6 \frac{M_p}{V_p} \therefore V_p \leq \frac{12 M_p}{L}$$

para disipar la energía total en un ciclo

$$0.56 W = 0.18 V_p e \therefore e = 3.1 W$$

C) MARCO CON CONTRAVENTEO EXCÉNTRICO Y ESLABONES VERTICALES

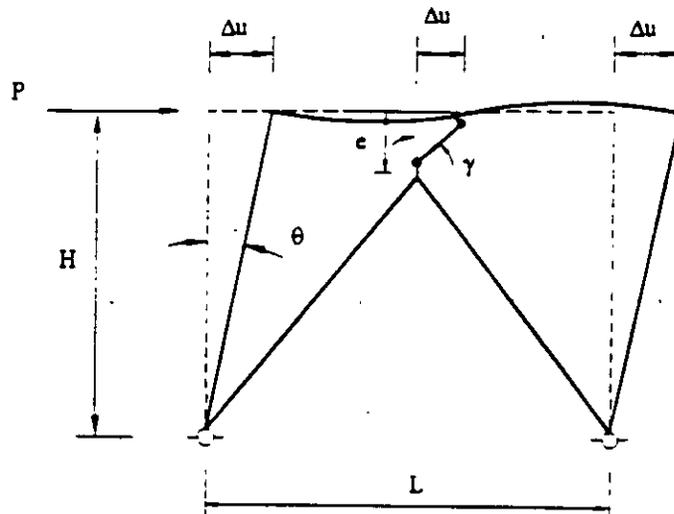


Figura 11

En este caso la condición más eficiente ocurre con eslabones cortos trabajando a cortante, para ello $e < 1.6 \frac{M_p}{V_p}$.

El valor de γ_p se limita como máximo a 0.09

La energía máxima que puede liberarse en este caso será:

$$U_i = \gamma_p V_p e = 0.09 V_p e$$

$$\text{como: } \gamma_p = \frac{0.012H}{e} \leq 0.09 ; \quad e \geq 0.13 H$$

y por lo tanto debe cumplirse que:

$$0.13H \leq e \leq 1.6 \frac{M_p}{V_p}$$

$$\text{Además: } \gamma_p = \frac{\Delta_u}{e}; \quad U_i = \frac{\Delta_u}{e} V_p e = \Delta_u V_p = P \Delta_u$$

$$\therefore V_p = P$$

C1) CONTRAVANTEOS EXCENTRICO CON ESLABONES VERTICALES DE PLACAS

El sistema está formado por una placa (o una serie de placas) cuya forma hace que toda su longitud se plastifique bajo la acción de un momento cuyo valor cambia de un máximo en los extremos de la placa a cero en el centro, del mismo modo que lo hace el ancho de la placa. (Amortiguadores ADAS) (7).

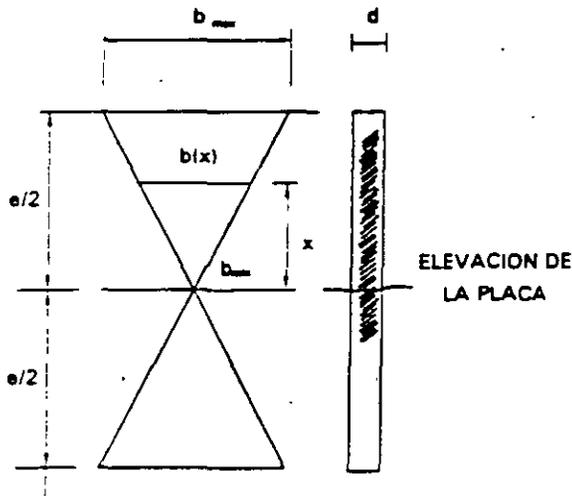
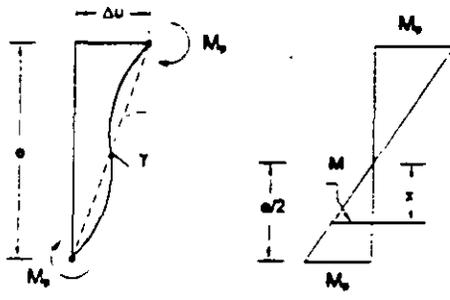


Figura 12



Distribución de deformaciones, momentos y giros.

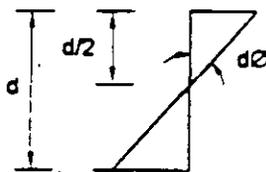
M_p es el momento plástico correspondiente a las secciones externas.

ϵ_p deformación unitaria correspondiente a la plastificación de la sección.

$$M = M_p \frac{2x}{e}$$

$$\epsilon = \epsilon_p$$

En cualquier sección se tiene:



$$\epsilon_x dx = \frac{d}{2} d\theta$$

$$d\theta = \frac{2 \epsilon_x}{d} dx$$

$$\text{para } M_p; d\theta = \frac{2 \epsilon_p}{d} dx$$

La energía liberada en cualquier sección al alcanzar la deformación máxima es:

$$dU = Md \phi = \left(M_p \frac{2x}{e} \right) \frac{2 \epsilon_p}{d} dx$$

$$dU = M_p \frac{4x}{e} \frac{\epsilon_p}{d} dx = M_p \frac{4 \epsilon_p}{ed} x dx$$

$$= 2M_p \int_0^{\frac{e}{2}} \frac{4 \epsilon_p}{ed} x dx = M_p \frac{8 \epsilon_p}{ed} \int_0^{\frac{e}{2}} x dx$$

$$\int_0^{\frac{e}{2}} x^2 dx = \left[\frac{x^3}{3} \right]_0^{\frac{e}{2}} = \frac{e^3}{24}$$

$$= \frac{8 \epsilon_p}{ed} \frac{e^3}{24} M_p = \frac{\epsilon_p e^2}{3d} M_p$$

$$\epsilon_p = 15 \epsilon_y = 0.0186$$

$$= 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$P_u \Delta_u = 0.012 H P_u = 0.0186 M_p \frac{e}{d} \therefore P_u = 1.55 M_p \frac{e}{d}$$

M_p puede encontrarse conociendo P_u o la energía a liberar
Por otro lado

$$P_u \Delta_u = V_p \Delta_u = \frac{2M_p}{e} 0.012 H = 0.0186 M_p \frac{e}{d}$$

$$29 H = \frac{e^2}{d} \therefore e = \sqrt{1.29 Hd}$$

El estabón no debe fluir por cortante, por tanto

$$V_p \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$\frac{2M_p}{e} \leq 0.6 F_y b_{\min} d$$

$$b_{\min} > \frac{2M_p}{0.6 F_y d e} = \frac{2 b_{\max} d^2 F_y}{4 \times 0.6 F_y d e} = 0.83 \frac{b_{\max} d}{e}$$

$$b_{\min} > 0.83 b_{\max} \frac{d}{e}$$

b_{\min} y b_{\max} son los anchos mínimo y máximo de la sección.

En resumen, si $\Delta_u = 0.012 H$

$$e = \sqrt{1.29 Hd}$$

$$\frac{d}{e} < 1.2$$

$$b_{\min} > 0.83b_{\max} \frac{d}{e}$$

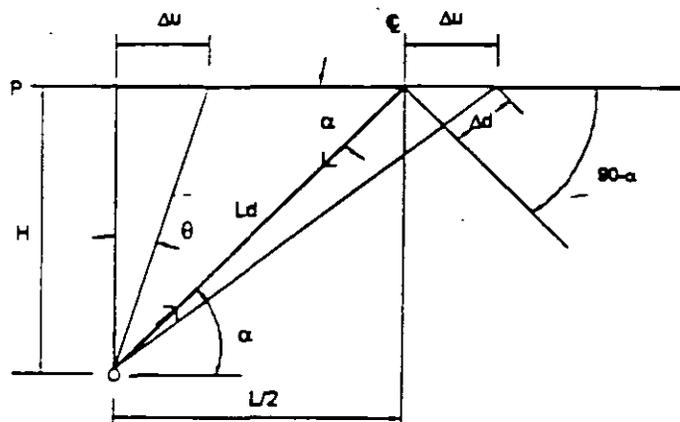
$$P_u = 0.0186 n M_p \frac{e}{d}$$

$n = n^\circ$ de placas

Si bien la eficiencia de este sistema no necesariamente es mayor que la de los contraventeos excéntricos convencionales, tiene la gran ventaja de que las placas pueden sustituirse en caso necesario con facilidad.

D) CONTRAVENTEOS CON AMORTIGUADORES DE FRICCIÓN

En este caso los contraventeos no necesitan ser excéntricos, la energía se disipa por el deslizamiento de tornillos de fricción de alta resistencia colocados en agujeros ovalados (8). El deslizamiento se presenta al ocurrir la carga F_d para la que han sido diseñados, esta carga ocurrirá cuando, como en los casos anteriores, el desplazamiento horizontal del marco sea el desplazamiento ultimo aceptado (Δu)



$$\cos \alpha = \frac{\Delta d}{\Delta u}$$

La energía disipada al alcanzar la deformación máxima será:

$$U_i = 2F_d \Delta_d$$

como:

$$\Delta_d = 0.012H$$

$$U_i = 0.024HF_d \cos \alpha$$

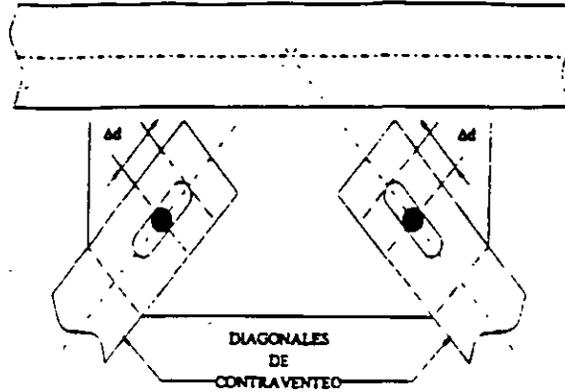
en que F_d es la fuerza en la diagonal (que produce el deslizamiento)

Por otro lado, la fuerza P_u será:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha$$

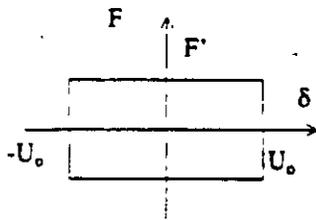
debiendo tener la posibilidad de un deslizamiento

$$\Delta_d = \Delta_u \cos \alpha$$



Detalle de intersección de diagonales y cabezal

La energía disipada por fricción en un ciclo de vibración con amplitud U_0 , es el área bajo el diagrama de histeresis definido por la relación fuerza desplazamiento



$$U = 4 F U_0$$

$$\text{si } F = F_d, \text{ y } U_0 = \Delta d$$

$$U = 4 F_d \Delta d$$

$$U = 0.048 H F_d \cos \alpha \text{ por cada diagonal}$$

En el caso particular tratado:

$$0.56 W = 0.048 H F_d \cos \alpha \therefore F_d = \frac{11.66W}{H \cos \alpha}$$

Conocida la energía inelástica disipada es posible obtener el valor del factor de ductilidad Q de cada estructura, para ello supondremos nuevamente que la energía correspondiente al comportamiento elástico de una estructura es igual a la correspondiente a la misma estructura si ésta se comporta de manera inelástica a partir de cierto valor de su desplazamiento. Esto es:

$$P = \frac{0.024HF_d \cos \alpha}{0.012H} = 2F_d \cos \alpha$$

en que U_Y es la energía elástica almacenada por la estructura y U_I la disipada inelásticamente. Teniendo en cuenta que la energía es proporcional al cuadrado de la amplitud del movimiento puede escribirse:

$$\frac{U_E}{U_Y} = Q^2 \quad \therefore U_Y = \frac{U_E}{Q^2} \quad ; \quad U_E \left(1 - \frac{1}{Q^2}\right) = U_I; \quad Q = \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{U_I}{U_E}}}$$

si $U_I = 0$; $Q = 1$; si $U_I = U_E$; $Q = \infty$

En una estructura contraventeada con todos sus elementos trabajando básicamente a carga axial:

$$U_E = \frac{1}{2} \sum_1^r \frac{S_r^2 \max L_r}{A_r E_r}$$

en que S_r , L_r , A_r y E_r son la fuerza, la longitud, el área y el módulo de elasticidad de los elementos del sistema.

En un marco en que el trabajo es básicamente a flexión

$$U_E = \frac{1}{2} \int_1^r \frac{M_r^2 dx}{EI_r}$$

en que M_r e I_r son el momento flexionante y el momento de inercia de los elementos del sistema.

El valor de Q es una medida de la eficiencia de un sistema estructural ya que cuanto mayor sea este valor menores serán las fuerzas sísmicas con las que deba diseñarse.

El criterio establecido puede extenderse a construcciones más complejas si se fijan los desplazamientos que producirán la fluencia del sistema y se preparan las zonas en que han de ocurrir las deformaciones inelásticas haciéndolas más débiles que el resto de la construcción, de modo que éste permanezca elástico.

REFERENCIAS.

1. Oscar de Buen "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, D.D.F., Series del Instituto de Ingeniería No. E53, México, D.F., 1993
2. AISC "Seismic Provisions for Structural Steel Building", American Institute of Steel Construction, Inc, Chicago, IL. 60601-2001, 1992.
3. M. Waskabyshi y M. Nakashima "Dynamics", Constructional Steel Design, Elsevier Applied Science, London and New York, 1992
4. R. W. Clough y J. Penzien "Dynamics of Structures", McGraw Hill, 1993
5. R. Englekirk "Steel Structures", John Wiley and Sons, INC, New York, 1994.
6. J. L. Sanchez "Reparación de Estructuras dañadas por sismo", Academia Mexicana de Ingeniería, México, D.F., 1994
7. E. Martinez Romero "Mejoramiento de la respuesta sísmica de edificios dañados por sismo, mediante la adición de elementos disipadores de energía", Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, México, D.F., 1990
8. J. L. Sanchez y F. Alcocer "Ideas relativas al comportamiento estructural de Construcciones rigidizadas con elementos metálicos" Simposio Internacional de Estructuras de Acero, 1993.

CHAPTER E.

COLUMNS AND OTHER COMPRESSION MEMBERS

This section applies to prismatic members subject to axial compression through the centroidal axis. For members subject to combined axial compression and flexure, see Chap. H. For tapered members, see Appendix F4.

E1. EFFECTIVE LENGTH AND SLENDERNESS LIMITATIONS

1. Effective Length

The effective length factor K shall be determined in accordance with Sect. C2.

2. Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5.1, is permitted if the column slenderness parameter λ_c defined by Formula E2-4 does not exceed $1.5K$.

E2. DESIGN COMPRESSIVE STRENGTH

The design strength of compression members whose elements have width-thickness ratios less than λ_r of Sect. B5.1 is $\phi_c P_n$

$$\begin{aligned} \phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_g F_{cr} \end{aligned} \quad (\text{E2-1})$$

$$\text{or } \lambda_c \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (\text{E2-2})$$

$$\text{or } \lambda_c > 1.5$$

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{E2-3})$$

where

$$\lambda_c = \frac{Kl}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (\text{E2-4})$$

A_g = gross area of member, in.²

F_y = specified yield stress, ksi

E = modulus of elasticity, ksi

K = effective length factor

l = unbraced length of member, in.

r = governing radius of gyration about plane of buckling, in.

For members whose elements do not meet the requirements of Sect. B5.1, see Appendix B5.3.

E3. FLEXURAL-TORSIONAL BUCKLING

Singly symmetric and unsymmetric columns, such as angle or tee-shaped columns, and doubly symmetric columns such as cruciform or built-up columns with very thin walls, may require consideration of the limit states of flexural-torsional and torsional buckling. See Appendix E3 for the determination of design strength for these limit states.

E4. BUILT-UP MEMBERS

At the ends of built-up compression members bearing on base plates or milled surfaces, all components in contact with one another shall be connected by a weld having a length not less than the maximum width of the member or by bolts spaced longitudinally not more than four diameters apart for a distance equal to 1½ times the maximum width of the member.

Along the length of built-up compression members between the end connections required above, longitudinal spacing for intermittent welds, bolts or rivets shall be adequate to provide for the transfer of calculated stress. However, where a component of a built-up compression member consists of an outside plate, except as provided in the next sentence, the maximum spacing shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $127/\sqrt{F_y}$, nor 12 in., when intermittent welds are provided along the edges of the components or when fasteners are provided on all gage lines at each section. When fasteners are staggered, the maximum spacing on each gage line shall not exceed the thickness of the thinner outside plate times $190/\sqrt{F_y}$, nor 18 in.

For unpainted built-up members made of weathering steel which will be exposed to atmospheric corrosion, the fasteners connecting a plate and a shape or two-plate components in contact with one another shall not exceed 14 times the thickness of the thinnest part nor 7 in. and the maximum edge distance shall not exceed eight times the thickness of the thinnest part, nor 5 in.⁹¹

Compression members composed of two or more shapes shall be connected to one another at intervals such that the slenderness ratio L/r of either shape, between the fasteners, does not exceed the governing slenderness ratio of the built-up member. The least radius of gyration r shall be used in computing the slenderness ratio of each component part.

The design strength of built-up members composed of two or more shapes shall be determined in accordance with Section E2 or Appendix E3 subject to the following modification. If the buckling mode involves relative deformation that produce shear forces in the connectors between individual shapes, Kl/r is replaced by $(Kl/r)_m$ determined as follows:

- a. for snug-tight bolted connectors:

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (E4-1)$$

- b. for welded connectors and for fully tightened bolted connectors as required for slip-critical joints:

with $\frac{a}{r_i} > 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{Kl}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i} - 50\right)^2} \quad (E4-2)$$

with $\frac{a}{r_i} \leq 50$

$$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m = \left(\frac{Kl}{r}\right)_o \quad (E4-3)$$

where

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_o$ = column slenderness of built-up member acting as a unit

$\frac{a}{r_i}$ = largest column slenderness of individual components

$\left(\frac{Kl}{r}\right)_m$ = modified column slenderness of built-up member

a = distance between connectors

r_i = minimum radius of gyration of individual component

Open sides of compression members built up from plates or shapes shall be provided with continuous cover plates perforated with a succession of access holes. The unsupported width of such plates at access holes, as defined in Sect. B5.1, is assumed to contribute to the design strength provided that:

- a. The width-thickness ratio conforms to the limitations of Sect. B5.1.
- b. The ratio of length (in direction of stress) to width of hole shall not exceed two.
- c. The clear distance between holes in the direction of stress shall be not less than the transverse distance between nearest lines of connecting fasteners or welds.
- d. The periphery of the holes at all points shall have a minimum radius of 1½ in.

The function of perforated cover plates may be performed by lacing with tie plates at each end and at intermediate points if the lacing is interrupted. Tie plates shall be as near the ends as practicable. In main members providing design strength, the end tie plates shall have a length of not less than the distance between the lines of fasteners or welds connecting them to the components of the member. Intermediate tie plates shall have a length not less than ½ of this distance. The thickness of tie plates shall be not less than ⅓ of the distance between lines of welds or fasteners connecting them to the segments of the members. In welded construction, the welding on each line connecting a tie plate shall aggregate not less than ⅓ the length of the plate. In bolted and riveted construction, the spacing in the direction of stress in tie plates shall be not more than six diameters and the tie plates shall be connected to each segment by at least three fasteners.

Lacing, including flat bars, angles, channels or other shapes employed as lacing, shall be so spaced that the L/r ratio of the flange included between their connections shall not exceed the governing slenderness ratio for the member as a whole. Lacing shall be proportioned to provide a shearing strength normal to the axis of the member equal to 2% of the compressive design strength of the member. The L/r ratio for lacing bars arranged in single systems shall not exceed 140. For double lacing this ratio shall not exceed 200. Double lacing bars shall be joined at their intersections. For lacing bars in compression, L may be taken as the unsupported length of the lacing bar between welds or fasteners connecting it to the components of the built-up member for single lacing, and 70% of that distance for double lacing. The inclination of lacing bars to the axis of the member shall preferably be not less than 60° for single lacing and 45° for double lacing. When the distance between the lines of welds or fasteners in the flanges is more than 15 in., the lacing shall preferably be double or be made of angles.

E5. PIN-CONNECTED COMPRESSION MEMBERS

Pin-connections of pin-connected compression members shall conform to the requirements of Sect. D3 except Formulas D3-1 and D3-2 do not apply.

CHAPTER F.

BEAMS AND OTHER FLEXURAL MEMBERS

This section applies to singly or doubly symmetric beams including hybrid beams and girders loaded in the plane of symmetry. It also applies to channels loaded in a plane passing through the shear center parallel to the web or restrained against twisting at load points and points of support. For design flexural strength for members not covered in Sect. F1, see Appendix F1.7. For members subject to combined flexural and axial force, see Sect. H1. For unsymmetric beams and beams subject to torsion combined with flexure, see Sect. H2.

F1. DESIGN FOR FLEXURE

1. Unbraced Length for Plastic Analysis

Plastic analysis, as limited in Sect. A5, is permitted when the laterally unbraced length L_b of the compression flange at plastic hinge locations associated with the failure mechanism, for a compact section bent about the major axis, does not exceed L_{pd} , determined as follows:

a. For doubly symmetric and singly symmetric I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) loaded in the plane of the web

$$L_{pd} = \frac{3,600 + 2,200(M_1/M_p)}{F_y} r_y \quad (\text{F1-1})$$

where

F_y = specified minimum yield stress of the compression flange, ksi

M_1 = smaller moment at end of unbraced length of beam, kip-in.

M_p = plastic moment (= $F_y Z$ for homogeneous sections; computed from fully plastic stress distribution for hybrids), kip-in.

r_y = radius of gyration about minor axis, in.

(M_1/M_p) is positive when moments cause reverse curvature

b. For solid rectangular bars and symmetric box beams

$$L_{pd} = \frac{5,000 + 3,000(M_1/M_p)}{F_y} r_y \geq 3,000 r_y / F_y \quad (\text{F1-2})$$

There is no limit on L_b for members with circular or square cross sections nor for any beam bent about its minor axis.

In the region of the last hinge to form, and in regions not adjacent to a plastic hinge, the flexural design strength shall be determined in accordance with Sect. F1.2.

2. Flexural Design Strength

The flexural design strength, determined by the limit state of lateral-torsional buckling, is $\phi_b M_n$, where the nominal strength M_n shall be determined in accordance with the following sections, and $\phi_b = 0.90$.

3. Compact Section Members with $L_b \leq L_r$

For laterally unsupported compact section members bent about the major axis:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - M_r) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (\text{F1-3})$$

where

$C_b = 1.75 + 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$ where M_1 is the smaller and M_2 the larger end moment in the unbraced segment of the beam; M_1/M_2 is positive when the moments cause reverse curvature and negative when bent in single curvature.

$C_b = 1.0$ for unbraced cantilevers and for members where the moment within a significant portion of the unbraced segment is greater than or equal to the larger of the segment end moments.*

L_b = distance between points braced against lateral displacement of the compression flange; or between points braced to prevent twist of the cross section.

For I-shaped members including hybrid sections and channels bent about their major axis:

$$L_p = \frac{300r_y}{\sqrt{F_{yf}}} \quad (\text{F1-4})$$

For solid rectangular bars and box beams:

$$L_p = \frac{3,750r_y}{M_p} \sqrt{JA} \quad (\text{F1-5})$$

where

A = cross-sectional area, in.²

J = torsional constant, in.⁴

The limiting laterally unbraced length L_r and the corresponding buckling moment M_r shall be determined as follows:

- a For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with the compression flange larger than or equal to the tension flange, and channels loaded in the plane of the web:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{(F_{yw} - F_r)} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 (F_{yw} - F_r)^2}} \quad (\text{F1-6})$$

$$M_r = (F_{yw} - F_r) S_x \quad (\text{F1-7})$$

where

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{\frac{EGJA}{2}} \quad (\text{F1-8})$$

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left(\frac{S_x}{GJ} \right)^2 \quad (\text{F1-9})$$

*For the use of larger C_b values, see Structural Stability Research Council *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 3rd Ed., pg. 135.

S_x = section modulus about major axis, in.³

E = modulus of elasticity of steel (29,000 ksi)

G = shear modulus of elasticity of steel (11,200 ksi)

F_{yw} = yield stress of web, ksi

I_y = moment of inertia about y-axis, in.⁴

C_w = warping constant, in.⁶

F_r = compressive residual stress in flange; 10 ksi for rolled shapes, 16.5 ksi for welded shapes

- b. For singly symmetric, I-shaped members with the compression flange larger than the tension flange, use S_{xc} in place of S_x in Formulas F1-7 through F1-9, or see Table A-F1.1.
- c. For symmetric box sections bent about the major axis and loaded in the plane of symmetry, M_r and L_r shall be determined from Formula F1-7 and F1-10 respectively.
- d. For solid rectangular bars bent about the major axis:

$$L_r = \frac{57,000 r_y \sqrt{JA}}{M_r} \quad (\text{F1-10})$$

$$M_r = F_y S_x \quad (\text{F1-11})$$

4. Compact Section Members with $L_b > L_r$

For laterally unsupported members with compact section members bent about the major axis:

$$M_n = M_{cr} \leq C_b M_r \quad (\text{F1-12})$$

where M_{cr} is the critical elastic moment, determined as follows:

- a. For I-shaped members, doubly symmetric and singly symmetric with compression flange larger than the tension flange (including hybrid members) and channels loaded in the plane of the web:

$$\begin{aligned} M_{cr} &= C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b}\right)^2 I_y C_w} \\ &= \frac{C_b S_x X_1 \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2(L_b / r_y)^2}} \end{aligned} \quad (\text{F1-13})$$

- b. For solid rectangular bars and symmetric box sections:

$$M_{cr} = \frac{57,000 C_b \sqrt{JA}}{L_b / r_y} \quad (\text{F1-14})$$

5. Tees and Double-angle Beams

The nominal strength of tees and double-angle beams loaded in the plane of symmetry and bent about the major axis, with flange and web slenderness ratios less than the corresponding values of λ , in Table B5.1:

$$M_n = M_{cr} = \frac{C_b \pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} [B + \sqrt{1 + B^2}] \leq M_y \quad (\text{F1-15})$$

where

$$B = \pm 2.3 (d/L_b) \sqrt{I_y/J} \quad (\text{F1-16})$$

The plus sign for B applies when the stem is in tension and the minus sign applies when the stem is in compression.

6. Noncompact Plate Girders

The nominal strength of a doubly symmetric, single-web plate girder, including hybrid sections, shall be calculated by the provisions of Appendix F1.7 if $h_c/t_w \leq 970/\sqrt{F_{yf}}$ or by the provisions of Appendix G if $h_c/t_w > 970/\sqrt{F_{yf}}$.

7. Nominal Flexural Strength of Other Sections

There is no lateral-torsional buckling limit state for circular or square shapes nor for any shape bent about its minor axis.

For the nominal strength M_n of other cross section types, including noncompact sections or sections with slender elements, see Appendix F1.7. See Appendix G for design of plate girders with slender webs.

F2. DESIGN FOR SHEAR

This section applies to the web (or webs in the case of multiple web members) of singly or doubly symmetric beams, including hybrid beams, subject to shear in the plane of symmetry, and channels subject to shear in the web. Where failure might occur by shear along a plane through fasteners, refer to Sect. J4. For members subjected to high shear from concentrated loads, see Sect. K1.7.

1. Web Area Determination

The web area A_w shall be taken as the overall depth d times the web thickness t_w .

2. Design Shear Strength

The design shear strength of webs is $\phi_v V_n$, where $\phi_v = 0.90$ and the nominal shear strength V_n is determined as follows:

$$\text{For } \frac{h}{t_w} \leq 187 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \quad (\text{F2-1})$$

$$\text{for } 187 \sqrt{k/F_{yw}} < \frac{h}{t_w} \leq 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = 0.6 F_{yw} A_w \frac{187 \sqrt{k/F_{yw}}}{h/t_w} \quad (\text{F2-2})$$

$$\text{for } \frac{h}{t_w} > 234 \sqrt{k/F_{yw}}$$

$$V_n = A_w \frac{26,400k}{(h/t_w)^2} \quad (\text{F2-3})$$

The web plate buckling coefficient k is given by

$$k = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (\text{F2-4})$$

Except that k shall be taken as 5 if a/h exceeds 3.0 or $[260/(h/t_w)]^2$. When stiffeners are not required, $k=5$. In unstiffened girders, h/t shall not exceed 260.

Maximum (h/t_w) limits are given in Appendix G1.

An alternative design method for plate girders utilizing tension field action is given in Appendix G.

F3. TRANSVERSE STIFFENERS

Transverse stiffeners are not required when $h/t_w \leq 418/\sqrt{F_{yw}}$, or when the required shear V_u , as determined by structural analysis for the factored loads, is less than or equal to $\phi_v V_n$ for $k=5$ given in Sect. F2. Transverse stiffeners used to develop the web design shear strength as provided in Sect. F2 shall have a moment of inertia about an axis in the web center for stiffener pairs or about the face in contact with the web plate for single stiffeners, which shall not be less than $at_w^3 j$, where

$$j = \frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \geq 0.5 \quad (\text{F3-1})$$

Intermediate stiffeners may be stopped short of the tension flange, provided bearing is not needed to transmit a concentrated load or reaction. The weld by which intermediate stiffeners are attached to the web shall be terminated not less than four times nor more than six times the web thickness from the near toe of the web-to-flange weld. When single stiffeners are used, they shall be attached to the compression flange, if it consists of a rectangular plate, to resist any uplift tendency due to torsion in the plate. When lateral bracing is attached to a stiffener, or a pair of stiffeners, these, in turn, shall be connected to the compression flange to transmit one percent of the total flange stress, unless the flange is composed only of angles.

Bolts connecting stiffeners to the girder web shall be spaced not more than 12 in. o. c. If intermittent fillet welds are used, the clear distance between welds shall not be more than 16 times the web thickness nor more than 10 in.

F4. WEB-TAPERED MEMBERS

See Appendix F4.

CHAPTER G. PLATE GIRDERS

Plate girders shall be distinguished from beams on the basis of the web slenderness ratio h_c/t_w . When this value is greater than $970/\sqrt{F_y}$ the provisions of Appendix G shall apply for design flexural strength, otherwise Appendix F1.7 is applicable.

For design shear strength and transverse stiffener design see appropriate sections in Chap. F or see Appendix G3 and G4 if tension field action is utilized.

CHAPTER H. MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED FORCES

This section applies to prismatic members subjected to axial force and flexure about one or both axes of symmetry, with or without torsion, and torsion only. For web-tapered members, see Appendix F4.

H1. SYMMETRIC MEMBERS SUBJECT TO BENDING AND AXIAL FORCE

1. Doubly and Singly Symmetric Members in Flexure and Tension

The interaction of flexure and tension in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

$$\text{for } \frac{P_u}{\phi P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

where

- P_u = required tensile strength, kips
 P_n = nominal tensile strength determined in accordance with Sect. D1, kips
 M_u = required flexural strength, kip-in.
 M_n = nominal flexural strength determined in accordance with Sect. F1, kip-in.
 ϕ_t = resistance factor for tension, $\phi_t = 0.90$ (see Sect. D1)
 ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

Second order effects may be considered in the determination of M_u for use in Formulas H1-1a and H1-1b. A more detailed analysis of the interaction of flexure and tension may be made in lieu of using Formulas H1-1a and H1-1b.

2. Doubly and Singly Symmetric Members in Flexure and Compression

The interaction of flexure and compression in symmetric shapes shall be limited by Formulas H1-1a and H1-1b where

- P_u = required compressive strength, kips
 P_n = nominal compressive strength determined in accordance with Sect. E2, kips
 M_u = required flexural strength determined in accordance with subsection a, below, kip-in.
 M_n = nominal flexural strength determined in accordance with subsection b, below, kip-in.
 ϕ_c = resistance factor for compression, $\phi_c = 0.85$ (see Sect. E2)
 ϕ_b = resistance factor for flexure = 0.90

a. Determination of M_u

In structures designed on the basis of elastic analysis, M_u may be determined from a second order elastic analysis using factored loads. In structures designed on the basis of plastic analysis, M_u shall be determined from a plastic analysis that satisfies the requirements of Sects. C1 and C2. In structures designed on the basis of elastic first order analysis the following procedure for the determination of M_u may be used in lieu of a second order analysis:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{et} \quad (\text{H1-2})$$

where

M_{nt} = required flexural strength in member assuming there is no lateral translation of the frame, kip-in.

M_{et} = required flexural strength in member as a result of lateral translation of the frame only, kip-in.

$$B_1 = \frac{C_m}{(1 - P_u/P_e)} \geq 1 \quad (\text{H1-3})$$

$P_e = A_g F_y / \lambda_c^2$ where λ_c is defined by Formula E2-4 with $K \leq 1.0$ in the plane of bending.

C_m = a coefficient whose value shall be taken as follows:

- i. For restrained compression members in frames braced against joint translation and not subject to transverse loading between their supports in the plane of bending,

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (\text{H1-4})$$

where M_1/M_2 is the ratio of the smaller to larger moments at the ends of that portion of the member unbraced in the plane of bending under consideration. M_1/M_2 is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.

- ii. For compression members in frames braced against joint translation in the plane of loading and subjected to transverse loading between their supports, the value of C_m can be determined by rational analysis. In lieu of such analysis, the following values may be used:

for members whose ends are restrained $C_m = 0.85$
 for members whose ends are unrestrained $C_m = 1.0$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \Sigma P_u \left(\frac{\Delta_{oh}}{\Sigma HL} \right)} \quad (\text{H1-5})$$

$$\text{or } B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} \quad (\text{H1-6})$$

ΣP_u = required axial load strength of all columns in a story, kips

Δ_{oh} = translation deflection of the story under consideration, in.

ΣH = sum of all story horizontal forces producing Δ_{oh} , kips

L = story height, in.

$P_c = A_g F_y / \lambda_c^2$, kips, where λ_c is the slenderness parameter defined by Formula E2-4, in which the effective length factor K in the plane of bending shall be determined in accordance with Sect. C2.2, but shall not be less than unity.

b. Determination of M_n

In the use of Formulas H1-1a and H1-1b, M_{nx} shall be determined in accordance with Sect. F1. The actual value of C_b from Sect. F1.3 may be used, provided that the maximum moment M_{ux} occurs at the end of the member or at the end of an unbraced segment of a member. When the maximum moment occurs between the ends, M_{nx} shall be determined with $C_b = 1.0$. When Formula H1-2 is used for determining M_u , the maximum moment for a braced member bent about the strong axis and laterally braced only at its ends will occur at an end whenever the calculated value of B_1 is equal to or less than 1.

H2. UNSYMMETRIC MEMBERS AND MEMBERS UNDER TORSION AND COMBINED TORSION, FLEXURE AND/OR AXIAL FORCE

The design strength ϕF_y of the member shall equal or exceed the required strength expressed in terms of the normal stress f_{ux} or the shear stress f_{uv} , determined by elastic analysis for the factored loads:

- a. For the limit state of yielding under normal stress:

$$f_{un} \leq \phi F_y \quad (H2-1)$$

$$\phi = 0.90$$

- b. For the limit state of yielding under shear stress:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_y \quad (H2-2)$$

$$\phi = 0.90$$

- c. For the limit state of buckling:

$$f_{un} \text{ or } f_{uv} \leq \phi_c F_{cr}, \text{ as applicable} \quad (H2-3)$$

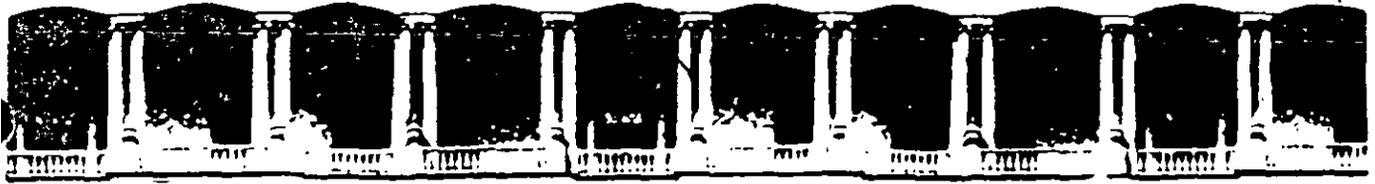
where

$\phi_c = 0.85$ and F_{cr} may be determined from Formula A-E3-2 or A-E3-3, as applicable.

Some constrained local yielding is permitted in areas adjacent to areas which remain elastic.

H3. ALTERNATE INTERACTION EQUATIONS FOR MEMBERS UNDER COMBINED STRESS

See Appendix H3.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

**DISPONIBILIDAD DE PERFILES, PLACAS Y BARRAS DE
ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM Y NORMAS NOM**

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

DISPONIBILIDAD DE PERFILES, PLACAS Y BARRAS DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES ASTM Y NORMAS NOM

Introducción

La norma *NOM-B-19-1974 Nomenclatura para materiales usados en la industria de la siderurgia*, define al acero como la aleación de hierro-carbono que contiene más de 0.06% y hasta 1.90% de carbono, en la que todo el carbono es soluble en el hierro gamma a las temperaturas críticas. El acero es un producto que puede adquirir propiedades muy diferentes mediante tratamientos térmicos, mecánicos físicos-químicos y otros. Las definiciones y nomenclatura de los términos utilizados en los métodos de prueba mecánicos se disponen en la norma NOM-B-309. De acuerdo con su composición química, los aceros se clasifican en dos grandes grupos: aceros al carbono y aceros especiales. Según la norma referida, el acero al carbono es un acero cuyo contenido de carbono es de 1.90% como máximo y el de otros elementos menores de los siguientes porcentajes:

Manganeso	1.65%	Níquel	0.20%
Fósforo	0.12%	Cromo	0.20%
Azufre	0.10%	Molibdeno	0.05%
Fósforo más níquel	0.20%	Vanadio	0.05%
Silicio	0.60%	Tungsteno	0.20%
Manganeso más silicio	2.0%	Cobalto	0.30%
Cobre	0.40%	Plomo	0.10%

La tabla siguiente muestra la composición química recomendable que deben tener los aceros estructurales para que sean soldables.

Elemento	Contenido normal, %	El acero que exceda cualquiera de los siguientes porcentajes requerirá precauciones especiales
Carbono C	0.06-0.20	0.35
Manganes Mn	0.35-0.80	1.40
Si	0.10 max	0.30
Silicio S	0.035 max	0.050
Azufre P	0.030 max	0.040
Fósforo Cu	0.15 max	0.20
Cobre		

Los tipos de acero disponibles en perfiles, placas y barras, de acuerdo con las normas de la American Society of Testing Material (ASTM) y las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), se clasifican en cuatro tipos. En La Tabla 1 del Manual of

Steel Construction -Allowable Stress Design, del American Institute of Steel Construction (AISC) se indican los tipos de acero de acuerdo con sus propiedades mecánicas, disponibilidad, formas en que se presentan y espesores de estos: aceros al carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación, aceros de alta resistencia a la corrosión y baja aleación, aceros de baja aleación templados y endurecidos, y aceros de aleación templados y endurecidos.

Aceros al carbono.

Se clasifican así los aceros cuando: no está especificado o requerido un mínimo de aluminio, boro, cromo, cobalto, columbio, molibdeno, níquel, titanio, tungsteno, vanadio o cualquier otro elemento adicionado para obtener un efecto deseado; cuando el mínimo de cobre especificado es menor de 0.40% o cuando el máximo especificado es menor de los elementos que siguen no exceden de: manganeso 1.6%, silicio 0.60% y cobre 0.60%. Si bien en todos los aceros al carbono, se encuentran pequeñas cantidades de elementos tales como cobre, níquel, molibdeno, cromo, etc. estos son residuales provenientes de las materias primas y son inevitables: no se reportan en los análisis puesto que son incidentales. Estos aceros dependen de la cantidad de carbono utilizado para desarrollar su resistencia, mediante una variedad amplia de espesores. En esta clasificación se encuentran los aceros ASTM A36 (NOM-B-254) y ASTM A529 (NOM-B-99). Es importante señalar que el primer acero al carbono utilizado en México para fines estructurales fue el ASTM A7. Este acero tiene un esfuerzo de fluencia F_y de 2 320 kg/cm² y una resistencia a la tensión F_u de 4 220 kg/cm²; se utilizó profusamente en la construcción remachada de puentes y edificios, la cual fue el primer tipo de construcción en nuestro país.. Después de la segunda guerra mundial cuando se desarrolló la soldadura, el acero ASTM A7 fue sustituido por el acero A373, debido a que tenía problemas de soldabilidad por su alto contenido de carbono. El A373 tiene un esfuerzo de fluencia F_y de 2 250 kg/cm² y una resistencia de ruptura en tensión de F_u de 4 080 kg/cm². Años después de la segunda guerra mundial cuando se desarrolló notablemente la soldadura, la industria siderúrgica lanzó al mercado el acero ASTM A36 (NOM-B-254), el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 2 530 kg/cm² y una resistencia a la tensión de 4 080 a 5 620 kg/cm². Las restricciones en el contenido máximo de carbono, que dependen del espesor, aseguran que sea soldable. Este tipo de acero se utilizó en México durante más de 30 años (1960 a 1990) y se sigue utilizando con éxito a la fecha en la un gran número de aplicaciones tales como edificios de tipo urbano e industrial, torres de transmisión, puentes, etc., sin embargo, la tendencia futura es emplear aceros de mayor resistencia de grado 50, con esfuerzos de fluencia F_y de 3 515 kg/cm² y en ocasiones de resistencia todavía mayores.

El acero ASTM 529 tiene un esfuerzo de fluencia de 2 950kg/cm² y se produce en forma de perfiles de placas y barras de 13 mm de espesor. Su contenido de carbono se controla de manera que sea soldable. Su campo de aplicación comprende estructuras remachadas, atomilladas y soldadas y se usa en la construcción de edificios, principalmente en edificios estandarizados.

Aceros de alta resistencia y baja aleación

Estos tipos de acero incluye varios niveles de resistencias y composiciones químicas, para distintos fines estructurales generales. En esta clasificación están los aceros A 441 (NOM-B-284) y el ASTM A572, Grados 42, 50, 60 y 65, cuyos esfuerzos de fluencia varían de 2 950 a 4 570 kg/cm².

El acero A441 (NOM-B-284) es un acero de alta resistencia y baja aleación, disponible en perfiles, placas y barras. Se utiliza en la construcción remachada, atornillada y soldada y de manera particular se usa en la construcción soldada: puentes, edificios y otras estructuras; su resistencia a la corrosión atmosférica es el doble de la del acero básico NOM-B-254 (ASTM A36). Su esfuerzo de fluencia varía de 2 810 a 3 515 kg/cm² y su resistencia a la tensión va de 4 220 a 4 920 kg/cm². El acero ASTM A572 es recomendable para usarse en todos los grados, en construcción atornillada y soldada de edificios, e; en el caso particular de estructuras soldadas de puentes, se recomiendan solamente los grados 42 y 50.

Aceros de alta resistencia a la corrosión y baja aleación

En este grupo se encuentran los aceros ASTM A 242 (NOM-B-282) y A588. El contenido de carbono en menores cantidades y el aumento de cromo y níquel, aseguran su resistencia a la corrosión. El acero ASTM A 242 se presenta en placas, perfiles y barras y sus usos son la construcción remachada, atornillada y soldada, en puentes y edificios y en fines estructurales generales. Su resistencia a la corrosión atmosférica es aproximadamente cuatro veces la del acero común ASTM A36. El acero A588 se fabricó especialmente para la construcción de puentes y edificios a base de estructuras soldadas, su resistencia a la corrosión atmosférica respecto a la del acero básico A36, es del orden de 4.

Aceros de baja aleación templados y endurecidos

En este grupo se encuentra el acero de alta resistencia ASTM A852, el cual tiene un esfuerzo de fluencia de 4 920 kg/cm² y su resistencia a la ruptura varía de 6 325 a 7 735 kg/cm². La resistencia de este tipo de acero depende de su contenido de carbono, a través de un proceso de templado y tratamiento térmico.

Aceros de aleación templados y endurecidos

En esta categoría se encuentra principalmente el acero de alta resistencia: ASTM A514. Este acero requiere, además de un contenido controlado de carbono, de otros elementos de aleación y de tratamientos térmicos especiales para obtener sus grandes esfuerzos de fluencia y elevadas resistencias de ruptura a la tensión. Los niveles de resistencias varían de acuerdo con los diferentes espesores en que se fabrican (F_y de 6 325 a 7 030 kg/cm², F_u de 7 735 a 9 140 kg/cm²). La industria del acero lo desarrolló para aplicarse especialmente para la construcción de puentes soldados y otras estructuras. Las técnicas de soldadura no afectan las propiedades de la placa, particularmente en la zona afectada por calor.

Aceros especiales o aceros de aleación.

Se consideran aceros especiales aquellos en los cuales el contenido de los elementos químicos de aleación exceden uno o más de los siguientes límites: manganeso 0.65, silicio 0.60%, cobre 0.60%, o aquellos en los cuales se especifica un rango definido, o una mínima cantidad definida de los siguientes elementos: aluminio, boro, cromo hasta 3.4%, cobalto, columbio, molibdeno, níquel, titanio, tungsteno, vanadio, zirconio, o cualquier otro elemento adicionado para obtener un efecto deseado. De a misma manera que los aceros al carbono, pueden estar presentes ciertos elementos que no son especificados o requeridos. Su presencia es incidental y pueden estar presentes hasta un máximo de : cobre 9.35%, níquel 0.25%, cromo 0.20% y molibdeno 0.60%.

Selección del acero estructural

La mejor guía en la selección de un acero estructural adecuado para una aplicación específica es la experiencia que se tenga acerca del comportamiento de estructuras existentes y antiguas. Una de las propiedades intrínsecas del acero, como se verá en el siguiente tema es la *ductilidad*. Sin embargo, hay una serie de factores que pueden hacer que el comportamiento del acero no sea dúctil: alto contenido de carbono (al aumentar el contenido de carbono se incrementa la resistencia, pero disminuye la ductilidad, el contenido normal del carbono en los aceros estructurales es de 0.25%), estados triaxiales de esfuerzos, (la falla dúctil es una falla por cortante; la frágil, por esfuerzo normal), velocidad de aplicación de las cargas (impacto), bajas temperaturas, fatiga, falla frágil, etc.

Clasificación del acero de acuerdo con las normas de fabricación

Las demandas de la industria automotriz, petrolera, construcción y de transformación han obligado a la fabricación e innovación de distintos tipos de acero, para satisfacer requisitos específicos, dando como resultado la disponibilidad de varios miles de tipos de acero, diferenciados ya sea por su composición química, ya sea por sus propiedades mecánicas o sus diversos usos. Este hecho ha obligado al establecimiento de la clasificación del acero. Mientras que la Asociación de Ingenieros del Automóvil (SAE), y el Instituto Americano del Hierro y del Acero (AISI), han establecido su nomenclatura mediante la identificación de la composición química del acero, otras asociaciones como la Sociedad Americana para Ensayos de Materiales (ASTM), el Instituto Mexicano del Petróleo (API), la Asociación Americana de Ingenieros Mecánicos (ASME), etc., clasifican el acero de acuerdo con sus propiedades físicas y mecánicas : esfuerzo de fluencia, esfuerzo unitario de ruptura en tensión, elongación, etc., ya sea en el producto final, ya sea en los productos tal como salen de la industria siderúrgica (plancha, tira, lámina, etc), si bien también dan el rango de la composición química e igualmente, los campos de aplicación de estos aceros. El Manual AHMSA-1996 contiene las normas nacionales e internacionales que rigen la fabricación de los aceros estructurales fabricados por esta empresa.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

FABRICACIÓN DE ACERO

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

FABRICACIÓN DEL ACERO

La fabricación del acero se efectúa mediante un proceso complejo, que inicia en la mina de hierro o en el patio de chatarra, hasta el producto final. La industria siderúrgica mexicana inició operaciones a principio del presente siglo con equipo proveniente de los estados unidos de América y tardó muchos años en organizarse e iniciar la fabricación de perfiles estructurales. En el pasado y durante muchos años Fundidora de Monterrey, empresa pionera fabricante de acero estructural en México, fue prácticamente la única compañía que abasteció el mercado mexicano con perfiles laminados en varias modalidades, incluyendo la placa, ángulos, perfiles CPS, canales. Lamentablemente, por diversos problemas de tipo sindical, Fundidora de Monterrey se declaró en quiebra en 1986. Recientemente, a raíz de la privatización de Altos Hornos de México, una de las principales empresas nacionales productoras de acero estructural y como consecuencia de los acuerdos comerciales con Chaparral Steel, ha modernizado sus instalaciones y equipo para ofrecer una variedad más completa de productos a la industria de la construcción.

Por otra parte, es importante señalar que la fabricación del acero se realiza generalmente en volúmenes grandes determinados por las necesidades y capacidad instalada de las empresas productoras. Las capacidades inherentes a cada uno de los procesos necesarios también tienen caracteres restrictivos. La industria del acero, con su enorme producción mundial ha demostrado la economía del proceso del alto horno, para transformar el mineral en arrabio, y el empleo de convertidores al oxígeno(BOF) y hornos de hogar abierto(Siemens Martín) para obtener el acero a partir del hierro líquido (arrabio) y chatarra. Los grados de acero se diferencian en su composición química, y comprenden desde el hierro casi puro hasta aleaciones complejas. A estos diferentes tipos de acero les pueden ser impartidas cualidades distintas, a través de los distintos modos de fundirlos, laminarlos y tratarlos térmicamente. El proceso de vaciado del acero líquido se efectúa de dos formas; en moldes llamadas lingoteras, mediante vaciado por arriba en sistemas de colada continua en los que se obtienen sin necesidad de procesos ulteriores directamente los planchones. La forma y sección de los lingotes influye en el carácter y magnitud de la evolución de los gases como en la segregación de los elementos químicos en el acero, que ocurre durante la solidificación.

Los procesos utilizados por la industria del acero a través de su desarrollo comprenden desde el beneficio del mineral, reducción del mineral para producir hierro, conversión de hierro a acero y conversión del acero en productos finales; estos procesos son:

REDUCCIÓN DEL HIERRO

Alto horno

Reducción directa (hierro esponja)

ACERACIÓN

Convertidor Bessemer

Proceso BOF (Basic Oxygen Furnance)

Horno eléctrico

Colada continua

LAMINACIÓN EN CALIENTE

LAMINACIÓN EN FRÍO

REDUCCIÓN DEL HIERRO

El componente más importante del acero es el hierro; oscila aproximadamente en un 95 a 99%. Los metales y demás elementos (incluyendo algunos gases) proceden de los minerales que constituyen la corteza terrestre; dichos materiales yacen en las rocas que forman parte sólida de la corteza terrestre. Se estima que alrededor del 5% de la corteza terrestre está compuesta de hierro; no obstante el hierro se encuentra casi siempre combinado con oxígeno, azufre, silicio y con una amplia variedad de otros elementos. Los minerales de hierro más comunes son: hematita, magnetita, siderita, limonita y pirita. El material extraído de la mina consiste normalmente de una mezcla heterogénea de tamaños, entre los cuales abundan tanto material de difícil manipulación como otros finos poco adecuados para ser conducidos directamente al alto horno. Por esta razón existen instalaciones de trituración y cribado, por lo común en la misma mina o en las inmediaciones destinadas a preparar productos de granulometría más uniforme dentro de los rangos más usuales para concentrar o eventualmente para comercializar. De acuerdo con lo anterior, la obtención del hierro se basa en general en la reducción de los óxidos de hierro. El arrabio o hierro de primera fusión, proveniente de los altos hornos que es el producto obtenido por reducción de minerales de hierro presenta altos contenidos de carbono (3.0 a 4.5%), silicio (0.5 a 3.5%) y otros elementos como manganeso, fósforo y azufre, se afina (mediante proceso de oxidación) en convertidores BOF (Basic Oxygen Furnance) o en hornos de hogar abierto (Siemens Martin) en donde por medio de adiciones de fundentes (para formar la escoria), chatarra de acero y ferro aleaciones y con la inyección de oxígeno prácticamente puro como catalizador de las reacciones que tienen lugar, se obtiene la composición programada del acero líquido. Este acero es descargado en recipientes en forma de cubeta, construidos de placas de acero y revestidas en su interior con material refractario, llamadas ollas de vaciada que reciben el acero líquido y se transportan por medio de grúas viajeras hasta los lugares predestinados para su descarga. La descarga a estas ollas puede ser a moldes (llamadas lingoteras) o a los distribuidores en las coladas continuas. Los lingotes son en forma de pirámide truncadas de cantos redondeados, con la base mayor en el fondo; la altura y el peso varían según el tipo de acero. La forma o sección del lingote de acero está sujeta a variaciones internas debidas al fenómeno de la solidificación del acero. El carácter y magnitud de estas variaciones están influenciadas por la dimensión del lingote y la

temperatura de vaciado. Por la contracción del lingote durante la solidificación, se origina una cavidad central, conocida como rechupe. El rechupe principal se localiza en la parte superior del lingote. Bajo ciertas condiciones puede aparecer un rechupe secundario, situado por debajo del primero, y no unido a él. Este rechupe, normalmente desaparece por soldadura durante el laminado. El rechupe principal se elimina por corte del planchón después de la laminación. Otro fenómeno que ocurre durante la solidificación es la segregación, la cual origina en el lingote una composición química heterogénea. Este fenómeno varía con la composición del acero, temperatura de vaciado, forma y dimensiones de los moldes, etc. Los lingotes (dentro de sus moldes) se someten a un tiempo de reposo (aproximadamente tres horas) en el cual se completa la evolución de los gases en el interior del mismo, solidificándose la capa externa, posteriormente se extraen de los moldes y se colocan en hornos de recalentamiento de lingotes (llamados también fosas de recalentamiento de lingotes) en donde se mantienen a una temperatura de 1 260 °C durante periodos predeterminados, esto permite que el acero adquiera característica plástica para absorber las deformaciones a que será sometido en el proceso de desbaste. El lingote se saca de fosas por medio de grúas provistas de tenazas, y se coloca en un carro portalingotes que lo conduce a la mesa de entrada del molino desbastador de donde después de varias pasadas, se obtienen los planchones, que posteriormente son cortados a la medida por medio de una tijera de corte de planchones.

COLADA CONTINUA

Altos Hornos de México es de los pocos fabricantes en nuestro país que tienen el sistema de colada continua para fabricar planchones, que permite obtener los semi-productos con mejores características físicas y menores procesos que los obtenidos a través de lingote. Este sistema empezó a utilizarse en la década de 1930 a 1940, y con él pueden obtenerse directamente secciones menores que las de los lingotes, equivalentes a materiales semiacabados como son palanquilla, planchón, tocho y secciones especiales, sin las mermas que se producen en el proceso de desbaste. El proceso es el siguiente: el acero líquido de la olla se va vaciando sobre un distribuidor, el cual consiste en una caja cuadrada revestida con refractario, y que sirve para regular el volumen, la presión y la velocidad del acero a la entrada de los moldes. Del distribuidor cae el acero líquido a uno o varios moldes de cobre, abiertos en ambos extremos, los cuales están oscilando en sentido vertical. El acero va solidificándose a lo largo del molde, ayudándole las oscilaciones a ir saliendo por la parte de abajo. Los moldes son enfriados por agua. Abajo de cada molde se encuentran varios juegos de rodillos que extraen el planchón del molde a una velocidad determinada. La salida de los productos de colada continua puede ser vertical y horizontal, en este caso es horizontal y por lo tanto el material aún caliente se dobla por medio de otros rodillos y ya en posición horizontal se endereza. En ambos casos los productos se cortan a longitudes predeterminadas (generalmente 6 a 10 metros) por medio de sopletes a la salida

de la máquina, se producen por este sistema aceros. La colada continua produce un ahorro considerable de trabajo y energía con relación a los procesos menos recientes que producen lingotes con el acero líquido, los cuales se calientan posteriormente al rojo vivo y se laminan para formar las palanquillas.

ALTO HORNO

En el alto horno se efectúa la transformación del mineral de hierro en arrabio. El arrabio es una aleación de hierro con más de 2% de carbono y otras impurezas que salen del alto horno. En el alto horno, el mineral de hierro, el coque y la caliza se cargan por la parte superior. Por las toberas se inyecta aire caliente que enciende el coque y libera el monóxido de carbono necesario para reducir al óxido de hierro. El arrabio, producto final del alto horno, se recoge por una piqueta ubicada en la parte inferior.

CONVERTIDOR HENRY BESSEMER

En este convertidor se efectuaba la transformación masiva del arrabio en acero. El proceso consiste en eliminar las impurezas del arrabio líquido y reducir su contenido de carbono mediante la inyección de aire. El convertidor tiene la forma de un crisol, en el que se inyecta aire soplado desde la parte inferior, que a su paso a través del arrabio líquido logra la oxidación del carbono. De esta manera, el contenido del carbono se reduce del 4% a alrededor de un 0.5%, además, el oxígeno reacciona con las impurezas del arrabio produciendo escoria que sube y flota en la superficie del acero líquido. Como la combustión del oxígeno con el carbono del arrabio es una combustión que genera calor, este proceso estaba exento de costos por energía.

HORNO DE ARCO ELÉCTRICO

El horno de arco eléctrico consta de una vasija recubierta con refractarios donde se coloca la chatarra y/o el hierro esponja (hierro casi completamente puro con estructura porosa), que se funden con el paso de una enorme corriente eléctrica introducida con electrodos de grafito. El hierro esponja y la chatarra se convierten en acero líquido. El acero fundido se pasa a una olla donde, en ocasiones, se hace el ajuste final de la aleación. Finalmente el acero se vacía en moldes adecuados a cada proceso de fabricación posterior.

REDUCCIÓN DIRECTA

El proceso de reducción directa HyL, consiste fundamentalmente en la remoción del oxígeno de los óxidos de hierro, por medio de una mezcla de gases reductores. El producto final es sólido, de naturaleza porosa. El hierro esponja se utiliza en la fabricación de acero. Las materias primas son: mineral de hierro en forma de óxidos, principalmente hematita o mezclas de magnetita y hematita., gas natural, también puede utilizarse hidrocarburos ligeros de petróleo, gas L.P. nafta, aceite

pesado, etc. y vapor de agua. Una planta de reducción directa es un ensamble de un reformador y varias unidades reductoras. Las materias primas y los minerales en el proceso HyL son aprovechados al máximo al utilizar el gas reductor residual como combustible para las unidades calefactoras.

CONVERTIDOR AL OXIGENO (BASIC OXIGEN FURNANCE, BOF)

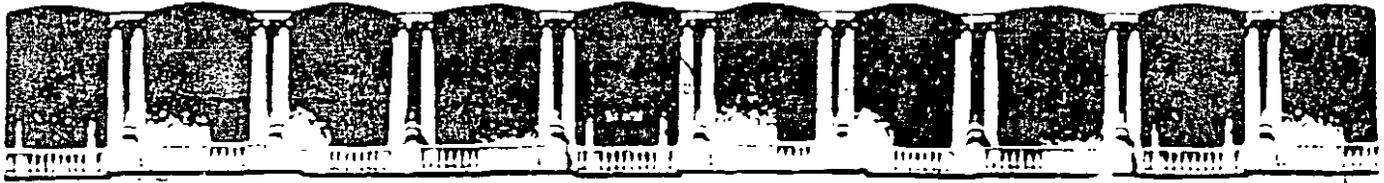
El proceso BOF es uno de los más importantes debido a su gran eficiencia, economía, mejor control y grandes cantidades de acero que se producen, en relación con otros procesos. Mediante un chorro de oxígeno con polvo de piedra caliza el arrabio es convertido en acero. El oxígeno reacciona con el carbono del arrabio y lo elimina en forma de bióxido de carbono. La caliza sirve para eliminar impurezas, entre las que se encuentra el fósforo. Este proceso sustituyó con muchas ventajas a los convertidores de Bessemer y Siemens-Martin que durante varias décadas se habían utilizado.

LAMINACIÓN EN CALIENTE

El proceso de laminación en caliente consiste en pasar a través de unos rodillos cilíndricos que giran en sentido contrario, una placa o barra para producirle mediante deformación, un cambio en la sección transversal con la geometría deseada. El proceso completo de laminación en caliente de los diversos perfiles estructurales, comienza cuando los tochos (forma de los productos semiterminados de mayor sección que se hace con los lingotes), se calientan a una temperatura del orden de 600 °C y luego se transportan por medio de mesas a un laminador desbastador. En este laminador los rodillos ajustables comprimen y conforman al acero caliente en varias pasadas para obtener las diferentes secciones terminadas. En virtud de que los tochos son pesados, las primeras formas que resultan de las primeras pasadas tienen poco parecido con el producto final, que varía desde un ángulo, un perfil IPR o una canal.

LAMINACIÓN EN FRÍO

Este proceso parte de la lamina laminada en caliente o en frío como materia prima, la cual es doblada mediante prensas a la temperatura ambiente para fabricar perfiles en frío. Una de las principales ventajas de los perfiles formados en frío es la gran variedad de formas, con las cuales se pueden fabricar secciones compuestas, según se aprecia en la figura siguiente.



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

ANEXO: CONSTRUCCION

**EXPOSITOR: ING. HECTOR SOTO RODRIGUEZ
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

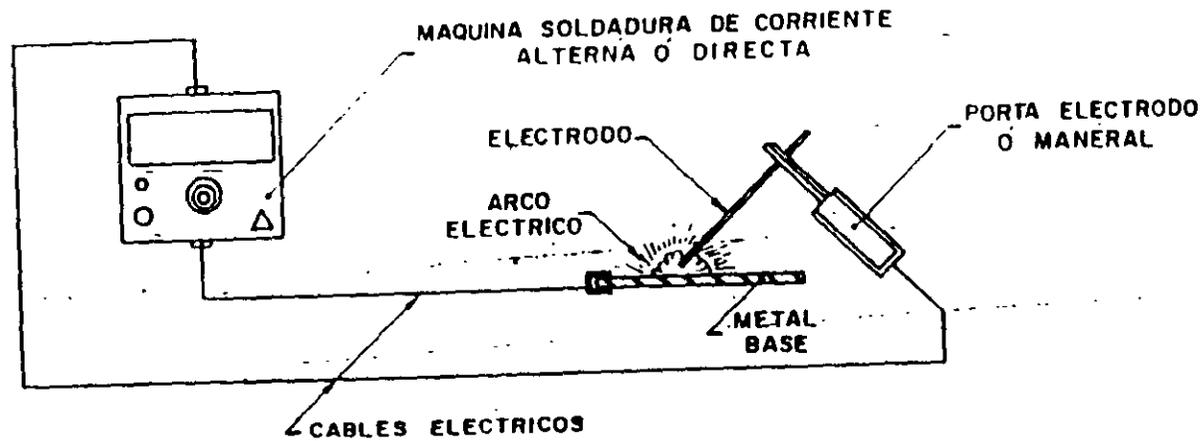
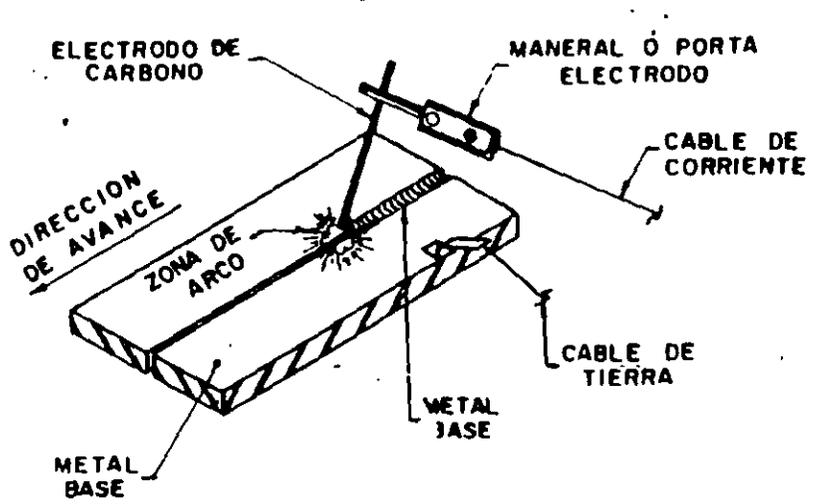
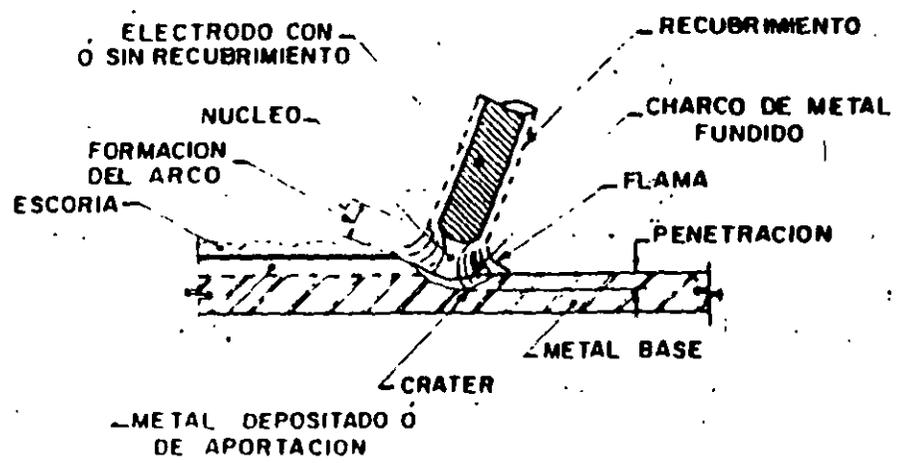


FIG. 8



SOLDADURA CON ARCO DE CARBON

FIG. 9



OPERACION DE SOLDADURA CON ELECTRODO

FIG. 10

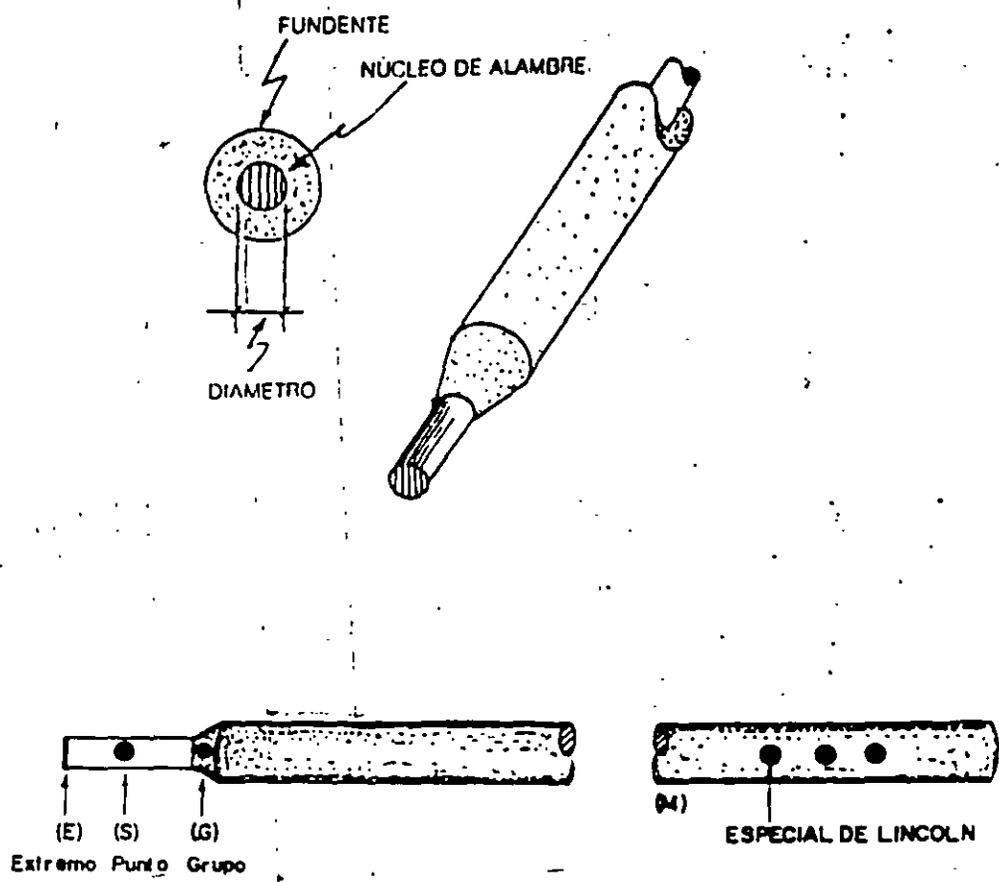


FIG. 37.- CODIGO DE COLORES PARA IDENTIFICACION DE ELECTRODOS.

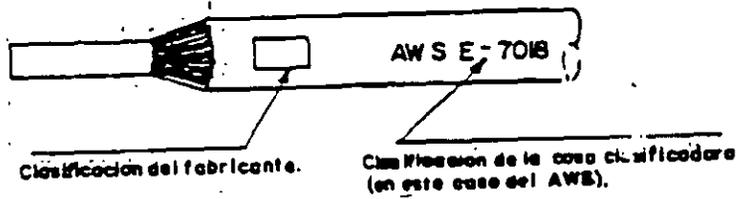


FIG.38.- IDENTIFICACIÓN DE UN ELECTRODO POR EL CODIGO A.W.S.

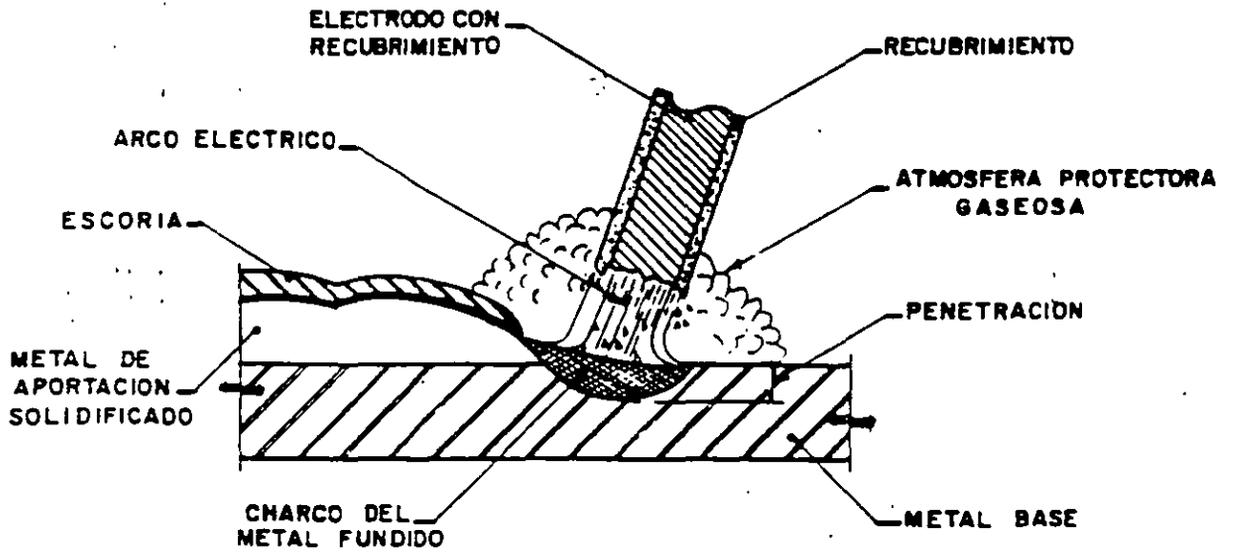
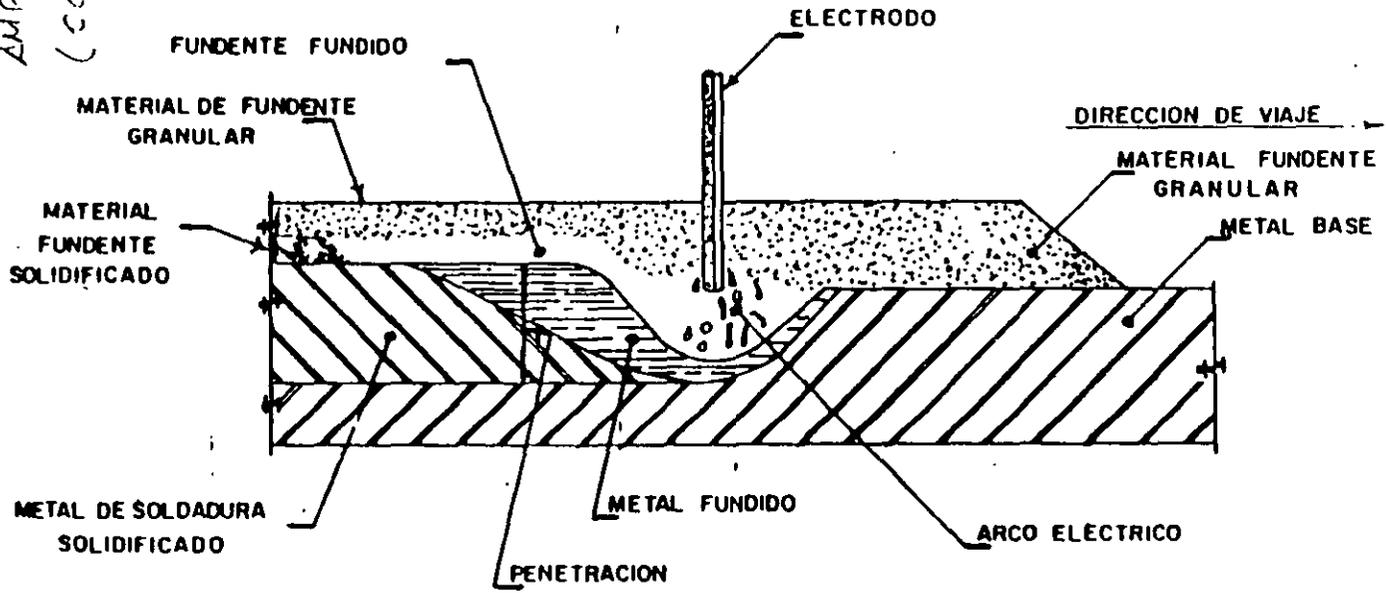


FIG. II.- SOLDADURA DE ARCO CON PROTECCION

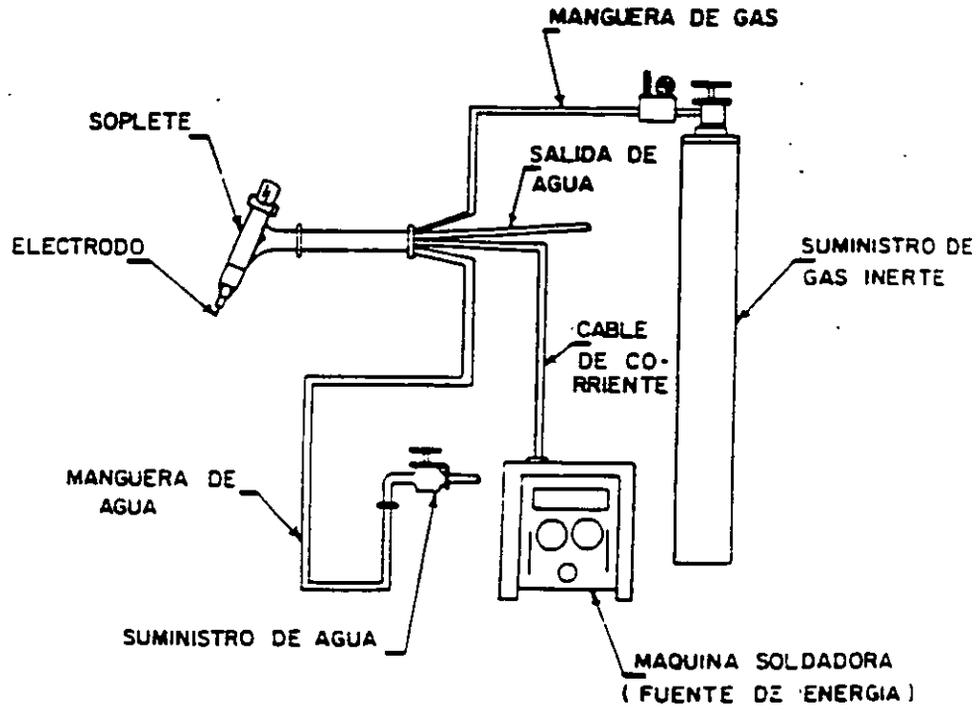
HECHO : 7/10/07

AMPERAJES ALTOS
(CORRIENTE ALTA)



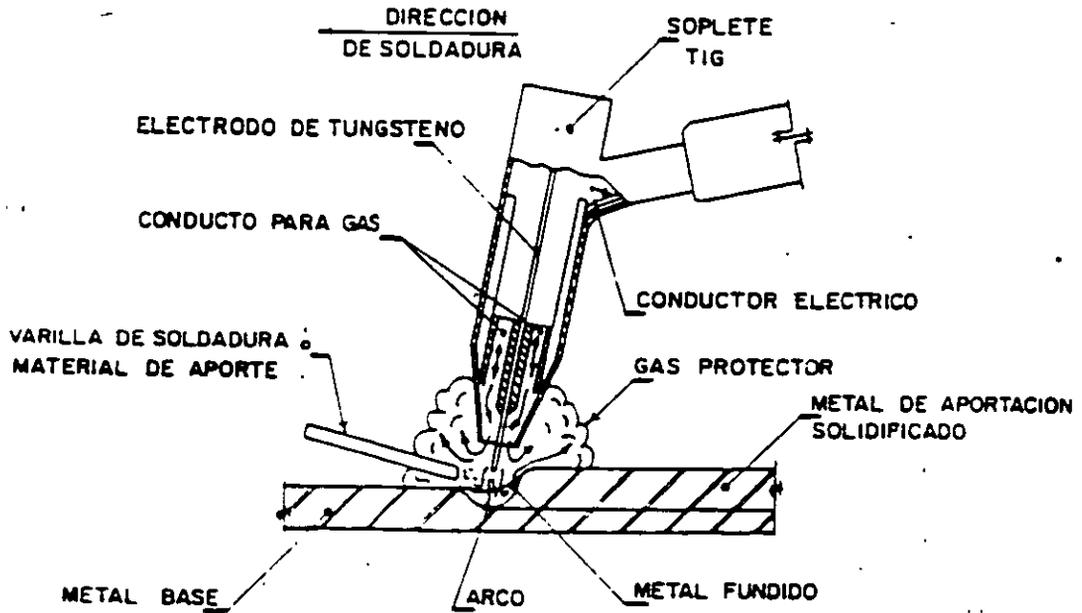
SOLDADURA CON EL PROCESO DE ARCO PROTEGIDO CON FUNDENTE GRANULADO

FIG. 14'



EQUIPO BASICO PARA TIG

FIG. 12



SOLDADURA CON EL PROCESO

FIG. 12 A

Por ejemplo: la identificación de electodos para acero dulce de baja aleación que comunmente se utilizan en soldaduras de elementos estructurales son: E 60 XX y E 70 XX.

Donde el prefijo "E" significa electrodo y se refiere siempre a la soldadura por arco eléctrico. En seguida las dos primeras cifras de un total de cuatro ó las tres primeras de un total de cinco, indican la resistencia a la tensión.

E 60 XX, significa 60000 lbs/pulg² (4222.00 kg/cm²) de resistencia a la tensión.

E 70 XX, significa 70000 lbs/pulg² (4926.00 kg/cm²) de resistencia a la tensión.

Cabe aclarar en este punto que los reglamentos de diseño estipulan que la resistencia del material depositado por el electrodo deberá ser cuando menos igual al del metal base; sin embargo hay en existencia electodos con resistencias mayores para utilizarse como: E80XX, E90XX, E100XX y E110XX.

La penúltima cifra indica las posiciones en que permite soldar el electrodo.

E XX 1 X Indica que es un electrodo que se puede utilizar para soldar en todas las posiciones (plana, horizontal, vertical y sobre cabeza).

E XX 2 X Sólo juntas en ángulo en posición plana y horizontal.

E XX 3 X Sólo en posición plana.

Desde luego estas clasificaciones están íntimamente ligadas

La última cifra en conjunto con la penúltima, indican la clase de corriente a usar y la clase de recubrimiento.

E XX 10 Significa que solamente puede utilizar corriente continua invertida C.C. (+) y su recubrimiento contiene materia orgánica (celulosa y sodio).

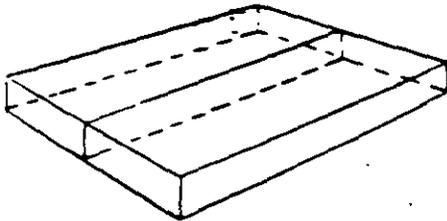
E XX 11 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene materia orgánica (celulosa y potasio).

- E XX 12 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, titanio y sodio.
- E XX 13 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, titanio y potasio.
- E XX 14 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) (+) y su recubrimiento contiene rutilo, polvo de hierro (30% aprox) y titanio.
- E XX 15 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y sodio.
- E XX 16 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y potasio
- E XX 17 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (-) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno, polvo y óxido de hierro.
- E XX 18 Significa que puede soldar con C.A. ó C.C. (+) y su recubrimiento contiene bajo contenido de hidrógeno y polvo de hierro (25% aprox).

Además de la clasificación anterior, se adiciona un sufijo que significa que contiene una aleación especial en el metal de aporte (electrodo), por ejemplo:

- E XXXX-A1 Significa que el electrodo contiene aproximadamente 0.5% de molibdeno

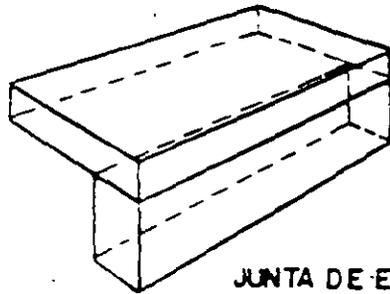
TIPOS BASICOS DE JUNTA



JUNTA A TOPE

SOLDADURAS APLICABLES

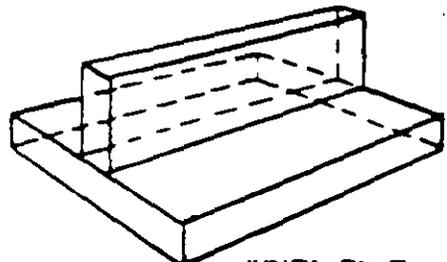
RANURA RECTA	RANURA EN J
RANURA EN V	RANURA EN V ACAMPANADA
RANURA DE BISEL	RANURA DE BISEL ACAMPANADO
RANURA EN U	BORDE DE PATIN
	LATON



JUNTA DE ESQUINA

SOLDADURAS APLICABLES

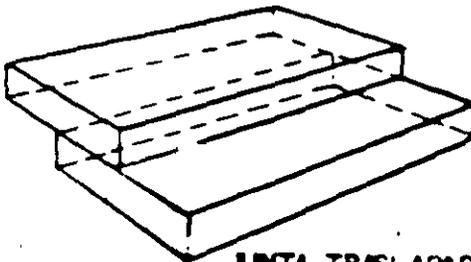
FILETE	RANURA DE BISEL ACAMPANADO
RANURA RECTA	BORDE DE PATIN
RANURA EN V	ESQUINA DE PATIN
RANURA DE BISEL	PUNTO
RANURA EN U	PROYECCION
RANURA EN J	COSTURA
RANURA EN V ACAMPANADA	LATON



JUNTA EN T

SOLDADURAS APLICABLES

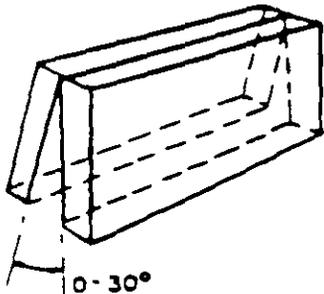
FILETE	RANURA EN J
TAPON	RANURA DE BISEL ACAMPANADO
RANURA	PUNTO
RANURA RECTA	PROYECCION
RANURA DE BISEL	COSTURA
	LATON



JUNTA TRASLAPADA

SOLDADURAS APLICABLES

FILETE	RANURA EN J
TAPON	RANURA DE BISEL ACAMPANADO
RANURA	PUNTO
RANURA RECTA	PROYECCION
	COSTURA
	LATON



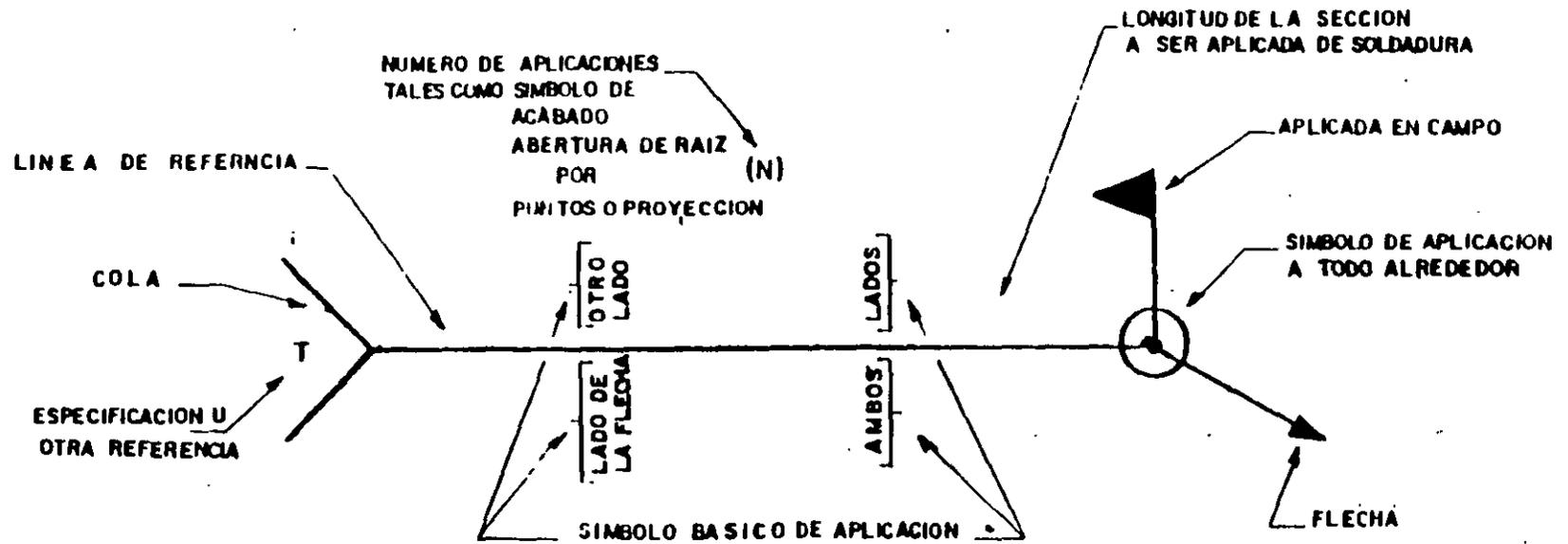
JUNTA DE BORDE

SOLDADURAS APLICABLES

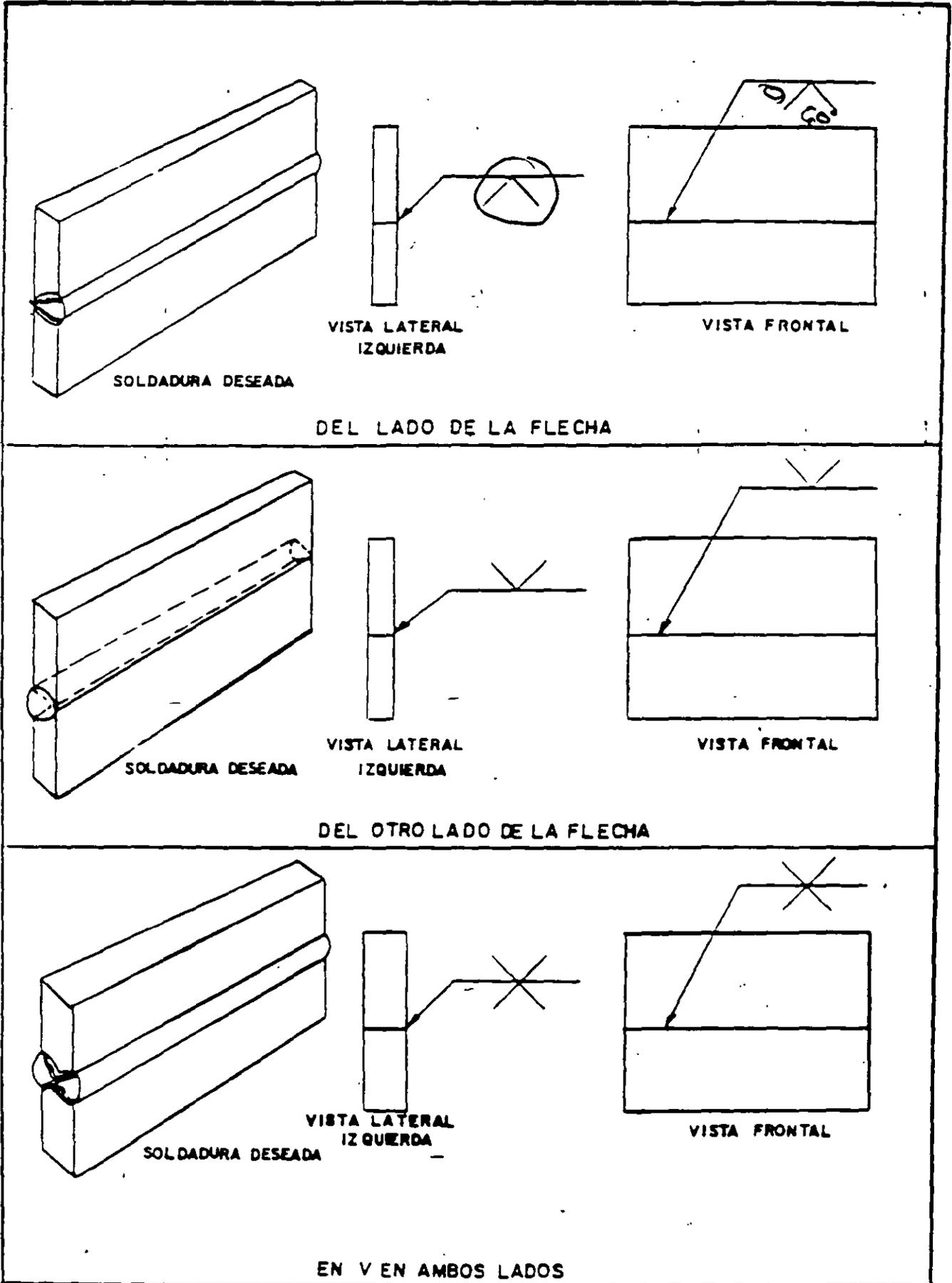
RANURA RECTA	BORDE DE PATIN
RANURA DE BISEL	ESQUINA DE PATIN
RANURA EN V	COSTURA
RANURA EN J	BORDE
RANURA EN U	

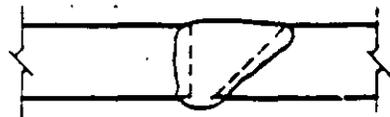
0-30°

LOCALIZACION ESTANDAR DE ELEMENTOS

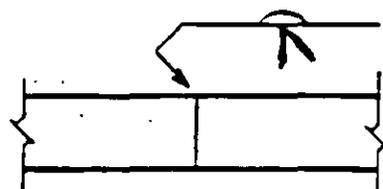


APLICACION DE SOLDADURA DE RANURA EN V



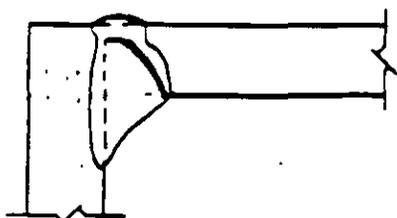


SOLDADURAS DESEADAS

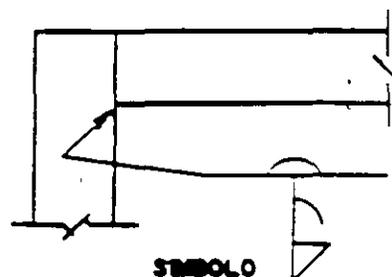


SIMBOLO

SOLDADURA DE RANURA DE UN SOLO BISEL Y TRABAJANDO LA RAZ

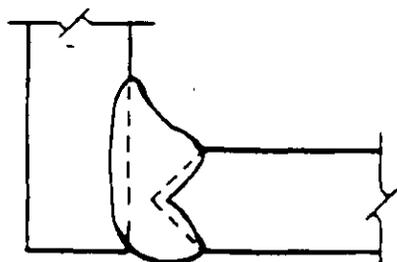


SOLDADURAS DESEADAS

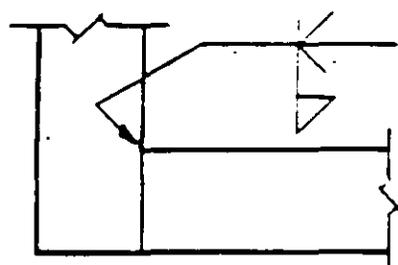


SIMBOLO

SOLDADURA DE UNA SOLA RANURA EN J Y TRABAJANDO LA RAZ

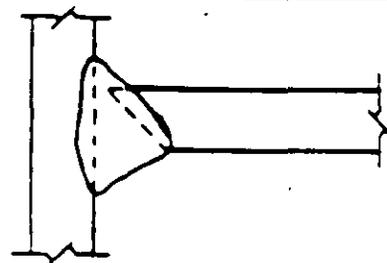


SOLDADURAS DESEADAS

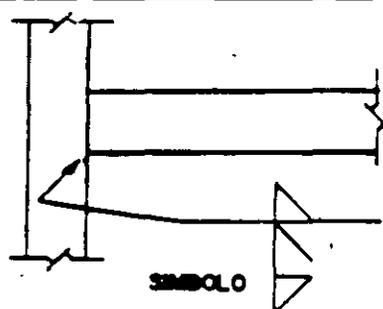


SIMBOLO

SOLDADURA DE FILETE Y RANURA DE DOBLE BISEL



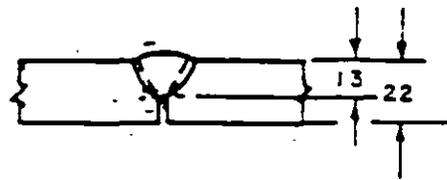
SOLDADURAS DESEADAS



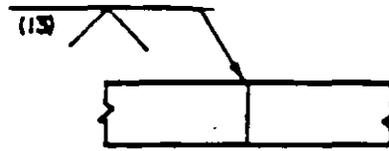
SIMBOLO

SOLDADURA DE RANURA DE UN BISEL Y CON DOBLE FILETE

DESIGNACION DE SOLDADURAS A TOPE
CON PREPARACION NO ESPECIFICADA



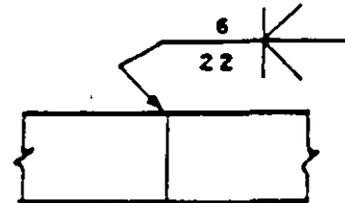
SOLDADURA DESEADA



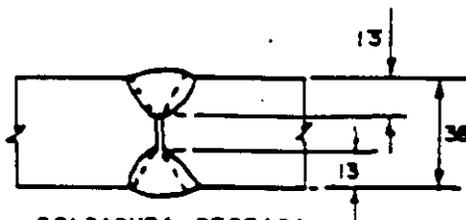
SIMBOLO



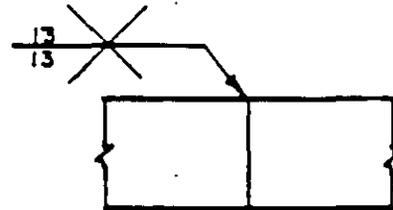
SOLDADURA DESEADA



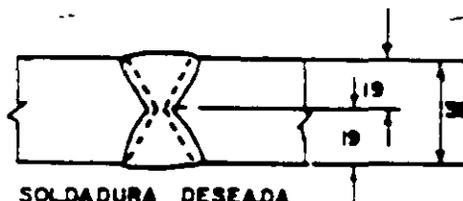
SIMBOLO



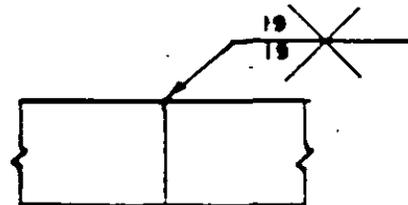
SOLDADURA DESEADA



SIMBOLO



SOLDADURA DESEADA



SIMBOLO



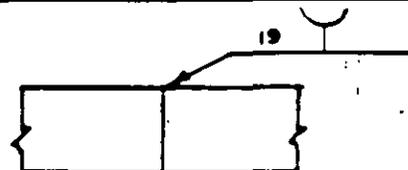
SOLDADURA DESEADA



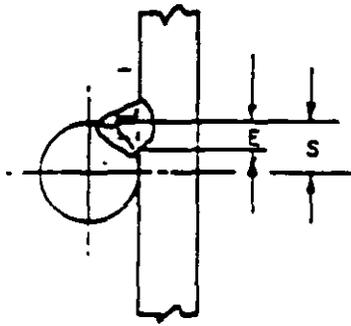
SIMBOLO



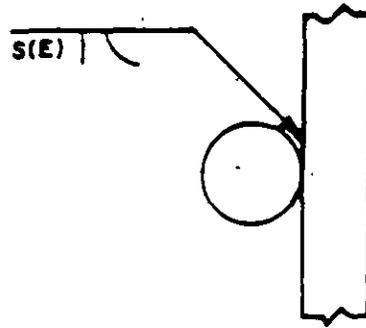
SOLDADURA DESEADA



SIMBOLO

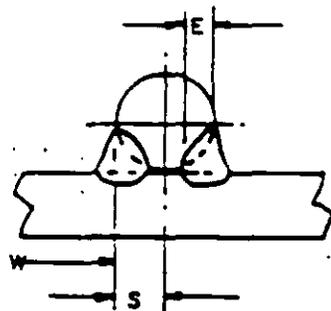


SOLDADURA DESEADA

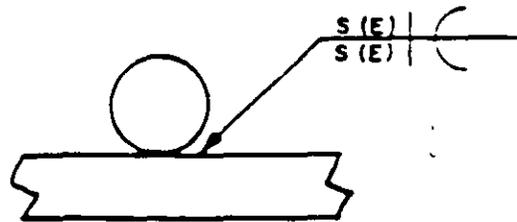


SIMBOLO

DE UN BISEL ACAMPANADO Y DE RANURA SIMPLE



SOLDADURA DESEADA

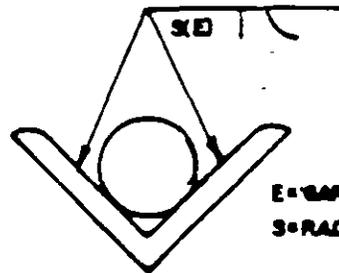


SIMBOLO

DOBLE BISEL ACAMPANADO



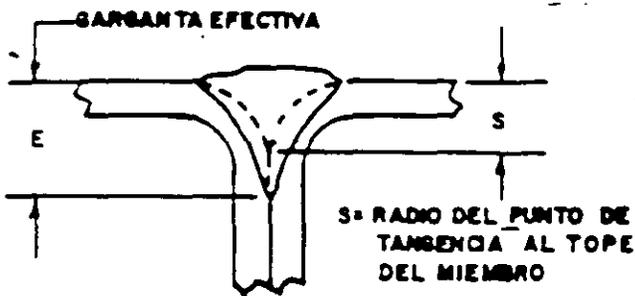
SOLDADURA DESEADA



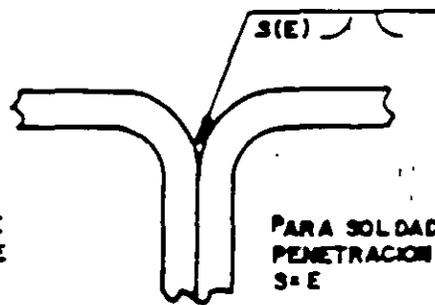
SIMBOLO

ACAMPANADO CON DOS BISELES Y DE RANURA SIMPLE

E = GARGANTA EFECTIVA
S = RADIO DE RANURA



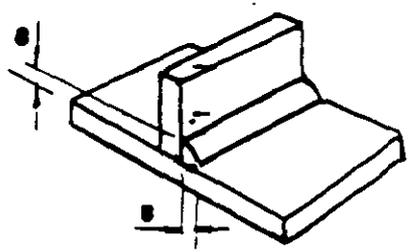
SOLDADURA DESEADA



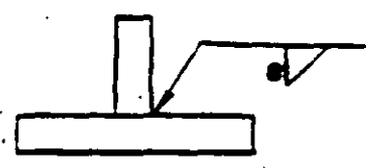
SIMBOLO

ACAMPANADA CON PENETRACION COMPLETA

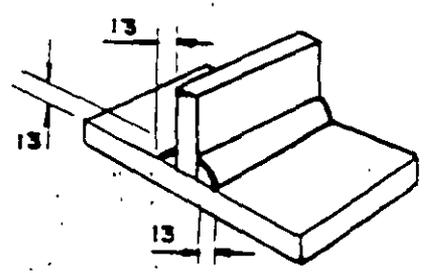
PARA SOLDADURA DE PENETRACION COMPLETA
S = E



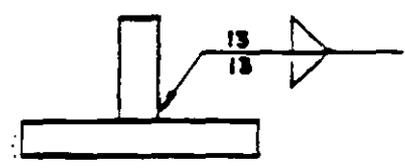
SOLDADURA DESEADA



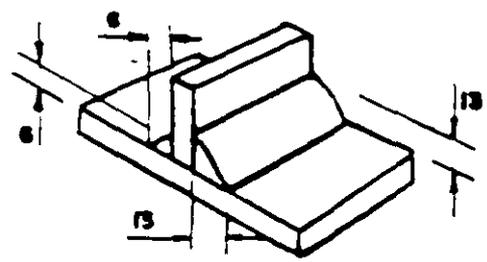
SIMBOLO



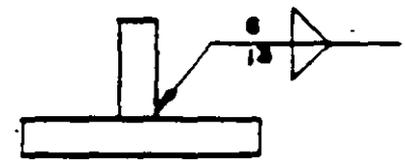
SOLDADURA DESEADA



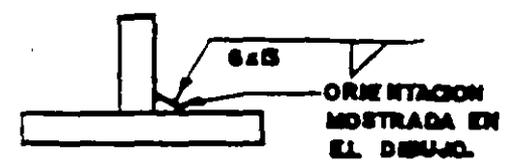
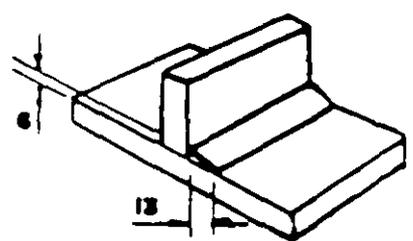
SIMBOLO



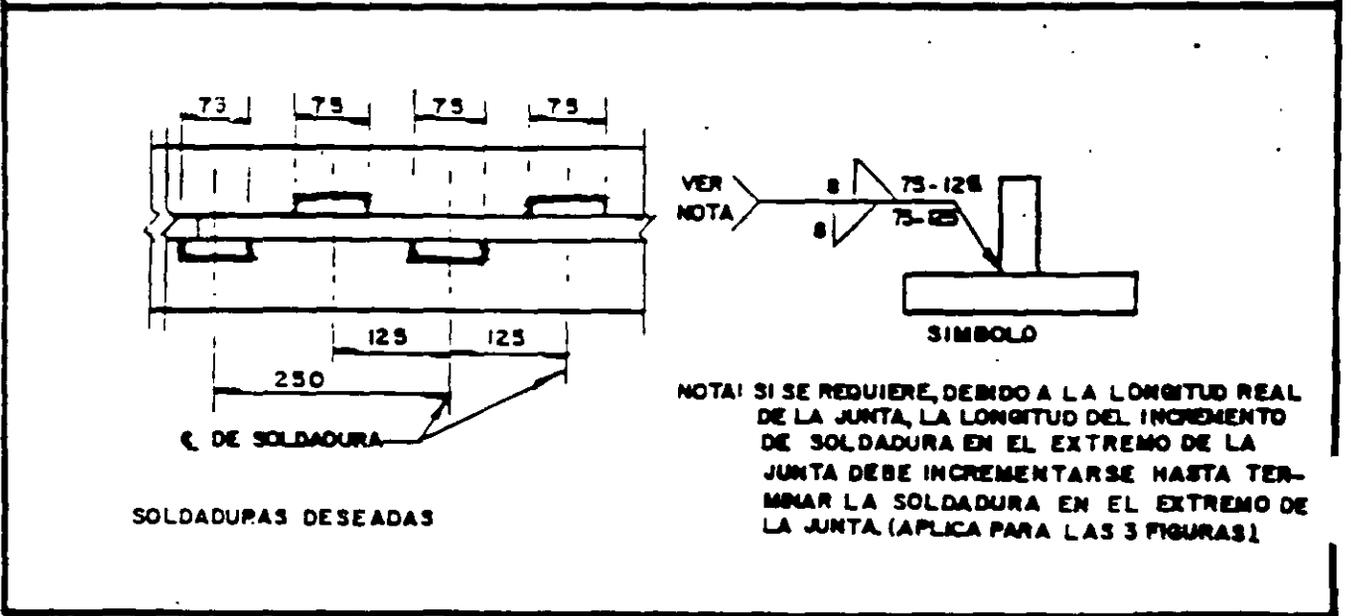
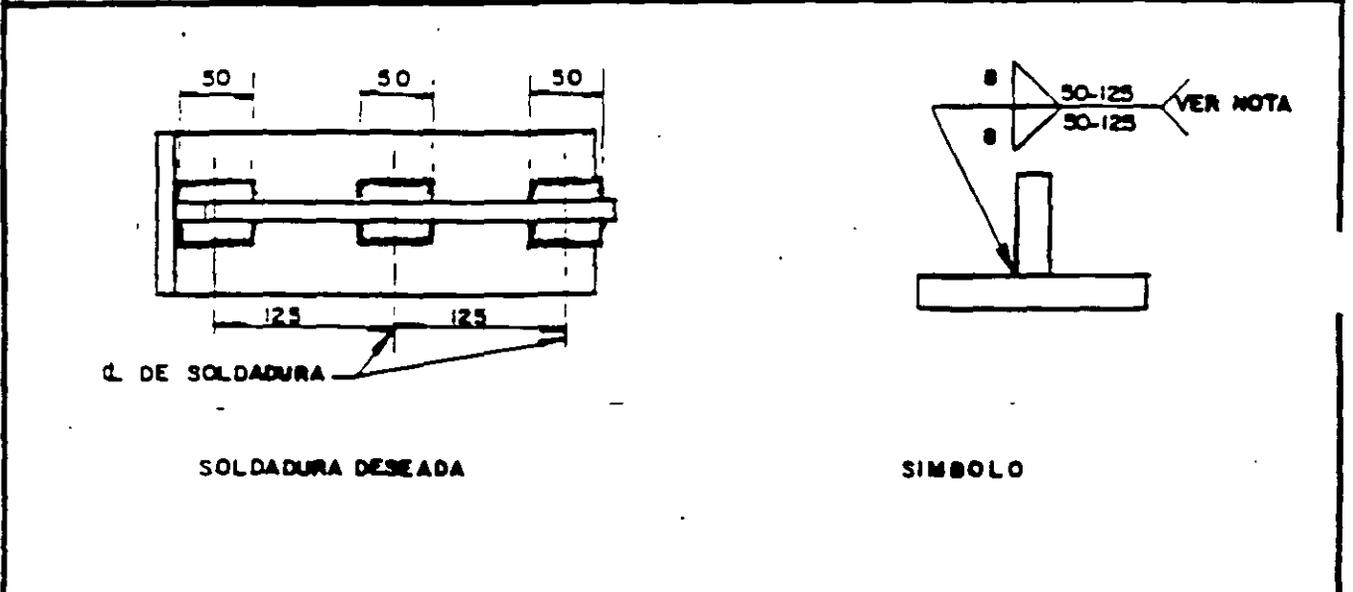
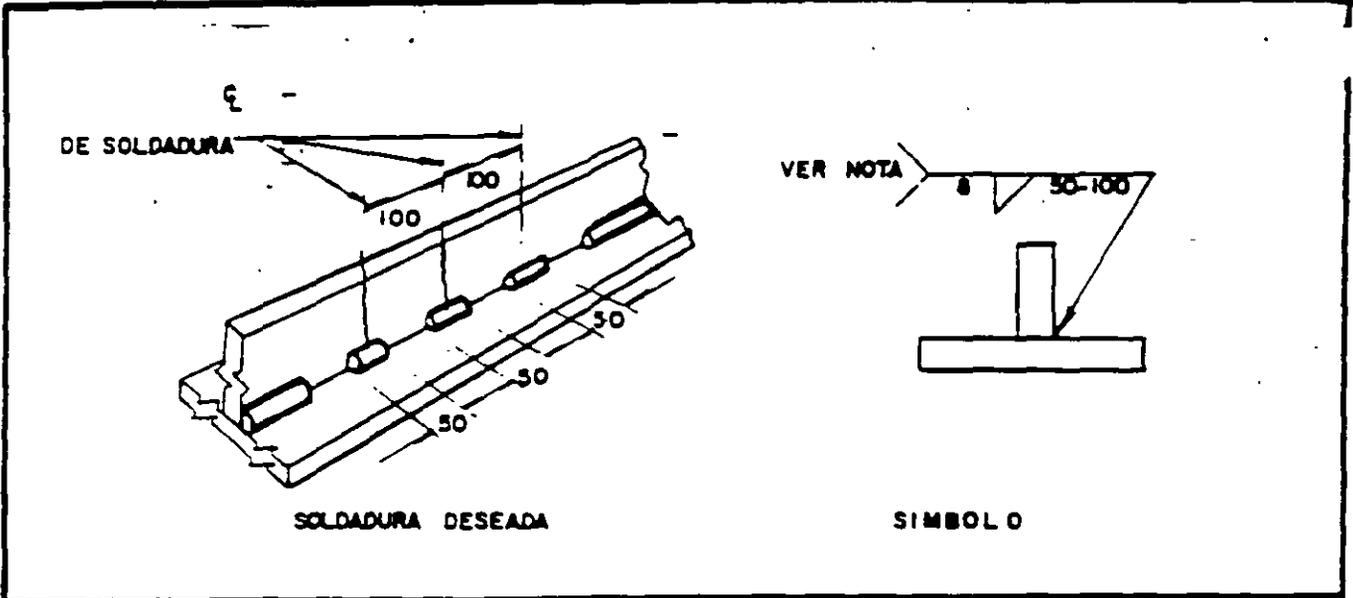
SOLDADURA DESEADA

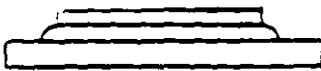
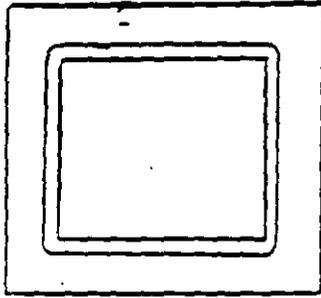


SIMBOLO

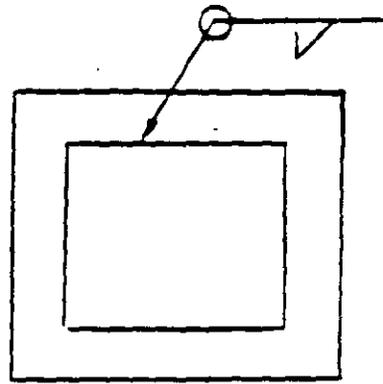


LONGITUD, TAMAÑO Y SEPARACION DE SOLDADURA DE FILETE INTERMITENTE

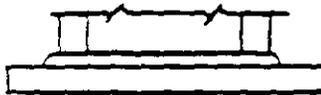
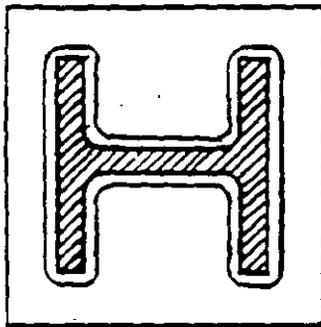




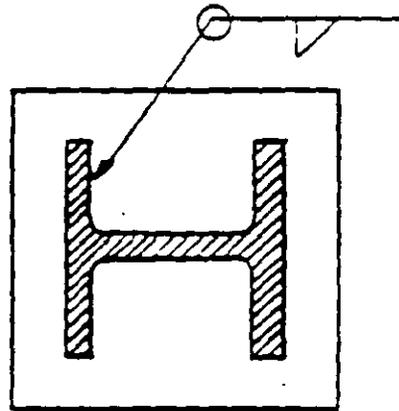
SOLDADURA DESEADA



SIMBOLO



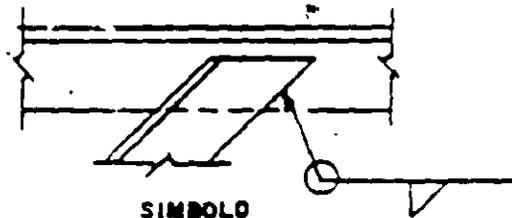
SOLDADURA DESEADA



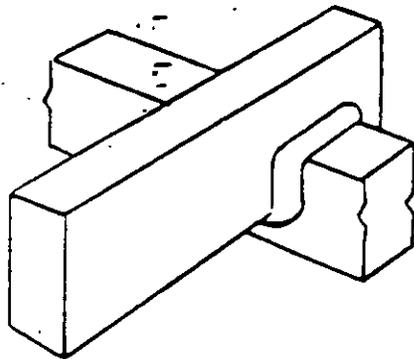
SIMBOLO



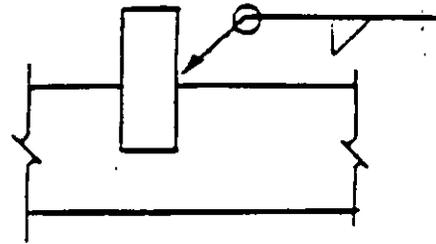
SOLDADURA DESEADA



SIMBOLO

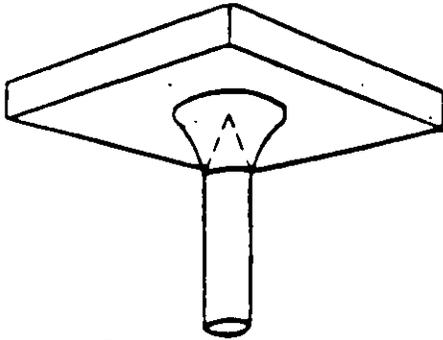


SOLDADURA DESEADA

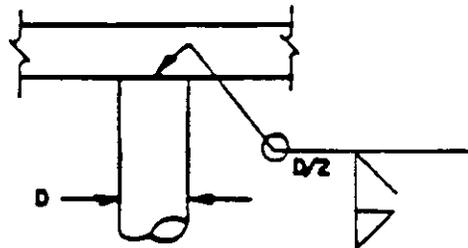


SIMBOLO

SOLDADURA EN VARIOS PLANOS

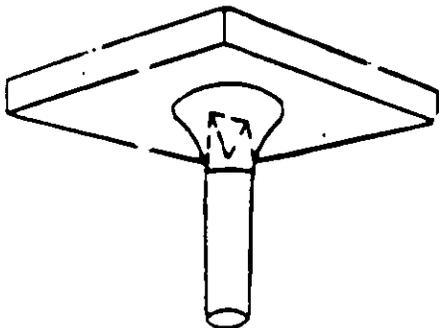


SOLDADURA DESEADA

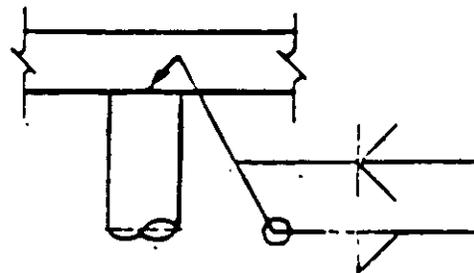


SIMBOLO

PUNTA REDONDA



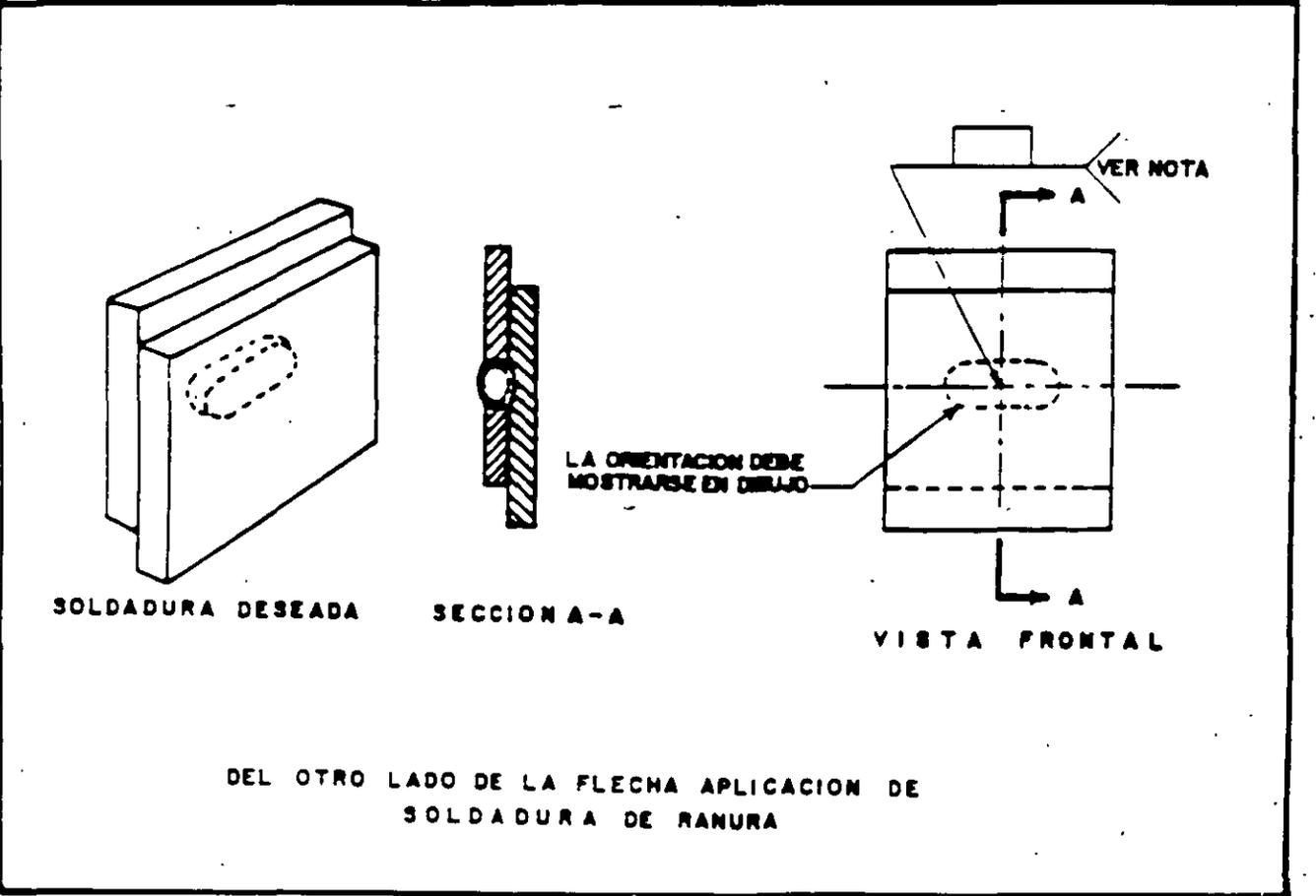
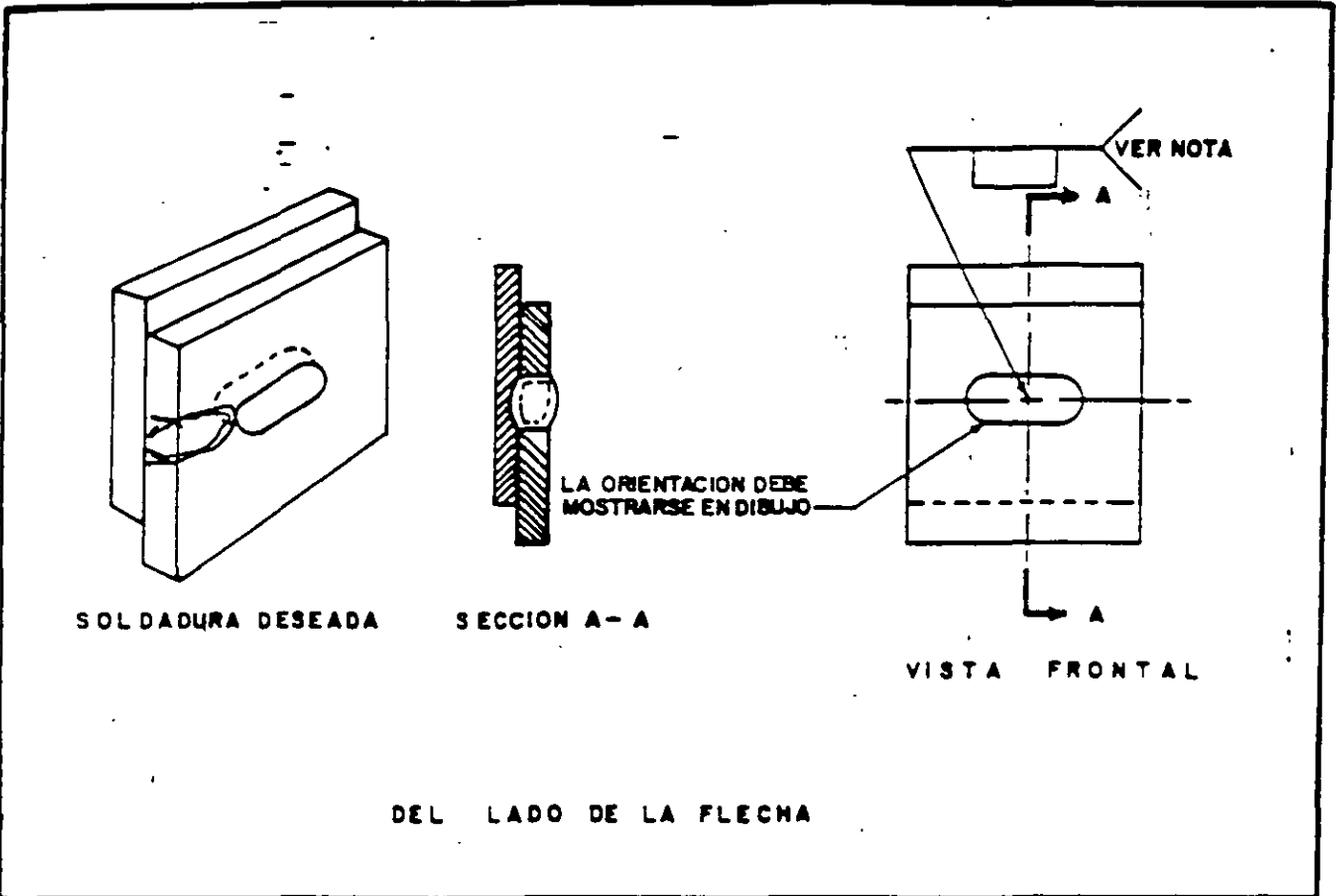
SOLDADURA DESEADA

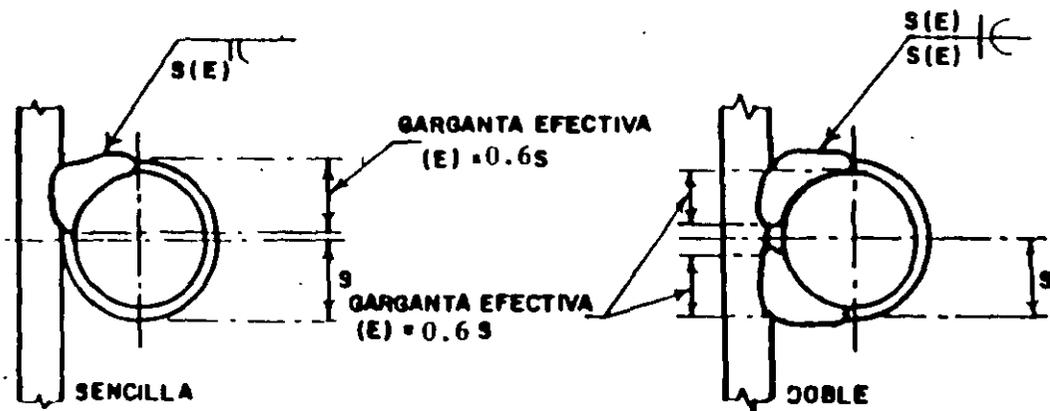


SIMBOLO

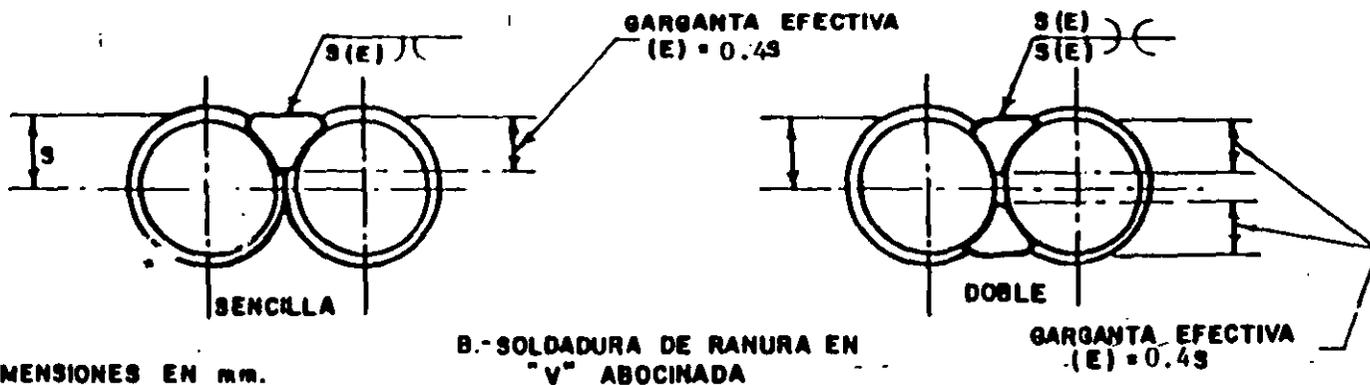
PUNTA DE CINCEL

APLICACION DE SOLDADURA DE RANURA EN JUNTAS TRASLAPADAS:





A.-SOLDADURA DE RANURA DE BISEL ABOCINADO.

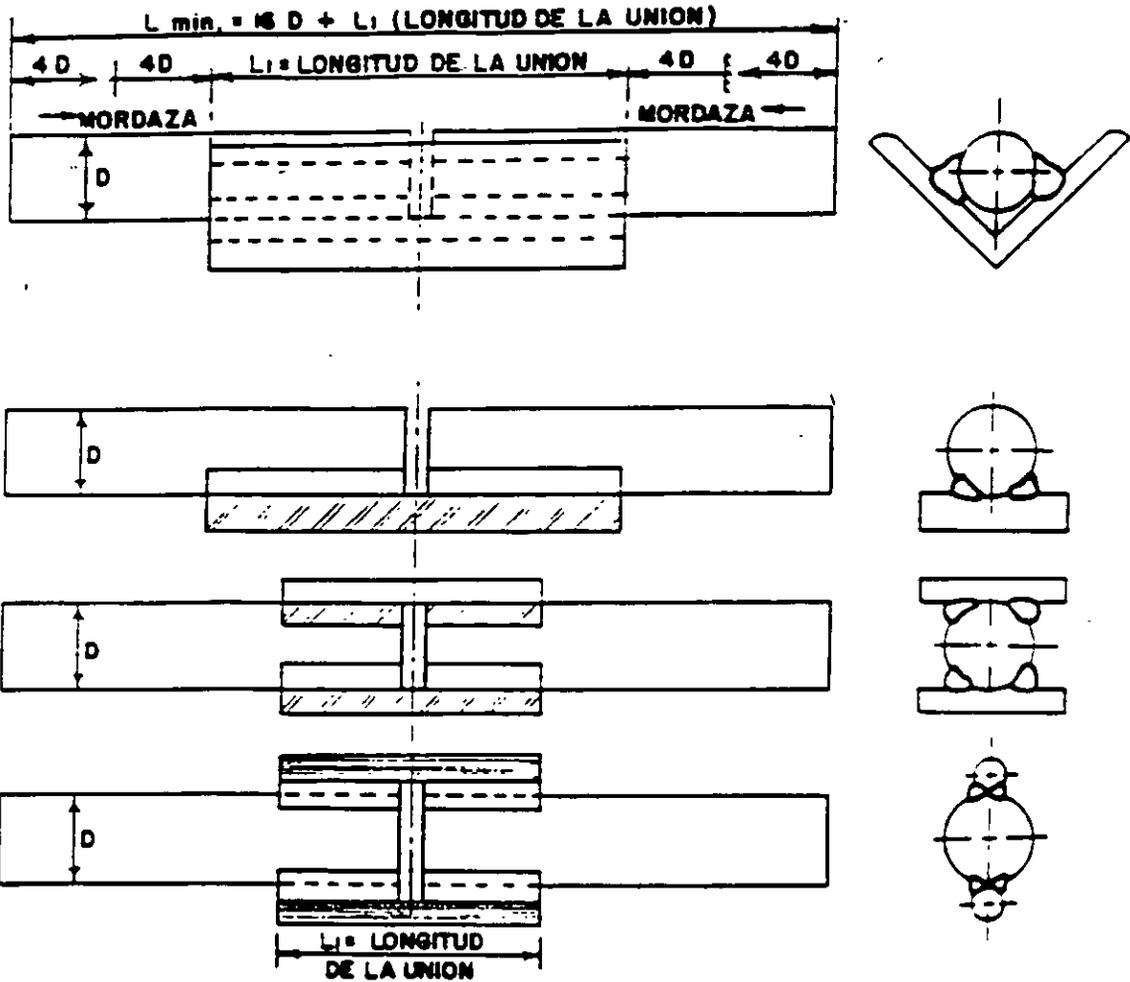


DIMENSIONES EN mm.

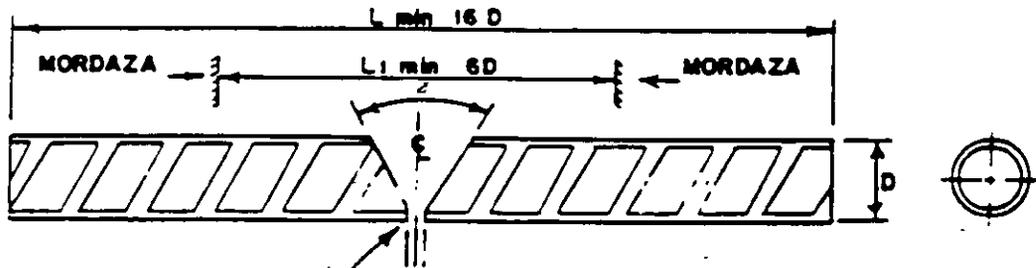
B.-SOLDADURA DE RANURA EN "V" ABOCINADA

NOTA: EL RADIO DE LA VARILLA = S

FIG. 41 GARGAITAS EFECTIVAS PARA SOLDADURAS DE RANURA ABOCINADAS.



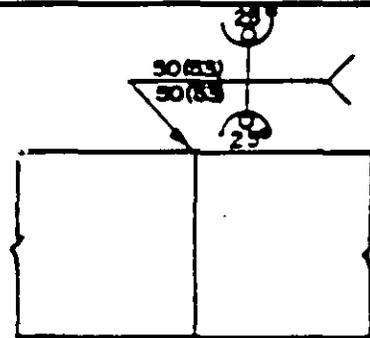
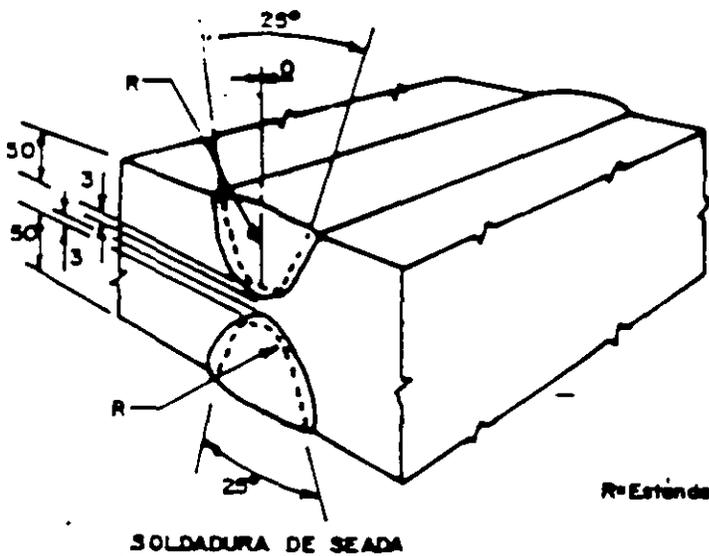
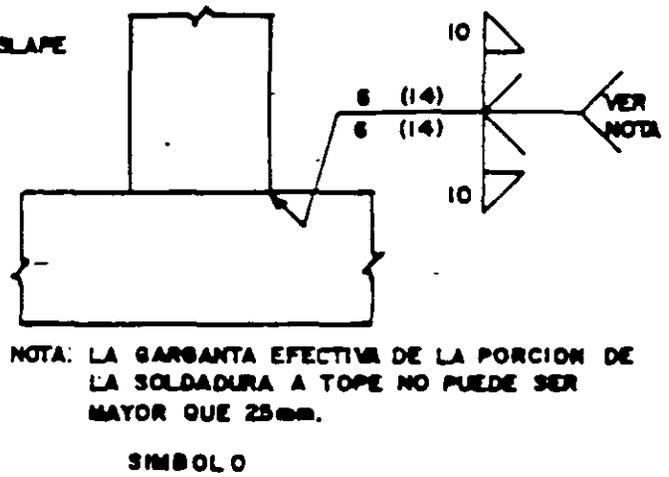
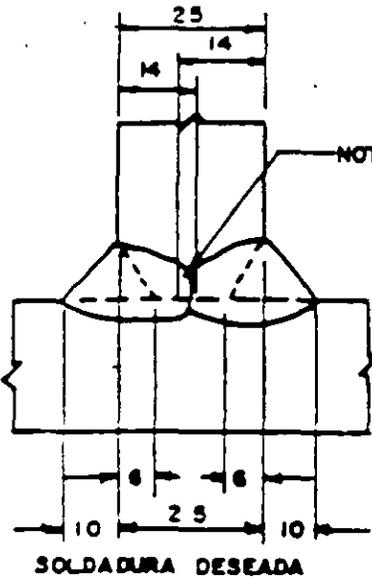
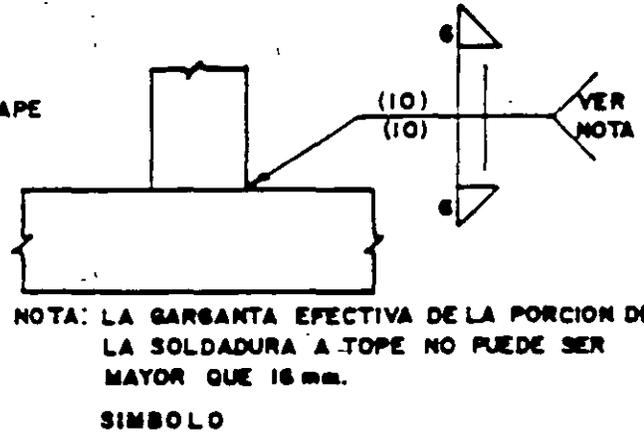
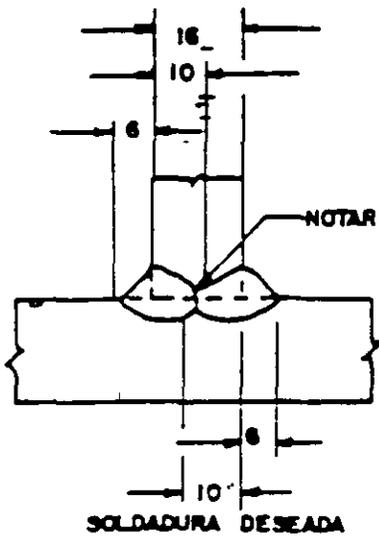
B = RANURAS ABOCINADAS - UNIONES A TOPE INDIRECTAS



LA CONFIGURACION DE LA RANURA SE MUESTRA UNICAMENTE PARA ILUSTRACION. LA FORMA DE LA RANURA USADA DEBE SER CONFORME A LA QUE SE ESTA CALIFICANDO.

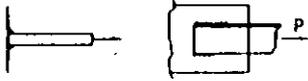
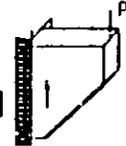
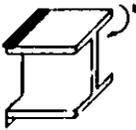
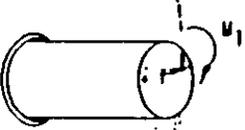
A = RANURA DE PENETRACION COMPLETA DE LA JUNTA - UNION A TOPE DIRECTA

FIG. 51 PRUEBA DE TENSION DE SECCION COMPLETA Y PROBETAS DE MACROATAQUE PARA PRUEBAS DE CALIFICACION DE - PROCEDIMIENTO.



R=Extender del acero

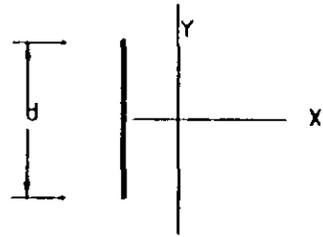
FORMULAS PARA DETERMINAR LAS FUERZAS EN SOLDADURAS DE FILETE

TIPO DE SOLICITACION		FORMULA ORDINARIA: ESFUERZOS (kg/cm ²)	SOLDADURAS TRATADAS COMO LINEAS: FUERZAS (kg/cm)
	TENSION O COMPRESION	$\sigma = \frac{P}{A}$	$F = \frac{P}{L}$
	CORTANTE	$\tau = \frac{P}{A}$	$V = \frac{P}{L}$
	FLEXION	$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{M}{S}$	$F_{m\acute{a}x} = \frac{M}{S_L}$
	TORSION	$\tau_{MT} = \frac{M_T}{J}$	$V_{MT} = \frac{M_T}{J_L} r$

A, S y J.- Area, módulo de sección y momento polar de inercia del área efectiva (cm², cm³ cm⁴).

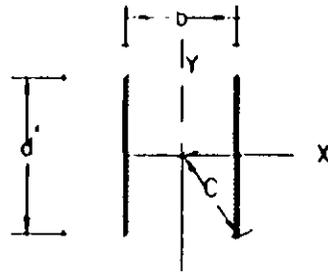
L, S_L y J_L.- Area, módulo de sección y momento polar de inercia de las líneas que coinciden con los ejes de los filetes (cm, cm² cm⁴).

PROPIEDADES DE CONJUNTOS DE SOLDADURAS TRATADAS COMO LINEAS



$L=d$

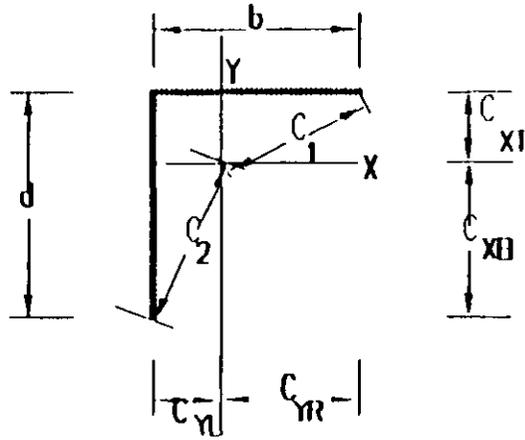
$$I_x = \frac{d^3}{12} \quad S_x = \frac{d^2}{6}$$



$L=2d$

$$I_x = \frac{d^3}{6} \quad S_x = \frac{d^2}{3} \quad J = \frac{d}{6}(3b^2 + d^2)$$

$$I_y = \frac{b^2 d}{2} \quad S_y = bd \quad C = \frac{(b^2 + d^2)^{1/2}}{2}$$



$$L = b + d$$

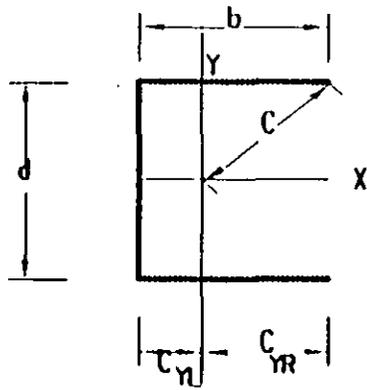
$$I_x = \frac{d^3}{12} \left(\frac{4b + d}{b + d} \right) \quad S_{xT} = \frac{d}{6} \left(\frac{4b + d}{b + d} \right) \quad S_{xB} = \frac{d^2}{6} \left(\frac{4b + d}{b + d} \right)$$

$$I_y = \frac{b^3}{12} \left(\frac{b + 4d}{b + d} \right) \quad S_{yL} = \frac{b}{6} \left(\frac{b + 4d}{b + d} \right) \quad S_{yR} = \frac{b^2}{6} \left(\frac{b + 4d}{b + d} \right)$$

$$J = \frac{b^3 + d^3}{12} + \frac{bd(b^2 + d^2)}{4(b + d)}$$

$$C_{xT} = \frac{d^2}{2(b + d)} \quad C_{xB} = \frac{d}{2} \left(\frac{2b + d}{b + d} \right) \quad C_1 = (C_{xT}^2 + C_{yR}^2)^{1/2}$$

$$C_{yL} = \frac{b^2}{2(b + d)} \quad C_{yR} = \frac{b}{2} \left(\frac{b + 2d}{b + d} \right) \quad C_2 = (C_{xB}^2 + C_{yL}^2)^{1/2}$$



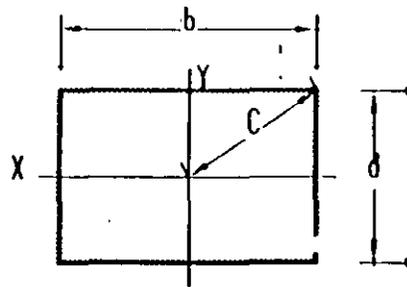
$$L = 2b + d$$

$$I_X = \frac{d^2}{12}(6b + d) \quad S_X = \frac{d}{6}(6b + d)$$

$$I_Y = \frac{d^3}{3} \left(\frac{b + 2d}{2b + d} \right) \quad S_{YL} = \frac{b}{3}(b + 2d)$$

$$C_{XL} = \frac{b^2}{2b + d} \quad C_{YR} = \frac{b(b + d)}{2b + d} \quad S_{YR} = \frac{b^3}{3} \left(\frac{b + 2d}{b + d} \right)$$

$$C = [C_{YR}^2 + \left(\frac{d}{2}\right)^2]^{1/2} \quad J = \frac{b^3}{3} \left(\frac{b + 2d}{2b + d} \right) + \frac{d^2}{12}(6b + d)$$

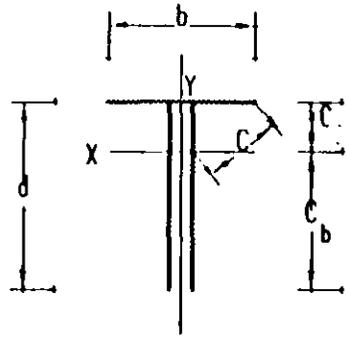


$$L = 2(b + d)$$

$$I_X = \frac{d^2}{6}(3b + d) \quad S_X = \frac{d}{3}(3b + d)$$

$$I_Y = \frac{b^2}{6}(b + 3d) \quad S_Y = \frac{b}{3}(b + 3d)$$

$$J = \frac{(b + d)^3}{6} \quad C = \frac{(b^2 + d^2)^{1/2}}{2}$$



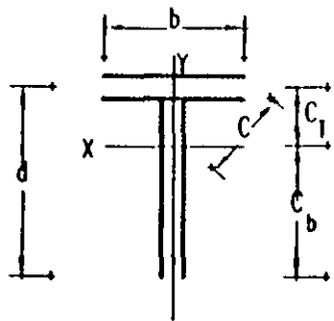
$$L = b + 2d$$

$$I_x = \frac{d^3}{3} \left(\frac{2b+d}{b+2d} \right) \quad S_{xT} = \frac{d}{3} (2b+d) \quad S_{xB} = \frac{d^2}{3} \left(\frac{2b+d}{b+d} \right)$$

$$I_y = \frac{b^3}{12} \quad S_y = \frac{b^2}{6} \quad C_T = \frac{d^2}{b+2d}$$

$$J = \frac{d^3}{3} \left(\frac{2b+d}{b+2d} \right) + \frac{b^3}{12} \quad C_b = d \left(\frac{b+d}{b+2d} \right)$$

$$C = [C_T^2 + \left(\frac{b}{2} \right)^2]^{1/2}$$



$$L = 2(b:d)$$

$$I_x = \frac{d^3}{6} \left(\frac{4b+d}{b+d} \right) \quad S_{xT} = \frac{d}{3} (4b+d) \quad S_{xB} = \frac{d^2}{3} \left(\frac{4b+d}{b+d} \right)$$

$$I_y = \frac{b^2}{6} \quad S_y = \frac{b}{3} \quad C_T = \frac{d^2}{2(b+d)}$$

$$C_b = \frac{d}{2} \left(\frac{2b+d}{b+d} \right)$$

$$J = \frac{d^3}{6} \left(\frac{4b+d}{b+d} \right) + \frac{b^2}{6} \quad C = [C_T^2 + \left(\frac{b}{2} \right)^2]^{1/2}$$

SOLDADURAS DE FILETE. RESISTENCIAS DE DISEÑO

TAMAÑO NOMINAL DEL FILETE.		SOLDADURA MANUAL CON ELECTRODO RECUBIERTO. AISC-LRFD 86 (ref 5.2.13.) Y NTC-RDF 87 (ref 5.2.20)		
mm	PULG	GARGANTA EFECTIVA (mm)	FZA. DE DISEÑO CORTANTE	
			(kg/cm)	
			E60XX	E70XX
3.2	1/8	2.25	427	498
4.8	3/16	3.37	640	746
6.3	1/4	4.49	852	994
7.9	5/16	5.61	1065	1243
9.5	3/8	6.74	1279	1493
11.1	7/16	7.86	1492	1741
12.7	1/2	8.98	1704	1989
14.3	9/16	10.10	1917	2237
15.9	5/8	11.23	2132	2487
17.5	11/16	12.35	2344	2735
19.0	3/4	13.47	2557	2983
20.6	13/16	14.59	2769	3232
22.2	7/8	15.72	2984	3482
23.8	15/16	16.84	3196	3730
25.4	1	17.96	3409	3978

Recientemente han aparecido otros tipos de tornillo que supuestamente garantizan la tensión requerida. Uno de estos tipos consiste en un vástago con una porción adicional situada fuera de la tuerca sobre la que aplica la herramienta de apriete hasta que se rompe esta parte, siendo esto la garantía de apriete. En otro tipo de tornillo se emplea una rondana con una pequeña protuberancia que permite una holgura entre la tuerca y la rondana; cuando el apriete se realiza, se aplasta la rondana y desaparece la holgura, con lo que teóricamente se alcanzó la tensión requerida.

El apriete del tornillo de alta resistencia, además de que garantiza que nunca existirá aflojamiento de la tuerca, permite desarrollar su trabajo estructural en dos formas diferentes: considerando la fricción entre las placas por unir ó sin considerar esta fricción; de aquí se derivan dos valores de la resistencia a cortante del tornillo, según que el trabajo de las placas sea por fricción o por aplastamiento. Los tornillos pueden trabajar a tensión, a cortante o a combinación de ambos.

3) Pasadores

Se trata de pernos lisos empleados generalmente para representar una articulación perfecta. Su trabajo es de flexión y cortante y se sujetan en sus extremos con rosca y tuerca, sin tensión inicial

4) Soldadura

La soldadura es el proceso de unión de dos partes metálicas que involucra la presencia de alguno de los siguientes conceptos: calor, fusión, presión y metal de aporte. Existe una gran variedad de procesos de soldadura, según se muestra en la siguiente lista.

Soldadura de presión.

Soldadura de forja.

Soldadura Thermit a presión.

Soldadura de resistencia con corriente alterna.

Soldadura de resistencia con corriente continua.

Soldadura de costura y de puntos.

Soldadura de fusión (sin presión)

Soldadura al arco eléctrico con corriente alterna o continua. Con electrodo metálico desnudo, protegido o sumergido. Manual automática y semiautomática

Soldadura al arco con electrodo de carbono, desnudo y protegido.
Soldadura al arco con gas inerte.
Soldadura al arco con hidrógeno atómico.
Soldadura con gas (aire u oxiacetileno)
Soldadura Thermit.
Soldaduras de calentamiento y fusión de metales blandos.
De fusión eléctrica.
De fusión al horno.
De fusión con gas.
Por inmersión.

La soldadura empleada en estructuras de acero es la soldadura al arco eléctrico de fusión y metal de aporte (electrodo). Consiste en hacer pasar una corriente eléctrica a través del aire (arco) que funde el metal base y el metal de aporte a temperaturas cercanas a 1,500 °C. Para ello se emplea un generador portátil que establece la corriente. El metal fundido se mezcla y da lugar a una aleación con propiedades superiores a las del metal base original. (Fig. 16).

Para soldar elementos de lámina delgada se puede emplear el mismo procedimiento o bien la soldadura de resistencia con presión que consiste en hacer pasar la corriente eléctrica a través de dos elementos delgados. La resistencia al paso de la corriente transforma la energía eléctrica en calor que funde el metal y mediante presión se logra la unión entre las partes en contacto.

Para ejecutar una soldadura es necesario preparar los elementos por soldar. De aquí se derivan los dos tipos básicos de soldadura, que son filete y a tope. En el primer caso basta con colocar los elementos por soldar en contacto y depositar el cordón en forma de "haflán" en la esquina, normalmente de 90° formada por los dos elementos. En las soldaduras a tope se requiere biselar o hacer un corte en una de las dos partes por soldar a fin de crear un espacio en donde se coloca el cordón. En la fig 17 se muestran los dos tipos mencionados y las cuatro posiciones para soldar. Adicionalmente existen las soldaduras de tapón y de ranura (fig. 19).

En los procesos modernos de soldadura se emplean electrodos recubiertos con diversos componentes minerales. El material del recubrimiento al fundirse crea una atmósfera protectora alrededor del electrodo que evita la contaminación proveniente de los gases

atmosféricos y estabiliza la fusión. El recubrimiento al fundirse flota a la superficie y crea al enfriarse una capa, llamada escoria, que debe removerse posteriormente (fig. 18).

En algunos procesos de soldadura, el electrodo está desnudo y la protección se realiza con minerales en polvo que se depositan alrededor del electrodo, dejándolo sumergido durante la fusión, lográndose el mismo efecto que cuando se usa el electrodo protegido. Este procedimiento, conocido como soldadura al arco sumergido es automático y se emplea en soldaduras de taller.

Atendiendo a la posición relativa de los elementos por soldar, se distinguen cinco tipos de juntas: (fig. 19).

- A tope.
- De traslape
- En T
- De borde
- De esquina

La elección del tipo de soldadura depende de aspectos económicos y facilidad de ejecución. Las soldaduras a tope son las más eficientes pero son las que requieren más trabajo y cuidado en su ejecución.

Existen otros factores que afectan el proceso de soldadura, tales como el espesor y la posición de los elementos por soldar, con las distorsiones provocadas por la aplicación de calor, las facilidades propias del fabricante y la disponibilidad de soldadores calificados.

En la fig. 20 se muestran algunas de las preparaciones más comunes empleadas en las soldaduras a tope. Estas preparaciones corresponden a juntas calificadas que son aquellas que garantizan una resistencia en la soldadura igual o mayor a la del metal base original.

Siendo el proceso de soldadura el mejor medio para ligar metales en forma directa, requiere una serie de cuidados en su diseño y ejecución que involucran al ingeniero diseñador, al soldador y al supervisor capacitado, a fin de asegurar una buena calidad de las conexiones soldadas. La ausencia de uno de estos componentes puede dar lugar a soldaduras defectuosas con la consiguiente debilitación de las conexiones y es quizá por ello que la soldadura está perdiendo confianza, especialmente en trabajos de campo, en donde el factor tiempo de ejecución juega un papel importante.

- Algunos de los factores que afectan la calidad de las soldaduras son:

Tamaño y composición química del electrodo.

Secuencia y número de pasos en la aplicación de la soldadura.

Velocidad, voltaje y amperaje de la corriente.

Preparación y limpieza de las partes por soldar.

Disposición de accesorios auxiliares para el proceso.

Agentes atmosféricos.

Calificación y supervisión del personal y del proceso.

- Algunos de los defectos más comunes en las soldaduras son (fig.21):

Socavación provocada por la presencia de materiales ajenos sobre el metal base.

Penetración incompleta consistente en la falta de fusión en la raíz.

Inclusión de escoria provocadas por la intromisión de óxidos dentro de la soldadura.

Porosidad provocada por la intromisión de gas en la soldadura.

Control de calidad

Abarca dos partes, la calificación del procedimiento y la calificación del soldador. La calificación del procedimiento involucra a las propiedades del metal base y del metal de aporte, el tipo y tamaño de los electrodos, el tipo de preparación, la posición de la soldadura, la corriente y voltaje a usar y las necesidades del precalentamiento o tratamiento térmico de las partes después de ser soldadas.

La calificación del soldador consiste en realizar algunas pruebas que deberán satisfacer ciertos requisitos de resistencia y ductilidad. Las soldaduras de prueba deben ser similares a las que se van a realizar en el campo. El soldador que pasa la prueba está en teoría calificado para realizar el trabajo, sin embargo en la práctica esto no es suficiente y se requiere de una inspección adecuada de todas las soldaduras por realizar, a fin de garantizar su calidad. Algunos de los métodos de inspección se describen a continuación.

Inspección visual

Es el método más sencillo y requiere únicamente la presencia de un inspector experimentado que observe el proceso de soldadura antes y durante su aplicación. Este es en general el método más efectivo y económico.

Inspección con partículas magnéticas.

Consiste en colocar limaduras de hierro sobre la soldadura y hace pasar una corriente eléctrica. La configuración u orientación que adoptan las partículas indica la presencia de grietas a un inspector experimentado.

Inspección con líquidos penetrantes.

Consiste en aplicar una tintura sobre la superficie del cordón. Si existen grietas, una parte de la tintura penetra en ellas. Se elimina el sobrante y se coloca un material sobre la soldadura. La cantidad de tinta que brote hacia afuera indicará la profundidad de las grietas.

Inspección ultrasónica.

Consiste en hacer pasar ondas de sonido a través de los cordones. La presencia de defectos alterará la velocidad de transmisión de las ondas.

Inspección radiográfica.

Consiste en hacer pasar rayos X o rayos gama a través del cordón y obtener en una película sensible la imagen de la soldadura. Este procedimiento se aplica solo a soldaduras a tope en donde la radiografía mostrará solo el metal de aporte y sus posibles defectos. Este método implica el uso de materiales radioactivos por lo que requiere precauciones especiales para su aplicación.

III. 4 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El procedimiento de diseño comprende una serie de fases bien definidas que, con todo rigor deberían iniciarse en los estudios de factibilidad, especialmente en estructuras poco comunes como edificios altos o puentes de gran claro. El concepto factibilidad debe entenderse no solo como la posibilidad de realizar una obra determinada desde un punto de vista meramente técnico, sino considerando su costo inicial, tiempo de ejecución y beneficio económico esperado, pues solo así se puede justificar la ejecución de un proyecto. Esto es lo que se conoce como planeación.

En muchos proyectos normales los estudios de factibilidad se puede eliminar, en base a la experiencia que exista sobre este tipo de obras, con lo cual el procedimiento contaría con las siguientes fases.

- **Selección del arreglo estructural**

Esta es la fase más importante del diseño pues de aquí se va a derivar la verdadera economía del proyecto. En edificios normalmente el arquitecto suele ser quien define la posición de las columnas en base a requisitos de funcionamiento, derivadas éstas de las necesidades de estacionamiento, áreas de circulación, distribución de servicios, etc., es decir, la función juega un papel fundamental en la definición del arreglo estructural. Una vez definidos los claros entre columnas y la altura libre de los entrepisos se tratará de ligar a estas con trabes para formar un marco especial que se complementa con el sistema de piso que generalmente consiste en una losa de concreto, con frecuencia colada sobre una lámina que a la vez que sirve de cimbra, participa en el trabajo estructural. Dependiendo de la dimensión de los tableros podrán existir trabes secundarias que reducen el peralte de las losas. El sistema de piso además de recibir directamente las cargas y los acabados, desarrolla la función de diafragma rígido horizontal encargado de distribuir las cargas laterales entre todos los elementos de la estructura.

La selección del arreglo estructural obedece fundamentalmente a la experiencia del diseñador más que a reglas preestablecidas, pues existen muchas soluciones correctas para una misma estructura, sin embargo no todas conducen a los mismos resultados en cuanto a economía, eficiencia y rapidez de ejecución.

- **Determinación de cargas**

Para realizar el diseño de una estructura es necesario conocer las cargas o acciones a considerar. Estas son de tres tipos:

Acciones permanentes como la carga muerta.

Acciones variables como la carga viva.

Acciones accidentales como el viento y el sismo.

Para determinar las cargas muertas es necesario realizar un análisis aproximado que permita estimar por lo menos en forma aproximada el peso de la estructura o bien aprovechar la experiencia que se tenga para fijar su valor.

Las cargas vivas dependen de la función o destino de la estructura por diseñar y normalmente se obtienen del reglamento de construcciones de la localidad.

Para obtener las acciones derivadas del viento y del sismo es necesario emplear los reglamentos de construcción vigentes y realizar los cálculos requeridos para obtener las cargas correspondientes.

- **Análisis**

En esta fase la estructura se modela como un arreglo, generalmente reticular, creando un marco especial o una serie de marcos planos acoplados en alguna forma que considere la compatibilidad de sus elementos componentes. A esta estructura idealizada se le aplican las cargas y por medio de un análisis, generalmente realizado con un programa de computadora, se obtienen las acciones interiores (momentos, cortantes, deformaciones, etc.) que servirán para el dimensionamiento de los miembros componentes.

- **Dimensionamiento de miembros y conexiones**

Con las acciones interiores obtenidas del análisis, se realiza el dimensionamiento de trabes, columnas, tirantes, etc., tratando en lo posible de respetar las dimensiones supuestas en el análisis. En caso de existir gran discrepancia entre las secciones iniciales y las finales el análisis debe corregirse.

Junto con el dimensionamiento es necesario diseñar las conexiones, tanto las de taller como las de campo, seleccionando el tipo más conveniente en función de la economía y tiempo de ejecución, es decir, en general es conveniente resolver las conexiones de campo con tornillos aunque su costo pudiera ser mayor que el de una solución con soldadura, pues ésta requerirá mayores cuidados y controles en la obra y por lo tanto más tiempo para su ejecución.

- **Revisión de condiciones de servicio**

En esta fase se realiza una revisión de diversos aspectos como deformaciones verticales en vigas, desplazamientos laterales de la estructura, vibraciones de los elementos del sistema de piso y con frecuencia será necesario ajustar algunas de las dimensiones de los elementos ya diseñados. También en esta fase se diseñarán los anclajes de elementos no estructurales como muros y cancelas, separación en las juntas de dilatación y separación de la estructura con sus colindancias.

- **Detallado**

En esta etapa se deben transmitir los resultados del dimensionamiento a los documentos de construcción. Estos consisten en planos generales en donde se muestra el arreglo estructural

y las dimensiones de todos los miembros estructurales y las conexiones en forma tipificada. Con estos planos se puede realizar el concurso para seleccionar el contratista de la obra, el cual una vez designado, realizará los planos de fabricación y montaje de la estructura. Finalmente los planos se complementan con las especificaciones constructivas y algunas veces con el procedimiento de construcción, sobre todo en los casos en los que requiere un orden determinado en el montaje o alguna condición especial establecida.

III.5 ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTOS

En México el único reglamento que cubre el diseño de estructuras de acero es el Reglamento de Construcciones para el D.F. a través de sus Normas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas, publicadas el 3 de diciembre de 1987.

El carácter y formato de las Normas Técnicas Complementarias representa una modalidad del Reglamento para Construcciones para el D.F., aplicable a materiales y sistemas específicos, con la misma validez legal del Reglamento, pero con la posibilidad de ser adecuadas o modificadas con mayor facilidad, pues requieren un proceso de legalización más sencillo, lo que evita su obsolescencia.

El Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. emitió en julio de 1993 la publicación ES-3, "Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, D.D.F." que facilita la aplicación de las Normas y las hace un documento con posibilidades de uso en todo el país ya sea para emplearse en forma directa o para ser adoptadas o adecuadas por los reglamentos locales como un documento legal.

La filosofía de las Normas Técnicas está basada en el "Diseño por Estados Límite". Esta filosofía es la que establece el Reglamento de Construcciones del D.F. para todos los materiales, por lo que el diseño elástico tradicional, virtualmente tiende a desaparecer, aunque el propio Reglamento permite el empleo de criterios de diseño diferentes a los especificados en las Normas.

En las Normas Técnicas se definen dos tipos de estructuras:

Tipo 1. Son las comúnmente designadas como continuas o marcos rígidos. Su característica fundamental es que los miembros que las componen están unidos entre sí por medio de conexiones rígidas capaces de reducir a un mínimo la rotación relativa de los extremos de los miembros que concurren a un nudo, de tal modo que los ángulos originales entre esos extremos se conservan sin cambio al deformarse la estructura. Estas conexiones deben ser capaces de transmitir no menos de 1.25 veces el momento de diseño existente en el extremo de cada barra, considerando el efecto de las fuerzas cortantes o normales, cuando existan, multiplicadas también por 1.25.

Tipo 2. Son las estructuras formadas por miembros unidos entre sí por medio de conexiones que permiten rotaciones relativas, y que son capaces de transmitir la totalidad de las fuerzas cortantes y normales, así como momentos no mayores del 20% de los momentos de diseño de los miembros considerados. Estas estructuras se permiten en elementos secundarios y en marcos principales, siempre y cuando existan muros, contraventeos, otros marcos rígidos ó combinación de ellos, que junto con losas u otro tipo de diafragmas rígidos, proporcionen a la construcción, adecuada estabilidad y rigidez para resistir fuerzas horizontales.

La idea de este tipo de estructuración está basada en consideraciones de economía y se aplica con frecuencia a estructuras industriales, aunque en Estados Unidos y Canadá existe la tendencia a usarla en edificios de muchos pisos.

En Estados Unidos el American Institute of Steel Construction (A.I.S.C.) edita dos versiones de su "Especificación para Edificios de Acero Estructural".

El A.S.D. (Allowable Stress Design) o sea Diseño por Esfuerzos de Trabajo, que contiene criterios para diseño elástico y que a la fecha resulta el más usado en este país y también en algunos estados del norte de México en donde suele ser común la ausencia de reglamentación local para diseño de estructuras de acero y de otros materiales.

El L.R.F.D. (Load and Resistance Factor Design) o sea el Diseño por Factores de Carga y Resistencia basado en estados límite y que en breve será en Estados Unidos casi la única opción para el diseño, aunque con no poca oposición por parte de los diseñadores de ese país. Esto provocará una convergencia entre los criterios de diseño de Estados Unidos y México, con lo que algunas diferencias que existen actualmente podrán eliminarse.

El A.I.S.C. publica también el Manual de Construcción en Acero en sus dos versiones. A.S.D. y L.R.F.D. aunque la primera, en breve dejará de publicarse.

Conviene citar otros reglamentos que tienen relación con el diseño de estructuras de acero.

Steel Structures for Buildings, Limit States Design Canadian Standards Association.

Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members. American Iron and Steel Institute.

Cold Formed Steel Structural Members. Canadian Standards Association.

Standard Specifications for Highway and Transporting Officials.

Specification for Structural Joints using ASTM A325 or A490 Bolts. Research Council on Structural Connections.

Structural Welding Code-Steel, ANSI/AWS D1. American Welding Society.

III.6 ECONOMIA

Cuando se piensa en la economía de una estructura, inmediatamente se asocia este concepto con el peso de la misma, pues de acuerdo a éste, se puede tener una idea de su costo. Sin embargo conviene tomar en cuenta que la verdadera economía de una construcción depende de numerosos factores, de los que la estructura en muchos casos, solo representa un porcentaje relativamente bajo del total. En la siguiente tabla se muestra la distribución aproximada de los conceptos que integran el costo de un edificio de oficinas de mediana altura en la ciudad de México.

CONCEPTO	PORCENTAJE
Cimentación	11
Estructura	14
Instalaciones	25
Elevadores	3
Fachadas	20
Acabados	<u>27</u>
	100

En una estructura tipo industrial, estos conceptos se distribuyen en forma diferente y la estructura representa un porcentaje mayor que el del edificio urbano, sin embargo en muchos casos las obras preliminares y terracerías que se requieren para adecuar el terreno donde se ubicará el edificio industrial llegan a ser tan importantes en costo como el mismo edificio con sus acabados e instalaciones.

Lo anterior lleva a pensar en que si bien la economía de un proyecto debe ser una premisa fundamental para el diseñador, el ahorro de algunos kilos de peso de la estructura, no necesariamente incidirá en el verdadero costo de la obra. En particular cuando se menciona el "peso optimo" de una estructura de acero, con frecuencia se omiten algunos de los siguientes factores que influyen en el costo: _

1. Disponibilidad de perfiles

Es sabido que en México padecemos la falta de una variedad amplia de perfiles laminados, lo que conduce a la necesidad de fabricarlos con placas soldadas, con el consecuente incremento en el costo de fabricación.

En alguna época ha sido atractivo importar perfiles de Estados Unidos y Canadá, sin embargo las devaluaciones de nuestro peso han desalentado esta práctica.

2. Diseño de conexiones de campo atornilladas

Esta es una práctica cada vez más generalizada en México, derivada de la rapidez que se gana en el montaje, aún cuando el peso de la estructura puede ser hasta un 10% mayor de la estructura con conexiones soldadas en el campo. Estas sin embargo hacen más lento el montaje y obligan a la necesidad de soldadores calificados, inspección, pruebas no destructivas, etc. Por otro lado, los tornillos con frecuencia se tienen que importar, lo que también incide en el costo de la estructura.

3. Capacidad y disponibilidad de los fabricantes

En una encuesta realizada en 1995 se detectó que en todo el país existen alrededor de 30 empresas fabricantes de estructuras con capacidad de producción de aproximadamente 1000 Ton. por mes, lo que representa una capacidad muy baja para las necesidades del país, lo cual ha dado lugar a la importación de edificios completos, diseñados y fabricados en otros países. El argumento manejado para justificar esta acción, ha sido la incapacidad de las empresas mexicanas para responder a las necesidades y programas del inversionista, lo que hace a un lado el costo de la estructura como premisa fundamental, siendo en este caso el programa de construcción el concepto prioritario. Por otro lado, existen muy pocas empresas fabricantes en México (quizá ésta es una tendencia en todo el mundo) que puedan fabricar cualquier tipo de estructura. Es decir, existen fabricantes que tienen sus instalaciones adaptadas para la construcción de marco rígido y dentro de este tipo llegan a optimizar el costo del producto terminado en forma atractiva, sin embargo no ofrecen la misma capacidad de respuesta y costo cuando se les encarga una estructura de alma abierta, por ejemplo. Contrariamente, existen fabricantes cuyas instalaciones tienen capacidad amplia para fabricar largueros de alma abierta y armaduras y son muy competitivos en este campo, pero no en la fabricación de estructura pesada.

Con mucha frecuencia el diseñador que se esmera en obtener el peso óptimo de la estructura, se enfrenta con las críticas del fabricante, que argumenta el poder ahorrarle al cliente algunos kilos de peso de la estructura, a cambio de modificar el diseño, cuyo costo lo absorbe el propio fabricante. Lo que sucede en muchos casos es que los kilos de ahorro de la estructura se convierten en un mayor costo de la cimentación o los muros u otros componentes de la obra.

4. Aspectos estéticos y funcionales

En algunos proyectos el cliente o el arquitecto imponen requisitos estéticos o de funcionamiento que inciden en el costo de la estructura, pero que el propietario está dispuesto a absorber en aras de la imagen de su edificio. En los edificios para tiendas y centros comerciales, la disposición de las columnas y la altura del edificio se fija en función de la distribución de la mercancía, lo que muchas veces conduce a resultados alejados de las condiciones óptimas para los sistemas estructurales.

5. Sistemas de cubierta

Este concepto, aplicable a naves industriales para tiendas y centros comerciales, incide en el costo de la estructura en forma importante, pues existe una tendencia actual a emplear cubiertas muy planas, con pendientes no mayores de 2%, con la idea de reducir el riesgo de goteras. Adicionalmente se eliminan los canalones interiores, lo que conduce a una cubierta con una o dos aguas, con lo que la estructura resultante es un marco con poca pendiente y claros moderados que pierde las ventajas del marco rígido tradicional de múltiples crujías, con gran pendiente, que reducía considerablemente la flexión en el cabezal permitiendo grandes claros con resultados económicos favorables. Cabe señalar que este tipo de cubiertas requieren condiciones de hermeticidad muy severas, lo que aunado a los requisitos de aislamiento termo-acústico necesarios en estos edificios, da como resultado un costo que con frecuencia supera al de la estructura completa.

6. Falta de sistemas estandarizados

En Estados Unidos y Canadá existen fábricas de largueros de alma abierta y armaduras prefabricadas, lo que ha alentado en México la importación de estos sistemas, que son de fácil adaptación y montaje, lo que deja al mercado doméstico en desventaja, pues estas piezas en México, sobre todo las armaduras, se tienen que fabricar para cada proyecto específico en base al diseño realizado. Cuando en México se cuente con estos productos en forma generalizada, se podrán obtener verdaderos ahorros en el diseño.

III 7 SEGURIDAD

La seguridad de una estructura depende de numerosos factores, como el tipo de estructura, condiciones ambientales, resistencia del material, protección contra el fuego y la corrosión, calidad de la construcción y supervisión y probabilidad de falla de los miembros estructurales y sus conexiones. En este capítulo se tratará la seguridad de la estructura desde el punto de vista de los aspectos inherentes al diseño.

En los albores del diseño estructural, la seguridad se definía en términos de un factor, del orden de 2 ó 3 que representaba la relación entre el límite de falla o ruptura del material y el esfuerzo al que teóricamente trabajaba el miembro estructural, obtenido de un análisis basado, en el mejor de los casos, en una hipótesis elástica. En el caso del acero ese límite ha sido el esfuerzo de fluencia y el método elástico ha sido la herramienta más empleada hasta

finales de la década pasada, cuando empezaron a aparecer los métodos de diseño por estados límite, los que generalmente se asocian con métodos de diseño por resistencia, dejando al método elástico tradicional en segundo plano y con tendencia a desaparecer. No obstante la obtención de las acciones internas, (momentos, cortantes, etc.) se sigue obteniendo con un método de análisis elástico.

La idea básica del diseño por resistencia es la siguiente:

Las acciones interiores, (momentos, cortantes, etc.) se multiplican por un factor de carga, generalmente mayor que 1 para obtener las acciones factorizadas o últimas.

Por otro lado se obtiene la resistencia nominal de un miembro para cada tipo de trabajo (tensión, flexión, etc.) Esta resistencia nominal proviene de los reglamentos y normas de diseño y está derivada de estudios, ensayos e investigaciones que son los que conforman las especificaciones de diseño. Las resistencias nominales se afectan de un factor de reducción para obtener las resistencias reducidas o resistencias de diseño.

La condición básica es:

$$F_R S_n \geq U$$

F_R : factor de reducción

S_n : resistencia nominal (momento, cortante, etc.)

U : acción interior última (momento, cortante, etc.)

$$U = F_c Q$$

F_c : factor de carga

Q : acción interior nominal (momento, cortante, etc.)

Si las acciones interiores y las resistencias nominales se pudiesen definir en términos deterministas, el factor de seguridad podría ser un número ligeramente mayor que 1 y estaría expresado en la forma siguiente:

$$n = S/Q$$

Sin embargo tanto las acciones interiores, que provienen de las cargas y acciones exteriores, como las resistencias nominales, que dependen de las características de los materiales, de los procedimientos constructivos y de las incertidumbres derivadas de los mecanismos de falla,

solo pueden definirse en términos probabilistas, es decir el momento máximo que puede actuar sobre una viga que se pretende diseñar, siempre tendrá una cierta probabilidad de ser excedido. Por otro lado el momento nominal que la sección elegida puede resistir, tiene un probabilidad de no ser alcanzado, (fig. 22), de aquí la necesidad de elegir el factor de seguridad también en términos probabilistas.

Para ilustrar este concepto en términos simples, considérese, que la curva (a) de la fig. 22 representa la distribución de acciones interiores y la curva (b) la distribución de resistencias.

Suponiendo que Q_1 sea la acción máxima probable y S_1 la resistencia mínima probable, la condición de seguridad quedaría expresada como:

$$S_1 \geq Q_1$$

es decir el valor más bajo probable de la resistencia tendría que ser mayor que el valor más alto probable de la acción interior. En otra forma:

$$\bar{S} - \Delta S \geq \bar{Q} + \Delta Q \quad \text{ó} \quad \bar{S} \left(1 - \frac{\Delta S}{\bar{S}}\right) \geq \bar{Q} \left(1 + \frac{\Delta Q}{\bar{Q}}\right)$$

por lo tanto:

$$n = \frac{\bar{S}}{\bar{Q}} = \frac{1 + \frac{\Delta Q}{\bar{Q}}}{1 - \frac{\Delta S}{\bar{S}}}$$

Para obtener n , deberían conocerse las desviaciones ΔS y ΔQ , lo que implica un análisis estadístico de las acciones y de las resistencias. A modo de ilustración si se asignara a estas desviaciones un valor de 25% de los valores promedio se tendría:

$$n = \frac{1 + 0.25}{1 - 0.25} = 1.67$$

valor conocido en el diseño elástico tradicional de elementos de acero sujetos a tensión.

En los métodos de diseño por estados límite, el factor de seguridad tiende a racionalizarse más pues se aplica en forma separada a las acciones y a las resistencias, considerando la naturaleza diferente de cada una de ellas, es decir es diferente el factor de carga para una acción permanente que para una accidental; es diferente el factor de reducción para tensión que para pandeo.

Estados Límite

Se define como estado límite de una estructura o miembro estructural a una condición o etapa de su comportamiento a partir de la cual su respuesta es inaceptable. Se distinguen dos tipos de estados límite. Los que tienen que ver con la seguridad se denominan estados límite de falla y corresponden a condiciones de colapso ó falla parcial ó simplemente deformaciones o daños que afectan su capacidad para resistir nuevas acciones. A continuación se mencionan algunos estados límite de falla en elementos de acero.

Estados límite de fluencia en miembros en tensión.

Estados límite de rotura en miembros en tensión.

Estados límite de inestabilidad por flexión en miembros en compresión.

Estados límite de pandeo local en miembros en compresión.

Estados límite de pandeo por flexotorsión y por torsión en miembros en compresión.

Estados límite de formación de un mecanismo de colapso en miembros en flexión.

Estados límite de resistencia a flexión en miembros en flexión.

Estados límite de inicio de flujo plástico en miembros en flexión.

Estados límite de pandeo local del patin comprimido en miembros en flexión.

Estados límite de pandeo local del alma en miembros en flexión.

Estados límite de plastificación del alma por cortante en miembros en flexión.

Estados límite de tensión diagonal en el alma en miembros en flexión.

Estados límite de pandeo lateral por flexotorsión en miembros en flexión.

Estados límite de flexión y cortante combinados en miembros en flexión.

Estados límite de otras formas de pandeo en el alma en miembros en flexión.

Estados límite de fatiga en miembros en flexión.

El otro tipo de estados límite se refiere a condiciones que sin poner en riesgo la seguridad de la estructura, afectan el funcionamiento o confort de la construcción. Se les denomina estados límite de servicio y comprenden las siguientes condiciones:

Estado límite por deformación vertical.

Estado límite por deformación lateral.

Estado límite por vibración.

Estado límite por corrosión.

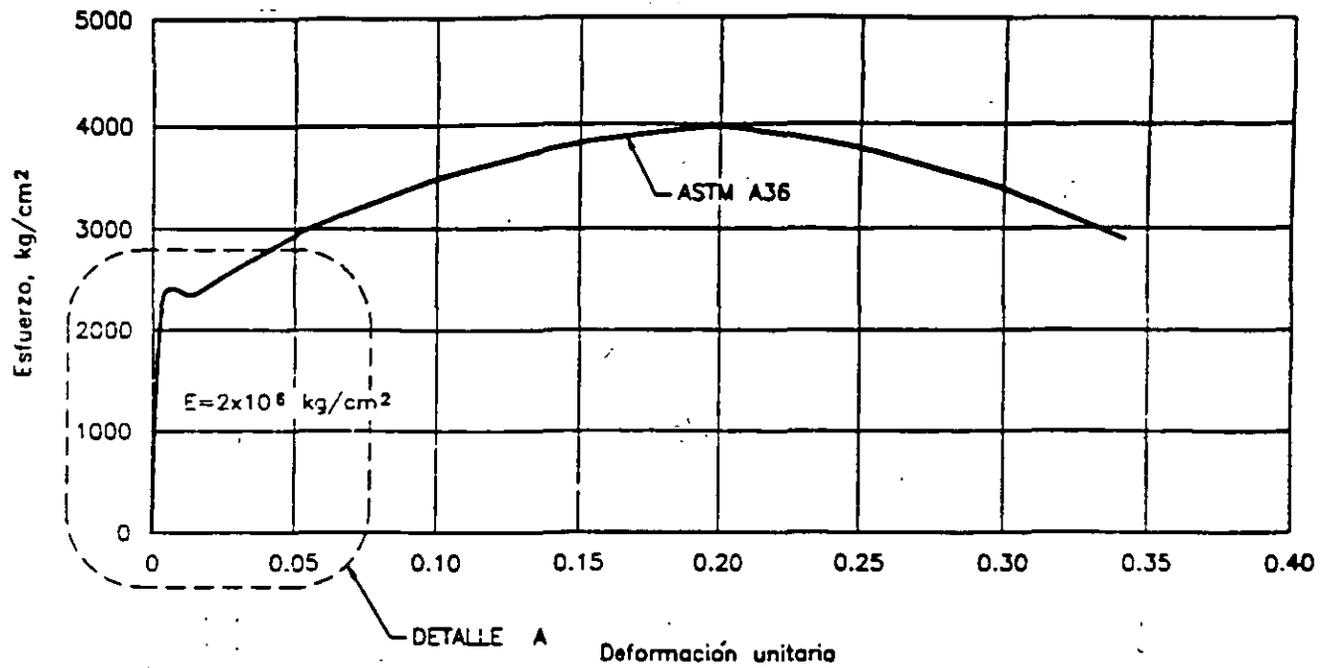
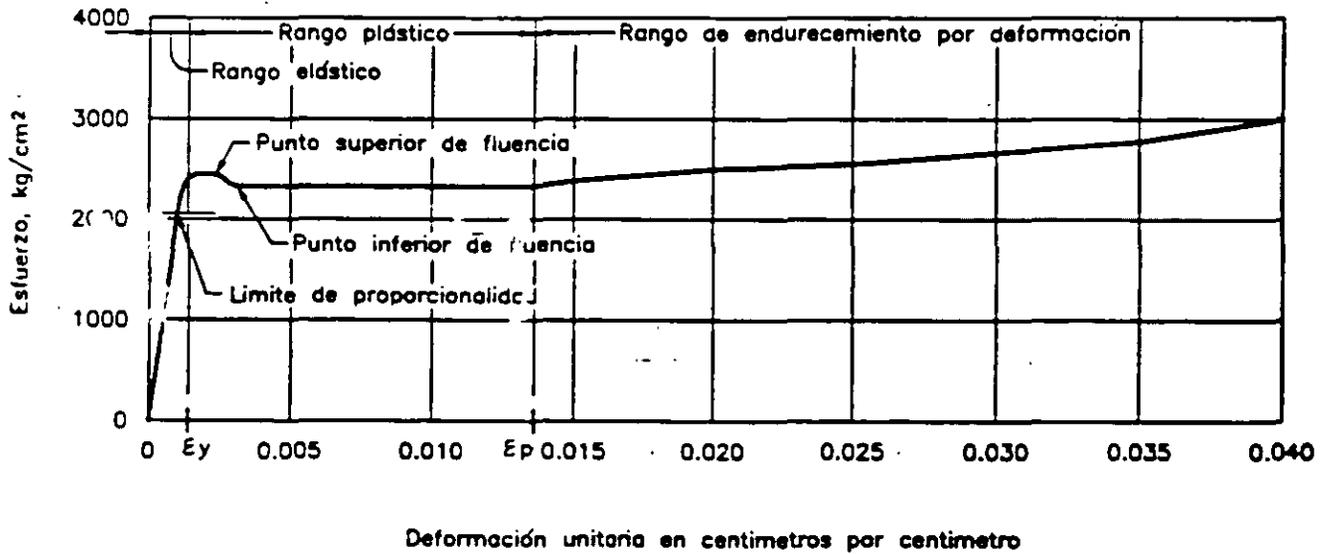


FIG. 1 CURVA ESFUERZO-DEFORMACION PARA ACERO A-36



DETALLE A

45

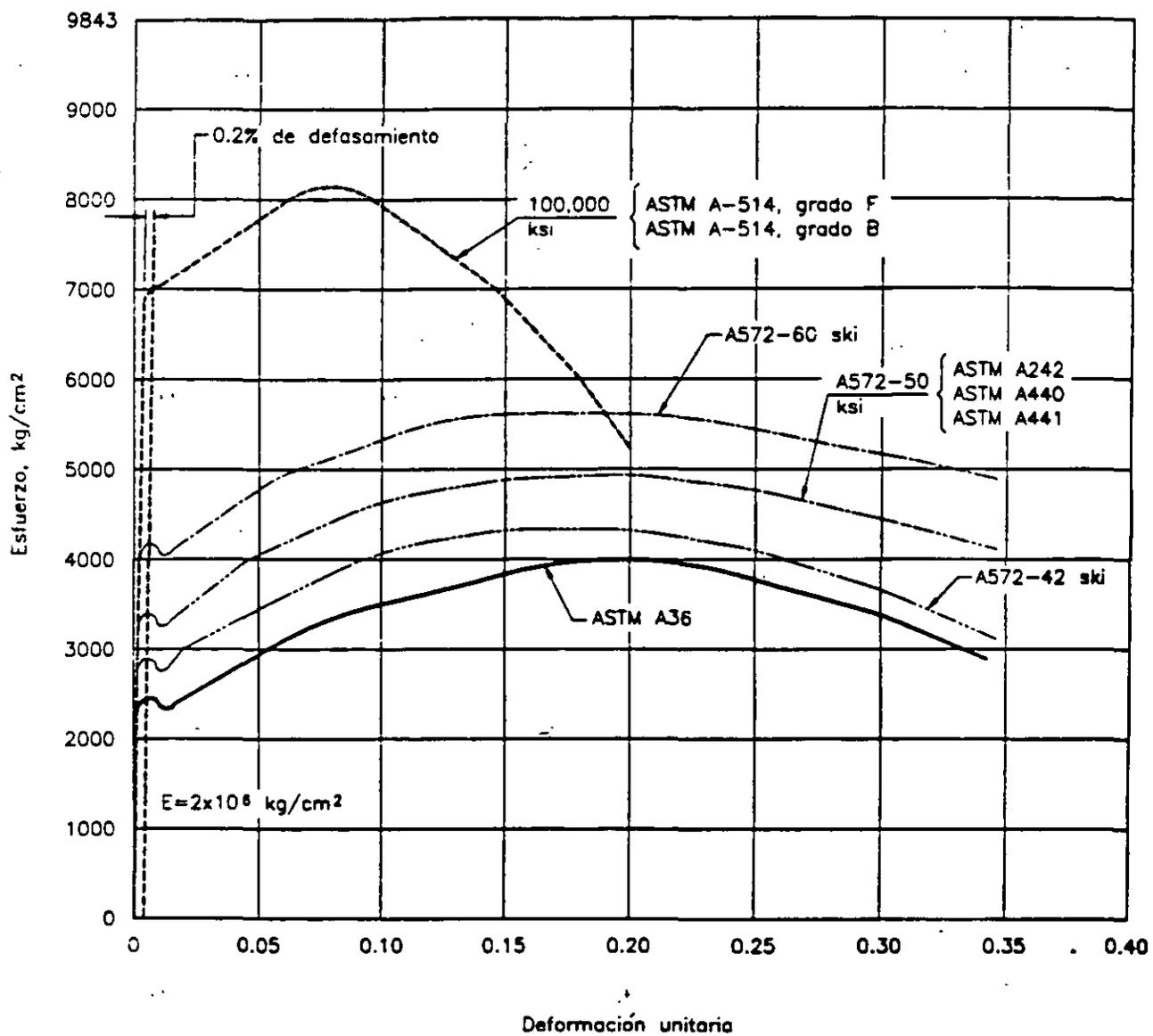
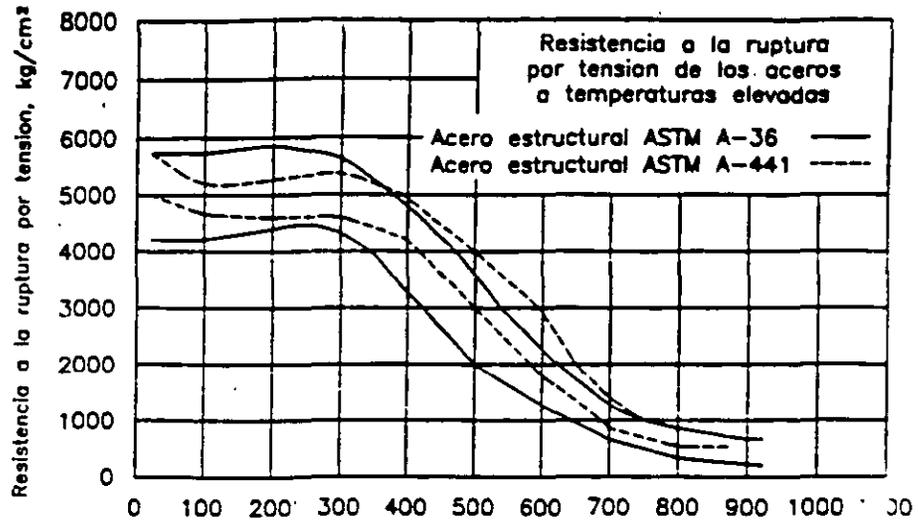
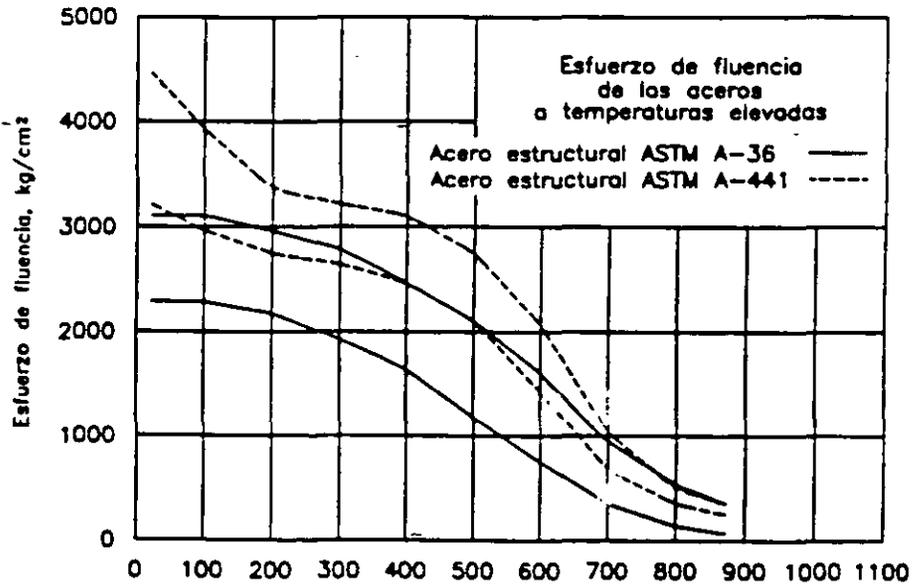


FIG. 2 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION PARA DIFERENTES ACEROS.

46

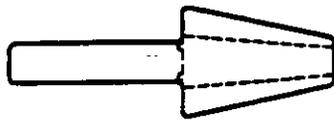


a).- Temperatura, grados centigrados

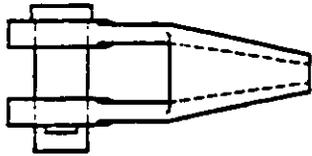
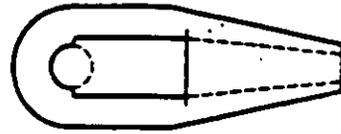


b).- Temperatura, grados centigrados

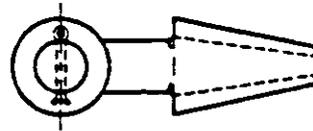
FIG. 3 EFECTO DE LA TEMPERATURA EN LA RESISTENCIA DEL ACERO.



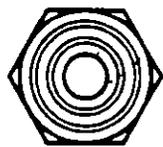
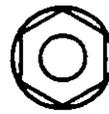
(a)



(b)



(c)



(d)

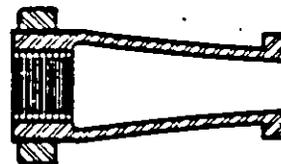


FIG. 4 ACCESORIOS PARA CABLES. (a).- CASQUILLO DE ANCLAJE CERRADO PARA CABLES, (b).- CASQUILLO DE ANCLAJE ABIERTO, PARA TORONES, (c).- CASQUILLO DE ANCLAJE TIPO APOYO-ROSCA INTERNA, (D).- CASQUILLO DE ANCLAJE TIPO TENSION-ROSCA INTERNA Y EXTERNA.

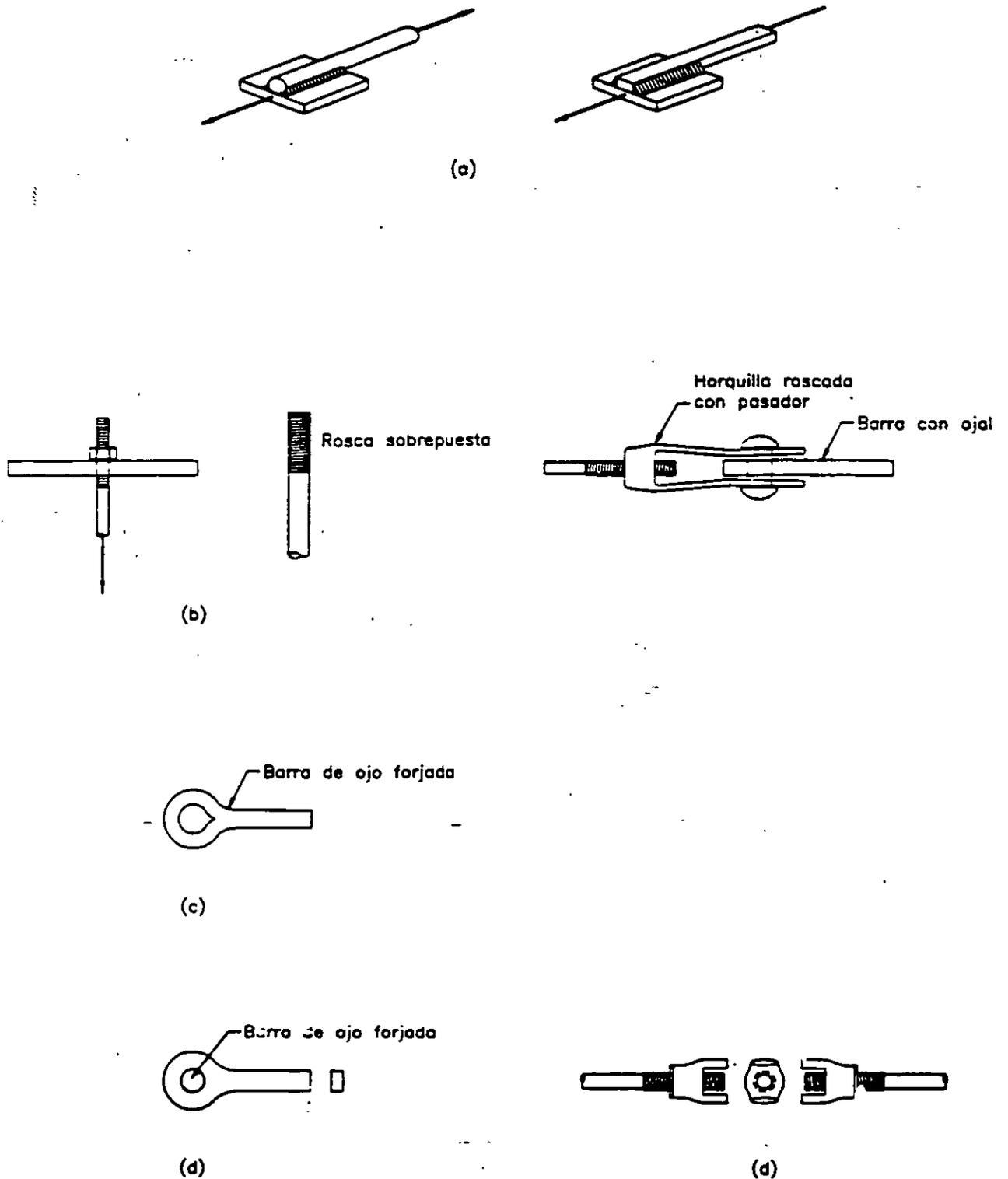


FIG. 5 CONEXIONES PARA MIEMBROS EN TENSION. (a).- CONEXIONES SOLDADAS, (b).- CONEXIONES ROSCADAS Y ATORNILLADAS, (c).- HORQUILLA ROSCADA CON BARRA DE OJAL, (d).- EXTREMO DE UNA BARRA CON OJAL, (e).- TEMPLADOR.

49

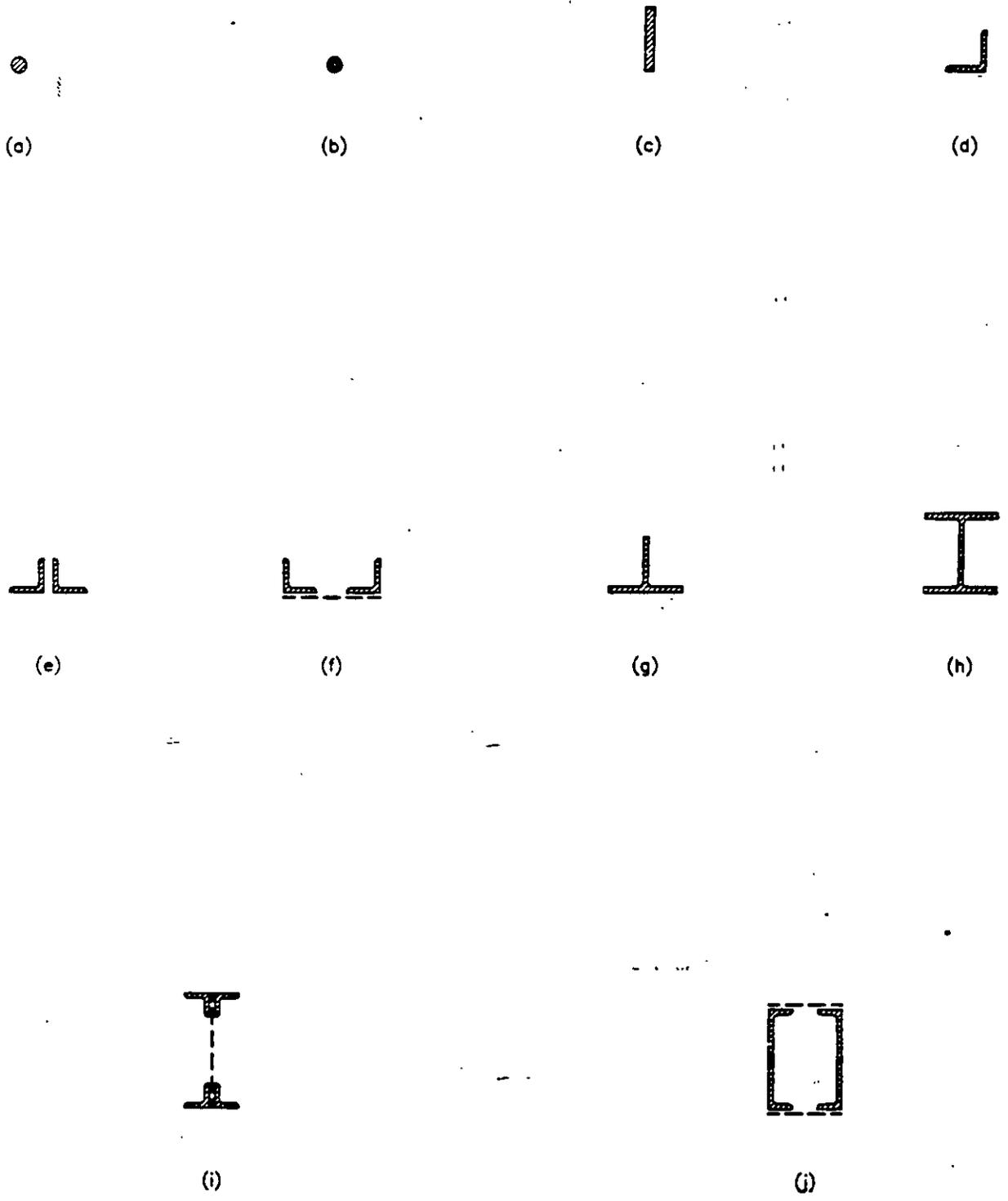


FIG. 6 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A TENSION.

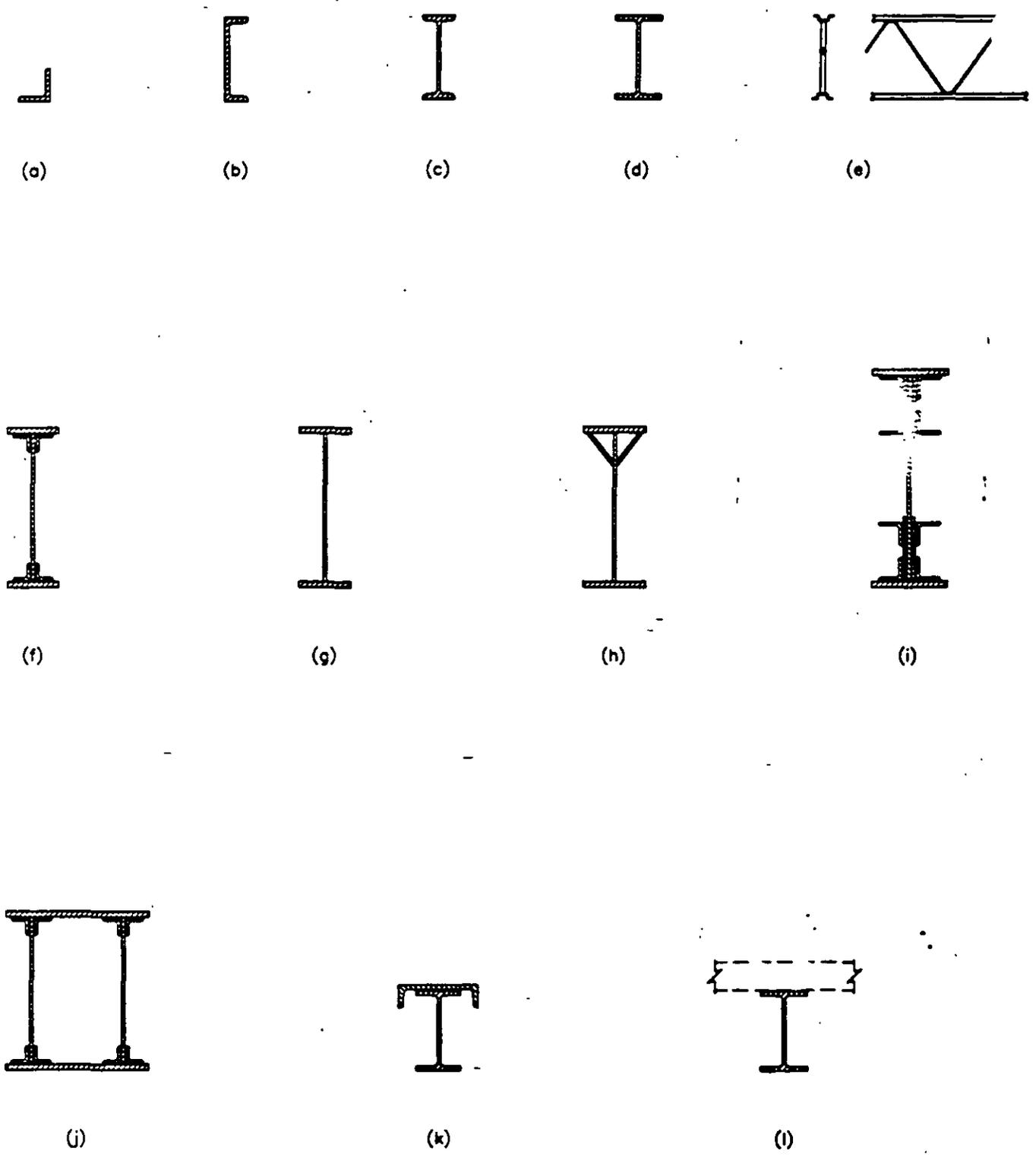
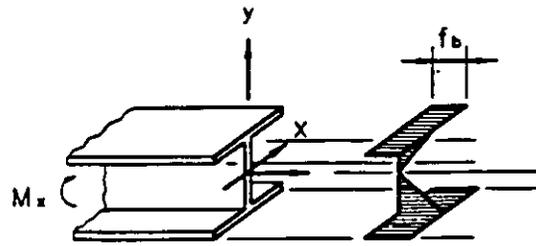
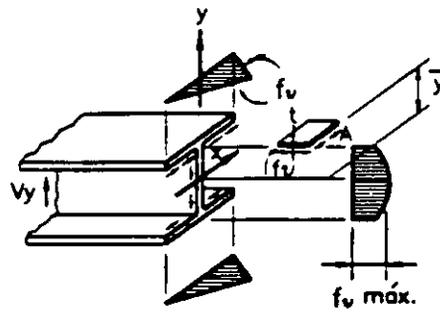


FIG. 7 PERFILES TIPICOS PARA MIEMBROS A FLEXION.

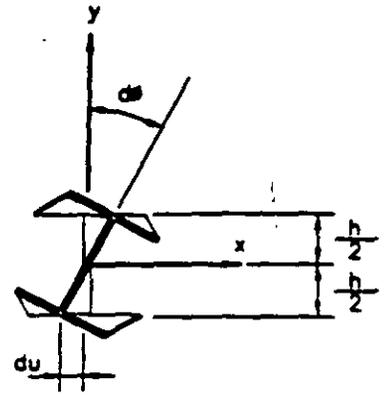
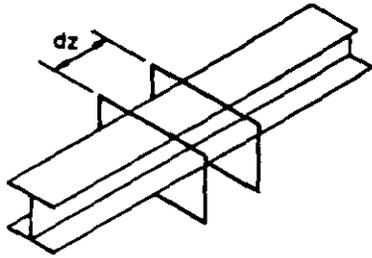


(a)

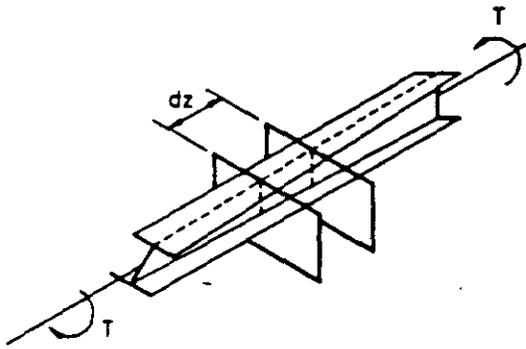


(b)

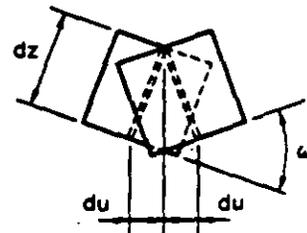
FIG. 8 ESFUERZOS EN UNA VIGA. (a).- NORMALES, (b).- CORTANTES.



Vista frontal



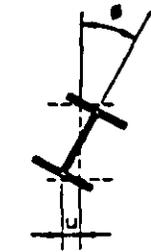
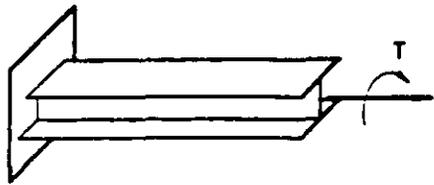
(a)



(b)

Planta

FIG. 9 VIGA TIPO WF SOMETIDA A MOMENTO TORSIONANTE.



Sección mm

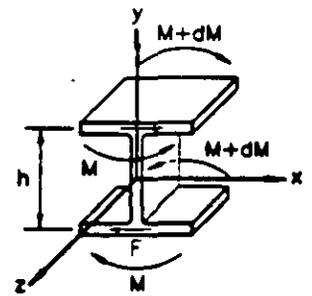
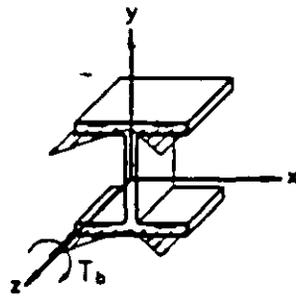
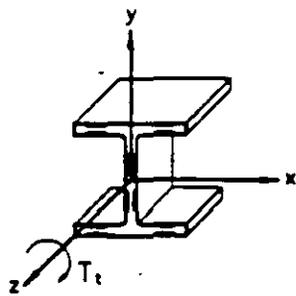
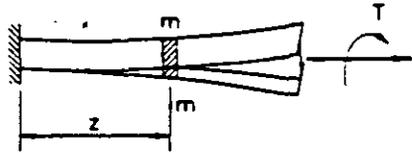


FIG. 10 VIGA TIPO WF A MOMENTO TORSIONANTE PURO.

54

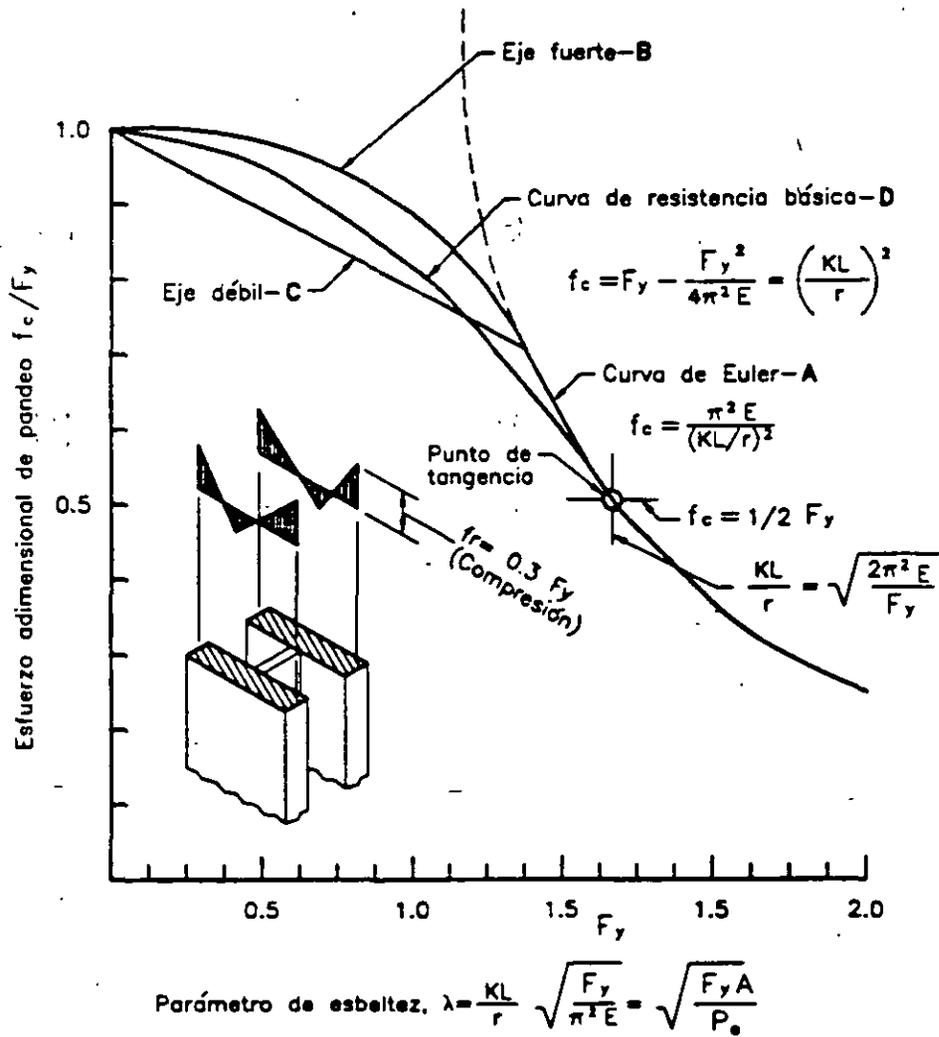
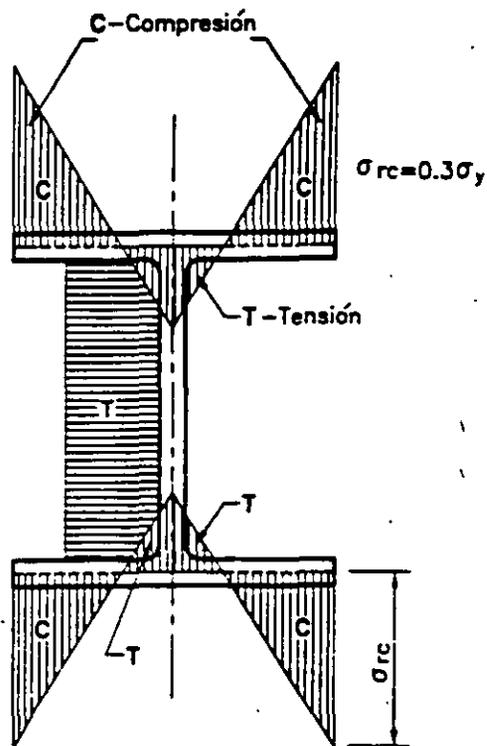
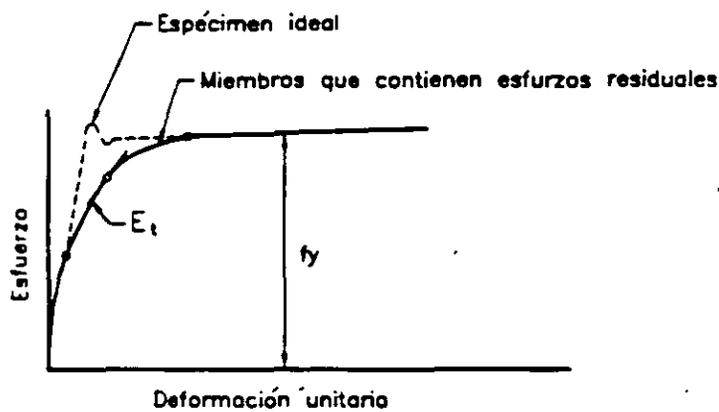


FIG. 11 EFECTO DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES EN LA RESISTENCIA DE COLUMNAS DE SECCION DE ALAS ANCHAS.



(a)

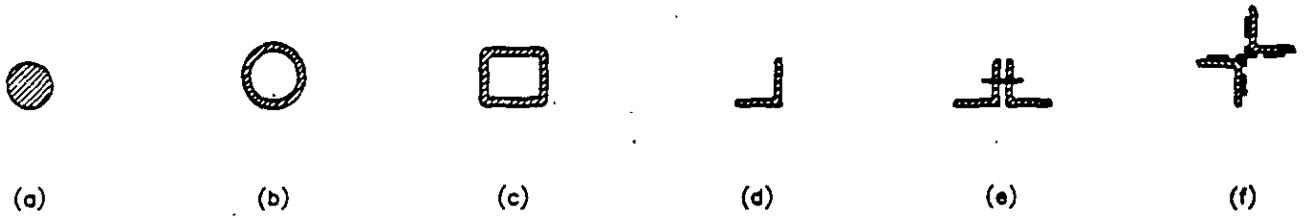


(b)

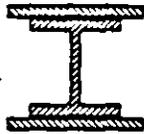
FIG. 12 ESFUERZOS RESIDUALES EN PERFILES LAMINADOS. (a) DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RESIDUALES SUPUESTA EN UN PERFIL LAMINADO. (b) INFLUENCIA DE LOS ESFUERZOS RESIDUALES EN EL DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACION UNITARIA.

<p>La configuración de la columna pandeada se muestra con línea punteada</p>	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de diseño recomendado para K, cuando las condiciones reales de apoyo se aproximan a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Representación esquemática de las condiciones de apoyo						
			Rotación impedida	Traslación impedida		
			Rotación libre	Traslación impedida		
			Rotación impedida	Traslación libre		
			Rotación libre	Traslación libre		

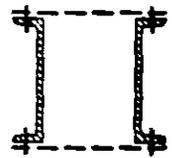
FIG. 13 FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA PARA COLUMNAS.



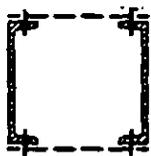
(g)



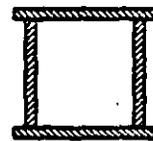
(h)



(i)



(j)



(k)

FIG. 14 PERFILES TÍPICOS PARA MIEMBROS A COMPRESIÓN.

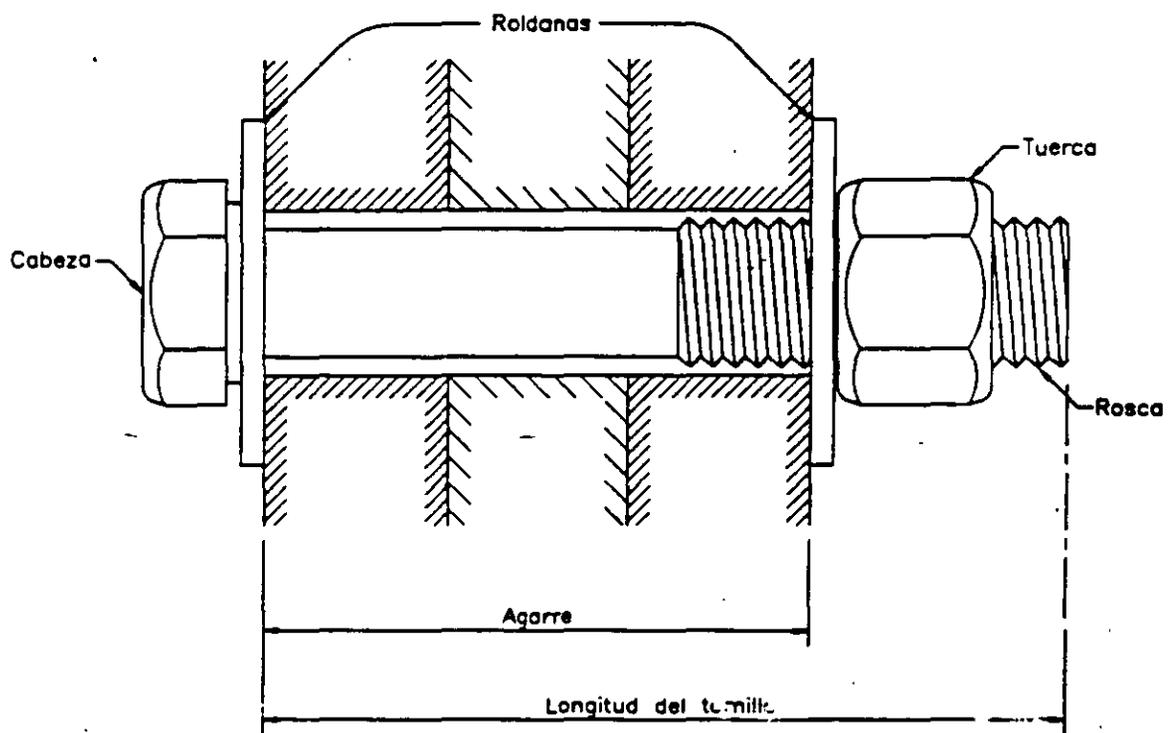
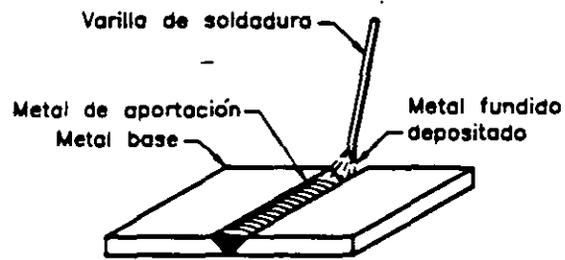
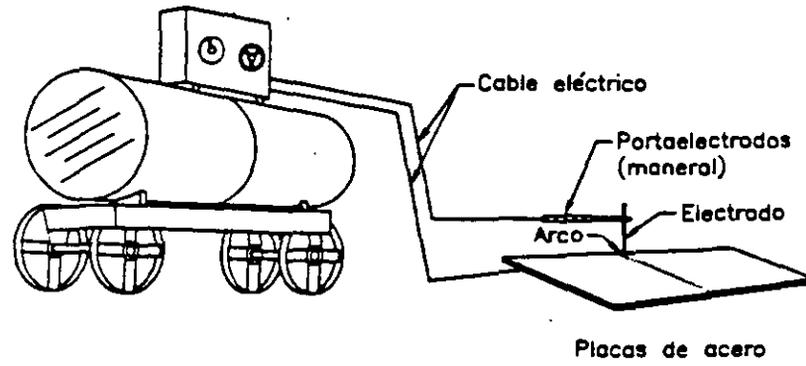


FIG. 15 ESQUEMA DE UN TORNILLO



Soldadura de fusión

FIG. 16 PROCESO DE SOLDADURA

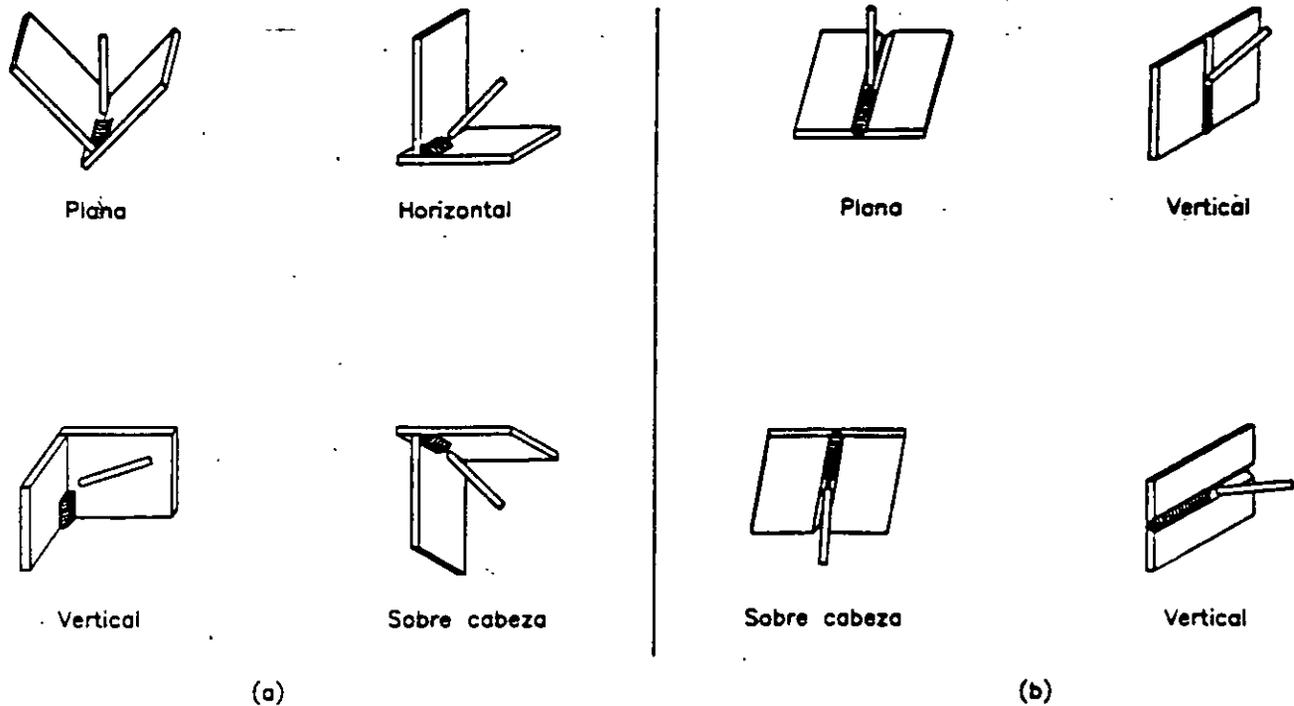


FIG. 17 POSICIONES PARA SOLDAR: (a).- SOLDADURAS DE FILETE
(b).- SOLDADURAS A TOPE

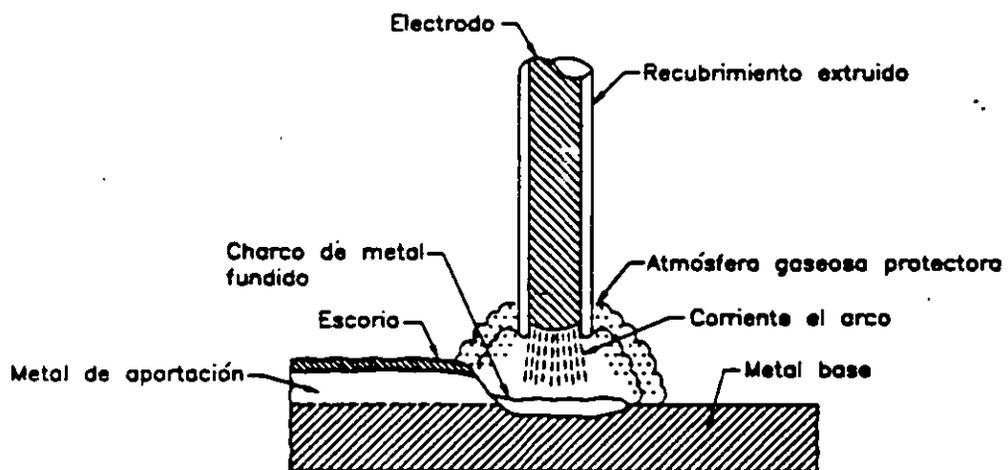


FIG. 18 SOLDADURA DE ARCO, CON PROTECCION.

61

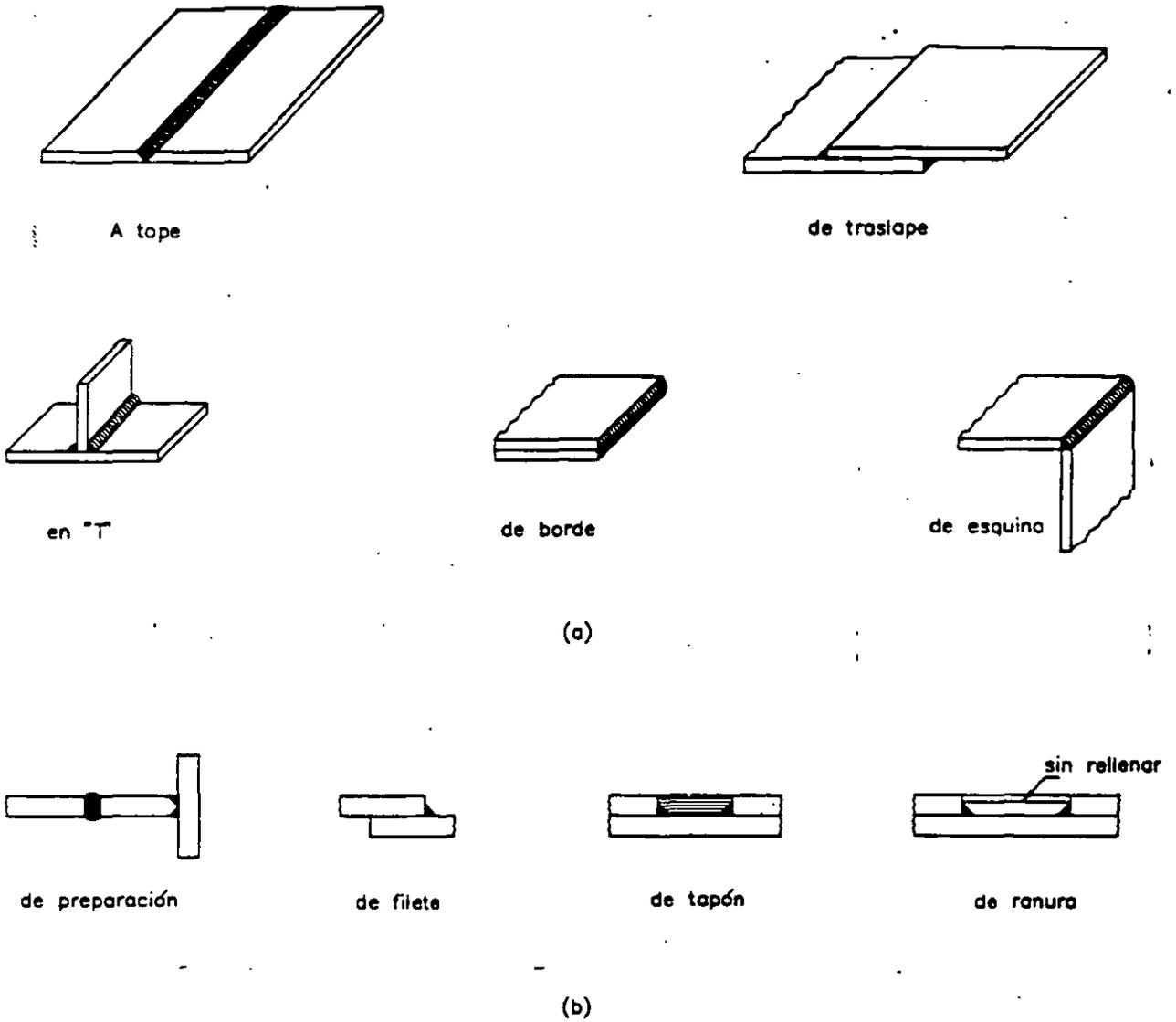


FIG. 19 CONEXIONES SOLDADAS: (a).- TIPOS DE JUNTAS, (b).- TIPOS DE SOLDADURAS.

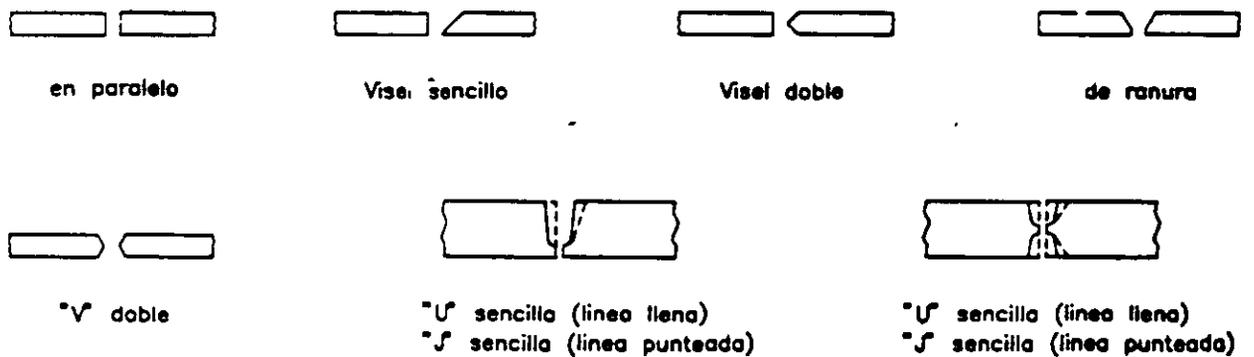


FIG. 20 FORMAS DE PREPARACION PARA SOLDADURAS A TOPE.

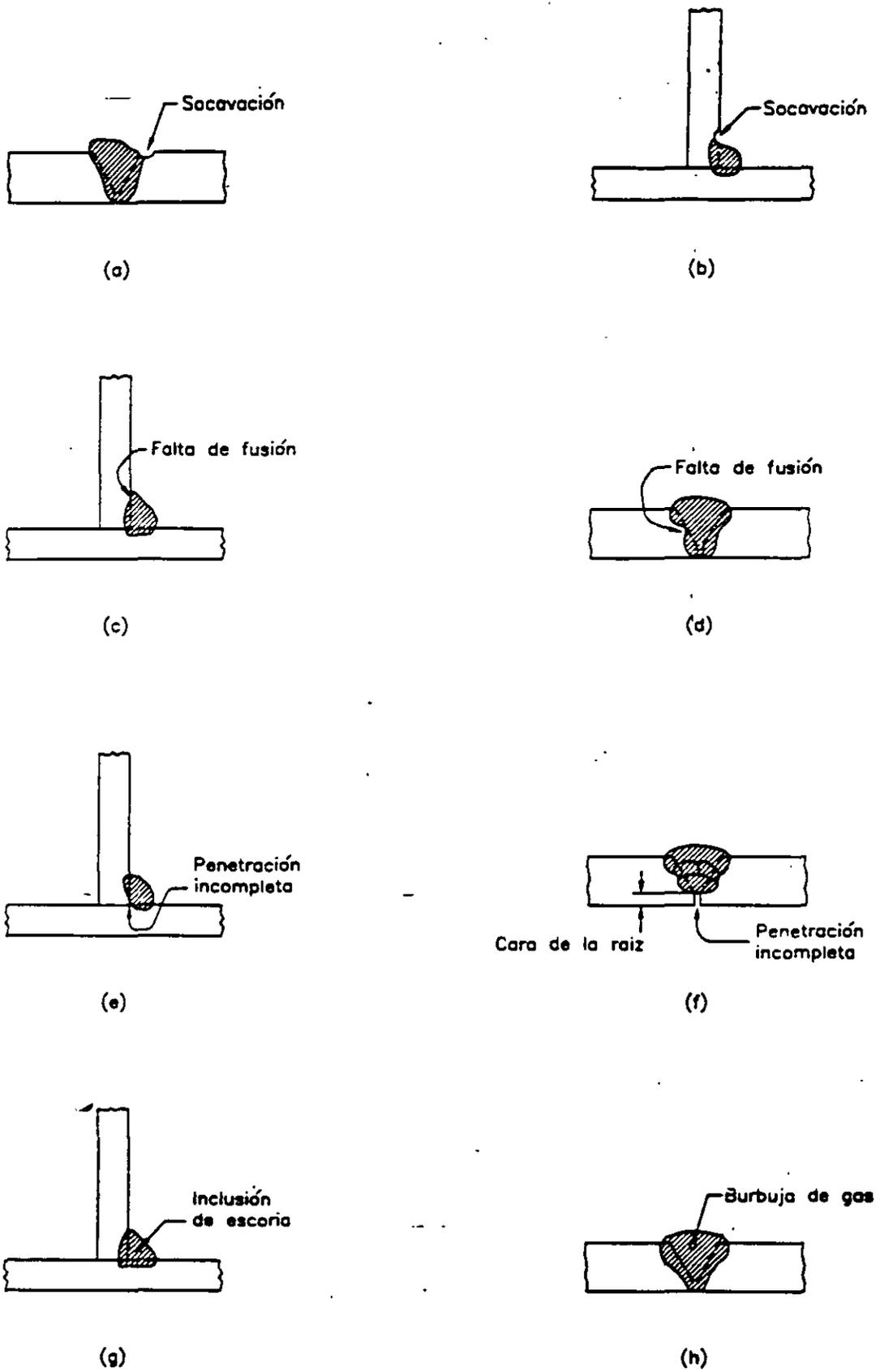
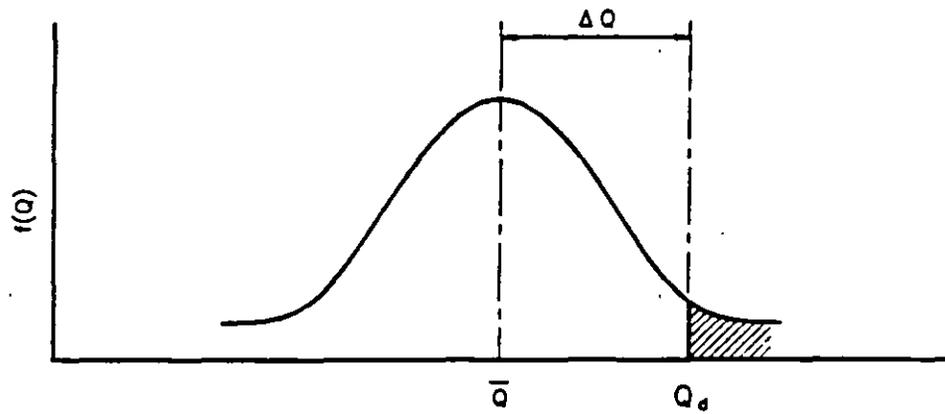
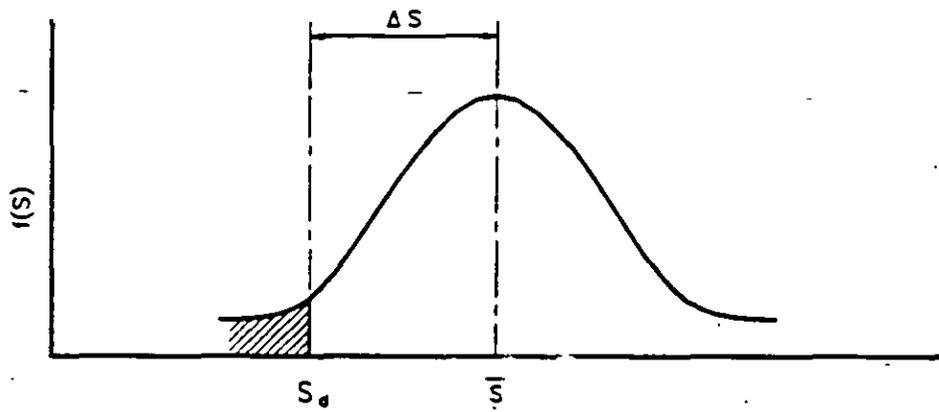


FIG. 21 DEFECTOS DE SOLDADURAS.



(A).- Acciones interiores

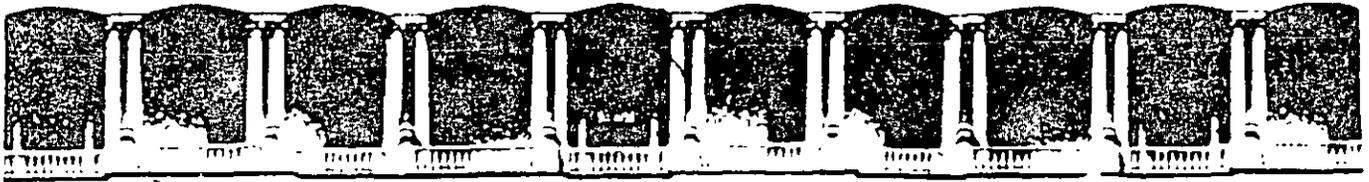


(b).- Resistencias

FIG. 22 CURVAS DE DISTRIBUCION DE ACCIONES Y DE RESISTENCIAS.

VENTAJAS	DESVENTAJAS
<ol style="list-style-type: none">1. Relación Resistencia / Peso Alta.2. Ductilidad natural.3. Rapidez de construcción4. Facilidad de construcción en cualquier lugar5. Facilidad de ampliación6. Usos ilimitados	<ol style="list-style-type: none">1. Sensibilidad al fuego2. Sensibilidad a la corrosión3. Necesidad de mantenimiento4. Mano de obra especializada5. Necesidad de supervisión6. Economía

Tabla 1. Ventajas y desventajas del acero



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

**EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE
ACERO**

**EXPOSITOR: M. EN I. RAUL J. IZQUIERDO ORTEGA
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

5. PRESENTACIÓN DE PROYECTOS

5.1. NAVE INDUSTRIAL.

5.1.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

La nave industrial se localiza en la ciudad de Guadalajara, Jalisco. Esta estructura será usada como bodega de productos ligeros y como manufacturera. La estructura cubre un área de 18,500 m² en módulos de 11x19 m. Tiene dos juntas constructivas que forman dos cuerpos laterales de 76.4x76 m. y uno central de 88x76 m. Es de un nivel, con cubiertas inclinadas a dos aguas con una pendiente de 5%. Contará con dos accesos y dos salidas de emergencia.

La estructura es a base de marcos rígidos orientados en sentido transversal, paralelo al eje Y (Figura 5.2.), que están compuestos por columnas y armaduras de acero. Las columnas interiores de los marcos están articuladas en su base. Las columnas exteriores en sentido longitudinal, paralelo al eje X, están restringidas a la rotación con la finalidad de dar rigidez a la estructura en este sentido, y están articuladas en el sentido transversal. La cubierta es de lámina con aislante, largueros tipo JOIST y contraventeo de varilla lisa. Las fachadas son mixtas, con muros de block hueco de concreto desligados de la estructura, largueros de lámina doblada, lámina y precolados ligeros. En el cuerpo central se localiza un área de 38 x 77 m. que soporta un plafón, esta estructura es a base de armaduras y largueros tipo JOIST.

Las columnas son de sección transversal "I" a base de placas soldadas o secciones laminadas, de dimensión variable en las columnas interiores en sentido transversal, y de sección uniforme en las columnas exteriores en el sentido longitudinal éstas últimas están orientadas de forma ortogonal a la de las columnas centrales. Las armaduras tienen un peralte de 1.25 m. y serán construidas con ángulos, los cuales serán unidos por medio de soldadura.

La estructura de los accesos y salidas de emergencia es a base de muros de block hueco de concreto, dadas y castillos embebidos, cubiertas planas con losa maciza de concreto reforzado y rellenos ligeros para dar pendiente hacia las bajadas pluviales.

En la figura 5.1. se presenta una gráfica del modelo matemático de la estructura completa. En este ejemplo sólo nos ocuparemos de la estructura de acero del cuerpo derecho de la nave, que se presenta más a detalle en la figura 5.2.

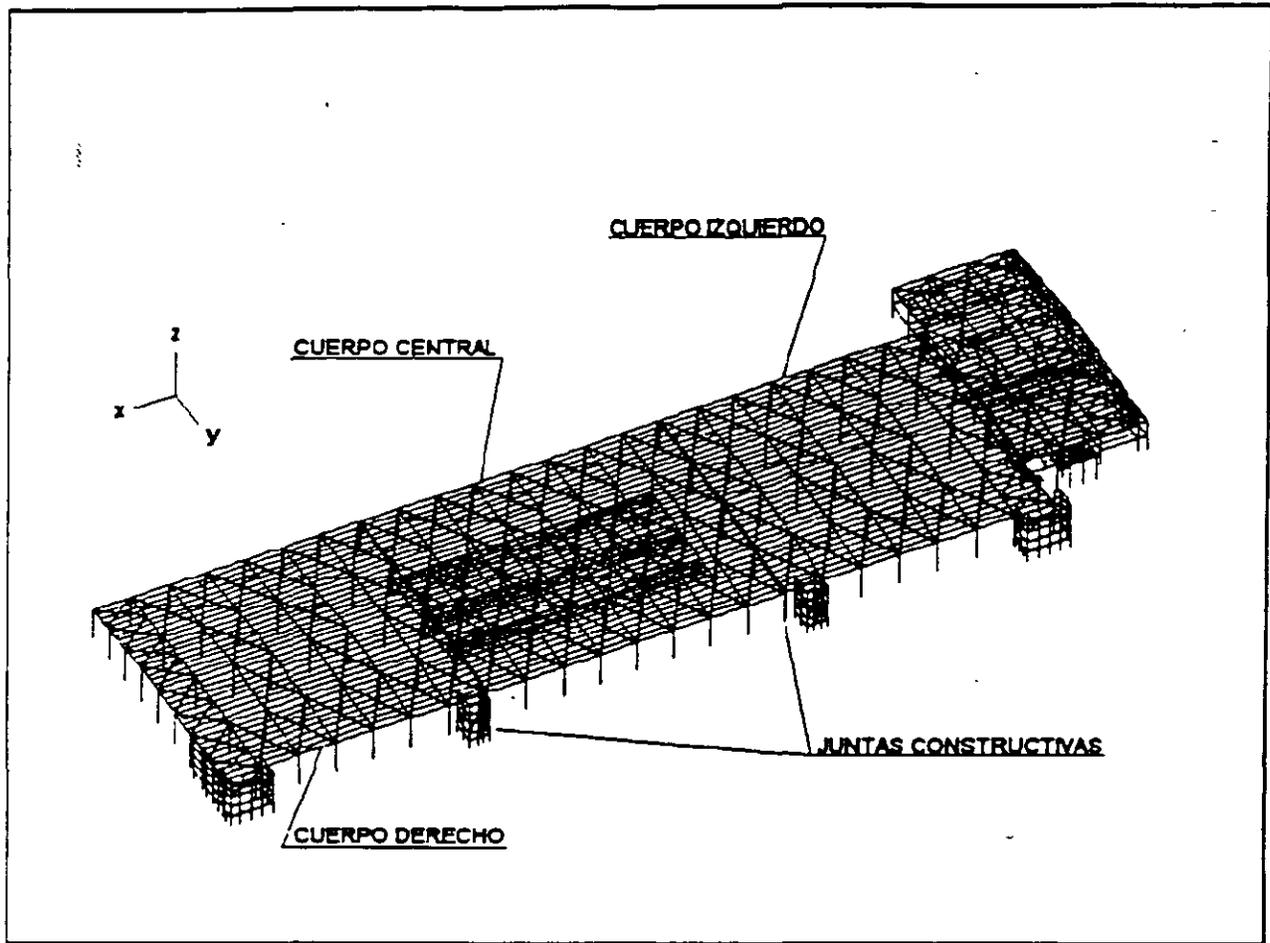


Figura 5.1.

5.1.2. DEFINICIÓN DE ESPECIFICACIONES DE CARGAS Y PARÁMETROS DE ANÁLISIS.

Especificaciones de cargas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para Guadalajara.

CUBIERTA DE LA NAVE CON PENDIENTE DEL 5%.

	Carga Vertical	Sismo
Lámina Galvak GW cal 20	5.42 kg/m ²	
Aislante	1.58 "	
Largueros	7.00 "	
Instalaciones	20.00 "	
Carga Muerta	34.00 kg/m²	34.00 kg/m²
Carga Viva	40.00 "	20.00 "
Carga Total	74.00 kg/m²	54.00 kg/m²

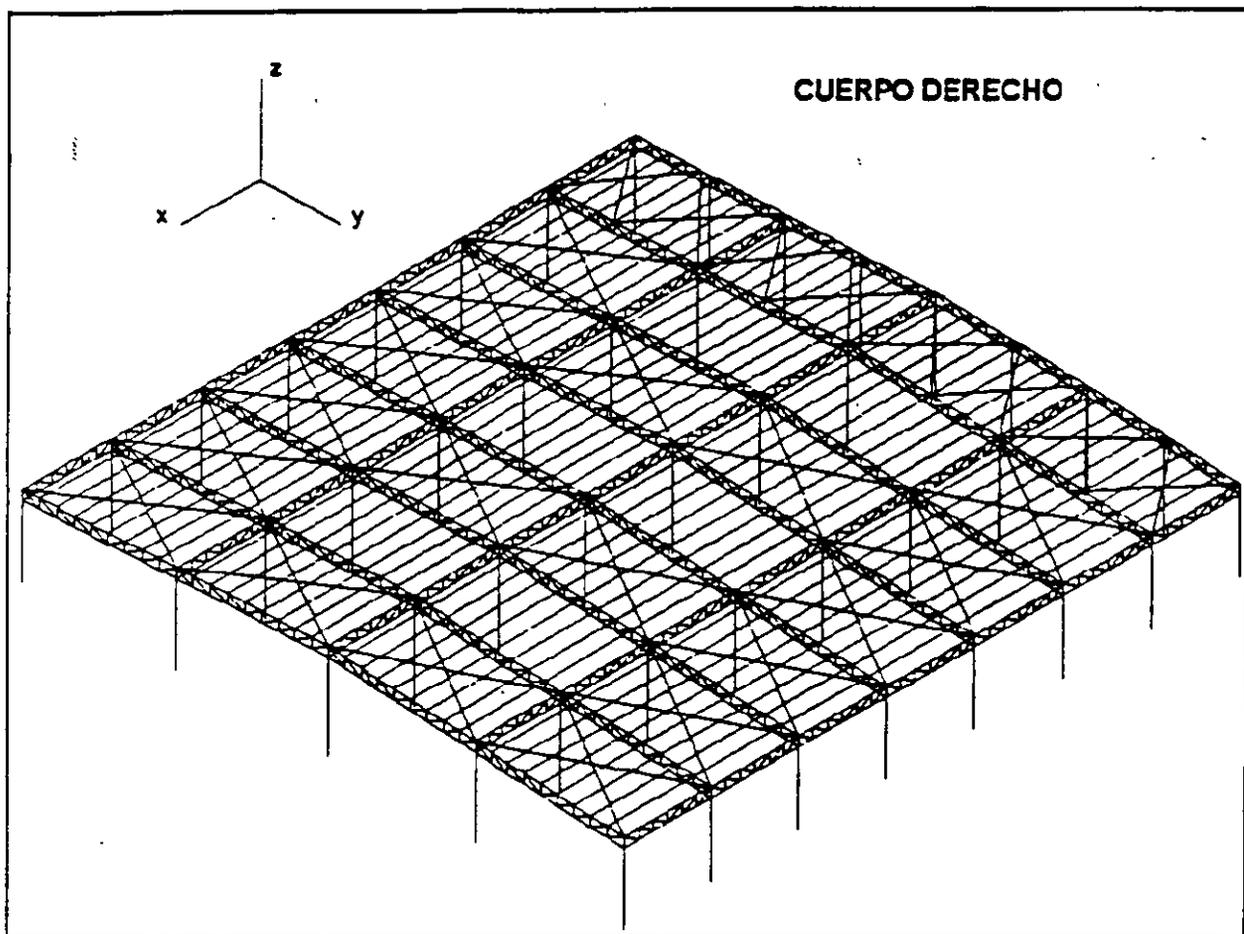


Figura 5.2.

ESTRUCTURA EN EL CUERPO CENTRAL QUE SOPORTA UN PLAFÓN.

	Carga Vertical	Sismo
Largueros	7.00 kg/m ²	
Plafón	20.00 "	
Instalaciones	20.00 "	
	<hr/>	<hr/>
Carga Muerta	47.00 kg/m ²	47.00 kg/m ²
Carga Viva	20.00 "	10.00 "
	<hr/>	<hr/>
Carga Total	67.00 kg/m ²	57.00 kg/m ²

Con estas especificaciones de carga y la estructuración descrita anteriormente se procede a la obtención del plano de cargas de la estructura, que servirán para obtener la solución estática por medio de un análisis tridimensional lineal.

Parámetros de análisis sísmico.

Se realizó un análisis sísmico estático y dinámico de cada estructura en dos direcciones ortogonales. Según el Reglamento empleado, corresponde a la ciudad de Guadalajara un coeficiente sísmico $C = 0.24$, pero por decisión del propietario se utilizó un coeficiente sísmico de $C = 0.30$

Debido a que dentro del mismo conjunto existen diferentes sistemas estructurales, el factor de comportamiento sísmico se usó de la siguiente forma:

Para la nave industrial: $Q = 3.0$ (Ambas direcciones)
Para los accesos y salidas de emergencia: $Q = 1.5$ (Ambas direcciones)

Las estructuras se clasificaron como pertenecientes al grupo B.

Se empleó un espectro de respuesta indicado en el Reglamento para este tipo de estructura.

Parámetros de análisis por viento.

Se realizó también un análisis por viento de las estructuras en dos direcciones ortogonales. Para ello se consideran los siguientes parámetros contenidos en el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad:

Estructura tipo:	1
Grupo:	B
Velocidad básica de diseño:	$V_0 = 100$ km/hr. (Región 3)
Factor de topografía:	$K_1 = 1.0$
Factor de tiempo de recurrencia:	$K_2 = 1.0$
Velocidad de diseño:	$V = K_1 K_2 V_0$
Factor de reducción de densidad de la atmósfera a la altura h:	$G = (8+h)/(8+2h)$
Presión de diseño:	$P = 0.0048 G C_p V^2$
Factor de empuje:	C_p depende de la zona de la nave.

Factores de empuje para las diferentes zonas de la nave.

Fachadas normales a la dirección del viento:

Zona de barlovento:	$C_p = +0.75$
Zona de sotavento:	$C_p = -0.68$

Fachadas y cubierta paralelas a la dirección del viento:

Zona de barlovento:	$C_p = -1.75$
Zona central:	$C_p = -1.00$
Zona de sotavento:	$C_p = -0.40$

De acuerdo con los valores anteriores se calcularon las presiones para el diseño por viento.

5.1.3. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES, SISMO Y VIENTO.

Se realizó un análisis tridimensional lineal para cada estructura en particular tomando en cuenta todos aquellos elementos que forman parte de la estructura principal, así como aquellos que limitan los espacios. También se modelaron los largueros y el contraventeo de la cubierta. El análisis tridimensional se realizó con el programa CADSE Tridimensional, desarrollado por la empresa I.O.I.S. S.A., que está basado en el Método de Rigideces Elásticas y que toma en cuenta los efectos de carga axial, flexión, cortante y torsión.

El análisis sísmico estático y dinámico se realizó también con el programa CADSE tridimensional, que está basado en el Método de Vectores de Ritz, considerando las masas localizadas en su lugar preciso y empleando el espectro de respuesta mencionado en los parámetros de análisis sísmico. Para obtener la reducción de carga se utiliza un factor respecto a la carga vertical, que fue de $f=0.75$. La respuesta sísmica se obtuvo como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta modal.

El análisis por viento se realizó con el mismo programa tridimensional usado para las cargas verticales.

Los resultados del análisis se presentan desglosados en cinco condiciones de carga independientes que son:

- Cond. 1: Carga Vertical.
- Cond. 2: Viento paralelo al eje "X"
- Cond. 3: Viento paralelo al eje "Y"
- Cond. 4: Sismo paralelo al eje "X"
- Cond. 5: Sismo paralelo al eje "Y"

Para ejemplificar la presentación de los resultados, se toma una parte de una armadura perteneciente a un marco con orientación paralela al eje "Y". Figura 5.3. En esta zona es donde se localizaron los esfuerzos más altos por carga vertical.

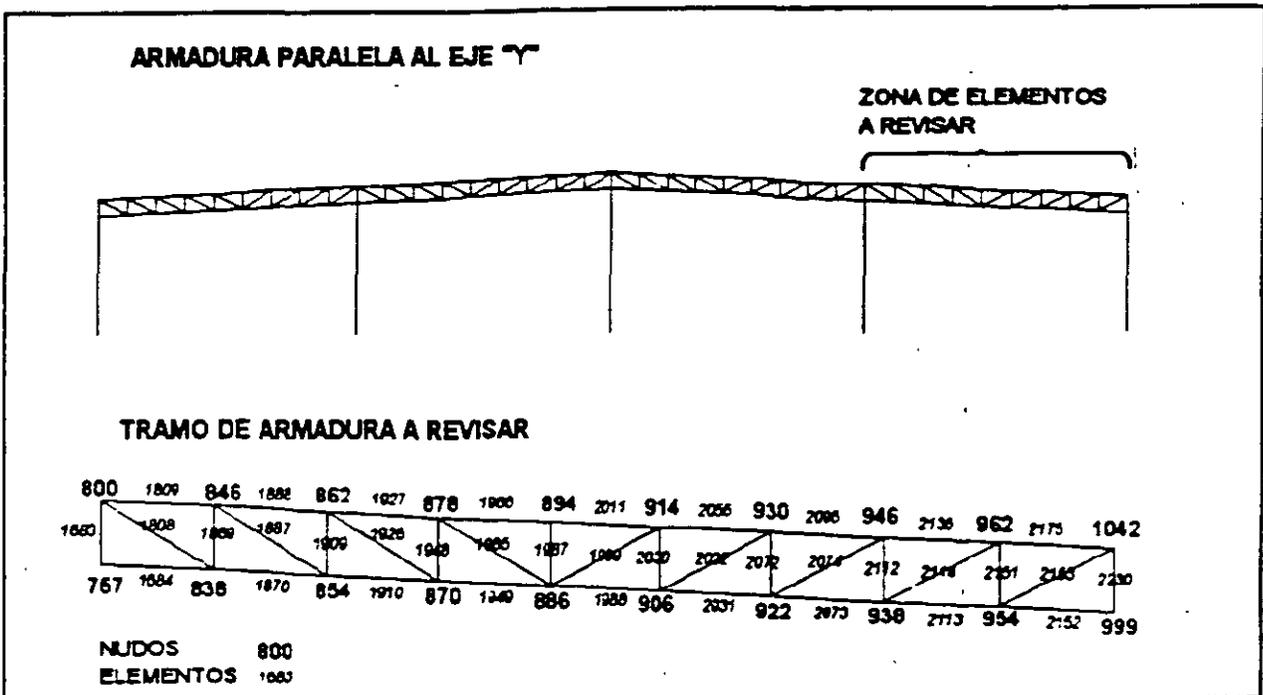


Figura 5.3

El conjunto de resultados presenta los elementos mecánicos para una de las barras que aparecen en la Figura 5.3. Para efectos de diseño se planteó una serie de combinaciones entre las cinco condiciones de carga que dan como resultado una envolvente que cubre las condiciones más desfavorables. Como podrá apreciarse, en los elementos de la armadura se presentan, además de las cargas axiales, momentos flexionantes. Como las juntas soldadas, se cometería un error del lado de la inseguridad si se consideraran articuladas.

Un comentario muy importante que debe tomarse en cuenta durante el proceso de análisis de la estructura es el siguiente: Los programas actuales para análisis estructural son cada vez más completos y facilitan en gran medida el planteamiento del modelo matemático, pero no dejan de ser sólo una herramienta a la que debe sacársele el mayor provecho posible. Hay que tener extrema precaución al momento de plantear el modelo y evaluar los resultados obtenidos del análisis. Los errores en planteamiento del modelo redundan en errores en los resultados y por consecuencia éstos se reflejan en los costos finales del proyecto y la obra.

=====

INVESTIGACIÓN DE OPERACIONES E INGENIERÍA DE SISTEMAS S. A.
 Calle 2, No. 2, Acacias del Valle México 03230, D. F. Tels. (905) 524-4767.

=====

IOIS/vbp Generador/Inspector CAD-SE GENIS R9407.3

Identif.: EJEMPLO
 Proyecto: NAVE INDUSTRIAL EJEMPLO
 Cliente : NAVE INDUSTRIAL ALA DERECHA
 Obra : ARMADURA MAS ESFORZADA

Clasificación: =Diseño=
 Archivo datos: DATOS_00.ATL
 Fecha (Rev.) : 13/NV/96 (01)
 Fecha Hora : 13/NV/96 12:20:35

Elaboró: RAÚL J. IZQUIERDO
 Revisó : RAÚL J. IZQUIERDO
 Aprobó : RAÚL J. IZQUIERDO

ELEMENTOS PRISMÁTICOS, ELEMENTOS MECÁNICOS (Coord. Locales)

Ele.	Cd/Cm	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)
EVP:1683 Na:757 Nb:800 Mat:1 Sec:15 Lon:2 Rot:31							
1683	1	0.00215	-10.46201	28.39050	12.78176	0.00512	-0.00039
		-0.00215	10.46201	-28.39050	-0.20735	-0.00253	0.00039
1683	2	-0.44777	19.67522	-9.38233	-23.71996	-0.52611	-0.00116
		0.44777	-19.67522	9.38233	0.10969	-0.01122	0.00116
1683	3	2.14797	2.94063	-17.23967	-2.00752	0.59825	0.00033
		-2.14797	-2.94063	17.23967	-1.52123	1.97931	-0.00033
1683	4	1.13735	1.00325	0.04735	-1.21335	1.35942	0.01140
		-1.13735	-1.00325	-0.04735	0.00945	0.00539	-0.01140
1683	5	0.01659	17.72887	-0.60050	-21.37364	0.02007	0.00021
		-0.01659	-17.72887	0.60050	0.09900	-0.00016	-0.00021
EVP:1684 Na:757 Nb:83P Mat:1 Sec:6 Lon:6 Rot:4							
1684	1	0.00048	-0.30351	42.61168	0.40478	0.00225	0.00005
		-0.00048	0.19781	-42.61176	0.12512	-0.00125	-0.00005
1684	2	-0.00016	0.10529	-23.27765	-0.17656	-0.00753	-0.00005
		0.00016	-0.10529	23.27765	-0.04602	0.00720	0.00005
1684	3	0.00978	0.12038	-24.92480	-0.18738	0.04097	0.00005
		-0.00978	-0.12038	24.92480	-0.06710	-0.02028	-0.00005
1684	4	-0.04834	0.00931	-2.85309	-0.01402	-0.16115	-0.00168
		0.04834	-0.00931	2.85309	-0.00567	0.05895	0.00168
1684	5	-0.00078	0.03921	-10.07417	-0.07184	-0.00305	-0.00001
		0.00078	-0.03921	10.07417	-0.01105	0.00140	0.00001

EVP:1808 Na:800 Nb:838 Mat:1 Sec:9 Lon:9 Rot:1							
1808	1	0.00010	-0.02924	-31.80846	0.06576	-0.00059	0.00039
		-0.00010	0.02924	31.80846	0.00681	0.00084	-0.00039
1808	2	-0.00316	0.00942	10.14641	-0.02573	-0.00595	-0.00010
		0.00316	-0.00942	-10.14641	0.00235	-0.00189	0.00010
1808	3	-0.00258	0.01551	14.70741	-0.03452	-0.00453	0.00432
		0.00258	-0.01551	-14.70741	-0.00399	-0.00186	-0.00432
1808	4	-0.01318	0.00141	0.38846	-0.00268	0.00781	-0.01973
		0.01318	-0.00141	-0.38846	-0.00081	-0.04053	0.01973
1808	5	0.00012	0.00165	1.64937	-0.00746	0.00043	-0.00017
		-0.00012	-0.00165	-1.64937	0.00337	-0.00013	0.00017

EVP:1809 Na:800 Nb:846 Mat:1 Sec:6 Lon:6 Rot:4							
1809	1	0.00693	-0.31657	-17.35859	0.41104	0.01117	0.00006
		-0.00693	0.21087	17.35849	0.14647	0.00347	-0.00006
1809	2	-0.12784	0.08802	13.26990	-0.14599	-0.14139	0.00006
		0.12784	-0.08802	-13.26990	-0.04008	-0.12886	-0.00006
1809	3	0.15948	0.13055	7.23315	-0.19726	0.18878	0.00033
		-0.15948	-0.13055	-7.23315	-0.07872	0.14836	-0.00033
1809	4	-0.39773	0.00867	-1.89525	-0.01267	-0.79417	-0.00273
		0.39773	-0.00867	1.89525	-0.00566	-0.04664	0.00273
1809	5	0.00944	0.01825	6.36414	-0.03880	0.00504	-0.00003
		-0.00944	-0.01825	-6.36414	0.00023	0.01491	0.00003

EVP:1869 Na:838 Nb:846 Mat:1 Sec:9 Lon:2 Rot:31							
1869	1	0.00015	0.33731	15.46804	-0.20345	0.00071	-0.00085
		-0.00015	-0.33731	-15.46804	-0.20132	-0.00052	0.00085
1869	2	-0.00310	-0.11756	-4.99386	0.07168	-0.00144	-0.00222
		0.00310	0.11756	4.99386	0.06939	-0.00228	0.00222
1869	3	0.00438	-0.16828	-7.20400	-0.10132	0.00322	0.00100
		-0.00438	0.16828	7.20400	0.10062	0.00203	-0.00100
1869	4	-0.00719	-0.01411	-0.19522	0.00855	-0.03415	0.04158
		0.00719	0.01411	0.19522	0.00838	0.02552	-0.04158
1869	5	0.00024	-0.02898	-0.83363	0.01830	-0.00015	0.00059
		-0.00024	0.02898	0.83363	0.01647	0.00043	-0.00059

EVP:1870 Na:838 Nb:854 Mat:1 Sec:6 Lon:6 Rot:4							
1870	1	0.00042	-0.11675	15.20687	0.07152	-0.00012	0.00005
		-0.00042	0.01105	-15.20697	0.06357	0.00102	-0.00005
1870	2	-0.00022	0.01938	-14.52881	-0.02801	-0.00788	0.00028
		0.00022	-0.01938	14.52881	-0.01296	0.00742	-0.00028
1870	3	0.00284	0.03210	-12.24479	-0.03024	0.02515	-0.00024
		-0.00284	-0.03210	12.24479	-0.03762	-0.01915	0.00024
1870	4	-0.04732	0.00236	-2.50910	-0.00207	0.00686	-0.00233
		0.04732	-0.00236	2.50910	-0.00293	-0.10690	0.00233
1870	5	-0.00083	0.00221	-8.63641	-0.01062	-0.00080	-0.00004
		0.00083	-0.00221	8.63641	0.00594	-0.00096	0.00004

NUDOS, DESPLAZAMIENTOS Y ROTACIONES (Coord. Locales)

Nud. Cc/Cm	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Gx (rad)	Gy (rad)	Gz (rad)
NUD: 757						
757 1	-0.00024	-0.00167	-0.00088	-0.00121	-0.00004	-0.00000
757 2	-0.01487	0.04081	0.00026	-0.00157	-0.00028	-0.00012
757 3	0.01569	0.00180	0.00054	0.00004	0.00025	-0.00013
757 4	0.03614	0.00176	-0.00000	-0.00005	0.00048	-0.00025
757 5	0.00061	0.03732	-0.00001	-0.00147	0.00001	0.00002
NUD: 800						
800 1	-0.00030	-0.00001	-0.00098	-0.00137	-0.00004	0.00005
800 2	-0.01503	0.04229	0.00029	-0.00128	-0.00007	0.00003
800 3	0.01609	0.00172	0.00059	0.00004	0.00082	-0.00018
800 4	0.03625	0.00180	-0.00000	-0.00003	-0.00007	-0.00175
800 5	0.00062	0.03873	-0.00001	-0.00121	0.00001	-0.00001
NUD: 838						
838 1	-0.00025	-0.00331	-0.00973	-0.00467	-0.00014	0.00001
838 2	-0.01454	0.04145	0.00002	0.00029	-0.00018	-0.00017
838 3	0.01573	0.00268	0.00369	0.00175	0.00016	0.00006
838 4	0.03744	0.00185	0.00012	0.00007	0.00402	-0.00110
838 5	0.00059	0.03752	-0.00179	-0.00060	0.00005	0.00000
NUD: 846						
846 1	-0.00043	0.00002	-0.01015	-0.00461	-0.00017	0.00008
846 2	-0.01475	0.04191	0.00015	0.00023	-0.00020	0.00000
846 3	0.01587	0.00168	0.00389	0.00174	0.00012	-0.00002
846 4	0.04328	0.00186	0.00012	0.00007	0.00564	-0.00429
846 5	0.00065	0.03846	-0.00177	-0.00065	0.00006	-0.00004
NUD: 854						
854 1	-0.00026	-0.00424	-0.01981	-0.00425	-0.00024	0.00001
854 2	-0.01411	0.04191	0.00105	0.00051	-0.00077	-0.00019
854 3	0.01545	0.00320	0.00761	0.00165	0.00067	0.00016
854 4	0.03908	0.00193	0.00028	0.00006	0.00901	-0.00100
854 5	0.00058	0.03771	-0.00281	-0.00037	0.00014	-0.00000
NUD: 862						
862 1	-0.00056	-0.00062	-0.02015	-0.00425	-0.00026	0.00005
862 2	-0.01520	0.04180	0.00116	0.00053	-0.00103	0.00030
862 3	0.01642	0.00196	0.00777	0.00165	0.00093	-0.00033
862 4	0.05053	0.00193	0.00028	0.00006	0.00992	-0.00261
862 5	0.00077	0.03827	-0.00278	-0.00035	0.00017	-0.00004

NUD: 870

870 1	-0.00025	-0.00450	-0.02885	-0.00346	-0.00028	0.00000
870 2	-0.01350	0.04219	0.00262	0.00068	-0.00161	-0.00027
870 3	0.01482	0.00344	0.01125	0.00140	0.00153	0.00031
870 4	0.03916	0.00200	0.00044	0.00007	0.01003	0.00003
870 5	0.00055	0.03789	-0.00318	-0.00008	0.00017	0.00001

NUD: 878

878 1	-0.00060	-0.00166	-0.02915	-0.00336	-0.00029	0.00003
878 2	-0.01556	0.04186	0.00272	0.00065	-0.00182	0.00020
878 3	0.01680	0.00243	0.01139	0.00136	0.00176	-0.00019
878 4	0.05095	0.00201	0.00045	0.00007	0.00952	0.00134
878 5	0.00074	0.03814	-0.00316	-0.00008	0.00015	0.00004

NUD: 886

886 1	-0.00021	-0.00414	-0.03471	-0.00161	-0.00033	-0.00001
886 2	-0.01254	0.04231	0.00402	0.00045	-0.00203	-0.00046
886 3	0.01373	0.00341	0.01365	0.00059	0.00201	0.00054
886 4	0.03687	0.00205	0.00056	-0.00002	0.00491	0.00138
886 5	0.00049	0.03806	-0.00309	0.00009	0.00006	0.00004

NUD: 894

894 1	-0.00061	-0.00284	-0.03482	-0.00158	-0.00033	0.00000
894 2	-0.01516	0.04202	0.00405	0.00043	-0.00225	-0.00070
894 3	0.01634	0.00297	0.01370	0.00058	0.00224	0.00078
894 4	0.04318	0.00210	0.00056	-0.00002	0.00546	0.00501
894 5	0.00057	0.03806	-0.00309	0.00008	0.00007	0.00010

NUD: 906

906 1	-0.00013	-0.00313	-0.03608	0.00053	-0.00034	-0.00003
906 2	-0.01124	0.04223	0.00467	0.00011	-0.00078	-0.00062
906 3	0.01222	0.00310	0.01393	-0.00032	0.00073	0.00073
906 4	0.03326	0.00208	0.00039	-0.00008	-0.00073	0.00179
906 5	0.00040	0.03816	-0.00274	0.00022	-0.00005	0.00004

NUD: 914

914 1	-0.00054	-0.00380	-0.03610	0.00040	-0.00033	-0.00002
914 2	-0.01240	0.04214	0.00467	0.00012	-0.00115	-0.00119
914 3	0.01331	0.00340	0.01395	-0.00027	0.00109	0.00111
914 4	0.03241	0.00217	0.00038	-0.00009	-0.00042	0.00312
914 5	0.00035	0.03799	-0.00276	0.00020	-0.00004	0.00008

NUD: 922

922 1	-0.00002	-0.00193	-0.03280	0.00266	-0.00035	-0.00004
922 2	-0.00992	0.04211	0.00452	-0.00027	-0.00015	-0.00058
922 3	0.01066	0.00273	0.01242	-0.00112	0.00017	0.00069
922 4	0.02959	0.00209	0.00027	-0.00005	0.00128	0.00168
922 5	0.00032	0.03825	-0.00214	0.00031	-0.00003	0.00004

5.1.4. REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO.

En el Artículo 184 Fracc. I del Reglamento se indica que la flecha vertical, incluidos los efectos a largo plazo, debe ser máxima de: el claro entre 240, más 0.5 cm. En elementos que afecten a elementos no estructurales que no sean capaces de soportar deformaciones apreciables debe ser máximo de el claro entre 480, más 0.3 cm. En este caso de acuerdo a los tipos de materiales que componen la cubierta, con una flecha que no supere en dimensión al claro entre 480, más 0.3 cm. se cumple con esta condición de servicio.

Revisión de los desplazamientos verticales en el nudo 894 (Figura 5.3)

NUD: 894

Nud. Cc/Cm	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Gx (rad)	Gy (rad)	Gz (rad)
894 1	-0.00061	-0.00284	<u>-0.03482</u>	-0.00158	-0.00033	0.00000
894 2	-0.01516	0.04202	0.00405	0.00043	-0.00225	-0.00070
894 3	0.01634	0.00297	0.01370	0.00058	0.00224	0.00078
894 4	0.04318	0.00210	0.00056	-0.00002	0.00546	0.00501
894 5	0.00057	0.03806	-0.00309	0.00008	0.00007	0.00010

Por carga vertical, del listado (número subrayado):

$$\Delta x = 3.48 \text{ cm.}$$

Desplazamiento permisible:

$$\Delta x_{\text{per}} = (L/480) + 0.3 = (1900/480) + 0.3 = 4.26 \text{ cm.} \quad \text{pasa.}$$

Por otro lado, en el Artículo 209 del Reglamento se indica que el desplazamiento lateral no debe exceder el valor de 0.006 veces la altura, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En ese caso, el límite en cuestión será de 0.012. En este proyecto, los muros laterales estarán desligados de la estructura principal por lo que se adoptó el valor máximo de 0.012 veces la altura total. En los elementos verticales de la estructura se revisaron los desplazamientos laterales de la siguiente forma: Del análisis estructural se obtienen los desplazamientos producidos por la acción del sismo y el viento sobre el nudo en cuestión. El desplazamiento se multiplica por el factor de comportamiento sísmico Q, (Q = 3.0 para sismo y Q = 1.0 para viento).

Revisión de desplazamientos horizontales del nudo 1042 (Figura 5.3)

NUD:1042		Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
Nud.	Cc/Cm	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)	(rad)
1042	1	0.00032	-0.00527	-0.00054	0.00550	0.00002	-0.00020
1042	2	-0.00800	0.04251	0.00018	-0.00083	-0.00035	0.00012
1042	3	0.00834	0.00396	0.00029	-0.00231	0.00038	-0.00001
1042	4	0.01951	0.00219	-0.00003	-0.00007	0.00083	0.00182
1042	5	0.00001	<u>0.03806</u>	-0.00002	0.00043	-0.00001	0.00013

Por Sismo en dirección Y, del listado (número subrayado):

$$\Delta s_y = 3.81 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta s_y = 3 \times 3.81 = 11.43 \text{ cm.}$$

Altura del nudo:

$$h = 10.20 \text{ m.}$$

$$Q\Delta s_y / h = 11.43 / 1020 = 0.0112 < 0.012 \quad \text{pasa.}$$

5.1.5. REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DE ELEMENTOS SECUNDARIOS.

LARGUEROS.

Los largueros que soportan directamente las láminas del sistema de cubierta se obtuvieron del catálogo VULCRAFT, para una separación entre largueros de 2.11 m. y con la carga muerta especificada para la cubierta de 34 kg/m² y carga viva de 40 kg/m². Las cargas distribuidas uniformemente en el larguero son: $w_m = 2.11 \times 34 = 71.74 \text{ kg/m}$ y $w_v = 2.11 \times 40 = 84.4 \text{ kg/m}$, para cargas muerta y viva respectivamente en una longitud de 11.00 m. (36 pies)

Se propusieron las siguientes alternativas: Serie K 18-K3 de 9.83 kg/m y Serie LH 18-LH-02 de 14.89 kg/m., que son los menores largueros en las tablas. Las capacidades de los elementos a flexión, están en función de las cargas distribuidas y son:

De acuerdo al catálogo, un elemento 18-K3 para este claro de 11.00 m. soporta de una carga $w_{mr} = 209.84 \text{ kg/m}$ y una carga $w_{vr} = 104.18 \text{ kg/m}$. Para el elemento 18-LH-02, las cargas resistentes son: $w_{mr} = 364.62 \text{ kg/m}$ y una carga $w_{vr} = 169.66 \text{ kg/m}$.

CONTRAVENTEOS.

Se presentan los siguientes resultados del análisis para el elemento 2057, que resultó ser el más esforzado para los de su misma sección. El número subrayado marca la carga axial mayor, que es correspondiente a tensión, producida por el efecto de un sismo paralelo al eje "X" de acuerdo con el sistema de referencia de la Figura 5.2.

Los elementos mecánicos son los siguientes:

ELEMENTOS PRISMÁTICOS, ELEMENTOS MECÁNICOS (Coord. Locales)

Ele.	Cc/Cm	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)
EVP:2057 Na:914 Nb:1036 Mat:1 Sec:8 Lon:18 Rot:9							
Sección.:8 CIRCULAR MACIZA d:0.025 m.							
2057	1	0.00000	0.00006	0.58619	-0.00040	-0.00000	0.00000
		-0.00000	-0.00006	-0.58619	-0.00036	0.00002	-0.00000
2057	2	0.00001	0.00001	1.47753	-0.00007	0.00009	-0.00001
		-0.00001	-0.00001	-1.47753	-0.00005	0.00001	0.00001
2057	3	-0.00001	-0.00004	-1.94506	0.00026	-0.00011	0.00001
		0.00001	0.00004	1.94506	0.00023	-0.00003	-0.00001
2057	4	-0.00004	-0.00001	<u>-5.00751</u>	0.00003	-0.00030	-0.00002
		0.00004	0.00001	5.00751	-0.00013	-0.00021	0.00002
2057	5	-0.00001	0.00000	0.09036	-0.00002	-0.00004	-0.00000
		0.00001	-0.00000	-0.09036	-0.00003	-0.00008	0.00000

Existe el problema de que el contraventeo en el otro sentido trabaja a compresión, por estar modelado como una barra rígida. Este comportamiento no es real, puesto que cuando se presenta la acción en compresión el elemento se pandea y no presenta ninguna reacción a esta fuerza. Como una alternativa para solucionar este problema se plantea lo siguiente: Se localizan en el modelo matemático los elementos del contraventeo que se encuentran en compresión, se eliminan y se realiza otro análisis alterno. Como resultado se obtendrá la tensión real que tomarán los elementos, ya que no habrá contribución de elementos a compresión.

A continuación se presentan los resultados del análisis alterno para este mismo elemento:

ELEMENTOS PRISMÁTICOS, ELEMENTOS MECÁNICOS (Coord. Locales)

Ele.	Cd/Cm	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)
EVP:2057 Na:914 Nb:1036 Mat:1 Sec:8 Lon:20 Rot:7							
Sección.:8 CIRCULAR MACIZA d:0.025 m.							
2057	1	-0.00000 0.00000	0.00005 -0.00005	-0.22083 0.22083	-0.00040 -0.00036	-0.00003 0.00001	0.00000 -0.00000
2057	2	0.00001 -0.00001	0.00002 -0.00002	3.76139 -3.76139	-0.00014 -0.00009	0.00011 0.00001	-0.00002 0.00002
2057	3	-0.00001 0.00001	-0.00005 0.00005	-3.69259 3.69259	0.00035 0.00029	-0.00012 -0.00003	0.00003 -0.00003
2057	4	-0.00004 0.00004	-0.00003 0.00003	-10.05127 10.05127	0.00023 0.00025	-0.00032 -0.00019	0.00001 -0.00001
2057	5	-0.00001 0.00001	0.00000 -0.00000	0.06463 -0.06463	-0.00004 -0.00003	-0.00005 -0.00008	-0.00001 0.00001

Se puede notar que el valor de la tensión del elemento es aproximadamente el doble que el presentado en el listado anterior.

Como rige el sismo en dirección "X", se utiliza la siguiente combinación de cargas:

$$P = 1.1 CV + 1.1 \text{ Sismo X} - 0.33 \text{ Sismo Y}$$

De donde la carga total es:

$$P = 11.32064 \text{ ton. (Tensión)}$$

Para una varilla lisa de 25 mm (1"), donde el diámetro se reduce en las roscas de los extremos, que se usan para el proceso de tensado por medio de templadores, el área se reduce del total $A_t = 5.07 \text{ cm}^2$ a el área neta $A_n = 3.55 \text{ cm}^2$. Es con estos valores con los que se revisa la Resistencia de diseño (R_t) del elemento.

Resistencia de diseño de elementos a tensión, Artículo 3.1.2. Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones vigente. Ecs. 5.1 y 5.2.

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

$$R_t = FR (A_t F_y)$$

Ec. 5.1.

$$FR = 0.9$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Acero A-36})$$

$$R_t = 0.9 \times 5.07 \times 2530 = 11544.39 \text{ kg.} > 11320.64 \text{ kg.}$$

pasa.

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

$$R_t = FR (A_n F_u)$$

Ec. 5.2.

$$FR = 0.75$$

$$F_u = 4080 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Acero A-36})$$

$$R_t = 0.75 \times 3.55 \times 4300 = 11448.75 \text{ kg.} > 11320.64 \text{ kg.}$$

(El valor de F_u varía de 4080 a 5620 kg/cm^2)

pasa justo.

ELEMENTOS EN FACHADAS.

La fachada de la estructura en uno de los ejes exteriores paralelo al eje "X", de acuerdo con la Figura 5.2, es de lámina, la cual está apoyada sobre largueros de lámina doblada que tienen una separación entre sí de 1.85 m. en promedio.

Sobre el análisis de la fachada es importante distinguir los efectos que actúan en forma independiente sobre la misma. En primer lugar el peso propio, que aparece en la Condición de carga 1 como Carga Vertical, y el efecto del viento perpendicular a la fachada, que produce un empuje sobre la misma.

Especificación de carga para largueros de fachada:

Lámina pintro	6.0 kg/m^2
Aislante	3.0 "
Larguero	10.5 "
<hr/>	
Total	19.0 kg/m^2

Presión transversal del viento sobre la fachada:

$$P = (0.75 + 0.69) \times 0.0055 \times 100^2 = 78.65 \text{ kg/m}^2 \text{ (Presión + Succión)}$$

La condición más desfavorable es por viento.

El elemento divide la fachada en claros constantes de 1.823 m., por lo que la carga distribuida sobre el larguero debida a la presión del viento queda:

$$W = 78.65 \times 0.92 = 72.36 \text{ kg/m}$$

Del manual IMCA (Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C.), se propone el siguiente perfil: CF 305x12.

Debido a la fuerte presión, se coloca el larguero doble, cada larguero cubre la mitad del área tributaria.

Revisión por flexión:

Efecto de Carga vertical mas viento.

Por Carga vertical (momento alrededor del eje "y" de la sección):

$$M = W L^2 / 10 = 17.48 \times 3.67^2 / 10 = 23.54 \text{ kg-m}$$

Por viento (momento alrededor del eje "x" de la sección):

$$M = W L^2 / 8 = 72.36 \times 11.0^2 / 8 = 1094.45 \text{ kg-m}$$

$$F_b = M / S \quad \text{Para perfiles CF, } F_b = 2310 \text{ kg/cm}^2 \text{ (IMCA)}$$

Sumando los esfuerzos:

$$M_x / S_x = 109445 / 119.43 = 916.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y / S_y = 2354 / 19.05 = 123.58 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_b = 1039.97 \text{ kg/cm}^2 < 2310 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pasa.}$$

Revisión por flecha:

Flecha horizontal:

$L / 360$ es un valor promedio de $L / 240$ y $L / 480$

$$\Delta_{\max} = \frac{5 W L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 0.7236 \times 1100^4}{384 \times 2039000 \times 1820} = 3.71 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{per}} = \frac{L}{360} + 0.5 = \frac{1100}{360} + 0.5 = 3.56 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{per}} \approx \Delta_{\max}$$

Flecha vertical

$$\Delta_{\max} = \frac{5 W L^4}{384 E I} = \frac{5 \times 0.1748 \times 367^4}{384 \times 2039000 \times 126.59} = 0.16 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{per}} = 1.51 \text{ cm} < \Delta_{\max} \quad \text{pasa}$$

5.1.6. REVISIÓN DE ELEMENTOS PRINCIPALES.

ARMADURAS.

Para el análisis se modelaron las condiciones de frontera de los nudos que unen los elementos de la armadura como juntas continuas. El criterio para proponer estas condiciones de frontera está basado en lo siguiente: Las juntas soldadas en elementos del tipo cajón, como son los usados en diagonales y montantes de la armadura, no funcionan como una articulación real; esto es, la longitud de soldadura colocada de manera paralela al elemento provoca transmisión de momentos, que en algunos casos produce una importante reducción en la capacidad del elemento en compresión o tensión.

Tomando los elementos mecánicos del listado; correspondientes a los elementos de la armadura que aparece en la figura 5.3., se hará una revisión por flexotensión de acuerdo con el Reglamento.

Combinaciones de carga usadas:

Nombre:	Cm+Cv	VientoX	VientoY	SismoX	SismoY
Tipo:	Estática	Estática	Estática	Din. Equiv.	Din. Equiv.
Cond. de carga:	1	2	3	1	2
Comb. 1	1.4	0	0	0	0
Comb. 2	1.1	0	0	1.1	0.33
Comb. 3	1.1	0	0	1.1	-0.33
Comb. 4	1.1	0	0	-1.1	0.33
Comb. 5	1.1	0	0	-1.1	-0.33
Comb. 6	1.1	0	0	0.33	1.1
Comb. 7	1.1	0	0	-0.33	1.1
Comb. 8	1.1	0	0	0.33	-1.1
Comb. 9	1.1	0	0	-0.33	-1.1
Comb. 10	1.1	1.1	0	0	0
Comb. 11	1.1	0	1.1	0	0

Como no se realizó un análisis de segundo orden que cumpla con lo requerido en el inciso 3.4.1 de la Normas Técnicas Complementanas, se procede a revisar los elementos más esforzados con las fórmulas de diseño para un análisis de primer orden. Como ejemplo se desarrolla la revisión del elemento 1808. (Ver Figura 5.2). Este elemento está formado por dos ángulos LI 64 x 10 en cajón, como se muestra en la siguiente figura.

Geometría de la sección:

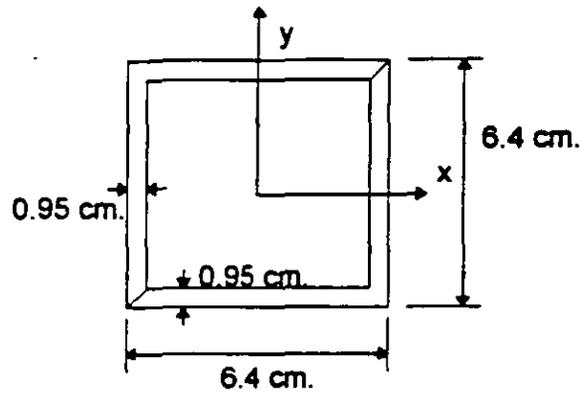


Figura 5.4.

Propiedades geométricas:

Área transversal	$A_t = 21.6 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$S_x = 33.93 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$I_x = 108.58 \text{ cm}^4$	Elástico	$S_y = 33.93 \text{ cm}^3$
	$I_y = 108.58 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Z_x = 44.00 \text{ cm}^3$
Cte. de torsión	$J = 160.0 \text{ cm}^6$	Plástico	$Z_y = 44.00 \text{ cm}^3$

La combinación de carga más desfavorable es la numero 1, que tiene los siguientes elementos mecánicos:

Extremo a:

	$f_x \text{ (ton.)}$	$f_y \text{ (ton.)}$	$f_z \text{ (ton.)}$	$m_x \text{ (t-m)}$	$m_y \text{ (t-m)}$	$m_z \text{ (t-m)}$
Comb. 1	0.000	-0.041	-44.532	0.092	-0.001	0.001

Extremo b:

	$f_x \text{ (ton.)}$	$f_y \text{ (ton.)}$	$f_z \text{ (ton.)}$	$m_x \text{ (t-m)}$	$m_y \text{ (t-m)}$	$m_z \text{ (t-m)}$
Comb. 1	-0.000	0.041	44.532	0.010	0.001	-0.001

Diseño por flexotensión de acuerdo con las Normas Técnica Complementarias:

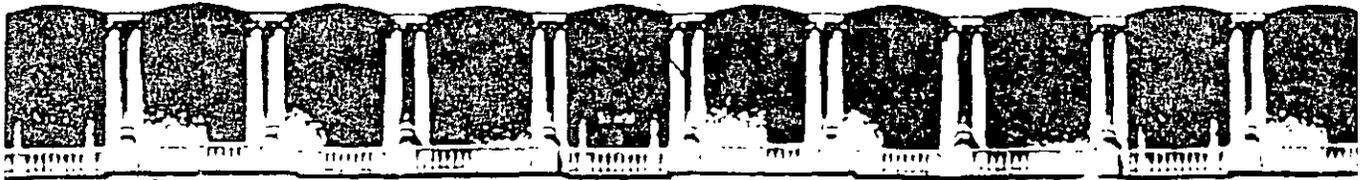
Momentos resistentes elásticos y plásticos:

Momento elástico: $M_e = SF_y$

Momento plástico: $M_p = ZF_y$

$M_{ex} = M_{ey} = 0.86 \text{ t-m}$

$M_{px} = M_{py} = 1.12 \text{ t-m}$



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

CURSOS ABIERTOS

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

TEMA

**EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE
ACERO (PARTE II)**

**EXPOSITOR: M. EN I. RAUL J. IZQUIERDO ORTEGA
PALACIO DE MINERIA
NOVIEMBRE DEL 2000**

5.2. EDIFICIO URBANO.

5.2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

El edificio se localiza en la ciudad de México D. F., dentro del complejo Santa Fe, en la Delegación Álvaro Obregón. Se trata de un conjunto de edificaciones, que se dividen en dos cuerpos principales que son: un edificio en forma cúbica de 9 niveles y otro de forma piramidal. El conjunto ocupa un lote irregular en planta y de grandes dimensiones, el cual está ocupado en su totalidad por un estacionamiento subterráneo de 3 niveles, sin juntas constructivas.

La estructuración se definió con marcos rígidos de traveses y columnas metálicas en dos direcciones ortogonales. Se especificó acero grado 50, nacional, adquirido en Monclova, Coahuila. El sistema de entrepisos está estructurado con traveses metálicas y losacero con una capa de compresión de concreto reforzado. Todos los muros interiores son divisorios de tabique común, por lo que no contribuirán a la resistencia estructural del conjunto. El muro perimetral en los sótanos es de concreto reforzado.

El edificio de 9 niveles cuenta en sótanos con muros de rigidez de concreto armado en el núcleo central y en la azotea tiene forma de bóveda esférica formada con traveses metálicas y losa maciza. Cuenta además con cuatro cuerpos laterales que forman la fachada y que están ligados en algunos entrepisos con el edificio principal.

El edificio piramidal se resolvió formando marcos rígidos con traveses y columnas metálicas y la cubierta es a base de precolados y ladrillo. En el interior se encuentra una estructura para oficinas en forma de copa, con una columna central y traveses concéntricos donde se utiliza el sistema de piso descrito anteriormente.

En la figura 5.18 se presenta la gráfica del modelo matemático de la estructura. En el desarrollo del ejemplo nos ocuparemos sólo del edificio de 9 niveles, que se presenta con más detalle en la figura 5.19.

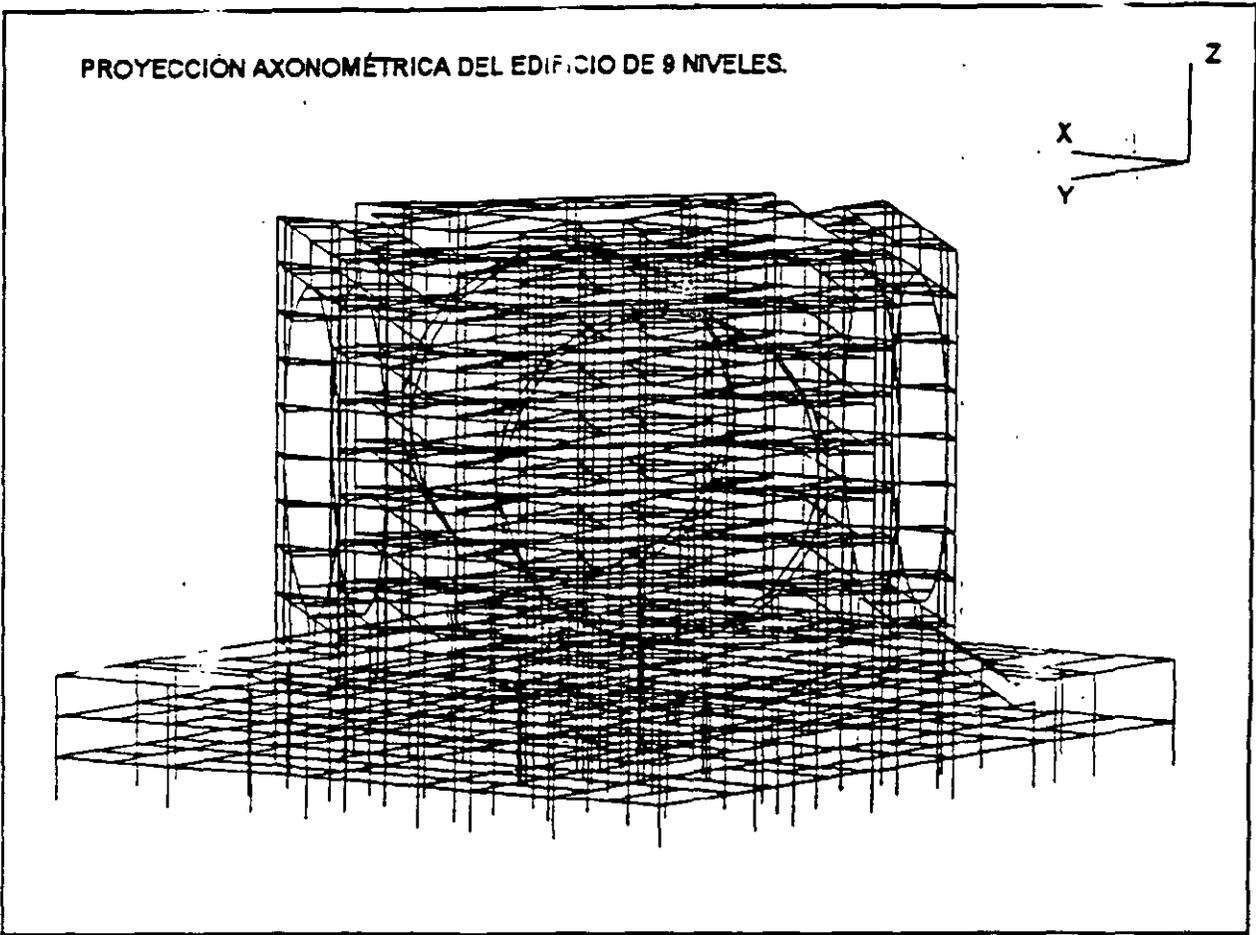


Figura 5.18.

5.2.2. COMENTARIOS SOBRE LA ESTRUCTURACIÓN.

El Conjunto Calakmul en Santa Fe, cuya construcción se encuentra a punto de terminar, se diseñó en 1992. Desde los primeros estudios fue evidente que, por los grandes claros que requerían cubrirse tanto en los dos sótanos para estacionamientos como en las plantas tipo de oficinas, los volados en las esquinas, las curvas de algunos elementos y el edificio con forma de pirámide, la solución estructural debía enfocarse al empleo de estructura de acero. Además, se requería eliminar juntas constructivas en los sótanos, ya que era importante el poder transmitir los empujes de tierra en los dos sótanos de lado a lado. Por las dimensiones en planta del conjunto, superiores a 90m por lado, con cualquier estructura de concreto hubiera sido necesario dividirla en secciones. Así, la solución ideal era el acero.

En ese entonces era posible, por facilidades de importación y precio competitivo, la utilización de acero importado grado 50, en vez del acero mexicano A-36, único disponible en el mercado. Sin embargo, a través de investigaciones hechas por el propietario, se encontró que existía la posibilidad de fabricación de acero mexicano en la planta de Monclova de

AHMSA, de grado 50, tanto en vigas laminadas hasta de 18" como en placas de hasta 2". Así, la solución se enfocó al empleo de esos productos, además de proponer que las juntas fueran atomilladas, con tornillos de alta resistencia calidad A-325 trabajando a fricción.

El edificio de oficinas tiene una forma arquitectónica especial, con forma cuadrada en planta y cuatro elementos externos con forma trapezoidal, forrados con precolados de concreto, y que tienen un gran círculo central para dar profundidad a las fachadas de cristal. Después de varios estudios se encontró necesario ligar estos cuerpos con el edificio cada dos niveles. Además, en una arista se proyectó una escalera de emergencia, de acero aparente. La pirámide se proyectó con grandes marcos formados por secciones de cuatro placas soldadas, apoyados sobre vigas que se colocaron en las aristas. Al estar montada casi toda la estructura, y para mejorar el aspecto visual del edificio, se estudió la posibilidad de eliminar algunas de esas trabes. Se encontró que eso era posible y se definió un procedimiento constructivo para hacerlo. Las deformaciones medidas correspondieron con lo calculado.

Ante la necesidad de utilizar las Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Acero, del reglamento del D.F., y que son diferentes a los criterios establecidos en reglamentos de los EUA, se desarrollaron programas de computadora en esta oficina para poder revisar la capacidad de las diferentes secciones, siguiendo los lineamientos del método de carga última. De igual manera se utilizaron programas para revisión de capacidad y determinación de la cantidad de tornillos en las juntas.

Debido a las diferentes formas geométricas de la estructura fue necesaria la elaboración de una gran cantidad de detalles de juntas, que sirvieron como base para la generación de planos de taller por parte del fabricante, que fue la empresa La Sierrita S.A. de Monclova, Coahuila. Ellos desarrollaron una cantidad aproximada de 450 planos de taller, que fueron revisados por nosotros, antes de la fabricación.

La calidad del trabajo de taller fue excelente, ya que sólo en un par de casos fue necesario realizar ajustes en campo.

En conclusión, en el conjunto Calakmul en Santa Fe se encontró que la utilización de acero estructural nacional, grado 50, producido en Monclova, Coahuila fue determinante para poderlo construir de manera económica y eficiente, siendo uno de los pocos edificios en los que no se tuvo la necesidad de utilizar acero de importación. La forma escultórica, el manejo de los espacios y la combinación de materiales en los edificios son una muestra impresionante de la calidad en proyectos y construcción que se puede lograr en México.

ELEVACIÓN FRONTAL DEL EDIFICIO DE NUEVE NIVELES.

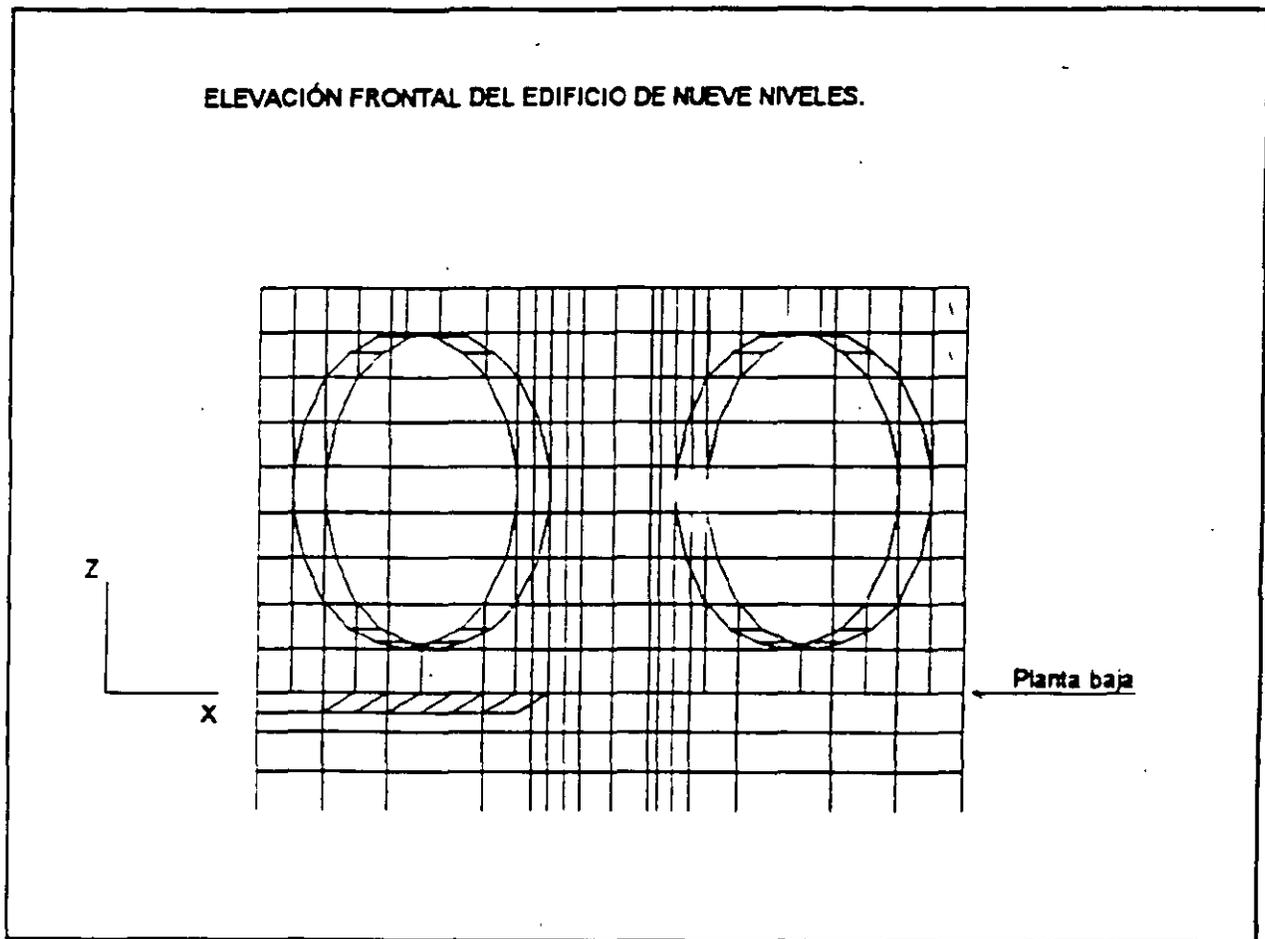


Figura 5.19.

5.2.3. DEFINICIÓN DE ESPECIFICACIONES DE CARGAS Y PARÁMETROS DE ANÁLISIS.

Especificaciones de cargas de acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1995.

	Carga Vertical	Sismo
SÓTANOS.		
Losacero QL-99 Cal 20 cc 16 cm. de concreto y malla 66/66	220.00 kg/m ²	
Acabado de piso	120.00 "	
Falso plafón	20.00 "	
Adicional por Reglamento	40.00 "	
	<hr/>	
Carga Muerta	400.00 kg/m ²	
Carga Viva	250.00 "	
	<hr/>	
Carga Total	650.00 kg/m ²	

	Carga Vertical	Sismo
PLANTA DE 1er. NIVEL N + 1.50 (PLAZA).		
Losacero QL-99 Cal 20 con 6 cm. de concreto y malla 66/66	220.00 kg/m ²	
Acabado de piso	120.00 "	
Falso plafón	20.00 "	
Adicional por Reglamento	40.00 "	
	<hr/>	
Carga Muerta	400.00 kg/m ²	
Carga Viva	350.00 "	
	<hr/>	
Carga Total	750.00 kg/m ²	

PLANTAS TIPO.

Losacero QL-99 Cal 20 con 6 cm. de concreto y malla 66/66	220.00 kg/m ²	
Acabado de piso	120.00 "	
Falso plafón	20.00 "	
Adicional por Reglamento	40.00 "	
	<hr/>	
Carga Muerta	400.00 kg/m ²	404.00 kg/m ²
Carga Viva	250.00 "	180.00 "
	<hr/>	
Carga Total	650.00 kg/m ²	580.00 kg/m ²

AZOTEA PLANA.

Losacero QL-99 Cal 20 con 6 cm. de concreto y malla 66/66	220.00 kg/m ²	
Relleno para dar pendiente	160.00 "	
Enladrillado y entortado	70.00 "	
Falso plafón	20.00 "	
Adicional por Reglamento	40.00 "	
	<hr/>	
Carga Muerta	510.00 kg/m ²	510.00 kg/m ²
Carga Viva	100.00 "	70.00 "
	<hr/>	
Carga Total	610.00 kg/m ²	580.00 kg/m ²

	Carga Vertical	Sismo
AZOTEA ESFÉRICA.		
Losa plana h = 12	276.00 kg/m ²	
Acabado superior	120.00 "	
Falso plafón	20.00 "	
Adicional por Reglamento	40.00 "	
	<hr/>	<hr/>
Carga Muerta	456.00 kg/m ²	456.00 kg/m ²
Carga Viva	40.00 "	20.00 "
	<hr/>	<hr/>
Carga Total	496.00 kg/m ²	476.00 kg/m ²

Con estas especificaciones de carga y la estructuración descrita, se procede a la obtención de los planos de cargas de la estructura, que servirán para obtener una solución estática por medio de un análisis tridimensional lineal.

Parámetros de análisis sísmico.

Se realizó un análisis sísmico estático y dinámico de cada estructura en dos direcciones ortogonales. Según el Reglamento empleado, corresponde a esa zona un coeficiente sísmico de $C = 0.32$ ya que se trata de suelo tipo II o transición y un factor de comportamiento sísmico de $Q = 3.0$ en dos direcciones ortogonales, debido al sistema estructural empleado.

Se empleó el espectro de respuesta indicado en el Reglamento para este tipo de estructura con el tipo de suelo indicado anteriormente.

5.2.4. RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS POR CARGAS VERTICALES Y SISMO

Se realizó un análisis tridimensional lineal para la estructura tomando en cuenta todos los elementos estructurales, así como aquellos que limitan los espacios. Este análisis se realizó con el programa CADSE Tridimensional, desarrollado por la empresa I.O.I.S. S.A., que está basado en el Método de Rigideces Elásticas y que toma en cuenta los efectos de carga axial, flexión, cortante y torsión.

El análisis sísmico estático y dinámico se realizó también con el programa CADSE Tridimensional, que está basado en el Método de Vectores de Ritz, considerando las masas localizadas en su lugar preciso y empleando el espectro de respuesta mencionado en los parámetros de análisis sísmico. Para obtener la reducción de carga se utiliza un factor respecto a la carga vertical, que en esta ocasión fue de $f = 0.90$. La respuesta sísmica se obtuvo como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de la respuesta modal.

Los resultados del análisis se presentan en tres condiciones de carga independientes:

Cond. 1: Carga Vertical.

Cond. 2. Sismo paralelo al eje "X".

Cond. 3. Sismo paralelo al eje "Y".

Estos resultados aparecen en el mismo formato que se presenta en el ejemplo anterior.

5.2.5. REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE SERVICIO.

Se hace referencia al Artículo 206 del Reglamento, donde se indican los parámetros máximos para los desplazamientos horizontales.

Revisión de los desplazamientos horizontales en los nudos: 1229 y 1334, correspondientes a los mayores desplazamientos de los pisos 8 y 9 respectivamente.

NUDOS, DESPLAZAMIENTOS (Coord. Globales)

Nud. Cd/Cm	Dx (m)	Dy (m)	Dz (m)	Gx (rad)	Gy (rad)	Gz (rad)
NUD:1229						
1229 1	0.00014	0.00030	-0.01041	0.00001	-0.00044	-0.00007
1229 2	<u>0.07954</u>	0.01989	0.00199	-0.00027	0.00085	-0.00166
1229 3	0.02755	<u>0.09097</u>	0.00034	-0.00096	0.00027	-0.00497
NUD:1334						
1334 1	-0.00006	0.00019	-0.01061	0.00021	-0.00121	-0.00007
1334 2	<u>0.08297</u>	0.02086	0.00199	-0.00012	0.00052	-0.00172
1334 3	0.02842	<u>0.09467</u>	0.00036	-0.00061	0.00008	-0.00512

Nudo 1229

Por Sismo en dirección X, del listado (número subrayado):

$$\Delta s_x = 7.954 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta s_x = 3 \times 7.954 = 23.862 \text{ cm.}$$

Altura del nudo:

$$H = 31.20 \text{ m.}$$

$$Q\Delta s_x / h = 23.862 / 3120 = 0.0076 < 0.012 \quad \text{pasa.}$$

Por Sismo en dirección Y:

$$\Delta_{sy} = 9.097 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} = 3 \times 9.097 = 27.291 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} / h = 27.291 / 3120 = 0.0087 < 0.012 \quad \text{pasa.}$$

Nudo 1334

Por Sismo en dirección X, del listado (número subrayado):

$$\Delta_{sx} = 8.30 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sx} = 3 \times 8.30 = 24.90 \text{ cm.}$$

Altura del nudo:

$$H = 35.10 \text{ m.}$$

$$Q\Delta_{sx} / h = 24.90 / 3510 = 0.0071 < 0.012 \quad \text{pasa.}$$

Por Sismo en dirección Y:

$$\Delta_{sy} = 9.467 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} = 3 \times 9.467 = 28.401 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} / h = 28.401 / 3510 = 0.0081 < 0.012 \quad \text{pasa.}$$

Desplazamientos relativos:

Nudo 1229

Nudo 1334

$$Q\Delta_{sx} = 23.862 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sx} = 24.90 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} = 27.291 \text{ cm.}$$

$$Q\Delta_{sy} = 28.40 \text{ cm.}$$

$$\Delta Q\Delta_{sx} = 24.90 - 23.862 = 1.038 \text{ cm.}$$

$$\Delta Q\Delta_{sy} = 28.40 - 27.291 = 1.109 \text{ cm.}$$

$$\Delta h = 35.10 - 31.20 = 3.90 \text{ m.}$$

$$\Delta Q\Delta_{sx} / \Delta h = 1.038 / 390 = 0.0026$$

$$\Delta Q\Delta_{sy} / \Delta h = 1.109 / 390 = 0.0028$$

Por carga vertical, (máximo valor):

$$\Delta x = 3.48 \text{ cm.}$$

Desplazamiento permisible:

$$\Delta x_{\text{per}} = (L/480) + 0.3 = (1900/480) + 0.3 = 4.26 \text{ cm.} \quad \text{pasa.}$$

5.2.6. REVISIÓN DE CAPACIDAD DE TRABES SECUNDARIAS. SECCIÓN COMPUESTA.

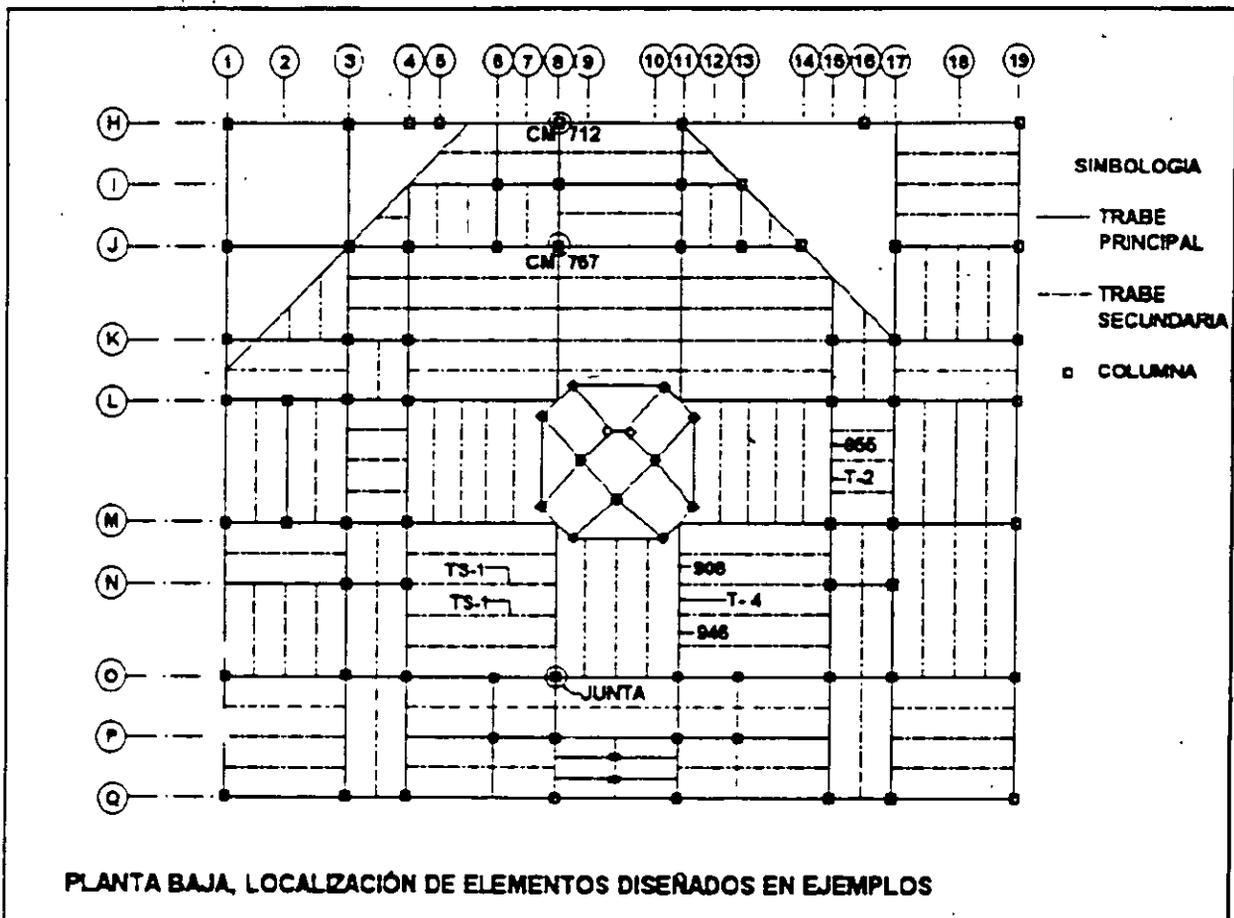


Figura 5.20

En la figura 5.20 se indican los elementos a diseñar que son: una trabe secundaria, dos traves principales dos columnas y una junta, pertenecientes a la planta baja del edificio.

Para una losa secundaria de planta baja, se tienen los siguientes datos:

- Distancia entre ejes de las vigas secundarias: $c = 2.50 \text{ m.}$
- Claro total que cubre la trabe secundaria: $l = 11.04 \text{ m.}$
- Peralte de la losa de acero: $d = 9.0 \text{ cm. (Valor promedio).}$
- Carga en el entrepiso: $W = 750 \text{ kg/m}^2.$

Con los datos anteriores se procedió al diseño de la trabe secundaria de acuerdo al Reglamento.

De acuerdo con el inciso 3.6.a de las Normas Técnicas Complementarias, cuando la losa, que está ligada a la viga de acero por medio de conectores de cortante, forma parte del patín comprimido de la sección compuesta, se supone que el esfuerzo de compresión en el concreto tiene un valor de:

$$0.85 f^c, \text{ si } f^c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$
$$\text{ó } (1.05 - f^c/1250) f^c, \text{ si } f^c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor del esfuerzo se considera uniforme en toda la zona comprimida, y se desprecia su resistencia a la tensión.

En el inciso 3.6.2.2. se dan los parámetros para obtener el ancho efectivo de la losa, medido a cada lado del eje de la viga. El ancho de la losa no debe ser mayor que:

- a) Un octavo del claro de la viga: $1104 / 8 = 138 \text{ cm.}$
- b) La mitad de la distancia a la viga adyacente: $250 / 2 = 125 \text{ cm.}$
- c) La distancia al borde de la losa: Es trabe central.
- d) Ocho veces el grueso de la losa: $8 \times 9 = 72 \text{ cm.}$

De los valores antes descritos, se toma el menor de ellos:

$b =$ Ancho a cada lado de la losa mas el ancho del patín de la viga metálica.

$$b = (72 + 72 + 15) = 159 \text{ cm.}$$

En el inciso 3.6.2.3. se marcan los requisitos de resistencia de diseño, que deben cumplir las vigas de sección compuesta cuando la losa forma parte del patin comprimido.

a) $h / t_a \leq 5366 / \sqrt{F_y}$, $FR = 0.85,$

y M_n se determina utilizando la distribución de esfuerzos en secciones compuestas completamente plastificadas.

b) $h / t_a > 5366 / \sqrt{F_y}$, $FR = 0.90,$

y M_n se determina por superposición de esfuerzos elásticos.

h : peralte del alma del perfil de acero.

t_a : grueso del alma del perfil de acero.

M_n : Momento resistente nominal de la sección compuesta.

De los datos presentados se plantea la siguiente viga simplemente apoyada:

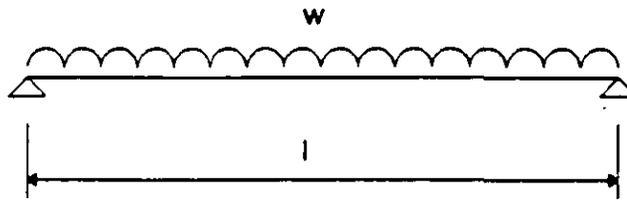


Figura 5.21

Donde:

$$wl = W \times c = .75 \times 2.5 = 1.875 \text{ ton/m}$$

$$y = 11.04 \text{ m.}$$

w_l : peso de la losa.

w_{pp} : peso propio de la trabe.

Suponiendo un peso de la trabe de $w_{pp} = 75 \text{ kg/m}$

$$w = w_l + w_{pp} = 1.875 + 0.075 = 1.95 \text{ ton/m}$$

Resolviendo por estática la viga mostrada.

$$M = w l^2 / 8 = 1.95 \times 11.04^2 / 8 = 29.709 \text{ ton-m}$$

$$V = w l / 2 = 1.95 \times 11.04 / 2 = 10.764 \text{ ton.}$$

Proponiendo un IR de 553 x 74.4 kg/m (De acuerdo con la clasificación del IMCA), se tiene la siguiente sección compuesta.

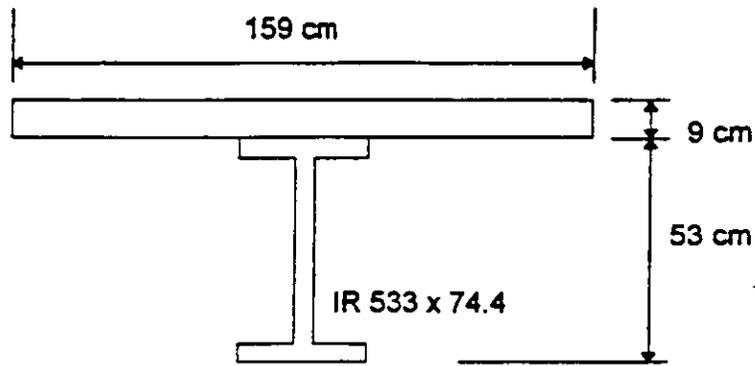


Figura 5.12

$$h / t_a = 53 / 0.97 = 54.64$$

$$5366 / \sqrt{3515} = 90.50$$

Entonces $h / t_a < 90.50$

$$FR = 0.85$$

De acuerdo con la relación de módulos de elasticidad de los materiales se tiene:

$$E_a = 2039000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Acero})$$

$$E_c = 221360 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Concreto } f'c = 250 \text{ kg/cm}^2)$$

$$\text{Relación modular } n = E_a / E_c = 2039000 / 221360 = 9.21$$

Adecuación del ancho del patín de concreto de acuerdo con n

$$B = b / n = 159 / 9.21 = 17.26 \text{ cm.}$$

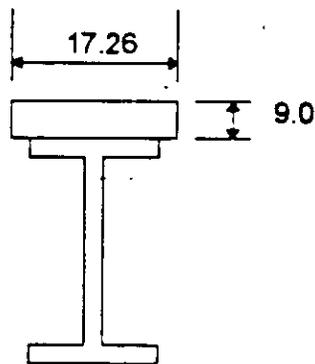


Figura 5.23.

Propiedades geométricas:

$$\begin{array}{ll} A = 251.65 \text{ cm}^2 & S_{xi} = 2156.0 \text{ cm}^3 \\ I_x = 98615.50 \text{ cm}^4 & S_{xs} = 6102.4 \text{ cm}^3 \\ I_y = 5005.79 \text{ cm}^4 & Z_{xi} = 2679.84 \text{ cm}^3 \\ J = 2872.4 \text{ cm}^4 & Z_{xs} = 450.78 \text{ cm}^3 \end{array}$$

El momento total de plastificación de la sección compuesta es de:

$$M_p = 110.04 \text{ ton-m.}$$

Entonces el momento resistente es:

$$M_r = FR M_p = 0.85 \times 110.04 = 93.53 \text{ ton-m}$$

El momento de diseño es:

$$M_u = 1.4 \times 29.71 = 41.594 \text{ ton-m}$$

$$M_u < M_r \quad \text{pasa.}$$

Revisión por desplazamientos:

Desplazamiento actuante.

$$(5 w l^4) / (384 E I) \quad \text{Ec. 5.33}$$

Desplazamiento permisible.

$$(l / 480) + 0.3 \quad \text{Ec. 5.34}$$

Sustituyendo:

$$\Delta_{act} = (5 \times 18.75 \times 1104^4) / (384 \times 203000 \times 98615.5) = 1.80 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{per} = (1104 / 480) + 0.3 = 2.60 \text{ cm.} \quad \text{pasa.}$$

Si se hace una revisión dentro del rango elástico.

$$M_u = 41.594 \text{ ton-m}$$

$$M_u / (FR F_y) = 4159400 / (0.85 \times 3515) = 1392.15 \text{ cm}^3$$

Revisando el esfuerzo en el concreto:

$$M_r = FR S_x s F_y$$

$$M_u = 41.594 \text{ ton-m}$$

$$4159400 = 0.85 \times 2152.0 \times f_c$$

$$f_c = 1392.15 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c / n = 1392.15 / 9.21 = 151.16$$

Esfuerzo resistente:

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

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

$$f^{**}c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^{**}c > f_c$$

pasa.

Conectores de cortante.

Fuerza cortante horizontal.

Exceptuando las vigas ahogadas en concreto, toda la fuerza horizontal que se desarrolla en la superficie de contacto entre la viga de acero y la losa de concreto debe ser transmitida por conectores de cortante. Cuando el conector trabaja en compresión producida por flexión, la fuerza cortante horizontal que debe ser resistida entre el punto de momento positivo máximo y el punto donde el momento es nulo se tomará igual al menor de los valores siguientes:

$$V_h = 0.85 f^*c A_c$$

$$V_h = A_s F_y$$

$$V_h = \sum Q_n$$

$$V_h = 0.85 \times 200 \times 159 \times 9 = 243.27 \text{ ton.}$$

$$V_h = 94.8 \times 3515 = 333.22 \text{ ton.}$$

Se toma $V_h = 243.27 \text{ ton.}$

Capacidad de los conectores de acuerdo con 3.6.5.4:

Conector de canal CE 76 x 6.1 de 15 cm.

$$Q_n = 1814 \times 15 = 27217.04 \text{ kg}$$

Número de conectores:

$$N = V_h / Q_n = 243270 / 27217.04 = 8.94 = 9 \text{ conectores}$$

Divididos entre la longitud entre la sección de momento máximo, positivo o negativo y la sección de momento nulo.

De acuerdo con el diagrama para una viga simplemente apoyada $L_m = 1104 / 2 = 552$ cm.

distancia entre conectores $d_c = 552 / 9 = 61.33$ cm.

Entonces se coloca un conector CE 76 x 6.1 @ 40 cm. (Separación mínima)

Como alternativa se pueden usar como conectores de cortante barras o vástagos con cabeza

Capacidad de los conectores de acuerdo con 6.6.5.3:

Conector de vástago o barra $\varnothing = 19$ mm de 76 mm de altura con cabeza.

$Q_n = 0.5 \times 2.85 \times 6654.32 = 9482.41$ kg/cm

Número de conectores:

$N = 243270 / 9482.41 = 25.65 = 26$ conectores

distancia entre conectores $d_c = 552 / 26 = 21.23$ cm.

Entonces se coloca un conector de vástago $\varnothing = 19$ de 76 con cabeza @ 20 cm.
ó un par de conectores @ 40 cm.

5.2.7. REVISIÓN DE CAPACIDAD DE ELEMENTOS PRINCIPALES.

a) TRABES.

Las trabes se revisan de acuerdo con el inciso 3.3. de las Normas Técnicas Complementarias, y que se refiere a todos aquellos elementos que trabajen a flexión, producida por cargas transversales o por momentos aplicados en sus extremos; la flexión se presenta, casi siempre, acompañada de fuerzas cortantes.

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

- Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas.
- Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
- Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
- Pandeo local del patín comprimido.
- Pandeo local del alma, producido por flexión.

- Plastificación del alma por cortante
- Pandeo local de alma por cortante.
- Tensión diagonal en el alma.
- Pandeo lateral por flexotorsión.
- Flexión y fuerza cortante combinados.
- Otras formas de pandeo del alma por fuerzas transversales.
- Fatiga.
- Estados límite de servicio, deformaciones y vibraciones excesivas.

La resistencia de diseño en flexión M_r , de una viga o trabe de eje recto y sección transversal constante se determina como se indica a continuación.

Se diseñarán dos traves de la planta baja, de acuerdo con los diagramas de momento y cortante que se presentan en las páginas 26 y 27 que muestran la envolvente de las combinaciones de carga usadas en este proyecto:

Elemento 855.

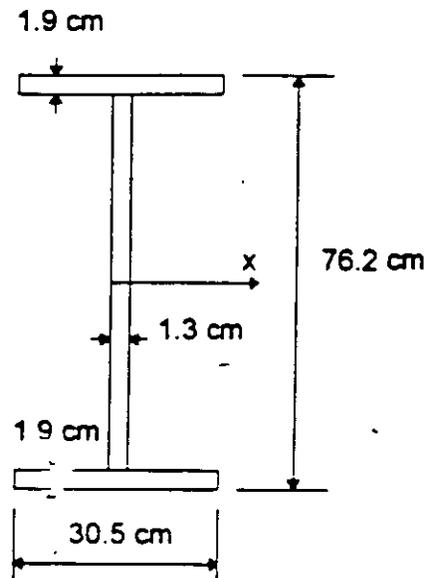


Figura 5.24.

Propiedades geométricas:

Área Transversal:	$A_t = 210.02 \text{ cm}^2$
Momento de inercia alrededor de X:	$I_x = 201103.93 \text{ cm}^4$
Momento de inercia alrededor de Y:	$I_y = 8997.92 \text{ cm}^4$
Módulo de sección elástico alrededor de X:	$S_x = 5278.32 \text{ cm}^3$
Módulo de sección elástico alrededor de Y:	$S_y = 590.03 \text{ cm}^3$
Módulo de sección plástico alrededor de X:	$Z_x = 6009.26 \text{ cm}^3$
Módulo de sección plástico alrededor de Y:	$Z_y = 914.33 \text{ cm}^3$

Clasificación de la sección:

Patines: $b / 2 t_p = 30.2 / (2 \times 1.9) = 7.94$
 $460 / \sqrt{F_y} = 460 / \sqrt{3515} = 7.75$

Sección tipo II.

Alma: $d_c / t_a = 68.6 / 1.3 = 52.76$
 $3500 / \sqrt{F_y} = 3500 / \sqrt{3515} = 59.23$

Sección tipo I.

Como el sistema de piso proporciona un soporte lateral continuo al patín superior, el pandeo lateral no es crítico en las zonas de momento positivo. Los estados límite que deben revisarse son el agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica y la resistencia del alma al cortante.

Entonces el momento resistente se obtiene de la siguiente expresión, para secciones tipo I y II, de acuerdo con el inciso 3.3.2.1.

$$M_r = F_R Z F_y = F_R M_p \quad \text{Ec. 5.35}$$

Momentos elásticos y plásticos para la sección:

$M_{ex} = 185.53 \text{ ton-m}$ $M_{px} = 211.23 \text{ ton-m}$
 $M_{ey} = 20.73 \text{ ton-m}$ $M_{py} = 32.14 \text{ ton-m}$

Momentos resistentes:

$M_{rx} = 0.9 \times 211.23 = 190.11 \text{ ton-m}$
 $M_{ry} = 0.9 \times 32.14 = 28.93 \text{ ton-m}$

Los elementos mecánicos para cada combinación de carga son los siguientes:

ELEMENTOS PRISMÁTICOS, ELEMENTOS MECÁNICOS (Coord. Locales)

Ele.	Cd/Cm	F _{ax} F _{bx} (ton)	F _{ay} F _{by} (ton)	F _{az} F _{bz} (ton)	M _{ax} M _{bx} (ton-m)	M _{ay} M _{by} (ton-m)	M _{az} M _{bz} (ton-m)
EVP: 855 Na:441 Nb:463 Mat:1 Sec:19 Lon:232 Rot:9							
855	1	0.00282	-16.83607	-1.96389	30.25753	0.05038	0.00004
		-0.00282	-16.58193	1.96389	-28.85978	-0.01938	-0.00004
855	2	-0.29541	-7.93153	7.54117	-5.43773	-1.57714	-0.00024
		0.29541	-18.32548	-7.54117	-51.72898	-1.67241	0.00024
855	3	-0.26369	-8.57136	0.82447	-1.80143	-1.40166	-0.00006
		0.26369	-17.68564	-0.82447	-48.32709	-1.49894	0.00006
855	4	0.26812	-17.88532	-3.91058	49.34897	1.48082	0.00013
		-0.26812	-8.37169	3.91058	2.97601	1.46849	-0.00013

855	5	0.29984	-18.52515	-10.62728	52.98528	1.65630	0.00031
		-0.29984	-7.73185	10.62728	6.37790	1.64195	-0.00031
855	6	-0.13519	-10.66888	11.36921	9.49526	-0.71158	-0.00032
		0.13519	-15.58812	-11.36921	-36.55111	-0.77546	0.00032
855	7	0.03387	-13.65501	7.93368	25.93127	0.20581	-0.00021
		-0.03387	-12.60199	-7.93368	-20.13961	0.16680	0.00021
855	8	-0.02945	-12.80167	-11.01980	21.61628	-0.12664	0.00028
		0.02945	-13.45534	11.01980	-25.21147	-0.19726	-0.00028
855	9	0.13961	-15.78780	-14.45532	38.05229	0.79075	0.00039
		-0.13961	-10.46920	14.45532	-8.79997	0.74501	-0.00039

Para un momento máximo $M_{ux} = 52.985$ ton-m y su correspondiente $M_{uy} = 1.656$ ton-m, se tienen los siguientes factores de utilización:

$$M_{ux} / M_{rx} = 52.985 / 190.11 = 0.27 \quad M_{uy} / M_{ry} = 1.656 / 28.93 = 0.05$$

Para la zona de momento negativo, donde el sistema de piso no proporciona el soporte lateral continuo al patin inferior, el pandeo lateral puede ser crítico.

Con la misma combinación de carga, de acuerdo con el inciso 3.3.2.2, se calcula L_u , para saber si el pandeo lateral es o no crítico.

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{X_u} \sqrt{\frac{E C_a}{G J}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad \text{Ec. 5.36}$$

Donde:

$$X_u = 4.293 C \frac{Z_x F_y}{G J} \sqrt{\frac{C_a}{I_y}} \quad \text{Ec. 5.37}$$

$$C = 0.60 - 0.40 (M_1 / M_2) = 0.60 - 0.40 (6.378 / 52.985) = 0.55$$

$$C_a = I_y (d - t_p)^2 / 4 \quad \text{Ec. 5.38}$$

$$C_a = 8997.92 \times 74.3^2 / 4 = 12418231.85 \text{ cm}^6$$

$$X_u = 4.293 \times 0.55 \frac{6009.26 \times 3515}{784000 \times 192.51} \sqrt{\frac{12418231.85}{8997.92}} = 12.28$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{12.28} \sqrt{\frac{2039000 \times 12418231.85}{784000 \times 192.51}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 12.28^2}} = 540.86 \text{ cm.}$$

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

$$L_u = \frac{6.55}{X_u} \frac{d r_y}{t_p} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_u^2}} \quad \text{Ec. 5.39}$$

Donde:

$$X_u = 7.7 C \left(\frac{d}{t_p} \right)^2 \frac{F_y}{E} \quad \text{Ec. 5.40}$$

Sustituyendo:

$$X_u = 7.7 \times 0.55 \times \left(\frac{76.2}{1.9} \right)^2 \times \frac{3515}{2039000} = 11.74$$

$$L_u = \frac{6.55}{11.74} \times \frac{76.2 \times 6.55}{1.9} \times \sqrt{1 + \sqrt{1 + 11.74^2}} = 523.99 \text{ cm.}$$

Los resultados son aproximadamente iguales:

Como $l = 375 \text{ cm}$, $l < L_u$

El pandeo lateral por flexotorsión no es crítico.

Para un momento máximo $M_{ux} = 52.985 \text{ ton-m}$ y su correspondiente $M_{uy} = 1.656 \text{ ton-m}$, se tiene que los factores de utilización son los mismos.

Revisión por cortante:

Resistencia de diseño por cortante según el inciso 3.3.3. de las Normas Técnicas:

$$V_r = FR V_n \quad \text{Ec. 5.41}$$

$$FR = 0.9$$

$$h/t = 76.2 / 1.3 = 58.62$$

Nos encontramos en el caso b) del inciso 3.3.3:

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

El valor de k se obtiene de la ecuación:

$$k = 5.0 + 5.0 / (a/h)^2 \quad \text{Ec. 5.42}$$

a: Separación entre atiesadores transversales. Como en este caso no hay atiesadores la distancia $a = L$, por lo que:

$$a / h = 1104 / 76.2 = 14.49 > 3.0$$

Entonces el valor de $k = 5.0$

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 52.80$$

$$1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 60.35$$

Entonces el cortante nominal se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_n = \frac{922 \sqrt{k F_y}}{h / t} A_a \quad \text{Ec. 5.43}$$

Sustituyendo valores:

$$V_n = \frac{922 \times \sqrt{5 \times 3515}}{76.2 / 1.3} (76.2 \times 1.3) = 206568.8 \text{ kg}$$

De donde:

$$V_r = 0.9 \times 206568.8 / 1000 = 185.91 \text{ ton.}$$

Obteniendo el factor de utilización:

$$V_u / V_r = 18.525 / 185.91 = 0.10$$

Esfuerzos por carga axial (tensión o compresión), causados por fuerzas horizontales.

Carga axial actuante:

$$P_u = -10.627 \text{ ton (tensión)}$$

De acuerdo con el artículo 3.1.2. la resistencia de diseño es:

$$R_t = 210.02 \times 3515 \times 0.9 / 1000 = 664.40 \text{ ton.}$$

El factor de utilización es:

$$f_u = 10.627 / 664.4 = 0.02$$

Resumen de esfuerzos por cuadrante de la sección:

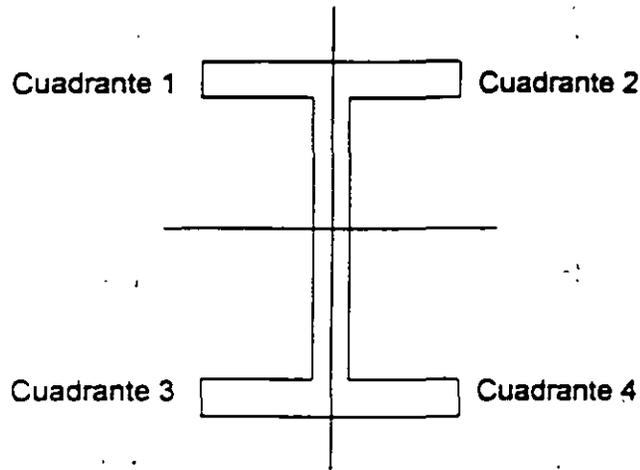


Figura 5.25.

Factor de utilización combinado en cada cuadrante (Esfuerzos a tensión o compresión)

Flexión y cortante combinados:

$$\text{Cuadrante 1 } f_u = 0.27 + 0.05 - 0.02 = 0.30 \text{ (Compresión)}$$

$$\text{Cuadrante 2 } f_u = 0.27 - 0.05 - 0.02 = 0.20 \text{ (Compresión)}$$

$$\text{Cuadrante 3 } f_u = -0.27 + 0.05 - 0.02 = -0.24 \text{ (Tensión)}$$

$$\text{Cuadrante 4 } f_u = -0.27 - 0.05 - 0.02 = -0.34 \text{ (Tensión)}$$

Máximo $f_u = 0.34$ Tensión

Máximo en cortante $f_u = 0.10$

Si se realiza una revisión dentro del rango elástico:

$$M_{rx} = 0.9 \times 185.53 = 163.98 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 0.9 \times 20.73 = 18.66 \text{ ton-m}$$

Entonces los factores de utilización quedan:

$$M_{ux} / M_{rx} = 52.985 / 185.53 = 0.29$$

$$M_{uy} / M_{ry} = 1.656 / 18.66 = 0.09$$

$$f_u = 0.40 < 1.0$$

pasa.

Elementos 908 y 946.

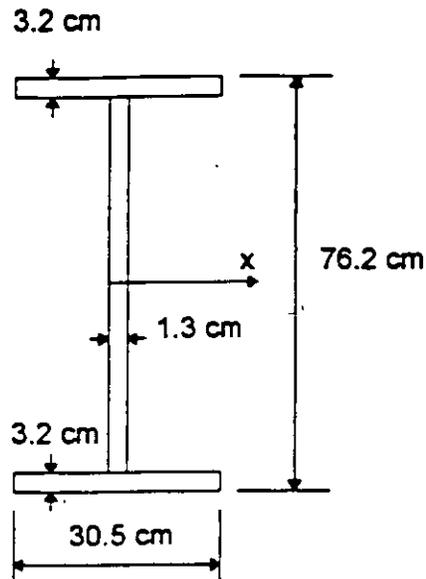


Figura 5.26.

La trabe tiene una longitud de 13.79 m. y en ella se apoyan cuatro traves secundarias que están distribuidas a distancias de 2.76 m aproximadamente

Propiedades geométricas:

Área Transversal:	$A_t = 285.94 \text{ cm}^2$
Momento de inercia alrededor de X:	$I_x = 297062.51 \text{ cm}^4$
Momento de inercia alrededor de Y:	$I_y = 15144.85 \text{ cm}^4$
Módulo de sección elástico alrededor de X:	$S_x = 7796.92 \text{ cm}^3$
Módulo de sección elástico alrededor de Y:	$S_y = 993.10 \text{ cm}^3$
Módulo de sección plástico alrededor de X:	$Z_x = 8708.21 \text{ cm}^3$
Módulo de sección plástico alrededor de Y:	$Z_y = 1517.89 \text{ cm}^3$

Clasificación de la sección:

Patines: $b / 2 t_f = 30.2 / (2 \times 3.2) = 4.71$

$$460 / \sqrt{F_y} = 460 / \sqrt{3515} = 7.75$$

Sección tipo I.

Alma: $d_c / t_w = 63.4 / 1.3 = 48.77$

$$3500 / \sqrt{F_y} = 3500 / \sqrt{3515} = 59.23$$

Sección tipo I.

Ahora se tiene una trabe en la que la combinación más desfavorable es la que incluye solo la carga vertical, ver diagrama en página 27. Deberá revisarse si el pandeo lateral en la zona de momento negativo es crítico. El pandeo lateral solo será limitado por trabes que se hagan intersección con la trabe en estudio.

De acuerdo con el inciso 3.3.2.2, se calcula L_u , para saber si el pandeo lateral es o no crítico en la longitud donde actúa el momento negativo o la distancia entre trabes secundarias. De las ecuaciones 5.36 a 5.40.

$$C_a = 15144.85 \times 73^2 / 4 = 20176726.41 \text{ cm}^6$$

$$X_u = 4.293 \times 0.98 \frac{8708.21 \times 3515}{784000 \times 719.74} \sqrt{\frac{20176726}{15144.85}} = 8.33$$

$$L_u = \frac{\sqrt{2} \pi}{8.33} \sqrt{\frac{2039000 \times 20176726}{784000 \times 719.74}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 8.33^2}} = 441.30 \text{ cm.}$$

Como la distancia entre trabes secundarias $l < L_u$, entonces el pandeo lateral no es crítico.

Como también la zona de momento negativo no se extiende a una distancia mayor a L_u , el pandeo lateral por momento negativo tampoco es crítico.

Entonces el momento resistente se obtiene con la expresión 5.35, para secciones tipo I y II, de acuerdo con el inciso 3.3.2.1.

Momentos elásticos y plásticos de la sección:

$$\begin{array}{ll} M_{ex} = 274.06 \text{ ton-m} & M_{px} = 306.09 \text{ ton-m} \\ M_{ey} = 34.91 \text{ ton-m} & M_{py} = 53.35 \text{ ton-m} \end{array}$$

El momento resistente es:

$$\begin{array}{l} M_{rx} = 0.9 \times 306.09 = 275.48 \text{ ton-m} \\ M_{ry} = 0.9 \times 53.35 = 48.02 \text{ ton-m} \end{array}$$

De acuerdo con el diagrama de momentos correspondiente, tenemos los siguientes elementos mecánicos para la combinación de carga 1.

El elemento está dividido en 2 subtramos, por lo que se tomarán los elementos subrayados como las acciones últimas,

ELEMENTOS PRISMÁTICOS, ELEMENTOS MECÁNICOS (Coord. Locales)

Ele.	Cc/Cm	Fax Fbx (ton)	Fay Fby (ton)	Faz Fbz (ton)	Max Mbx (ton-m)	May Mby (ton-m)	Maz Mbz (ton-m)
EVP: 908 Na:461 Nb:479 Mat:1 Sec:17 Lon:186 Rot:9							
908	1	-0.18455	-50.18154	32.89777	130.24252	-0.67517	-0.00478
		0.18455	21.78954	-32.89777	68.39766	-0.34355	0.00478
EVP: 946 Na:479 Nb:497 Mat:1 Sec:17 Lon:220 Rot:9							
946	1	0.07879	-3.06753	32.89982	-68.39527	0.34355	-0.00476
		-0.07879	-48.86897	-32.89982	-120.99368	0.30804	0.00476

Para un momento máximo $M_{ux} = 130.243$ ton-m y su correspondiente $M_{uy} = 0.675$ ton-m, se tienen los siguientes factores de utilización:

$$M_{ux} / M_{rx} = 130.243 / 275.48 = 0.47$$

$$M_{uy} / M_{ry} = 0.675 / 48.02 = 0.01$$

Revisión por cortante:

Resistencia de diseño por cortante según el inciso 3.3.3. de las Normas Técnicas. Según la ec. 5.41, y de la relación entre el peralte total y el espesor del alma:

$$h / t = 76.2 / 1.3 = 58.62$$

Nos encontramos en el caso b) del inciso 3.3.3.

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} < \frac{h}{t} \leq 1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

El valor de k se obtiene de la ecuación 5.42:

$$a / h = 276 / 76.2 = 3.62 > 3.0$$

Entonces el valor de k = 5.0

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 52.80$$

$$1600 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 60.35$$

Entonces el cortante nominal se calcula con la ecuación 5.43:

$$V_n = \frac{922 \times \sqrt{5 \times 3515}}{76.2 / 1.3} (76.2 \times 1.3) = 206568.8 \text{ kg}$$

$$V_r = 0.9 \times 206568.8 / 1000 = 185.91 \text{ ton.}$$

Factor de utilización:

$$V_u / V_r = 50.182 / 185.91 = 0.27$$

Esfuerzos por carga axial (tensión o compresión), causados por fuerzas horizontales.

$$P_u = 30.90 \text{ ton (compresión)}$$

De acuerdo con el artículo 3.2.2. la resistencia de diseño es:

Para secciones I, H o rectangular hueca, las Normas Técnicas en su inciso 3.2.2.1 marcan que la resistencia al pandeo por flexión está dada por la ecuación 5.20

$$K = 1.0$$

$$L = 276.0 \text{ cm.}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = 7.28 \text{ cm.}$$

$$\text{Entonces: } K L / r = 1.0 \times 276 / 7.28 = 37.92$$

$$\text{De donde: } \lambda = 0.501$$

Se adopta el valor de $n = 1.4$ por ser sección I hecha de tres placas soldadas.

$$R_c = \frac{3515}{(1 + 0.501^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} 285.94 \times 0.9 = 824030.5 \text{ kg.} < 904571.2 \text{ kg.}$$

El factor de utilización es:

$$f_u = 32.90 / 824.03 = 0.04$$

Resumen de esfuerzos por cuadrante de la sección, según figura 5.25:

Factor de utilización combinado en cada cuadrante (Esfuerzos a tensión o compresión)

Flexión y carga axial combinados:

$$\text{Cuadrante 1 } f_u = 0.47 + 0.01 + 0.04 = 0.52 \text{ (Compresión)}$$

$$\text{Cuadrante 2 } f_u = 0.47 - 0.01 + 0.04 = 0.50 \text{ (Compresión)}$$

$$\text{Cuadrante 3 } f_u = -0.47 + 0.01 + 0.04 = -0.42 \text{ (Tensión)}$$

$$\text{Cuadrante 4 } f_u = -0.47 - 0.01 + 0.04 = -0.44 \text{ (Tensión)}$$

Máximo $f_u = 0.52$ Tensión

Máximo en cortante $f_u = 0.27$

Si se realiza una revisión dentro del rango elástico:

$$M_{rx} = 0.9 \times 274.06 = 246.65 \text{ ton-m}$$

$$M_{uy} = 0.9 \times 34.91 = 31.42 \text{ ton-m}$$

Entonces los factores de utilización quedan:

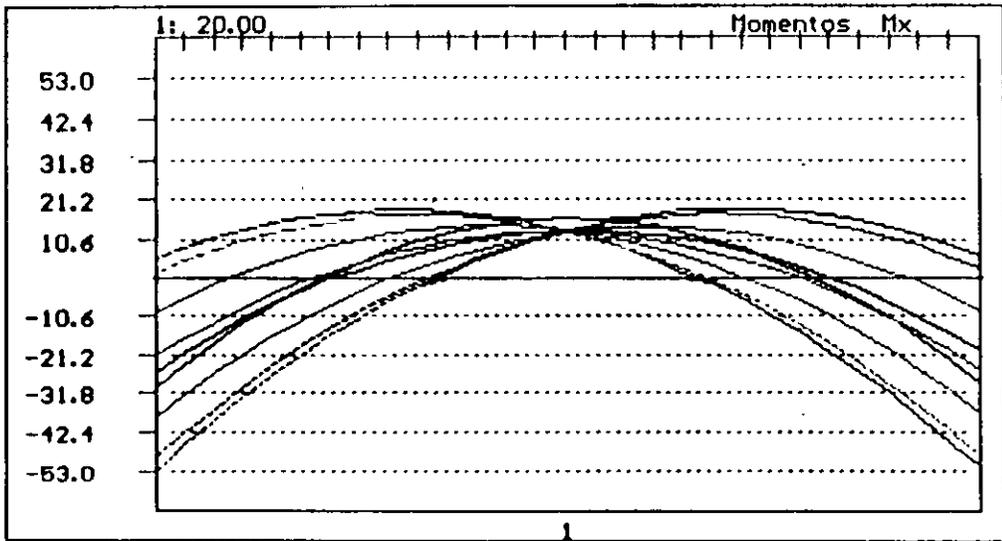
$$M_{ux} / M_{rx} = 130.243 / 246.65 = 0.53$$

$$M_{uy} / M_{ry} = 0.675 / 31.42 = 0.02$$

$$f_u = 0.55 < 1.0$$

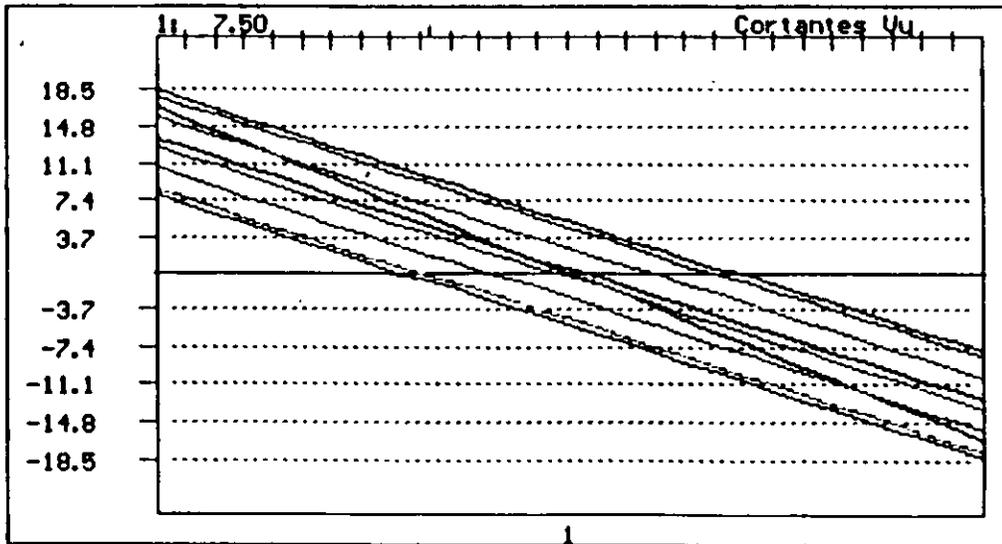
pasa.

Ele
1 855



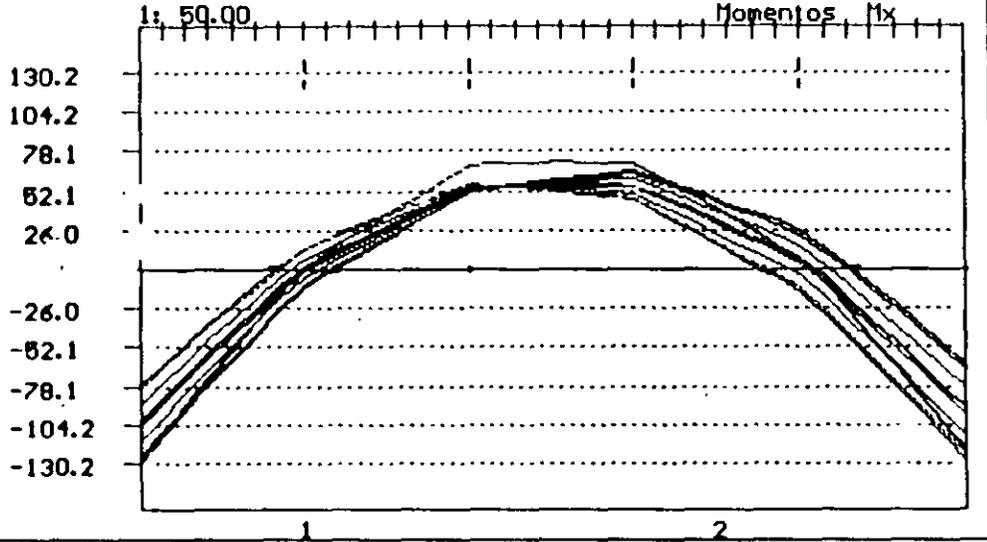
C.M.C.
1 ———
2
3 - - -
4 - - -
5 . . .
6 . . .
7 . . .
8 . . .
9 . . .

Escala
1: 100



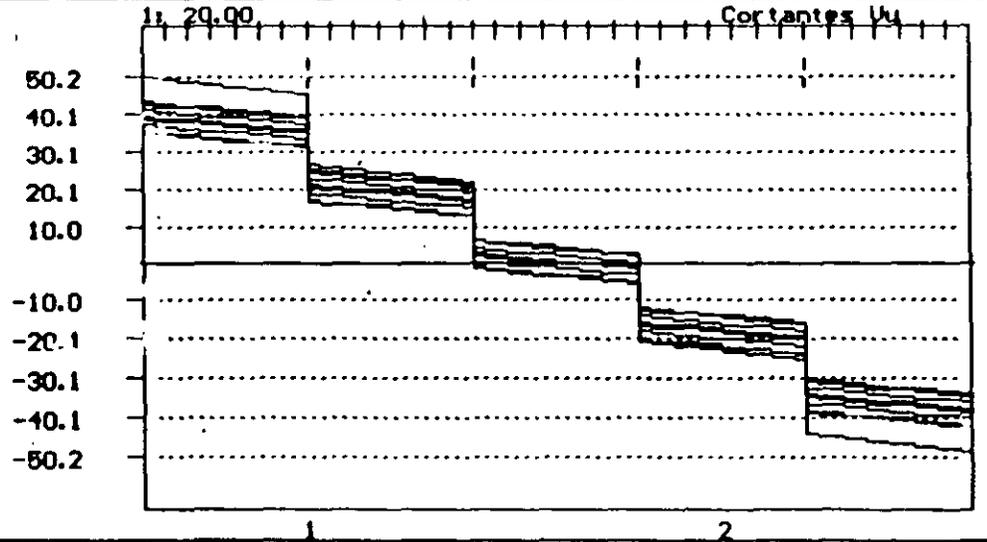
Trazo 1, Long. = 1.00, Arch.DAT = C:\CADSE\KAL\DATOS_00.DAT, Arch.PPR = DATOS_00.PPR, fy = 3515 kg/cm2

Ele
 1 908
 2 946



CMC.
 1 ———
 2
 3 - - - -
 4
 5
 6
 7
 8
 9

Escala
 1: 12'



Tramo 2, Long. = 13.79, Arch.DAT = C:\CADSE\KAL\DATOS_00.DAT, Arch.PPR = DATOS_00.PPR, fy = 3515 kg/cm2

b) COLUMNAS INDIVIDUALES Y EN CONJUNTO.

La estructura del edificio de 9 niveles se clasifica como estructura regular. La estructura está formada por un conjunto de marcos planos, paralelos, ligados entre sí en la parte superior e inferior por un sistema de piso de resistencia y rigidez suficiente para obligar a que todos los marcos trabajen en conjunto para soportar las fuerzas laterales. Los estados límite de falla a considerar son los mismos que en el ejemplo de la nave industrial.

b.1) Revisión del pandeo del conjunto de columnas ante cargas verticales y horizontales.

Desplazamientos promedio de cada nivel y desplazamientos relativos:

Nivel +0.00 (planta baja)	$\Delta x = 0.00287 \text{ m.}$	$\Delta y = 0.00390 \text{ m.}$
Nivel +3.90 (primer nivel)	$\Delta x = 0.01102 \text{ m.}$	$\Delta y = 0.01240 \text{ m.}$
Desplazamiento relativo	$\Delta_{relx} = 0.00815 \text{ m.}$	$\Delta_{rely} = 0.00850 \text{ m.}$

Cortantes del entrepiso en cada dirección y suma de las fuerzas axiales de todas las columnas del entrepiso.

$$V_x = 1202.86 \text{ ton.}$$

$$V_y = 1202.65 \text{ ton.}$$

$$\Sigma P_u = 14918.08 \text{ ton. (Condición de carga 1)}$$

Obtención de las cargas críticas de acuerdo con el inciso 3.4.3.4 de las Normas Técnicas según las ecuaciones 5.23 y 5.24:

Rigidez del entrepiso:

$$R_x = V / \Delta_{relx} = 1202.86 / 0.00815 = 147590.2 \text{ ton/m}$$

$$R_y = V / \Delta_{rely} = 1202.65 / 0.00850 = 141488.2 \text{ ton/m}$$

En el entrepiso son un total de 77 columnas, todas de sección cajón con las siguientes características de sección: 19 columnas de $45 \times 45 \text{ cm}$ y de 1.9 cm de espesor, 32 columnas de $30.5 \times 30.5 \text{ cm}$ y 1.6 cm de espesor, 16 de $61 \times 61 \text{ cm}$ por 3.2 cm de espesor y 5 columnas de $40 \times 40 \text{ cm}$ por 1.9 cm de espesor. Usando las características anteriores, obtenemos ΣP_y .

$$\Sigma P_y = \Sigma A_t F_y = 95134.88 \text{ ton.}$$

Cargas críticas P_{cr} para cada dirección, ec. 5.23.

$$P_{crx} = 0.9 \times 147590.2 \times 3.9 / 1.2 = 431701.34 \text{ ton.}$$

$$P_{cry} = 0.9 \times 141488.2 \times 3.9 / 1.2 = 413852.99 \text{ ton.}$$

$$\Sigma P_y / 2 = 95134.88 / 2 = 47567.44 \text{ ton.}$$

Como P_{cx} y P_{cy} son mayores que $\sum P_y / 2$, entonces P_{cr} se calcula con la ec. 5.24.

$$P_{cx} = 0.9 \times 95134.88 \left(1 - \frac{0.3 \times 95134.88}{147590.2 \times 3.9} \right) = 81375.97 \text{ ton.}$$

$$P_{cy} = 0.9 \times 95134.88 \left(1 - \frac{0.3 \times 95134.88}{141488.2 \times 3.9} \right) = 81192.87 \text{ ton.}$$

De acuerdo con las Normas Técnicas del Reglamento, el pandeo de conjunto de un entrepiso no es crítico cuando el cociente $P_{cr} / \sum P_u \geq 2.5$

$$P_{cx} / \sum P_u = 81375.97 / 14918.08 = 5.45 > 2.5 \quad \text{bien.}$$

$$P_{cy} / \sum P_u = 81192.87 / 14918.08 = 5.44 > 2.5 \quad \text{bien.}$$

Revisión de columnas individuales.

Para una columna en esquina se tienen las siguientes combinaciones de carga:

Elemento 712

Elementos mecánicos para combinaciones de carga

Extremo a

		(fx)	(fy)	(fz)	(mx)	(my)	(mz)
CM	1	6.632	-1.911	175.146	5.078	14.509	0.928
CM	2	-26.501	-6.577	-0.312	30.708	-66.120	1.259
CM	3	-22.510	-0.814	4.883	12.365	-54.599	2.203
CM	4	32.932	-2.189	270.347	-4.385	77.400	-0.745
CM	5	36.922	3.574	275.542	-22.728	88.921	0.199
CM	6	-10.355	-11.765	88.357	39.826	-29.330	-0.544
CM	7	7.475	-10.448	169.555	29.298	13.726	-1.145
CM	8	2.947	7.445	105.675	-21.318	9.074	2.603
CM	9	20.776	8.761	186.872	-31.846	52.130	2.002

Extremo b

		(fx)	(fy)	(fz)	(mx)	(my)	(mz)
CM	1	-6.632	1.911	-175.146	2.376	11.355	-0.928
CM	2	26.501	6.577	0.312	-5.057	-37.232	-1.259
CM	3	22.510	0.814	-4.883	-9.190	-33.191	-2.203
CM	4	-32.932	2.189	-270.347	12.923	51.034	0.745
CM	5	-36.922	-3.574	-275.542	8.791	55.076	-0.199
CM	6	10.355	11.765	-88.357	6.057	-11.054	0.544
CM	7	-7.475	10.448	-169.555	11.451	15.425	1.145
CM	8	-2.947	-7.445	-105.675	-7.717	2.418	-2.603
CM	9	-20.776	-8.761	-186.872	-2.323	28.898	-2.002

La sección transversal de la columna se muestra en la figura 5.27

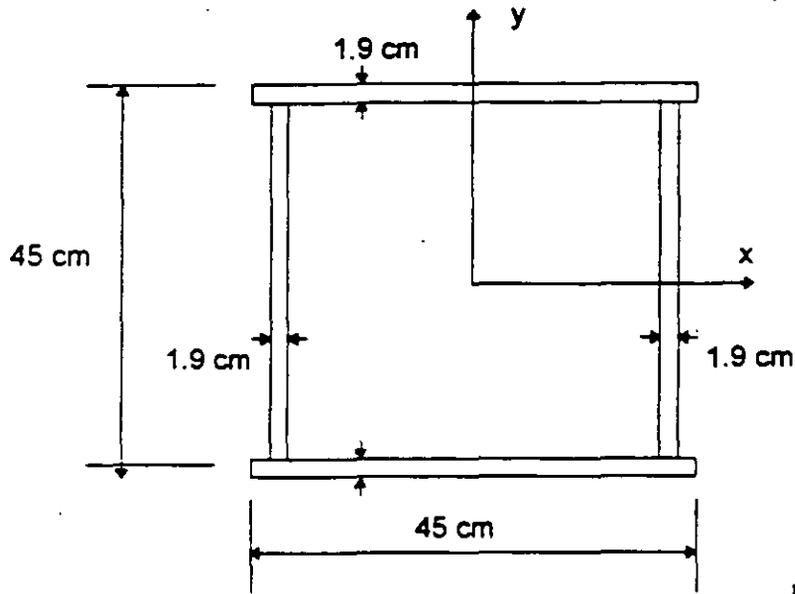


Figura 5.27

Propiedades geométricas:

Área transversal	$A_t = 327.56 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$S_x = 4516 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$I_x = 101610.2 \text{ cm}^4$	Elástico	$S_y = 4516 \text{ cm}^3$
	$I_y = 101610.2 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Z_x = 5298 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$J_z = 171436.7 \text{ cm}^4$	Plástico	$Z_y = 5298 \text{ cm}^3$

Se hará una revisión de acuerdo con el Reglamento para la combinación de carga 5, que son los elementos subrayados.

a). Revisión de secciones extremas:

Para la ecuación 5.7, M_{pcx} y M_{pcy} son los momentos resistentes de diseño de la sección flexionada alrededor de cada uno de los ejes centroidales principales, calculados teniendo en cuenta la presencia de la fuerza de diseño de compresión.

$$P_y = 327.56 \times 3515 / 10^3 = 1151.37 \text{ ton.}$$

$$p = 275.542 / (0.9 \times 1151.37) = 0.27$$

El exponente α tiene el valor siguiente de acuerdo con la ecuación 5.8:

$$\alpha = 1.70 - 0.27 / 2 \times \ln 0.27 = 1.80$$

P_u , M_{uox} y M_{uoy} son la fuerza axial de diseño y los momentos de diseño en el extremo considerado, calculados de acuerdo con el Artículo 3.4.3.3.a.

$M_{px} = Z_x F_y$ y $M_{py} = Z_y F_x$ son los momentos plástico resistentes nominales de la sección.

$$M_{px} = M_{py} = 5298 \times 3515 / 1 \times 10^5 = 186.22 \text{ ton-m.}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 5.7:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 1.18 \times 0.9 \times 186.22 \times (1 - 0.27) = 144.37 < 0.9 \times 186.22 = 167.6 \text{ ton-m}$$

Entonces:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 144.37 \text{ ton-m.}$$

· Cálculo de los momentos de diseño:

En marcos que forman parte de estructuras regulares, como es este caso, de acuerdo con el inciso 2.2.2.b, de las Normas Técnicas Complementarias, desaparece el término $B_2 M_{tp}$ en las ecuaciones 5.13 y 5.14, y los momentos M_{ti} son la suma de los producidos por las cargas verticales y las horizontales.

Obteniendo los cortantes y el peso de la estructura por encima del conjunto de columnas que componen el piso, se tiene que:

$$V_x = 1202.86 \text{ ton} \quad V_y = 1202.65 \text{ ton} \quad P = 14918.08 \text{ ton}$$

$$V_x / P = 0.0806 \quad V_y / P = 0.0806$$

También de los resultados del análisis obtenemos los desplazamientos relativos para cada dirección, multiplicados por el factor de comportamiento sísmico Q :

$$\Delta r_x = 2.5 \text{ cm} \quad \Delta r_y = 2.4 \text{ cm}$$

Si la altura de entrepiso es $h = 3.90 \text{ m}$.

$$\Delta r_x / h = 0.025 / 3.9 = 0.00641 \quad \Delta r_y / h = 0.024 / 3.9 = 0.00615$$

El coeficiente obtenido de la relación entre desplazamiento horizontal relativo del nivel superior con respecto al inferior dividido entre la altura del entrepiso y la relación de la fuerza cortante en el entrepiso y el peso de la construcción por encima de él es el siguiente:

$$(\Delta r / h) / (V / P) = 0.00641 / 0.0806 = 0.00795 < 0.008$$

Por lo tanto de acuerdo con 2.2.2.b, se desprecian los efectos de esbeltez y el término B2 Mtp desaparece.

El factor de amplificación B1 se calcula como y se indicó en la ec. 5.12:

La carga crítica de pandeo elástico se calcula con la ecuación 5.15.

$$P_{ex} = P_{ey} = 13443.9 \text{ ton.}$$

$$C_y = 0.6 - 0.4 \times (55.076/88.921) = 0.35$$

$$C_x = 0.6 + 0.4 \times (8.791/22.728) = 0.75$$

$$K_x = K_y = 1.0$$

$$B_{1x} = \frac{0.75}{1 - \frac{275.542}{0.9 \times 13443.9}} = 0.76$$

Entonces: $B_{1x} = 1.0$

$$B_{1y} = \frac{0.35}{1 - \frac{275.542}{0.9 \times 13443.9}} = 0.36$$

Entonces: $B_{1y} = 1.0$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{ox} &= 22.728 \text{ ton-m} \\ \text{Mu}_{oy} &= 8.791 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu}_{oy} &= 88.921 \text{ ton-m} \\ \text{Mu}_{ox} &= 55.076 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

Extremo a
Extremo b

Sustituyendo los valores en la ec. 5.6

$$\left(\frac{22.728}{144.37}\right)^{18} + \left(\frac{88.921}{144.37}\right)^{18} = 0.45 < 1 \quad \text{Extremo a}$$

$$\left(\frac{8.791}{144.37}\right)^{18} + \left(\frac{55.076}{144.37}\right)^{18} = 0.18 < 1 \quad \text{Extremo b}$$

La solución anterior se toma como no conservadora. La solución conservadora consiste en tomar $\alpha = 1.0$ de donde quedan las siguientes ecuaciones:

Sustituyendo los valores en la ec. 5.16

$$\frac{275.54}{0.9 \times 1151.37} + \frac{0.85 \times 88.921}{0.9 \times 144.37} + \frac{0.60 \times 22.728}{0.9 \times 144.37} = 0.95 < 1 \quad \text{Extremo a}$$

$$\frac{275.54}{0.9 \times 1151.37} + \frac{0.85 \times 55.076}{0.9 \times 144.37} + \frac{0.60 \times 8.791}{0.9 \times 144.37} = 0.67 < 1 \quad \text{Extremo b}$$

b). Revisión de la columna completa:

M_{ux} y M_{uy} son los momentos resistentes de diseño de la columna flexionada en cada uno de sus planos de simetría, reducidos por la presencia de la fuerza de compresión y por posible pandeo lateral; se calcula con las siguientes ecuaciones 5.18 y 5.19:

Donde:

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L^2 A t / I) = 1.3 + 0.55 = 1.85 \quad \text{Entonces } \beta = 1.85$$

Resistencia a la compresión R_c :

$K L / r$ es la relación de esbeltez de efectiva máxima de la columna:

$$K = 1.0$$

$$L = 390.0 \text{ cm.}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 17.61 \text{ cm.}$$

$$\text{Entonces:} \quad K L / r = 1.0 \times 390 / 17.61 = 22.14$$

$$\text{De donde:} \quad \lambda = 0.293$$

Se adopta el valor de $n = 1.4$ por la incertidumbre a cerca de la fabricación de las columnas.

$$R_c = \frac{3515}{(1 + 0.293^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} \times 327.56 \times 0.9 = 1016546.59 \text{ kg.} < 1036236.06 \text{ kg.}$$

El momento resistente de diseño M_m para flexión se calcula de acuerdo al artículo 3.3.2.

Clasificación de la sección:

$$\begin{aligned} \text{Patines:} \quad b / t_p &= 41.2 / 1.9 = 21.68 \\ 1600 / \sqrt{F_y} &= 1600 / \sqrt{3515} = 26.99 \end{aligned}$$

Sección tipo I.

$$\begin{aligned} \text{Alma:} \quad h / t_a &= 45 / 1.9 = 23.68 \\ 3500 / \sqrt{F_y} &= 3500 / \sqrt{3515} = 59.23 \end{aligned}$$

Sección tipo I.

Para miembros de sección transversal rectangular, maciza o hueca de acuerdo con el artículo 3.3.2.2.

$$L_u = 0.91 \frac{E}{C Z F_y} \sqrt{J} \quad \text{Ec. 5.44}$$

Sustituyendo valores:

$$L_u = 0.91 \frac{2039000}{0.75 \times 5298 \times 3515} \sqrt{101610.2 \times 171436.7} = 175.33 \text{ m.}$$

$$L < L_u$$

Entonces el momento resistente es:

$$M_m = 0.9 \times 5289 \times 3515 = 167.6 \text{ ton-m}$$

Sustituyendo en las ecuaciones 5.18 y 5.19

$$M_{ucx} = 167.60 \times (1 - 275.54 / 1016.55) = 122.17 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ucy} = 0.9 \times 167.60 \times (1 - 275.54 / 1016.55) = 109.95 \text{ ton-m.}$$

Momentos de diseño: Son los momentos mayores de los extremos multiplicados por B1, B1=1.0.

$$M^*u_{ox} = 22.728 \text{ ton-m.}$$

$$M^*u_{oy} = 88.921 \text{ ton-m.}$$

Finalmente sustituyendo en la ec. 5.17:

$$\left(\frac{22.728}{122.17} \right)^{1.85} + \left(\frac{88.921}{122.17} \right)^{1.85} = 0.60 < 1.0 \quad \text{bien.}$$

En los casos en que $\beta > 1.0$, se toma como un valor conservador $\beta = 1.0$, aunque se conozca el valor de este parámetro, como se marca en el inciso 3.4.3.2.a. Para este caso la solución conservadora es la que se marca en la ecuación 5.22:

Sustituyendo valores:

$$\frac{275.542}{1016.55} + \frac{22.728}{167.6} + \frac{88.921}{0.9 \times 186.22} = 0.94 < 1.0 \quad \text{pasa.}$$

Elemento 767

Elementos mecánicos para la combinaciones de carga crítica:

Extremo a

CM	9	(fx)	(fy)	(fz)	(mx)	(my)	(mz)
		51.372	59.795	896.139	-151.529	122.382	17.873

Extremo b

CM	9	(fx)	(fy)	(fz)	(mx)	(my)	(mz)
		-51.372	-59.795	-896.139	-81.673	77.971	-17.873

La sección transversal de la columna se muestra en la figura 5.28

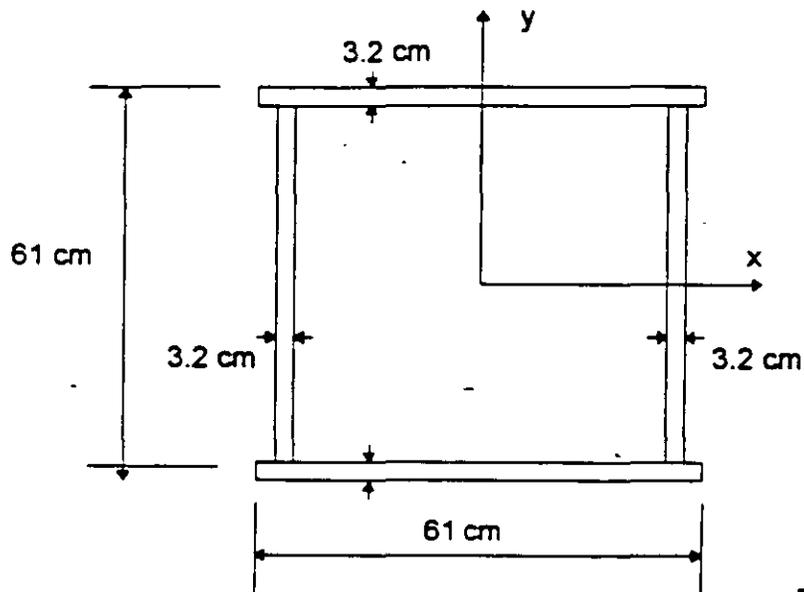


Figura 5.28.

Propiedades geométricas.

Área transversal	$A_t = 739.84 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$S_x = 13547.9 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$I_x = 413210.5 \text{ cm}^4$	Elástico	$S_y = 13547.9 \text{ cm}^3$
	$I_y = 413210.5 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Z_x = 16052.4 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$J_z = 617921.8 \text{ cm}^4$	Plástico	$Z_y = 16052.4 \text{ cm}^3$

a). Revisión de secciones extremas:

Cálculo de M_{pcx} y M_{pcy} de acuerdo con la ecuación 5.7.

$$P_y = 739.84 \times 3515 / 10^3 = 2600.54 \text{ ton.}$$

$$p = 896.139 / (0.9 \times 2600.54) = 0.38$$

$$\alpha = 1.70 - 0.38 / 2 \times \ln 0.38 = 1.90$$

Momentos plásticos de la sección:

$$M_{px} = M_{py} = 16052.4 \times 3515 / 1 \times 10^5 = 564.24 \text{ ton-m.}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación 5.7:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 1.18 \times 0.9 \times 564.24 \times (1 - 0.38) = 371.52 < 0.9 \times 564.24 = 507.82 \text{ ton-m}$$

Entonces:

$$M_{pcx} = M_{pcy} = 371.52 \text{ ton-m.}$$

Cálculo de los momentos de diseño:

Se desprecian los efectos de esbeltez y el término B2 Mtp desaparece, por la discusión hecha del artículo 2.2.1.b. en el ejemplo anterior.

Factor de amplificación B1:

Carga crítica de pandeo elástico según la ecuación 5.15.

$$P_{ex} = P_{ey} = 54671.3 \text{ ton.}$$

$$C_x = 0.6 - 0.4 \times (77.971/122.382) = 0.35$$

$$C_y = 0.6 - 0.4 \times (81.673/151.529) = 0.38$$

$$K_x = K_y = 1.0$$

$$B_{1x} = \frac{0.35}{1 - \frac{896.139}{0.9 \times 54671.3}} = 0.37$$

Entonces: $B_{1x} = 1.0$

$$B_{1y} = \frac{0.38}{1 - \frac{896.139}{0.9 \times 54671.3}} = 0.41$$

Entonces: $B_{1y} = 1.0$

$$\begin{aligned} M_{uox} &= 151.529 \text{ ton-m} \\ M_{uoy} &= 81.673 \text{ ton-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{uoy} &= 122.382 \text{ ton-m} && \text{Extremo a} \\ M_{uoy} &= 77.971 \text{ ton-m} && \text{Extremo b} \end{aligned}$$

Sustituyendo los valores en la ec. 5.6:

$$\left(\frac{151.529}{371.52}\right)^{19} + \left(\frac{122.382}{371.52}\right)^{19} = 0.30 < 1 \quad \text{Extremo a}$$

$$\left(\frac{81.673}{371.52}\right)^{19} + \left(\frac{77.971}{371.52}\right)^{19} = 0.11 < 1 \quad \text{Extremo b}$$

La solución anterior se toma como la no conservadora. La solución conservadora consiste en tomar $\alpha = 1.0$.

Sustituyendo los valores en la ec. 5.16:

$$\frac{896.139}{0.9 \times 2600.4} + \frac{0.85 \times 151.529}{0.9 \times 564.24} + \frac{0.60 \times 122.382}{0.9 \times 564.24} = 0.78 < 1 \quad \text{Extremo a}$$

$$\frac{896.139}{0.9 \times 2600.4} + \frac{0.85 \times 81.673}{0.9 \times 564.24} + \frac{0.60 \times 77.971}{0.9 \times 564.24} = 0.61 < 1 \quad \text{Extremo b}$$

b). Revisión de la columna completa:

$$\beta = 1.3 + 1000 p / (L^2 At / I) = 1.3 + 1.4 = 2.7 \quad \text{Entonces } \beta = 2.7$$

Resistencia a la compresión R_c :

$$K = 1.0$$

$$L = 390.0 \text{ cm.}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} = 23.63 \text{ cm.}$$

$$\text{Entonces:} \quad K L / r = 1.0 \times 390 / 23.63 = 16.50$$

$$\text{De donde:} \quad \lambda = 0.218$$

Se adopta el valor de $n = 1.4$

$$R_c = \frac{3515}{(1 + 0.218^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} 739.84 \times 0.9 = 2325359.27 \text{ kg.} < 2340483.84 \text{ kg.}$$

$$R_c = 2325.4 \text{ ton.}$$

Momento resistente de diseño Mm para flexión:

Clasificación de la sección:

$$\begin{aligned} \text{Patines:} \quad b / t_p &= 54.6 / 3.2 = 17.06 \\ 1600 / \sqrt{F_y} &= 1600 / \sqrt{3515} = 26.99 \end{aligned}$$

Sección tipo I.

$$\begin{aligned} \text{Alma:} \quad h / t_a &= 61 / 3.2 = 19.06 \\ 3500 / \sqrt{F_y} &= 3500 / \sqrt{3515} = 59.23 \end{aligned}$$

Sección tipo I.

Sustituyendo valores en la ec. 5.44:

$$L_u = 0.91 \frac{2039000}{0.38 \times 16052 \times 3515} \sqrt{413210.5 \times 617921.8} = 437.29 \text{ m.}$$

$$L < L_u$$

Entonces el momento resistente es:

$$M_m = 0.9 \times 16052 \times 3515 = 507.8 \text{ ton-m}$$

Entonces sustituyendo en la ecuación 5.18

$$M_{ux} = M_{uy} = 507.8 \times (1 - 896.139 / 2325.36) = 312.11 \text{ ton-m.}$$

Momentos de diseño: Son los momentos mayores de los extremos multiplicados por B1, B1=1.0.

$$M^*_{uox} = 122.382 \text{ ton-m.}$$

$$M^*_{uoy} = 151.529 \text{ ton-m.}$$

Finalmente sustituyendo en la ec. 5.17:

$$\left(\frac{151.529}{312.11} \right)^{2.7} + \left(\frac{122.382}{312.11} \right)^{2.7} = 0.22 < 1.0 \quad \text{bien.}$$

La cual se toma como una solución no conservadora. Para este caso la solución conservadora es igual a:

$$\frac{896.139}{2325.4} + \frac{122.382}{507.81} + \frac{151.529}{0.9 \times 564.24} = 0.89 \quad \text{pasa.}$$

Diagrama de cuerpo libre de el mecanismo formado en la junta:

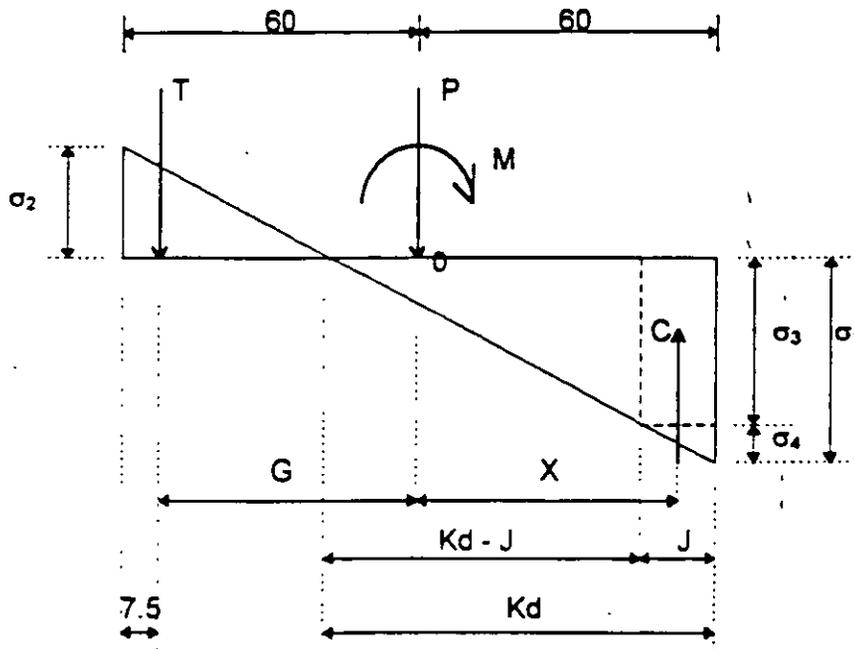


Figura 5.30

Área de la placa: $A_{pl} = 14400 \text{ cm}^2$

Módulo de sección elástico $S_{pl} = 288000 \text{ cm}^3$

$$\sigma = 665880 / 14400 \pm 17638000 / 288000$$

$$s_1 = 107.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_2 = -15.00 \text{ kg/cm}^2$$

Por esfuerzos permisibles (condición de sismo):

$$F_p = 0.35 \times 250 \times 0.33 = 116.38 \text{ kg/cm}^2 < 0.7 \times 250 = 175 \text{ kg/cm}^2$$

Resolviendo el equilibrio del diagrama de cuerpo libre de la figura 5.18.

$$\sum F_Y = 0$$

$$T + P - C = 0$$

$$T + 665880 - \frac{1}{2} Kd \sigma_1 = 0$$

$$T = 6448.8 Kd - 665880$$

1

$$S M_0 = 0$$

$$T G + C X - M = 0$$

$$52.5 T + 6448.8 Kd (60 - Kd / 3) - 17638000 = 0$$

$$52.5 T + 386928 Kd - 2149.6 Kd^2 - 17638000 = 0 \quad 2.$$

$$T + 7370.06 Kd - 40.94 Kd^2 - 335961.9 = 0$$

Sustituyendo 1 en 2

$$6448.8 Kd - 665880 + 7370.06 Kd - 40.94 Kd^2 - 335961.9 = 0$$

$$40.94 Kd^2 - 13818.86 Kd + 1001841.9 = 0$$

Resolviendo la ec. de segundo grado:

$$Kd1 = 32.11 \text{ cm}$$

$$Kd2 = 105.43 \text{ cm} < 120 \text{ cm.} \quad \text{Se toma este valor.}$$

$$\text{Entonces.} \quad T = 6448.8 \times 105.43 - 665880 = 14016.98 \text{ kg.}$$

$$Kd - J = 105.43 - 31.5 = 73.93 \text{ cm.}$$

$$\sigma_3 = (107.48 / 105.43) \times 73.93 = 75.37 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_4 = 107.48 - 75.37 = 32.11 \text{ kg/cm}^2$$

El momento que actúa en la placa, suponiendo que está empotrada a la columna se calcula con la siguiente expresión:

$$Mpl = (\sigma_3 J^2) / 2 + (\sigma_4 J^2) / 3 = 48013.32 \text{ kg-cm}$$

El espesor se obtiene de la siguiente fórmula de la ecuación 5.31:

Sustituyendo:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 48013.32}{0.75 \times 3515 \times 1.33}} = 9.06 \text{ cm.}$$

Por ser muy alto el valor del espesor, se usan atiesadores con fin de reducir los esfuerzos de flexión producidos en la placa.

La zona más esforzada es el doble cantiliver localizado en la esquina.

$$Mpl = 0.50 \sigma_1 J^2 / 2$$

$$Mpl = 0.5 \times 107.48 \times 29.5^2 / 2 = 23384.62 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo el nuevo valor de Mpl en la ec. 5.31.

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 23383.62}{0.75 \times 3515 \times 1.33}} = 6.32 \text{ cm.}$$

Por lo tanto el espesor de la placa queda de 64 mm.

ANCLAS.

De acuerdo con los resultados anteriores, la tensión que tomarían las anclas es de $T = 14$ ton. que no es la condición más desfavorable. Se debe realizar una revisión de las cargas transmitidas a la cimentación y localizar cuales son las más desfavorables para el diseño de las anclas. Esta condición sería también regida por sismo, en donde la tensión que toman las anclas sea la máxima.

De la revisión realizada a los elementos mecánicos que se transmiten a la cimentación, la combinación de carga y momento más desfavorable resultó ser:

$$P = 449.72 \text{ ton.}$$

$$M = 176.38 \text{ ton-m}$$

Para una combinación regida por sismo.

Realizando el proceso de cálculo indicado en el inciso anterior y usando el diagrama de cuerpo libre de la figura 5.18, se obtuvo el valor a tensión siguiente:

$$T = 50.65 \text{ ton.}$$

Existe también una fuerza cortante asociada a la misma condición de sismo que actúa al mismo tiempo que la tensión, y de acuerdo con los resultados del análisis es el siguiente:

$$V = 51.27 \text{ ton.}$$

Haremos la aclaración de que el acero de las anclas es A-36, diferente al acero A-50 usado en todos los elementos metálicos de la estructura.

Si fueran 6 anclas de $\varnothing = 38$ mm

$$a_s = 6 \times 8.35 = 50.1 \text{ cm}^2$$

Donde a_s es el área neta de acero correspondiente a las 6 anclas que soportan la tensión.

El esfuerzo a tensión actuante es:

$$f_t = 50650 / 50.1 = 1011.0 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo actuante en cortante toma en cuenta todas las anclas de la placa base que son 20 distribuidas como se indica en la figura 5.19.

$$f_v = 51270 / (20 \times 8.35) = 307.0 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos a tensión y cortante permisibles son:

$$F_t = 0.6 F_y = 0.6 \times 2530 = 2518 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.4 \times 2530 = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Si realizamos una interacción del esfuerzo a tensión con el esfuerzo cortante con la ec. 5.32:

Sustituyendo valores:

$$\sqrt{\left(\frac{307.0}{1012 \times 1.33}\right)^2 + \left(\frac{1011.0}{1518 \times 1.33}\right)^2} = 0.55 < 1.0 \quad \text{pasa.}$$

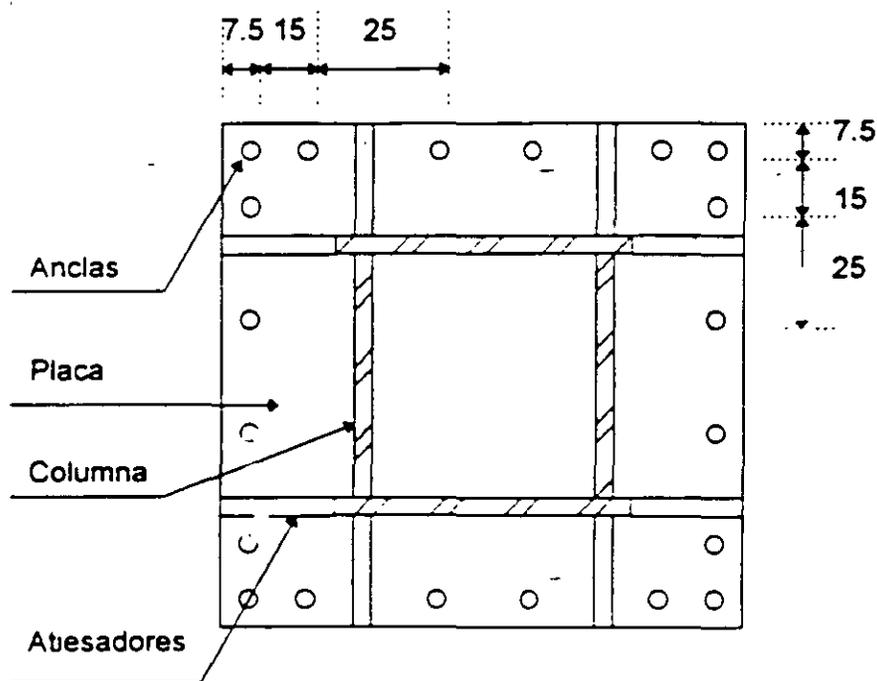


Figura 5.31

Nota: La figura 5.31 es esquemática y no está a escala.

b) JUNTAS ENTRE TRABES.

Las juntas que unen unas traveses con otras son generalmente juntas a cortante, producidas por la transmisión de esta fuerza de una trabe secundaria a una trabe principal.

Tomando para el ejemplo la trabe secundaria revisada en el inciso 5.6 de este capítulo tenemos:

$$V = 10.764 \text{ ton.}$$

$$V_d = 10.764 \times 1.4 = 15.07 \text{ ton.}$$

Donde V y V_d son el cortante nominal y el cortante de diseño respectivamente.

La junta se diseñará por aplastamiento, según la clasificación de la tabla 5.3.2 de las Normas Técnicas Complementarias. Se usan tornillos de alta resistencia A325 de acuerdo a la clasificación de la A.S.T.M., que tienen una capacidad al cortante de: R_n = 3800 kg/cm², para cuando la rosca no está fuera de los planos de corte.

La resistencia de diseño según el inciso 5.3.3 de las Normas Técnicas se obtiene del producto de factor de resistencia por el área nominal de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y por la resistencia nominal que corresponde a esa parte del vástago. El factor de resistencia según la tabla 5.3.2 de las Normas Técnicas es FR = 0.65

Resistencia al cortante por tornillo:

$$R_{ct} = FR A_t R_{nc} \quad \text{Ec 5.45}$$

Donde A_t y R_{nc} son el área de la sección transversal de la parte del vástago no roscada y la resistencia nominal a cortante en juntas por aplastamiento respectivamente, para un tornillo de Ø = 22.2 mm.

Sustituyendo:

$$R_{ct} = 0.65 \times 3.88 \times 3800 = 9583.6 \text{ kg.}$$

La resistencia al aplastamiento por agujero de tornillo de acuerdo con el artículo 5.3.3 es la siguiente:

$$R_{at} = FR R_{na} = FR 3 d t F_u \quad \text{Ec. 5.46}$$

Donde R_{na} es la resistencia nominal al aplastamiento, d es el diámetro nominal del tornillo, t el espesor de la parte conectada y F_u el esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión del material de la parte conectada. El factor de resistencia es FR = 0.85

$$R_{at} = 0.85 \times 3 \times 2.22 \times 1.0 \times 4922 = 23085.56 \text{ kg.}$$

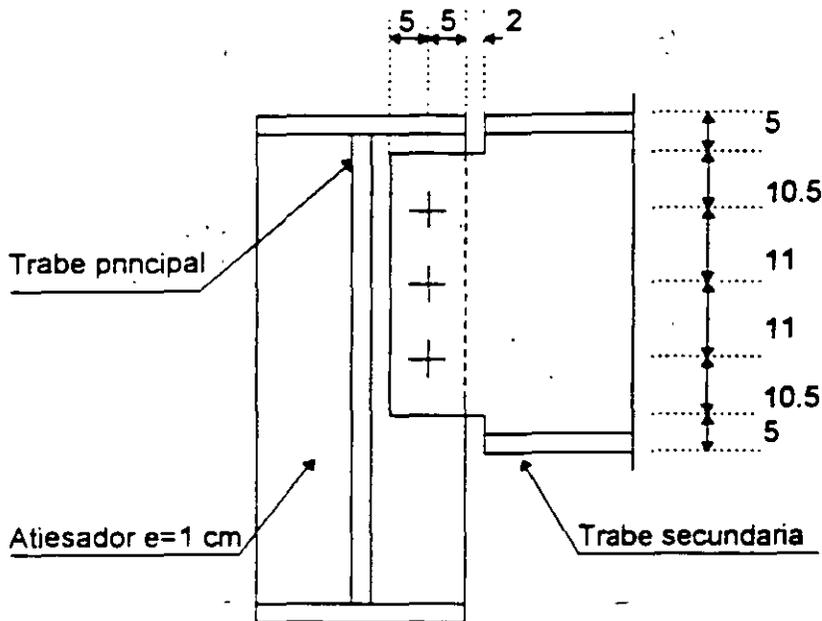
El diseño de los tornillos queda regido por su resistencia al cortante.

Número necesario de tornillos:

$$N = 15.07 / 9.58 = 1.57$$

Se requieren 2 tornillos, aunque en el proyecto real se usaron 3

Ubicación de los tornillos en la figura siguiente:



Las acotaciones están en centímetros

Figura 5.32

c) JUNTAS DE TRABES CON COLUMNAS.

Las conexiones viga columna en marcos rígidos de edificios transmiten los momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales entre vigas y columnas, con lo que se logra que todos los elementos de la estructura trabajen en conjunto.

El análisis de estructuras que se componen de marcos rígidos se basa en la suposición de que hay continuidad completa en las juntas entre vigas y columnas, las que transmiten los elementos mecánicos íntegros, sin desplazamientos lineales o angulares relativos entre los

extremos de las barras que concurren en cada nudo. Para que el comportamiento de la estructura real corresponda al supuesto, no basta con analizar y diseñar vigas y columnas con gran exactitud, sino que también se requiere que las uniones entre ellas se diseñen y construyan de manera que se satisfaga esa suposición. El comportamiento de los marcos rígidos depende en buena medida del de sus juntas; si su rigidez es insuficiente pueden permitir rotaciones elásticas y comportarse como uniones semirígidas, lo que hace que los momentos en otras zonas de la estructura sean mayores que los determinados en el análisis. Si su resistencia es baja, pueden ser incapaces de resistir las solicitaciones que obran sobre ellas, o de alcanzar y mantener, durante rotaciones importantes, los momentos necesarios para que se forme el mecanismo de colapso, lo que ocasiona una disminución de la resistencia del marco.

Tenemos dos casos en las conexiones de viga columna para elementos interiores en un edificio:

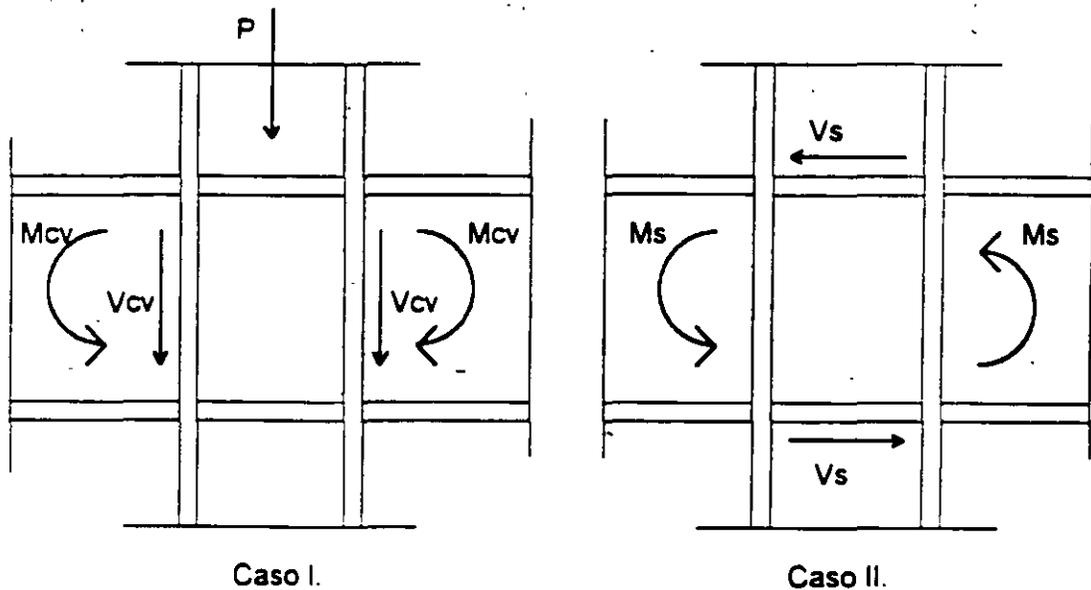


Figura 5.33.

El primer caso mostrado en la figura 5.19 contempla una combinación de carga donde nge la carga vertical, el segundo caso se muestra un comportamiento regido por una combinación de cargas sísmicas.

Como ejemplo se diseñará la conexión de una viga T - 1 del primer nivel con una columna de la planta baja, las cuales tienen los siguientes elementos mecánicos:

Los elementos mecánicos que se presentan son de todos los elementos que convergen en el nudo donde se diseñará la junta:

Propiedades geométricas:

Columna:

Sección cajón de 61 × 61 cm y espesor de patines y almas de 3.2 cm.

Área transversal	$At = 739.84 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$Sx = 13547.9 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$Ix = 413210.5 \text{ cm}^4$	Elástico	$Sy = 13547.9 \text{ cm}^3$
	$Iy = 413210.5 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Zx = 16052.4 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$Jz = 617921.8 \text{ cm}^4$	Plástico	$Zy = 16052.4 \text{ cm}^3$

Trabes:

Sección I de dimensiones de acuerdo con la tabla siguiente:

T - 1:

Área transversal	$At = 136.8 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$Sx = 3265.0 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$Ix = 124395.8 \text{ cm}^4$	Elástico	$Sy = 271.3 \text{ cm}^3$
	$Iy = 3391.6 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Zx = 3788.5 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$Jz = 61.58 \text{ cm}^4$	Plástico	$Zy = 424.7 \text{ cm}^3$

T - 2:

Área transversal	$At = 153.0 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$Sx = 3772.7 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$Ix = 143738.4 \text{ cm}^4$	Elástico	$Sy = 333.8 \text{ cm}^3$
	$Iy = 4172.8 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Zx = 4316.3 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$Jz = 93.1 \text{ cm}^4$	Plástico	$Zy = 518.3 \text{ cm}^3$

T - 4:

Área transversal	$At = 285.9 \text{ cm}^2$	Módulo de sección	$Sx = 7796.9 \text{ cm}^3$
Momentos de inercia	$Ix = 297062.5 \text{ cm}^4$	Elástico	$Sy = 993.1 \text{ cm}^3$
	$Iy = 15144.8 \text{ cm}^4$	Módulo de sección	$Zx = 8708.2 \text{ cm}^3$
Constante de torsión	$Jz = 719.7 \text{ cm}^4$	Plástico	$Zy = 1517.9 \text{ cm}^3$

La nomenclatura de las trabes es de acuerdo a como se manejó en el proyecto original.

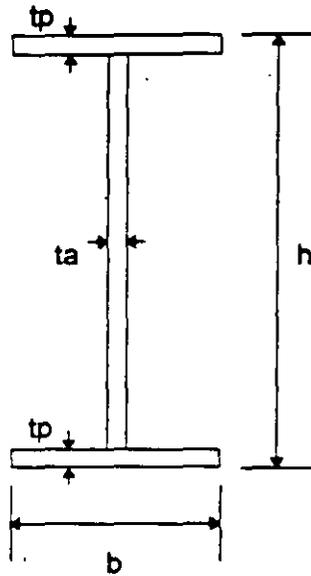


Tabla de secciones según nomenclatura.

Trabe	b	h	tp	ta	(cm)
T - 1	25.0	76.2	1.3	1.0	
T - 2	25.0	76.2	1.6	1.0	
T - 3	30.5	46.2	3.2	1.3	

Figura 5.35.

Como el análisis sísmico se hizo con un coeficiente sísmico $Q = 3.0$, debe satisfacerse la condición dada por la siguiente expresión

$$\sum Z_c (F_{yc} - f_a) \geq \sum Z_v F_{yv}, \text{ para } f_a \geq 0 \quad \text{Ec. 5.47.}$$

f_a : Esfuerzo normal en cada una de las columnas, producido por fuerza axial de diseño.
 Z_c y Z_v : Módulos de sección plásticos de las columnas y vigas que concurren en la junta en el plano del marco en estudio

$P = 843.895$ ton. (Valor obtenido del análisis para el elemento 570).

$$f_a = 843895 / 739.84 = 1140.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{yc} - f_a = 3515 - 1140.65 = 2374.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_a / F_{yc} = 1140.65 / 3515 = 0.32 < 0.4$$

De acuerdo con el inciso 5.8.5.b.1, de las Normas Técnicas no es necesario cumplir con la condición que marca la ec. 5.31. Esta ecuación es importante porque, cuando se cumple, de ella se conoce el comportamiento de "columnas resistentes, vigas débiles".

Fuerza cortante en la junta:

Fuerza en cada patin.

Las Normas Técnicas marcan en su inciso 5.8.2 que la resistencia de la conexión de cada viga debe ser suficiente para transmitir 1.25 veces los elementos mecánicos de diseño que haya en el extremo de la viga, por lo que el momento de diseño queda:

$$M_d = 46.509 \times 1.25 = 56.886 \text{ ton-m.}$$

$$T = C = M_u / (0.95 d) \quad \text{Ec. 5.48.}$$

Donde:

d: Peralte total de la trabe.

Sustituyendo:

$$T = C = 56.886 / (0.95 \times .762) = 78.583 \text{ ton.}$$

Para una combinación regida por sismo como es nuestro caso, también se presentan cargas axiales a lo largo de la columna que interactúan con el momento de flexión.

$$P = 69.909 \text{ ton.}$$

La carga se divide entre las dos placas:

$$P / 2 = 69.909 / 2 = 34.955 \text{ ton.}$$

Finalmente la carga de diseño queda:

$$P_d = 34.955 \times 1.25 = 43.693$$

Esta carga debe aumentarse a la carga de tensión o compresión actuante:

$$P_d = 122.276 \text{ ton.}$$

Cargas actuantes y resistentes en la placa superior o inferior.

Si proponemos una placa de 1.9 cm d. espesor por 34 cm de ancho, sujeta por dos filas de tornillos de diámetro $\varnothing = 22$ mm, en agujeros serán de $\varnothing = 25$ mm.

$$\text{Área total:} \quad A_t = 1.9 \times 34 = 64.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área neta:} \quad A_n = 64.6 - 2 \times 2.5 \times 1.9 = 55.1 \text{ cm}^2$$

Resistencia de la placa.

La longitud efectiva entre la junta soldada del patin con la columna a los primeros tornillos de las dos filas es lo suficientemente pequeña para desprestigiar los efectos del padeo, por lo que es suficiente con solo encontrar la resistencia a la tensión de la placa.

De acuerdo con el artículo 3.1.2. la resistencia a la tensión es el menor de los siguientes valores, ecs. 5.2 y 5.3.

$$R_t = 0.9 \times 64.6 \times 3515 / 1000 = 204.36 \text{ ton.}$$

$$R_t = 0.75 \times 55.1 \times 4922 = 203.32 \text{ ton.}$$

Tomando el menor de los valores:

$$R_t = 203.32 \text{ ton.}$$

$$R_t > P_d \quad \text{pasa.}$$

Número de tornillos.

Resistencia al cortante por tornillo, ec. 5.29:

$$R_{ct} = 0.65 \times 3.88 \times 3800 = 9.583 \text{ kg.}$$

Resistencia al aplastamiento, ec. 5.30.

$$R_{at} = 0.85 \times 3 \times 2.22 \times 1.9 \times 4922 / 1000 = 52.941 \text{ ton.}$$

El diseño de los tornillos queda regido por su resistencia al cortante directo.

Número de tornillos necesano.

$$N = 122.276 / 9.583 = 12.75 \quad \text{Entonces se usan 14 tornillos.}$$

Placa de cortante:

Cortante de diseño:

$$V_d = 15.192 \times 1.25 = 18.99 \text{ ton.}$$

Resistencia de la placa al cortante:

Si proponemos una placa de cortante de $h = 20$ cm de altura por un ancho $b = 14$ cm y un espesor de $t = 1.27$ cm, tenemos:

De la ec 5.26, tenemos que:

$$FR = 0.9$$

$$h / t = 20 / 1.3 = 15.38$$

Nos encontramos en el caso a) del inciso 3.3.3. de las Normas Técnicas.

$$\frac{h}{t} \leq 1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}}$$

Como no hay atiesadores transversales en toda la longitud de la viga el valor de $k = 5.0$

$$1400 \sqrt{\frac{k}{F_y}} = 52.80$$

Entonces el cortante nominal se calcula con la siguiente fórmula:

$$V_n = 0.66 F_y A_a \quad \text{Ec. 5.33}$$

Sustituyendo valores:

$$V_n = 0.66 \times 3515 \times 20 \times 1.3 = 60317.4 \text{ kg.}$$

De donde:

$$V_r = 0.9 \times 60317.4 / 1000 = 54.29 \text{ ton.}$$

$$V_r > V_d \quad \text{pasa.}$$

Número de tornillos.

Resistencia al cortante por tornillo, ec. 5.29

$$R_{ct} = 0.65 \times 3.88 \times 3800 = 9583 \text{ kg.}$$

Resistencia al aplastamiento, ec. 5.30

$$R_{at} = 0.85 \times 3 \times 2.22 \times 1.9 \times 4922 / 1000 = 52.941 \text{ ton.}$$

El diseño de los tornillos queda regido por su resistencia al cortante directo.

Número de tornillos necesario:

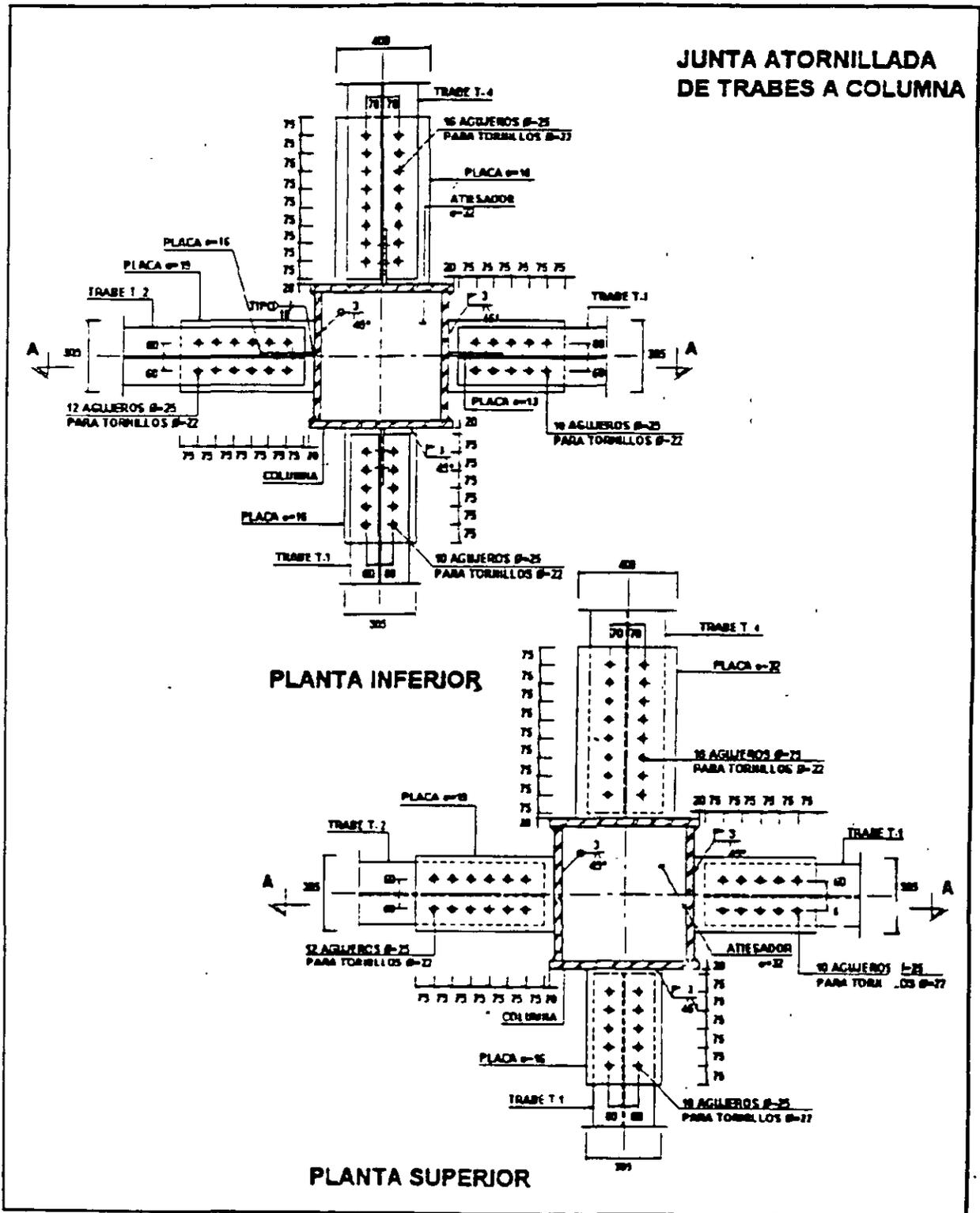
$$N = 18.990 / 9.583 = 1.98$$

Entonces se usan 2 tornillos.

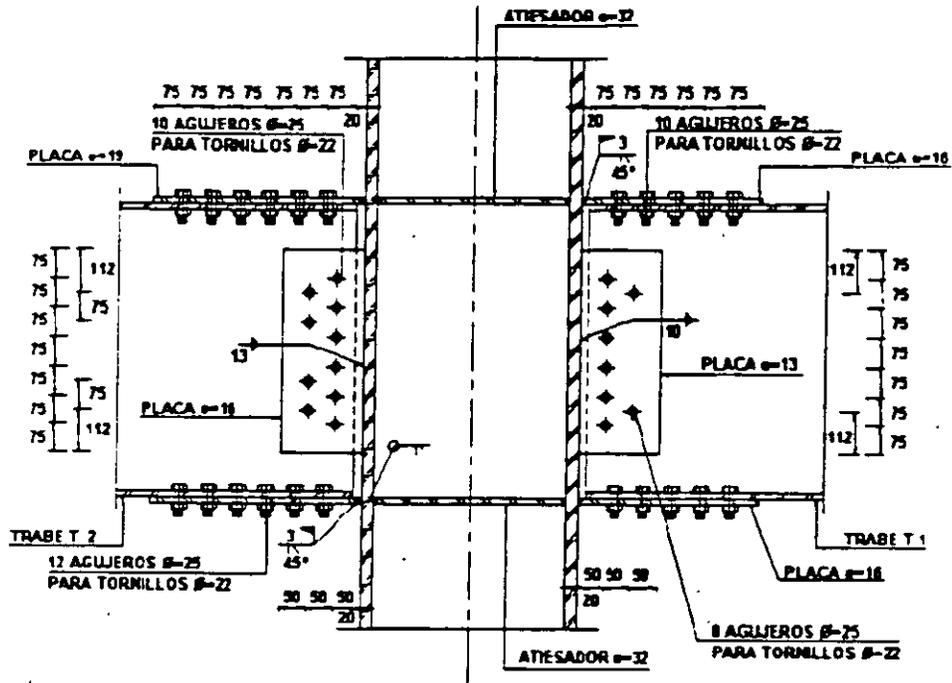
En el proyecto final se utilizaron 3 tornillos, porque en algunas travesaños secundarios se incrementó la carga debido a instalaciones eléctricas especiales y de aire acondicionado.

e) DETALLES TÍPICOS DE JUNTAS.

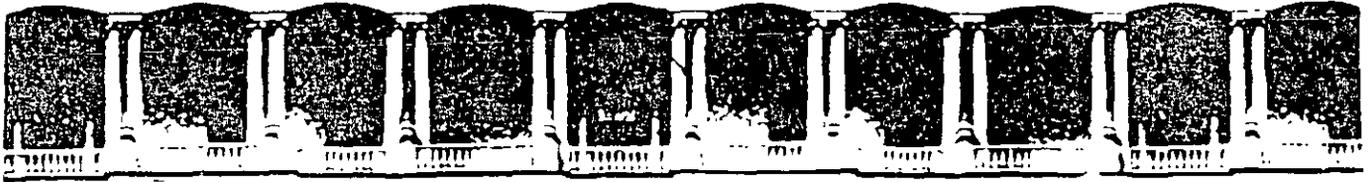
5.2.9. DETALLES TÍPICOS DE JUNTAS.



JUNTA ATORNILLADA ENTRE TRABES Y COLUMNA



CORTE TRANSVERSAL A - A



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

*DISEÑO
DE ESTRUCTURAS DE ACERO
MIEMBROS EN TENSION*

Oscar de Buen López de Heredia

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSIÓN.

ÍNDICE:

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

CAPÍTULO 1. MIEMBROS EN TENSIÓN.

1.1 INTRODUCCIÓN.

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

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

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

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

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

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

1.2 USO DE MIEMBROS EN TENSIÓN.

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

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

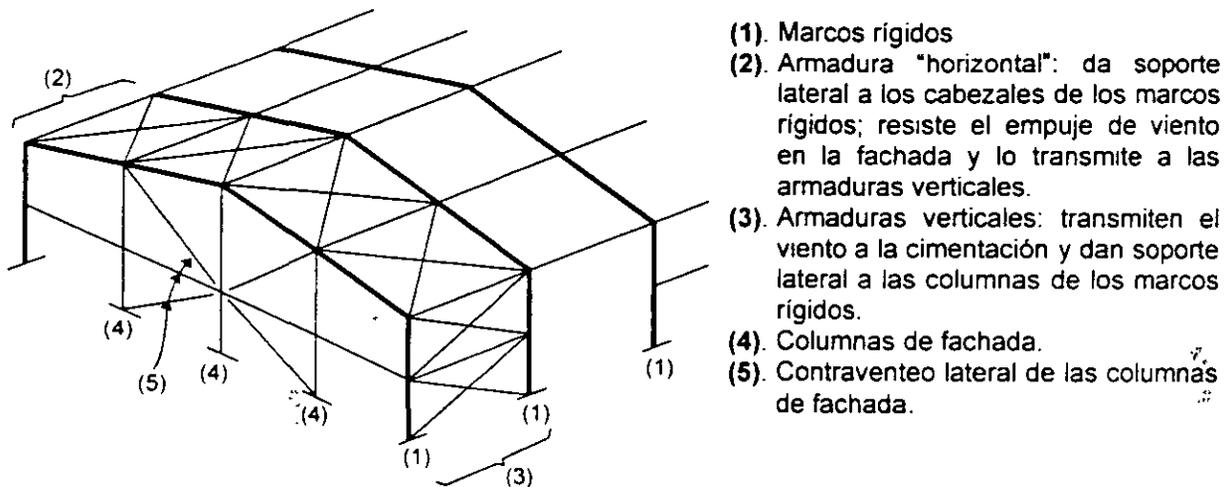


Fig. 1.1 Contraventeo de una estructura industrial.

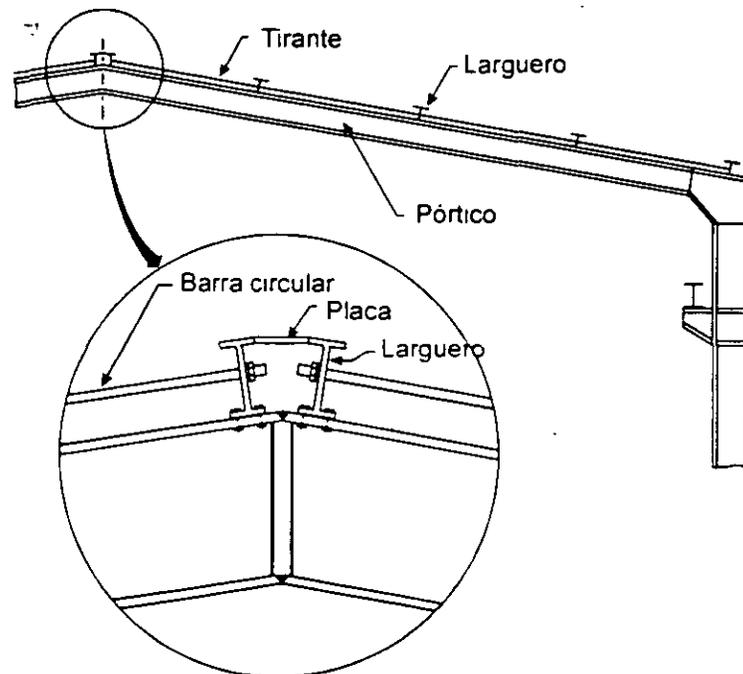
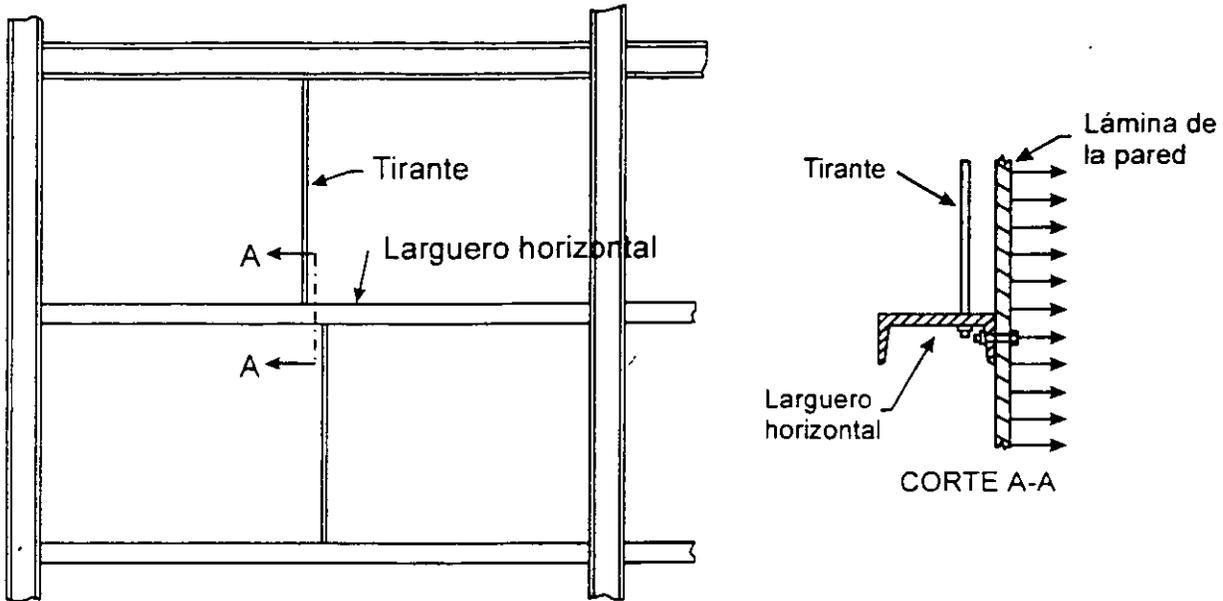


Fig. 1.2 Empleo de tirantes en los techos inclinados de edificios industriales.



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 entepiso 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.

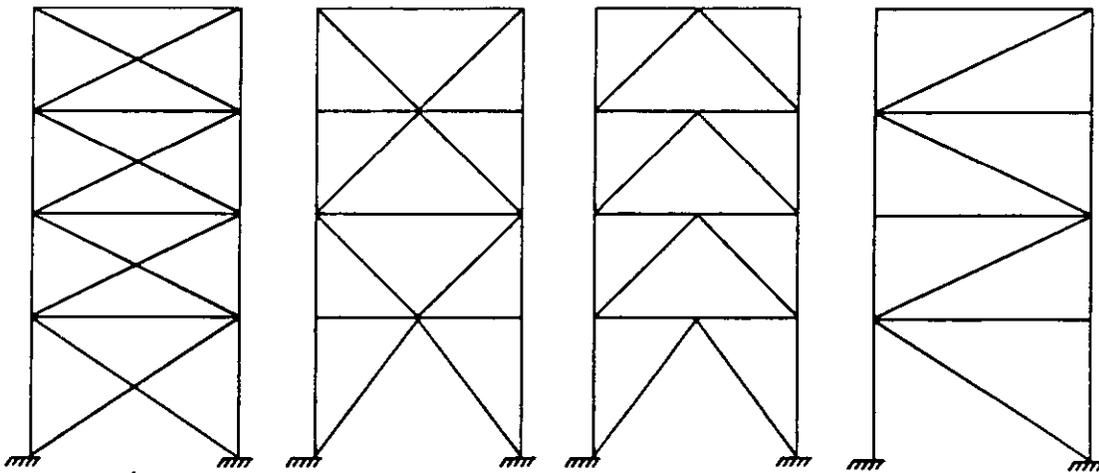


Fig. 1.4 Ejemplos de contraventeos verticales en edificios de varios pisos.

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.

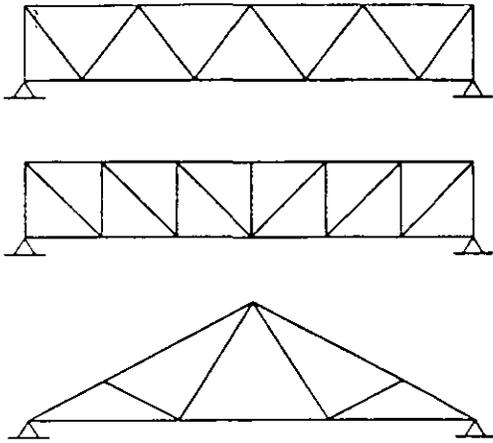


Fig. 1.5 Armaduras para puentes y edificios urbanos o industriales.

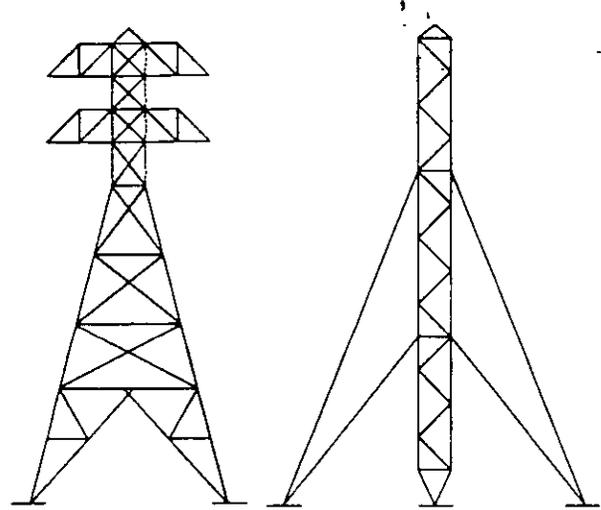


Fig. 1.6 Torres de transmisión de energía eléctrica y de comunicaciones.

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

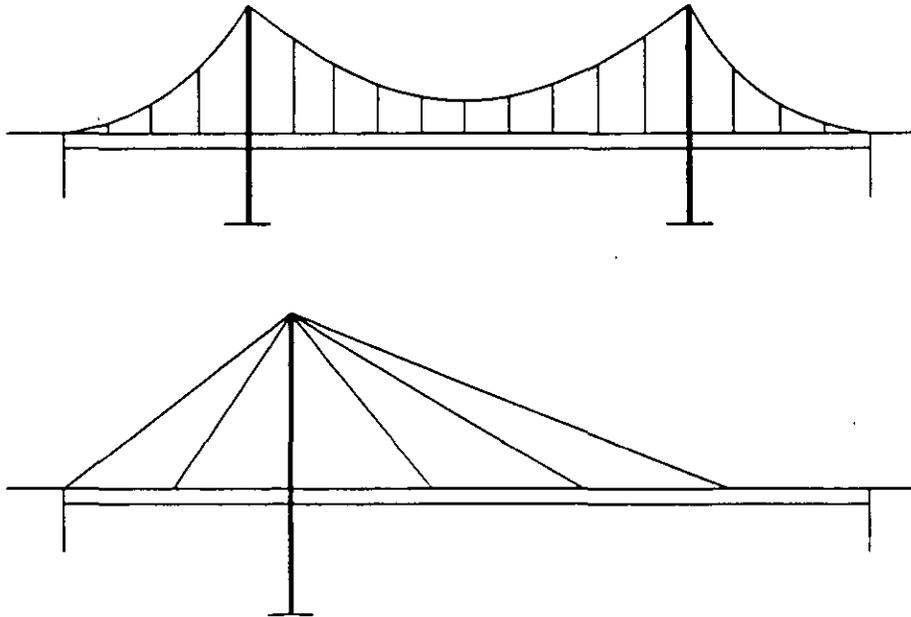


Fig. 1.7 Puentes colgantes y atirantados.

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.

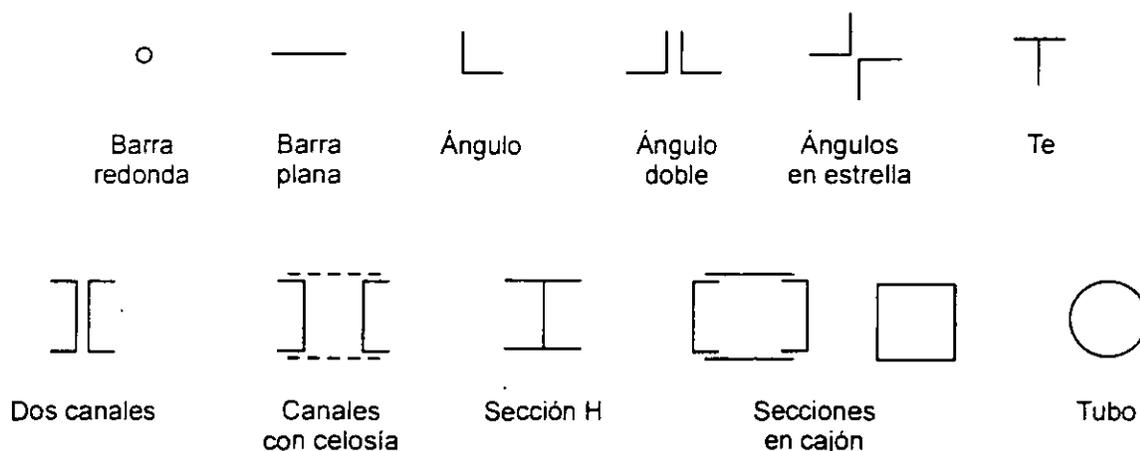


Fig. 1.8 Secciones transversales de miembros en tensión.

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 TENSION.

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.

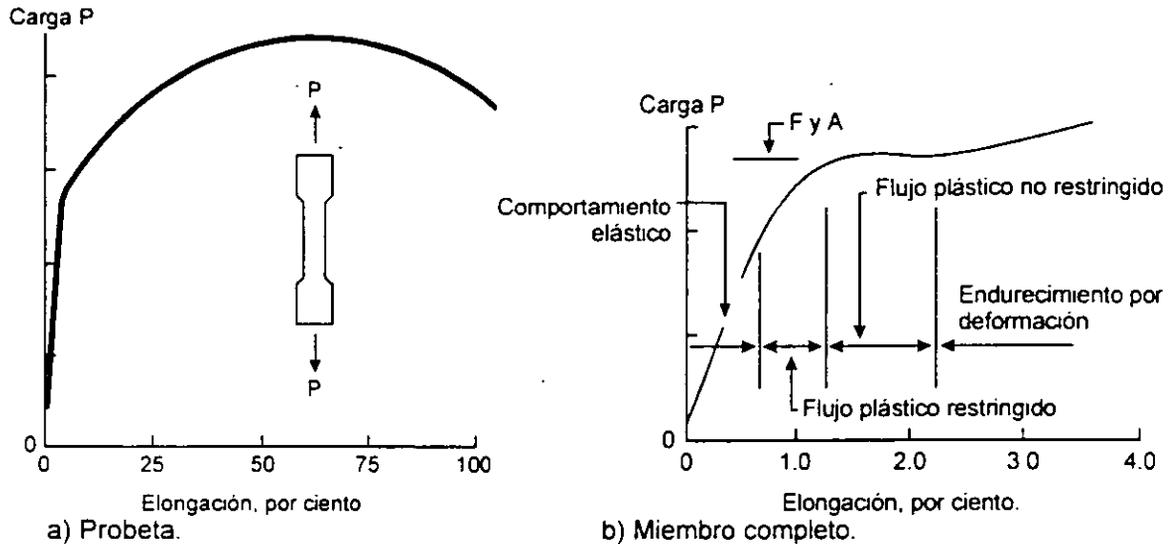


Fig. 1.9 Gráfica fuerza-deformación de una probeta y un miembro en tensión.

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:

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

b) Estado límite de fractura en la sección neta:

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

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

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

El modo de falla depende de la relación entre el área neta efectiva y el área total y de las propiedades mecánicas del acero. La frontera entre los modos queda definida por la condición $0.90A_t F_y = 0.75A_e F_u$ (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.

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

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

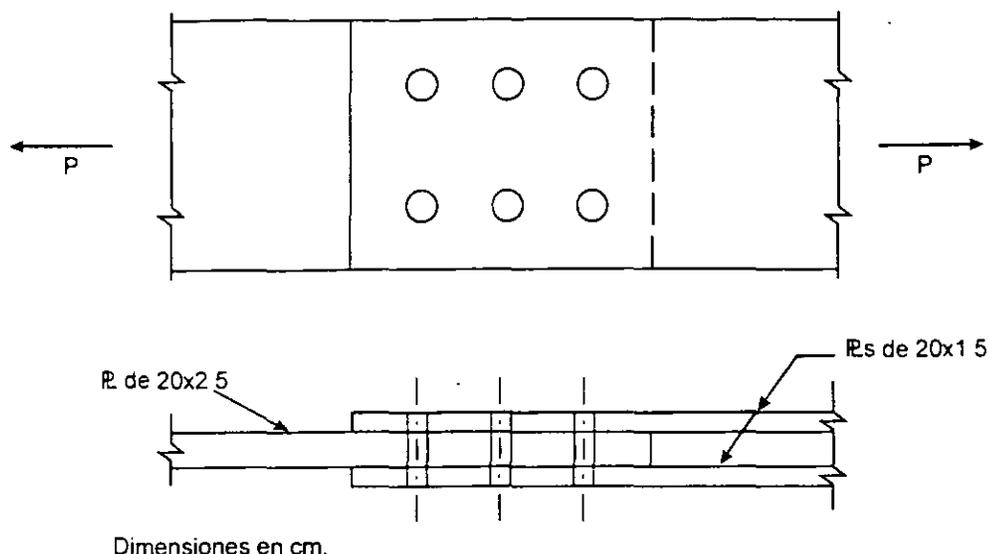


Fig. E1.1-1 Placa en tensión.

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 , 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.

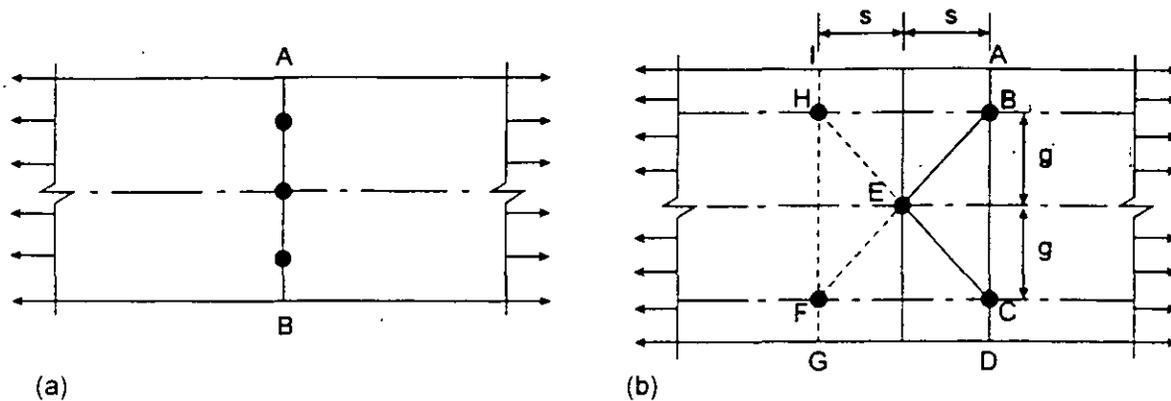


Fig. 1.10 Posibles trayectorias de falla en una placa agujerada en tensión.

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.

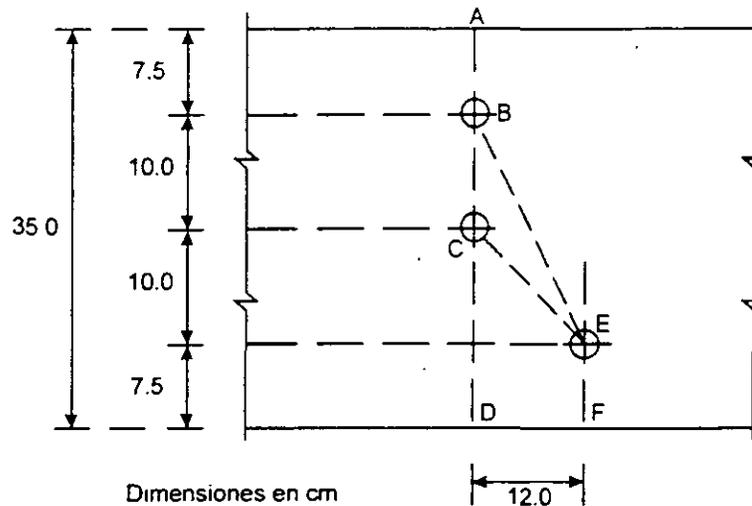


Fig. E.1.2-1 Placa del ejemplo 1.2.

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

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

Los anchos netos correspondientes a los tres casos son:

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

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

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

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

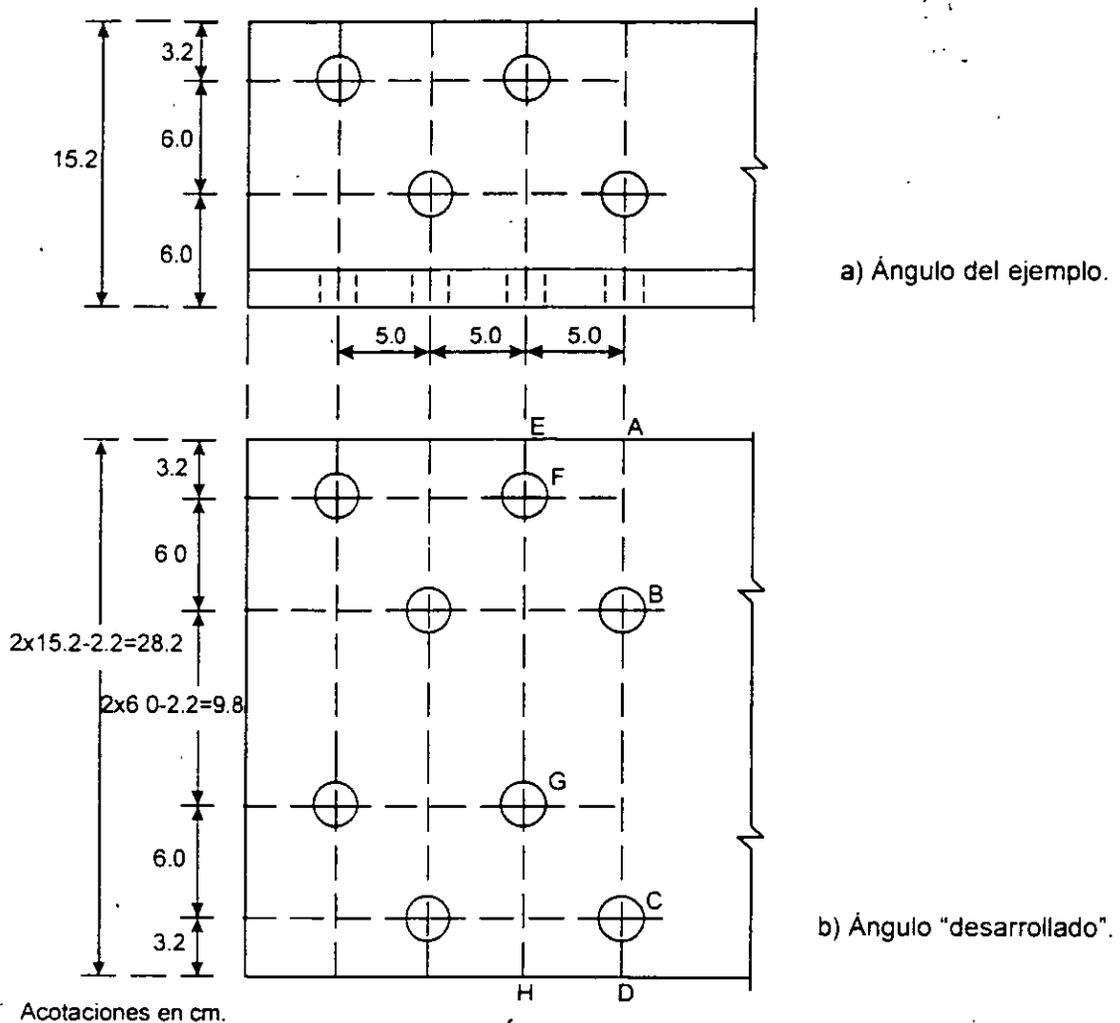


Fig. E.1.3-1 Ángulo del ejemplo 1.3.

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

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

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

Anchos netos:

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

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

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

La trayectoria crítica es la EFBGCD:

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

1.8.2 Área neta efectiva.

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

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

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

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

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

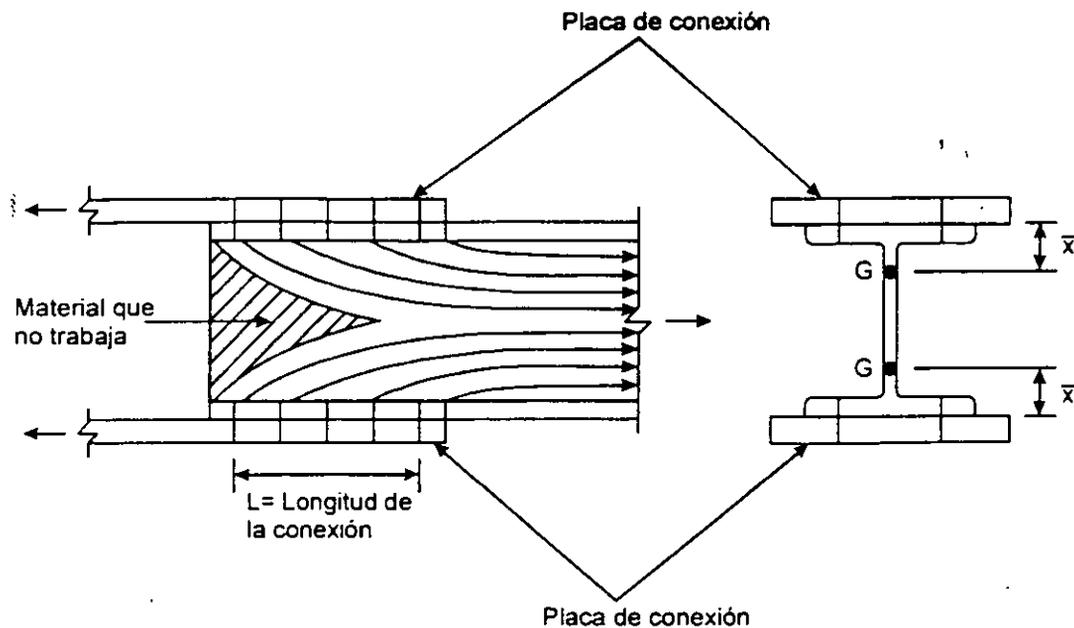


Fig. 1.11 Distribución de esfuerzos en una sección "H" conectada por los patines.

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

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

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

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

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

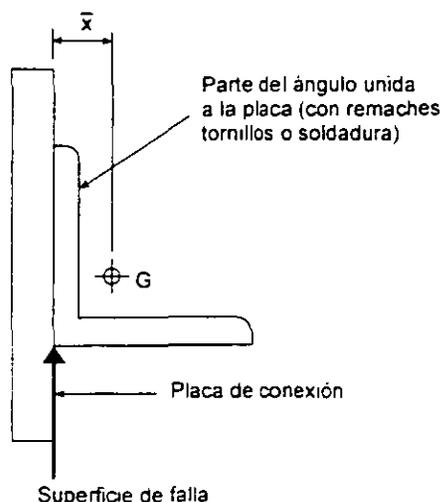


Fig. 1.12 Ángulo conectado en una sola ala.

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

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

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

El factor de reducción del área neta es:

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

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

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

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

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

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

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

En esta expresión,

A = Área que se define más adelante.

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

\bar{x} = Excentricidad de la conexión.

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

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

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

$A = A_n$ = 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).

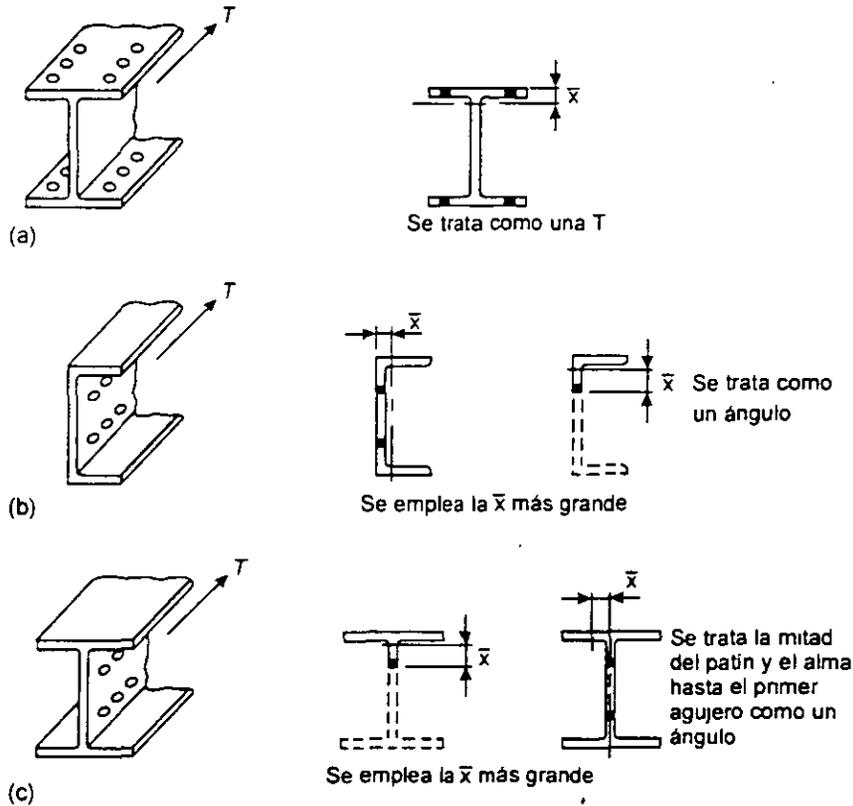


Fig. 1.13 Determinación de \bar{x} .

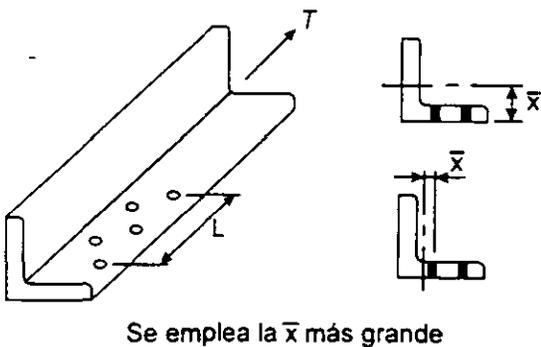


Fig. 1.14 Ángulo con agujeros en tresbolillo.

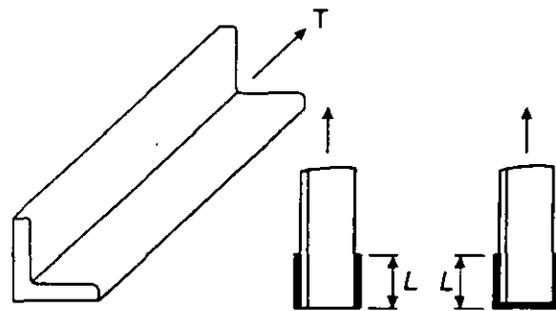


Fig. 1.15 Determinación de L en uniones soldadas.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

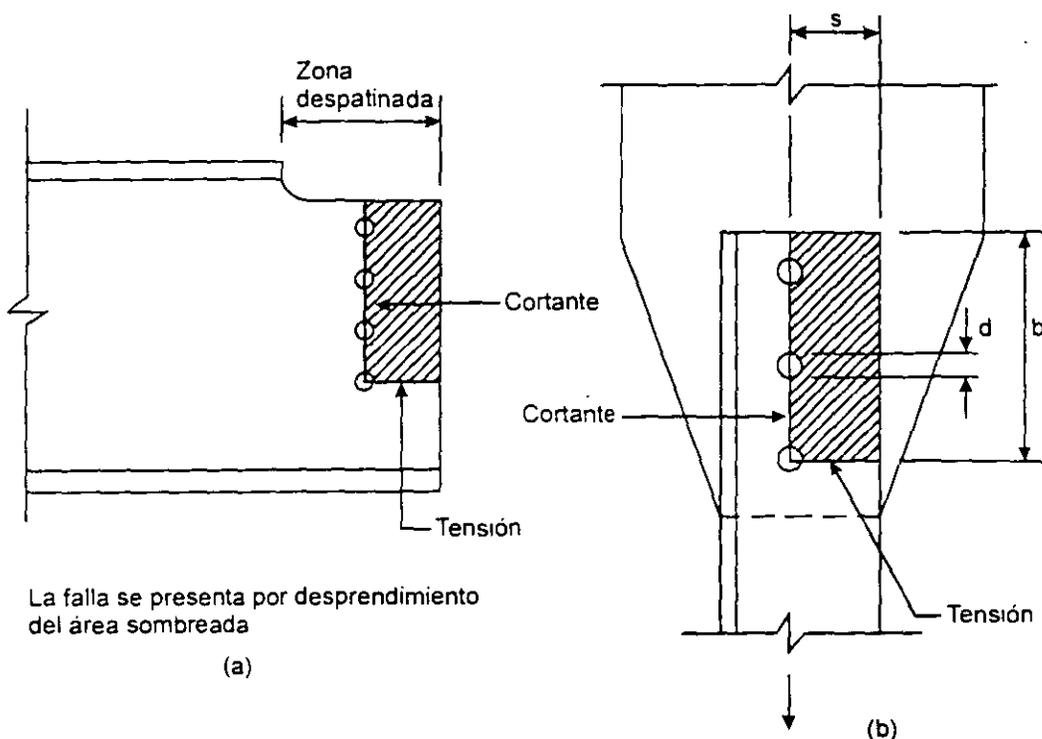


Fig. 1.16 Superficies de ruptura por cortante y tensión combinadas.

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

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

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

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

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

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

$$F_R = 0.75$$

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

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

A_{nc} = Área neta en cortante.

A_{nt} = Área neta en tensión.

$0.6F_y$ 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.

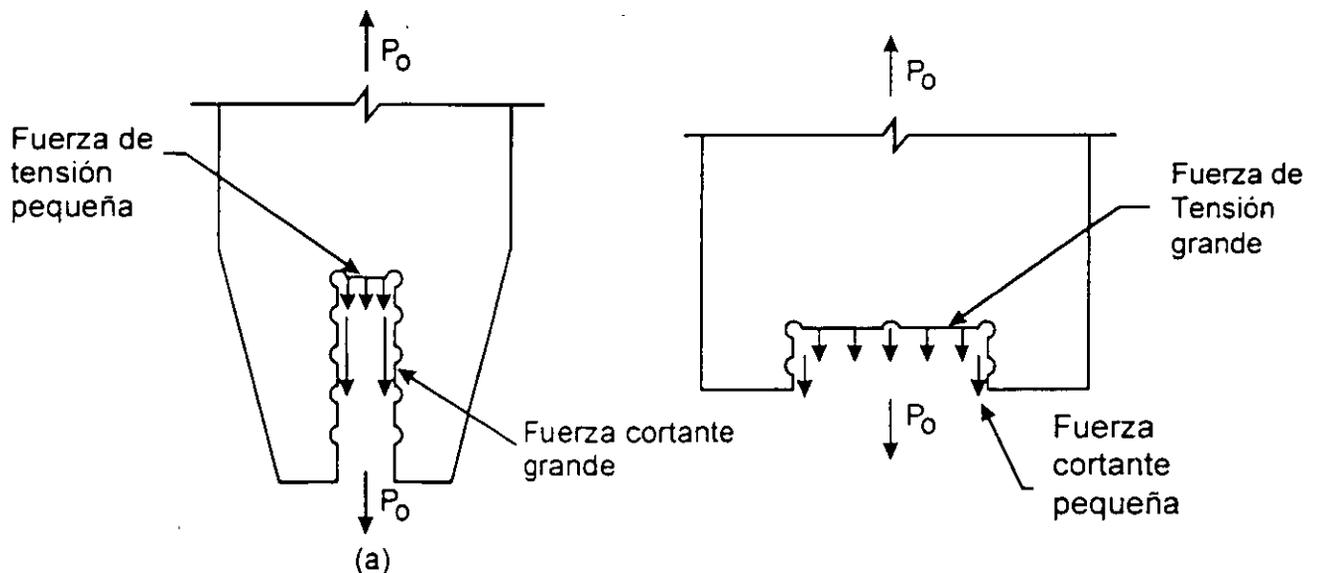


Fig. 1.17 Resistencia a la ruptura.

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

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

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

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

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.

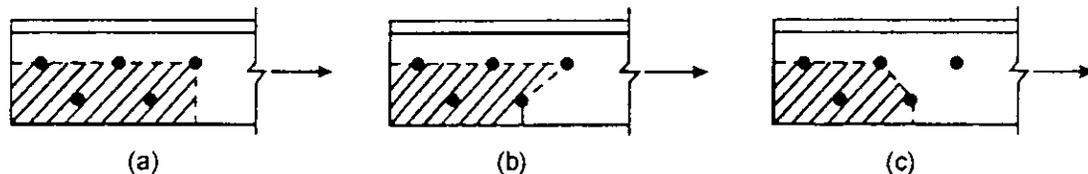


Fig. E.1.4-2 Revisión por cortante y tensión combinados.

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

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

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

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

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

Rige la ec. 1.6.

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

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.

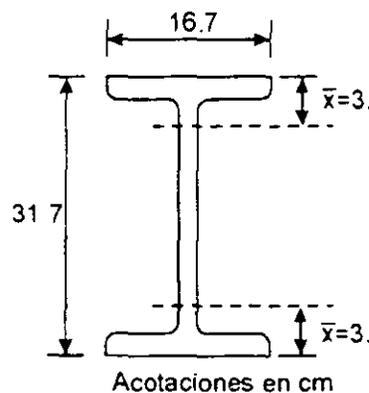


Fig. E.1.5-1 Elemento en tensión del ejemplo 1.5.

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,

$$A_e = U A_t$$

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

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

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

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

Resistencia de diseño. (Sec. 1.6)

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

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

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

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

La resistencia de diseño es la menor de las dos:

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

$R_d = 151.4 \text{ ton} > P_u = 143.0 \text{ ton}$ ∴ 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).

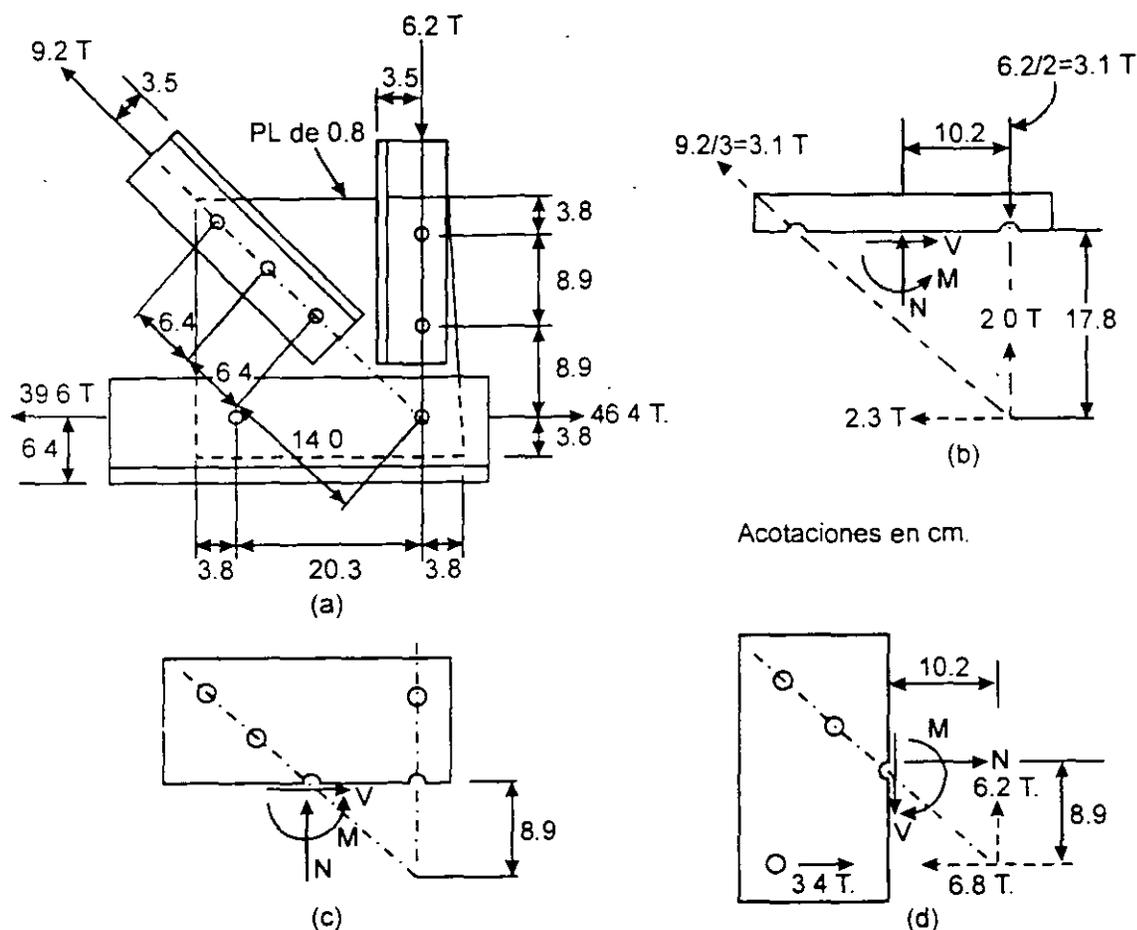


Fig. 1.18 Placa de nudo: secciones críticas.

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.

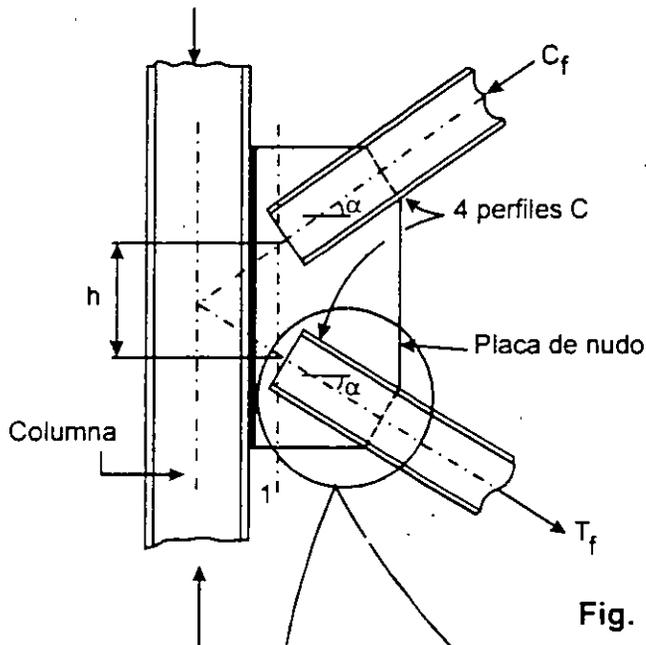


Fig. 1.19 Placa de nudo.

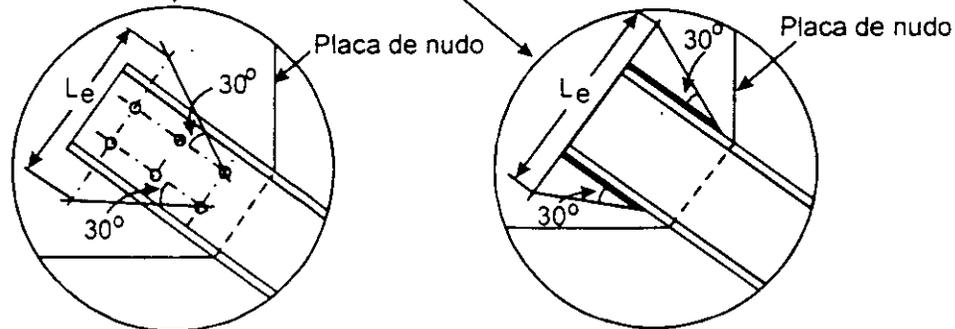


Fig. 1.20 Ancho efectivo, L_e ; hipótesis de Whitmore.

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

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

Area neta efectiva:

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

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

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

Resistencia de diseño de los ángulos.

Flujo plástico en la sección total:

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

Fractura en la sección neta:

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

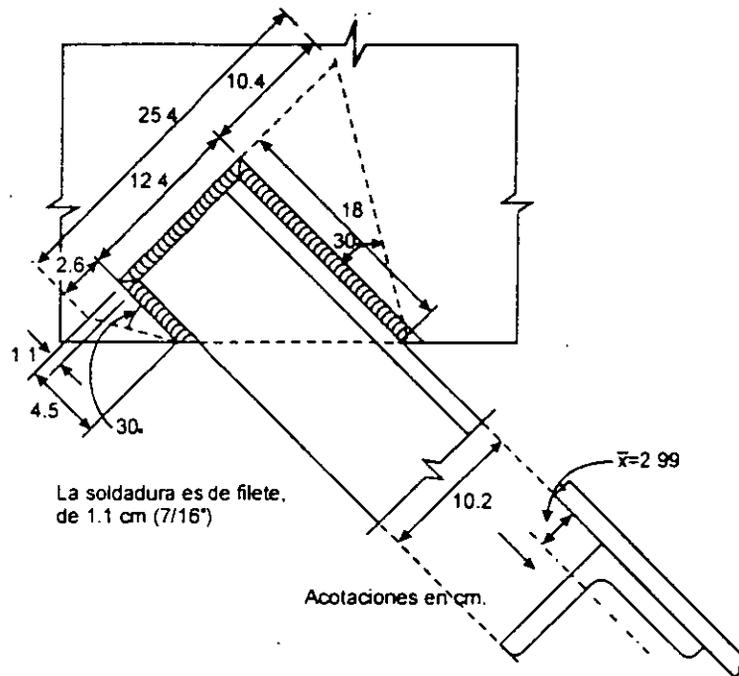


Fig. E.1.6-1 Barra en tensión del ejemplo 1.6.

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

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

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

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

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:

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

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

2. Ruptura en tensión del elemento de conexión.

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

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

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

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

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

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

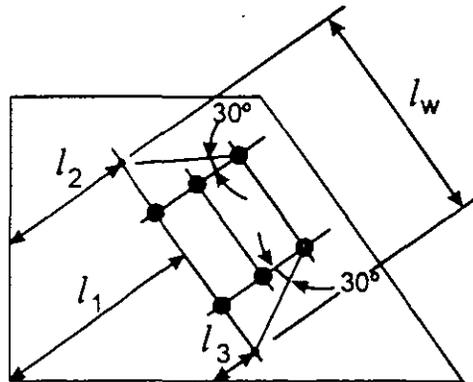


Fig. 1.21 Dimensiones para determinar la resistencia al pandeo de una placa de nudo.

1.12 ÁNGULOS AISLADOS EN TENSIÓN.

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

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

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

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

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

Donde:

$$A_t = \text{área total del ángulo.}$$

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

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.

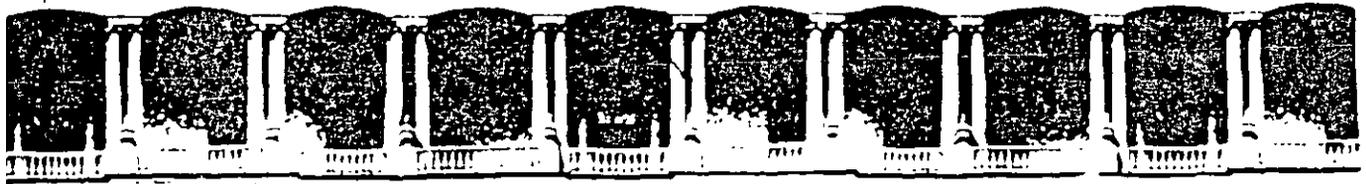
Las diferencias entre el diseño de miembros de paredes relativamente gruesas y los de lámina delgada doblados en frío se deben, principalmente, a que éstos se pandean localmente bajo solicitaciones reducidas, y tienen una resistencia posterior al pandeo importante, que se utiliza en el diseño.

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.



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

*DISEÑO
DE ESTRUCTURAS DE ACERO
MIEMBROS EN COMPRESIÓN
(LA COLUMNA AISLADA)*

Oscar de Buen López de Heredia

CAPITULO 2. MIEMBROS EN COMPRESION (LA COLUMNA AISLADA)

2.1	Introducción	5
2.2	Uso de miembros en compresión	7
2.3	Elementos que se emplean para trabajar en compresión	8
2.4	Comportamiento de barras comprimidas	10
2.4.1	Comportamiento de columnas de diferentes longitudes que fallan por pandeo por flexión	10
2.5	Pandeo elástico	14
2.5.1	Caso general	14
2.5.2	Secciones con un eje de simetría	16
2.5.3	Secciones con dos ejes de simetría	20
2.6	Pandeo por flexión	23
2.6.1	Pandeo elástico	23
2.6.1.1	Determinación de la carga crítica	26
2.6.1.2	Esfuerzo crítico	28
2.6.1.3	Longitud efectiva	28
2.6.2	Pandeo inelástico	31
2.6.2.1	Teoría del módulo tangente	33
2.6.2.2	Teoría del módulo reducido	34
2.6.2.3	La contribución de Shanley	36
2.6.3	Esfuerzos residuales	36
2.6.3.1	Influencia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas de acero estructural	40
2.6.3.2	Esfuerzo crítico de columnas con esfuerzos residuales	41
2.6.4	Curvas múltiples.	47
2.6.5	Resistencia de diseño	49
2.6.6	Pandeo en el intervalo de endurecimiento por deformación	54
2.6.7	Fórmulas para diseño	57

2.6.7.1	Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas	57
2.6.7.2	Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia	58
2.6.7.3	Especificaciones AISC para diseño por esfuerzos permisibles	59
2.6.7.4	Normas Canadienses	60
2.6.7.5	Tablas de esfuerzos de diseño	61
2.7	Pandeo por flexotorsión.	78
2.7.1	Resistencia de diseño	78
2.7.1.1	Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia.	78
2.8	Diseño de columnas de paredes delgadas	80
2.8.1	Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras metálicas	81
2.8.1.1	Cálculo del coeficiente Q	81
2.8.2	Especificaciones AISC	84
2.8.3	Especificaciones AISI	85
2.8.3.1	Diseño por factores de carga y resistencia	85
2.9	Angulos aislados comprimidos	88
2.10	Referencias	98

CAPÍTULO 2. MIEMBROS EN COMPRESIÓN (LA COLUMNA AISLADA)

2.1 INTRODUCCIÓN

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

2.2 USO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

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

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

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

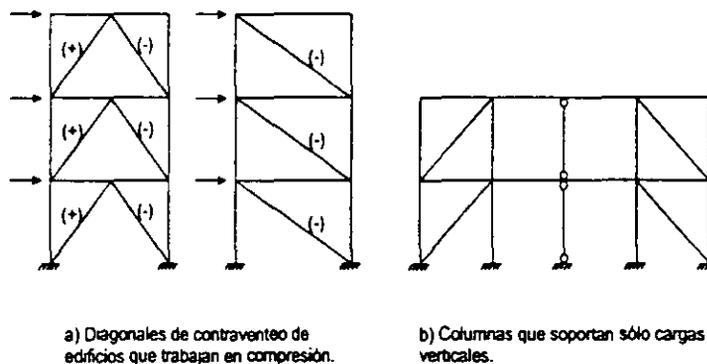


Fig. 2.1 Miembros en compresión.

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

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

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

2.3 ELEMENTOS QUE SE EMPLEAN PARA TRABAJAR EN COMPRESIÓN

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

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

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

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

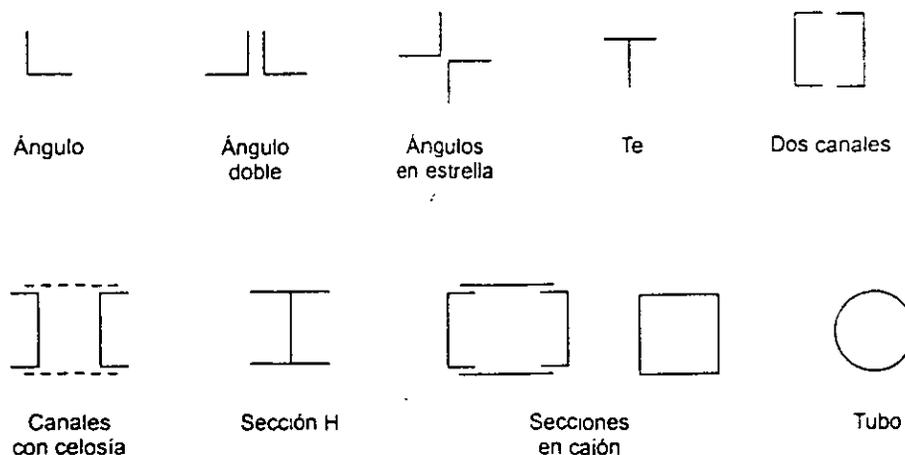


Fig. 2.2 Secciones transversales de miembros comprimidos.

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

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

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

2.4 COMPORTAMIENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS

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

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

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

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

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

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

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

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

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

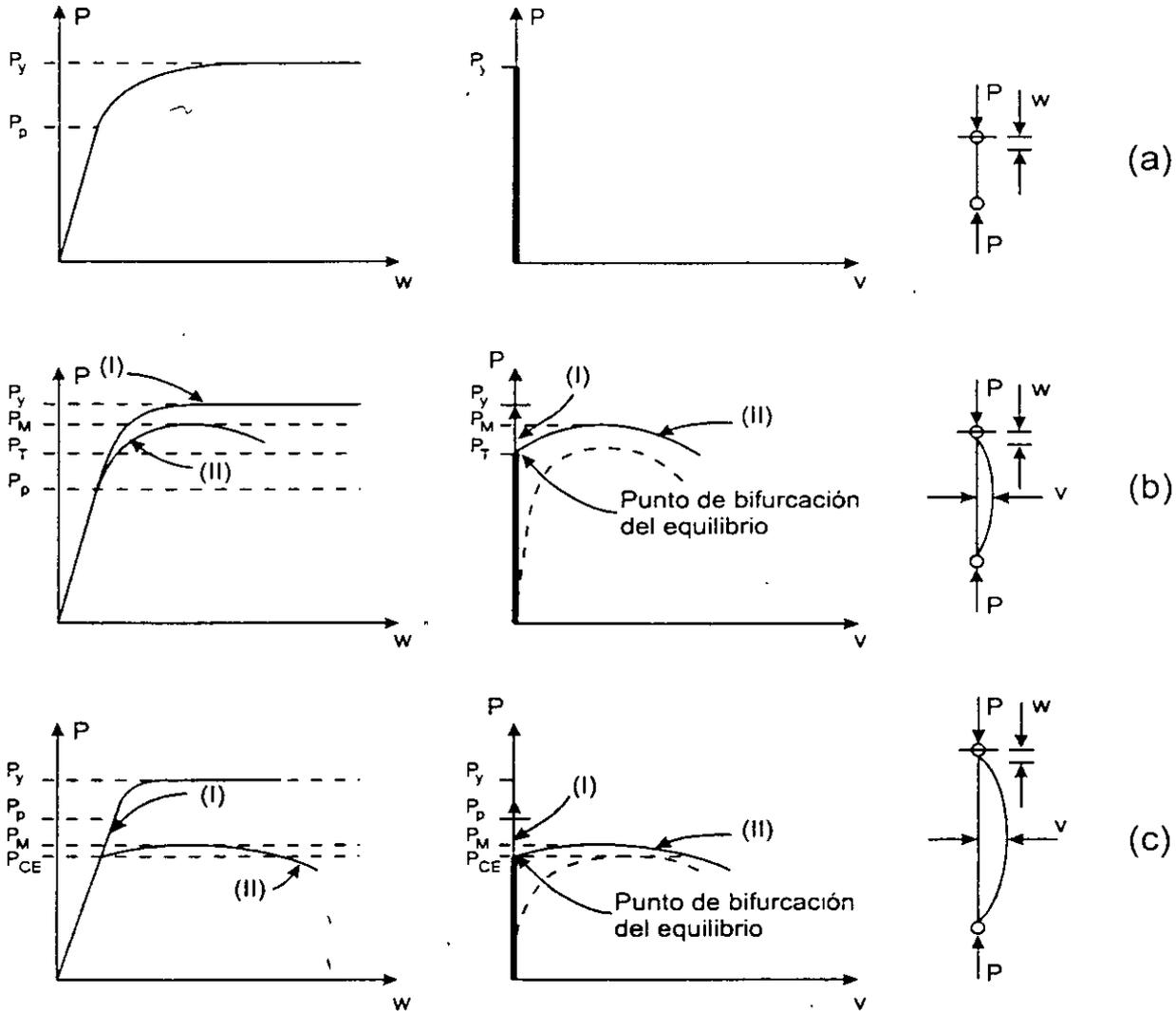


Fig. 2.3 Comportamiento de columnas de diferentes longitudes.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Por último, el tramo BC representa el comportamiento de columnas intermedias, que fallan por pandeo inelástico.

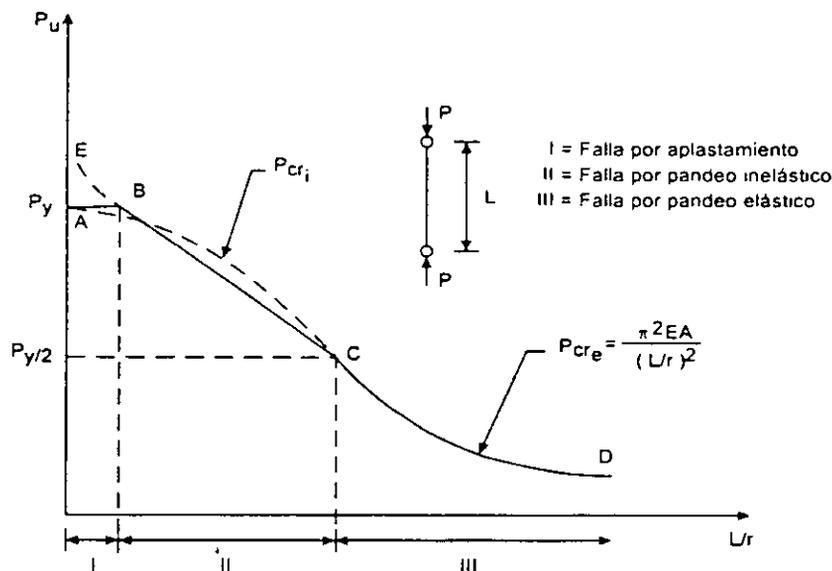


Fig. 2.4 Relación entre la carga de falla y la esbeltez de las columnas. Pandeo por flexión.

La determinación de la carga crítica de pandeo elástico es un problema resuelto, si se conocen las condiciones de apoyo de la columna; se cuenta con fórmulas "exactas" para determinarla; la posición del punto B se conoce también con buena precisión.

Los métodos para determinar la carga crítica de pandeo inelástico son, en cambio, laboriosos y poco precisos; sin embargo, la curva que relaciona esas cargas con la esbeltez de la columna tiene que pasar por los puntos B y C: el diseño de las columnas que fallan por pandeo inelástico se basa en una curva semiempírica que une esos dos puntos; en algunos casos se utiliza la curva más sencilla, que es la recta BC.

Una de las ecuaciones de la ref. 2.2 es la de una parábola tangente a la hipérbola de Euler en el punto C, de ordenada $P_y/2$, que proporciona una carga de falla igual a P_y cuando la esbeltez de la columna es nula; no aparece el tramo horizontal AB, pero la curva coincide prácticamente con él.

En la ref. 2.3 se emplean ecuaciones análogas, escritas en términos de esfuerzos permisibles en vez de resistencias últimas.

2.5 PANDEO ELÁSTICO

2.5.1 Caso general

Las ecuaciones diferenciales de equilibrio de segundo orden de una columna prismática con secciones transversales asimétricas (Fig. 2.5), que se encuentra en una configuración ligeramente deformada lateralmente y retorcida, correspondiente a un estado de equilibrio indiferente, y en la cual los esfuerzos no sobrepasan, en ningún punto, el límite de proporcionalidad del material, son (refs. 2.1, 2.4 y 2.5):

$$EI_x v^{IV} + Pv'' - Px_0 \phi'' = 0 \quad (2.1)$$

$$EI_y u^{IV} + Pu'' + Py_0 \phi'' = 0 \quad (2.2)$$

$$EC_a \phi^{IV} - (GJ - Pr_0^2) \phi'' + Py_0 u'' - Px_0 v'' = 0 \quad (2.3)$$

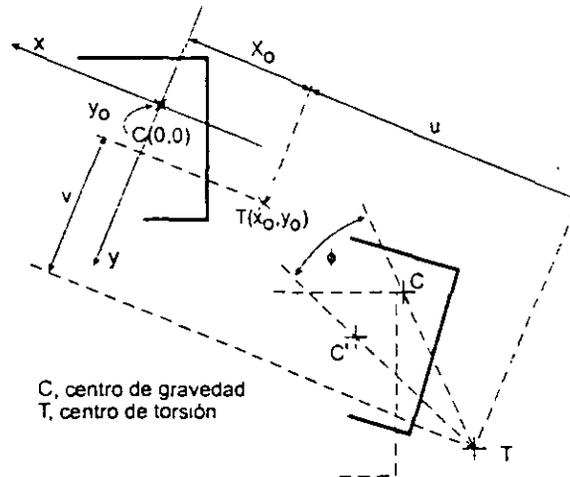


Fig. 2.5 Desplazamiento de secciones transversales de columnas que no tienen ningún eje de simetría.

P es la fuerza de compresión en la columna, y los demás símbolos tienen los significados siguientes:

- EI_x, EI_y : rigideces por flexión alrededor de los ejes centroidales y principales de las secciones transversales, constantes, de la columna.
- GJ : rigidez por torsión de Saint Venant.
- EC_a : rigidez a la torsión por alabeo.
- u, v : desplazamientos del centro de torsión de las secciones transversales, paralelos a los ejes centroidales y principales x, y (Fig. 2.5).
- ϕ : rotación alrededor del eje longitudinal z (Fig. 2.5).

x_0, y_0 : distancia entre los centros de gravedad y de torsión de la sección medidas paralelamente a los ejes correspondientes (Fig. 2.5).

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + (I_x + I_y)/A = x_0^2 + y_0^2 + r_x^2 + r_y^2$$

I_x, I_y, A : momentos centroidales y principales y área de la sección.

r_x, r_y : radios de giro respecto a los ejes centroidales y principales.

r_0 : radio polar de giro, respecto al centro de torsión.

E : módulo de elasticidad.

G : módulo de elasticidad al esfuerzo cortante.

Todas las derivadas son respecto a z , que se mide a lo largo del eje longitudinal.

Teniendo en cuenta las condiciones de frontera, las ecuaciones 2.1 a 2.3 llevan a la ecuación característica siguiente, cuyas raíces son las cargas críticas de pandeo elástico (ref. 2.1):

$$r_0^2(P_E - P_{crx})(P_E - P_{cry})(P_E - P_{crz}) - y_0^2 P_E^2(P_E - P_{crx}) - x_0^2 P_E^2(P_E - P_{cry}) = 0 \quad (2.4)$$

donde:

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de } x. \quad (2.5)$$

$$P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} : \text{carga crítica de Euler para pandeo por flexión alrededor de } y. \quad (2.6)$$

$$P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} : \text{carga crítica de pandeo elástico por torsión (alrededor del eje } z). \quad (2.7)$$

KL : Longitud efectiva de la columna.

Cada uno de los tres valores de P_E que se obtienen al resolver la ec. 2.4 es una función de P_{crx} , P_{cry} y P_{crz} , lo que indica que las columnas con secciones transversales asimétricas, no se pandean por flexión o torsión puras; cualquiera de los tres modos posibles es por flexión y torsión combinadas. El pandeo por flexotorsión es una combinación de tres modos de pandeo, que sólo podrían presentarse por separado si las condiciones fuesen adecuadas, es decir, si en cada caso se impidiesen los otros dos modos.

Puede demostrarse que la menor de las tres cargas críticas obtenidas al resolver la ec. 2.4, que corresponde a una interacción de los tres modos de pandeo, y es la que realmente ocasiona la falla de la columna, es siempre menor que la más pequeña de las cargas críticas individuales P_{crx} , P_{cry} y P_{crz} .

Las columnas con secciones transversales asimétricas son poco comunes en las estructuras; sin embargo, de la solución general obtenida para ellas pueden deducirse resultados aplicables a las secciones usuales, que tienen uno o dos ejes de simetría.

2.5.2 Secciones con un eje de simetría

Son frecuentes en las estructuras fabricadas con perfiles laminados, con placas soldadas y en las hechas con perfiles de lámina delgada; entre ellas se cuentan las canales, las tés, los ángulos espalda con espalda, y una gran variedad de secciones de lámina delgada (Fig. 2.6).

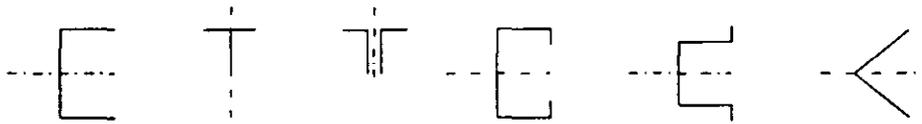


Fig. 2.6 Secciones con un eje de simetría.

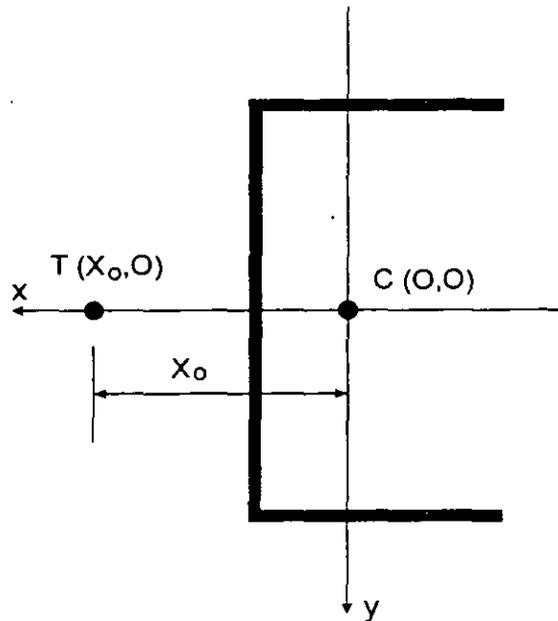


Fig. 2.7 Sección con un eje de simetría.

Si el eje de simetría es el x (Fig. 2.7), $y_0 = 0$, y la ecuación característica se reduce a:

$$r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{cry}) (P_E - P_{crz}) - x_0^2 P_E^2 (P_E - P_{cry}) = 0$$

que puede escribirse en la forma:

$$(P_E - P_{crx}) \left[r_0^2 (P_E - P_{crx}) (P_E - P_{crz}) - P_E^2 x_0^2 \right] = 0 \quad (2.8)$$

Esta ecuación tiene tres soluciones; la primera, $P_E = P_{crx}$, corresponde a flexión alrededor del eje normal al de simetría, que en este caso es el y , lo que indica que una de las formas de pandeo es por flexión, sin que la columna se salga del plano de simetría, ni se retuerza (este es el problema resuelto por Euler). Si los extremos están articulados, la carga crítica se calcula con la fórmula de Euler para pandeo por flexión alrededor del eje y (Ec. 2.6):

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2}$$

Las otras dos soluciones son las raíces de la ecuación de segundo grado que se obtiene al igualar a cero la expresión contenida en el paréntesis rectangular; son dos cargas críticas de pandeo por flexotorsión; la menor de ellas, que es siempre más pequeña que P_{crx} y P_{crz} , pero puede ser mayor o menor que P_{crx} , se calcula con la ec. (2.9):

$$P_{FT} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crx} + P_{crz}) - \sqrt{(P_{crx} + P_{crz})^2 - 4HP_{crx}P_{crz}} \right] \quad (2.9)$$

donde $H = 1 - (x_0/r_0)^2$ y P_{FT} es la menor de las cargas críticas de pandeo por flexotorsión.

Una columna con secciones transversales con un solo eje de simetría puede pandearse por flexión alrededor del eje normal al de simetría, o por flexotorsión, flexionándose alrededor del otro eje centroidal y principal, y retorciéndose; que sea crítica una u otra forma de pandeo depende de las dimensiones y forma de las secciones transversales y de la longitud y condiciones de apoyo de la columna.

EJEMPLO 2.1 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de tres columnas, de 3.00 m, 6.00 m y 1.50 m de longitud, articuladas en los extremos; las tres tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.1-1¹. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico.

Propiedades geométricas

$$A = (a + 2B')t = (28.0 + 2 \times 10)1.0 = 48 \text{ cm}^2$$

¹ Las esquinas de los perfiles hechos con lámina doblada en frío, que constituyen una buena parte de las columnas en las que debe revisarse la posible falla por pandeo por flexotorsión, son siempre redondeadas, lo que ha de tenerse en cuenta en el cálculo de las propiedades geométricas. En este ejemplo se han considerado en ángulo recto para simplificar los cálculos numéricos.

Distancia entre el centro de gravedad y el eje del alma:

$$2 \times 10 \times 4.5 = 48.0\bar{x} \quad \therefore \bar{X} = 1.88 \text{ cm}$$

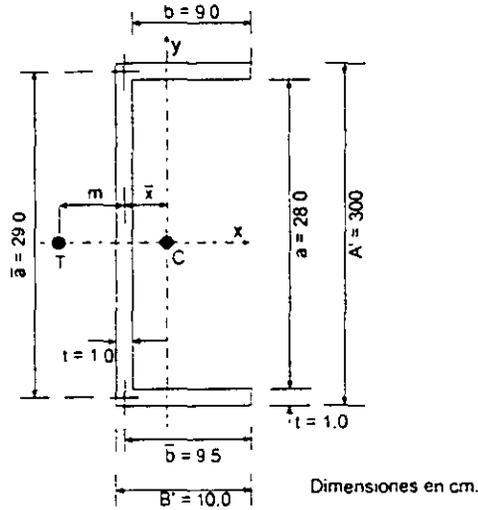


Fig. E2.1-1 Sección transversal de la columna.

Distancia entre el eje del alma y el centro de torsión:

$$m = \frac{3B'^2}{6B' + \bar{a}} = \frac{3 \times 10^2}{6 \times 10 + 29.0} = 3.37 \text{ cm}$$

Distancia entre los centros de gravedad y torsión:

$$X_0 = \bar{X} + m = 5.25 \text{ cm}$$

Momentos de inercia:

$$I_x = \frac{1 \times 28^3}{12} + 2 \times 10.0 \times 14.5^2 = 6034 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 28.0 \times 1.0 \times 1.88^2 + 2 \left[1.0 \times \frac{10.0^3}{12} + 1 \times 10.0 (4.5 - 1.88)^2 \right] = 402.9 \text{ cm}^4$$

No se han incluido los términos $B't^3/12$ y $at^3/12$ porque su contribución es siempre muy pequeña en secciones de paredes delgadas.

Constante de torsión de Saint Venant:

$$J = \frac{t^3}{3} (2B' + a) = \frac{1.0^3}{3} (2 \times 10.0 + 28.0) = 16.0 \text{ cm}^4$$

Constante de torsión por alabeo:

$$C_a = \frac{tB'^3\bar{a}^2}{12} \frac{3B' + 2\bar{a}}{6B' + \bar{a}} = \frac{1.0 \times 10.0^3 \times 29.0^2}{12} \frac{3 \times 10.0 + 2 \times 29.0}{6 \times 10.0 + 29.0} = 69,296 \text{ cm}^4$$

Las expresiones para m , J y C_a se han tomado de la ref. 2.2.

Radios de giro:

$$r_x = \sqrt{I_x/A} = \sqrt{6034/48.0} = 11.21 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{402.9/48.0} = 2.90 \text{ cm}$$

$$r_0^2 = x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A} = 5.25^2 + 0^2 + \frac{6034 + 402.9}{48.0} = 161.7 \text{ cm}^2$$

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2 = 1 - 5.25^2/161.7 = 0.83$$

Cargas críticas. Como sus secciones transversales tienen un eje de simetría, la columna puede pandearse por flexión, alrededor del otro eje, o por flexotorsión.

$L=3.0 \text{ m}$

Carga crítica de pandeo por flexión (alrededor del eje y).

$$P_{crx} = \pi^2 EI_y / (K_y L_y)^2 = (402.9 \pi^2 E / (1 \times 300)^2) 10^{-3} = 90.1 \text{ ton}$$

Ec. 2.6

Carga crítica de pandeo por flexotorsión.

$$P_{crx} = \pi^2 EI_x / (K_x L_x)^2 = (6034 \pi^2 E / (1.0 \times 300)^2) 10^{-3} = 1349.2 \text{ ton}$$

Ec. 2.5

$$P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_0^2} = \left[\frac{69296 \pi^2 E}{(1 \times 300)^2} + 787500 \times 16.0 \right] \frac{10^{-3}}{161.7} = 173.8 \text{ ton}$$

Ec. 2.7

$$P_{Fl} = \frac{1}{2H} \left[(P_{crx} + P_{crz}) - \sqrt{(P_{crx} + P_{crz})^2 - 4HP_{crx}P_{crz}} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.83} \left[(1349.2 + 173.8) - \sqrt{(1349.2 + 173.8)^2 - 4 \times 0.83 \times 1349.2 \times 173.8} \right]$$

$$= 169.7 \text{ ton}$$

Ec. 2.9

Esta fuerza es mayor que P_{crx} , lo que indica que el pandeo por flexotorsión no es crítico; la columna falla por pandeo de Euler alrededor del eje y.

$L=6.0\text{ m}$

$$P_{cry} = 22.5\text{ ton}$$

$$P_{crx} = 337.3\text{ ton}; P_{crz} = 101.9\text{ ton}; P_{FT} = 97.3\text{ ton}$$

También en este caso es crítico el pandeo por flexión alrededor de y .

$L=1.5\text{ m}$

$$P_{cry} = 360.4\text{ ton}$$

$$P_{crx} = 5396.8\text{ ton}; P_{crz} = 461.2\text{ Ton}; P_{FT} = 454.1\text{ ton}$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y . Cuando la longitud disminuye, P_{FT} se acerca a P_{cry} ; las barras muy cortas fallan por pandeo por flexotorsión. Sin embargo, esa condición no tiene importancia práctica en columnas como la de este ejemplo, pues es poco probable que una sección como la de la Fig. E2.1-1 se utilice en miembros de longitud bastante menor que 1.50 m.

La carga crítica calculada para la columna de 6.00 m es, seguramente, la real, pues dada su esbeltez, fallaría en el intervalo elástico. Sin embargo, los resultados obtenidos para las columnas más cortas deben corregirse por inelasticidad, para obtener su resistencia real. (La esbeltez que separa el comportamiento elástico del inelástico depende del tipo de acero, que no se conoce en este ejemplo).

2.5.3 Secciones con dos ejes de simetría

Son las más utilizadas en estructuras: secciones I, H, en cajón, tubulares (Fig. 2.2), y muchas de lámina delgada (Fig. 2.8).

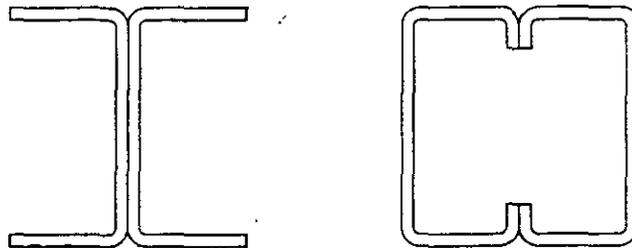


Fig. 2.8 Secciones de lámina delgada con dos ejes de simetría.

Los centros de gravedad y de torsión coinciden, $x_0 = y_0 = 0$, y como r_0 es diferente de cero, la ec. 2.4 se reduce a:

$$(P_E - P_{crx})(P_E - P_{crz})(P_E - P_{crt}) = 0 \quad (2.10)$$

Las tres cargas críticas son $P_{cr1} = P_{crx}$, $P_{cr2} = P_{crz}$ y $P_{cr3} = P_{crt}$; el modo de pandeo queda determinado por la menor de ellas. No hay interacción; la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras.

El uso casi exclusivo de la fórmula de Euler (con la que se determinan P_{crx} y P_{crz} , pero no P_{crt}) para columnas de acero laminado en caliente, de sección I o H, o en cajón, laminadas o formados por placas soldadas, proviene de que en ellas P_{crx} y P_{crz} son casi siempre menores que P_{crt} y, en el peor de los casos, la menor de las dos está muy cerca de ella (ref. 2.6). Sin embargo, el pandeo por torsión puede controlar la resistencia de columnas de baja resistencia a la torsión, como las secciones en cruz, o de paredes muy delgadas; por este motivo, las especificaciones del Instituto Americano del Hierro y el Acero (AISI, por sus iniciales en inglés), que se refieren al diseño de estructuras hechas con lámina delgada han incluido, desde 1968, la revisión de esos dos modos (ref. 2.7), mientras que las del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), que cubren, principalmente, el diseño de estructuras de acero laminado en caliente, no han tenido en cuenta el problema hasta 1986 (ref. 2.8).

EJEMPLO 2.2 Calcule las cargas críticas de pandeo elástico de dos columnas, de 4.00 y 7.00 m de longitud, articuladas en los extremos, que tienen la sección transversal que se muestra en la Fig. E2.2-1. Suponga que el pandeo local no es crítico.

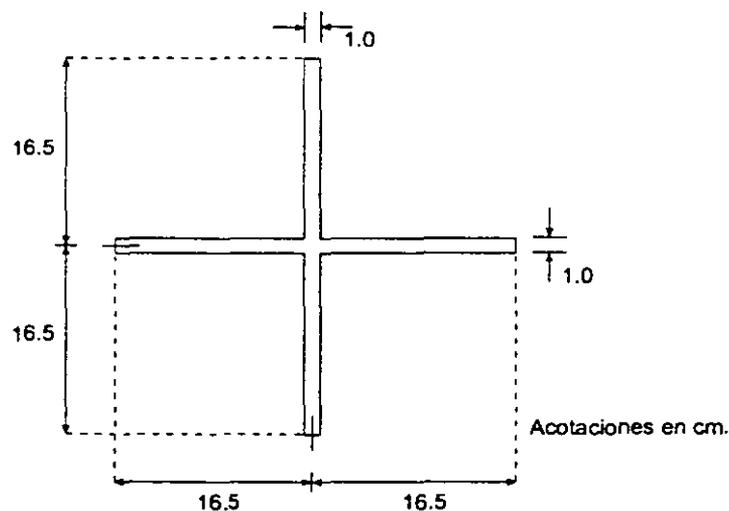


Fig. E2.2-1 Sección transversal de las columnas.

Propiedades geométricas.

$$A = 65.0 \text{ cm}^2; \quad I_x = I_y = 2997.4 \text{ cm}^4; \quad r_x = r_y = 6.79 \text{ cm}$$

$x_0 = y_0 = 0$ (Coinciden los centros de gravedad y de torsión).

$$r_0^2 = (I_x + I_y) / A = 2 \times 2997.4 / 65 = 92.2 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{1}{3} (33.0 \times 1^3 + 2 \times 16.0 \times 1^3) = 21.7 \text{ cm}^4$$

$C_a = 0$ (La rigidez al alabeo de las secciones cruciformes es despreciable).

Cargas críticas. Como las secciones transversales tienen dos ejes de simetría, la columna falla por pandeo por flexión o torsión puras. Puesto que $(KL)_x = (KL)_y$, e $I_x = I_y$, las dos cargas críticas de pandeo por flexión son iguales.

$$\underline{L = 4.00 \text{ m}} \quad (L/r = 58.9).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{crv} = \frac{2997.4 \pi^2 E}{400^2} \times 10^{-3} = 377.0 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = \frac{GJ}{r_0^2} = \frac{787500 \times 21.7}{92.2} \times 10^{-3} = 185.3 \text{ ton.}$$

En la ecuación para calcular P_{crz} desaparece el término correspondiente al efecto de alabeo. La falla es por pandeo por torsión; la carga crítica de pandeo elástico es $P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$

$$\underline{L = 7.00 \text{ m}} \quad (L/r = 103.1).$$

$$\text{Pandeo por flexión:} \quad P_{crx} = P_{crv} = 123.1 \text{ ton.}$$

$$\text{Pandeo por torsión:} \quad P_{crz} = 185.3 \text{ ton.}$$

Como $C_a = 0$, P_{crz} es independiente de la longitud de la columna.

Ahora la falla es por pandeo por flexión: $P_{cr} = P_{crx} = P_{crv} = 123.1 \text{ ton.}$

Los resultados de este ejemplo muestran que debe considerarse la posibilidad de falla por pandeo por torsión en columnas de secciones transversales especiales, sobre todo cuando su resistencia a la torsión por alabeo es baja y están formadas por placas de paredes delgadas; en este ejemplo, una columna con esbeltez $L/r = 59$ falla por torsión (en la ref. 2.6 se muestra que para la sección estudiada el pandeo por torsión es crítico para $0 \leq L/r \leq 82$, aproximadamente).

2.6 PANDEO POR FLEXIÓN

El pandeo por flexión, alrededor de uno de los ejes centroidales y principales, de columnas de sección transversal con dos ejes de simetría, es el que reviste mayor interés en el diseño de estructuras.

2.6.1 Pandeo elástico

Se tiene una columna esbelta de sección transversal constante doblemente simétrica, articulada en un extremo y con un apoyo guiado que permite rotaciones y desplazamientos lineales a lo largo de su eje en el otro, sujeta a la acción de fuerzas axiales de compresión P . Se supone que la columna es perfectamente recta, que el material de que está compuesta es homogéneo y elástico, y que en las articulaciones no hay ninguna fricción (Fig. 2.9a).

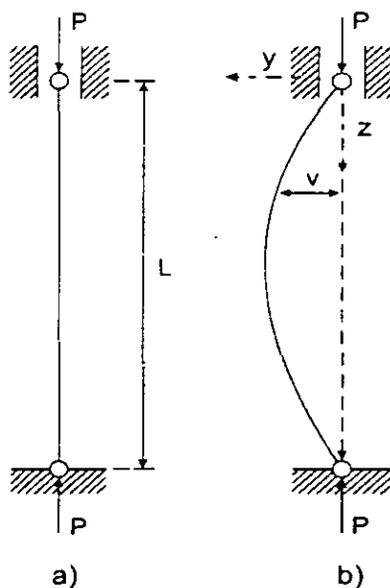


Fig. 2.9 Columna esbelta doblemente articulada.

En esas condiciones la forma recta corresponde a un estado de equilibrio entre las fuerzas exteriores e interiores, puesto que en cualquier sección transversal hay un conjunto de fuerzas interiores, uniformemente distribuidas, cuya resultante tiene la misma intensidad y línea de acción que P .

Para averiguar si el equilibrio es estable, inestable o indiferente, se aplica en la sección central de la columna una fuerza lateral pequeña que la coloca en una posición ligeramente deformada, y se observa si al quitarla recupera la forma recta, aumenta la deflexión lateral del eje, o se conserva la configuración deformada, sin modificarse.

En la discusión que sigue, la columna se flexiona en el plano "yoz".

La Fig. 2.9b muestra la columna con una configuración ligeramente flexionada; la fuerza exterior P , cuya línea de acción no pasa ya por los centros de gravedad de las secciones transversales, ocasiona momentos flexionantes, de magnitud Pv , que tienden a aumentar la curvatura del eje.

En cada sección transversal aparecen fuerzas interiores equivalentes a un par, que se superponen con las uniformes iniciales, y tratan de hacer que la columna vuelva a la forma recta original. El par interior EI/R es función de la curvatura $1/R$ del eje de la pieza en la sección, o sea de la magnitud de la deformación de la columna, pero no depende de la intensidad de la fuerza P .

En cada sección transversal hay dos momentos, uno exterior, Pv , función de la geometría del eje deformado y de la fuerza P , y otro interior, EI/R , que depende sólo de la configuración del eje de la pieza, de manera que al llevarla a una posición flexionada infinitamente cercana a la recta original puede presentarse cualquiera de los tres casos siguientes, según la magnitud de la fuerza exterior:

Si P es pequeña,	$Pv < EI/R$
Si P es grande,	$Pv > EI/R$
Para un cierto valor intermedio de P ,	$Pv = EI/R$

En el primer caso, el momento que trata que la columna regrese a la forma recta es mayor que el que tiende a deformarla, y al suprimir la fuerza lateral la pieza se endereza: el equilibrio es estable; en el segundo se invierte la relación entre los momentos, lo que indica que la curvatura crece aún después de quitar la fuerza lateral, condición característica de un estado de equilibrio inestable; en el tercero los dos momentos son iguales: el equilibrio es indiferente, y son posibles configuraciones equilibradas curvas de flecha indeterminada, pero siempre muy pequeña, además de la forma recta; la fuerza axial que ocasiona la condición de equilibrio indiferente es la carga crítica P_{cr} .

Interesa, precisamente, el equilibrio indiferente, porque marca la terminación de un estado deseable y la iniciación de un fenómeno que debe evitarse siempre: la flexión espontánea, o pandeo de la pieza.

El pandeo de las piezas rectas comprimidas no se debe a imperfecciones en la columna y en la aplicación de la carga (las que, si existen, hacen que la flexión empiece a manifestarse para valores pequeños de P y aumente con ella); se presenta cuando no hay ninguna imperfección, ya que al alcanzar la carga el valor crítico la forma recta de equilibrio se vuelve inestable. (Para que haya pandeo la columna ha de ser inicialmente recta y la fuerza de compresión perfectamente axial, de manera que se mantenga recta en las primeras etapas, hasta que P alcance el

valor crítico; si hay deformaciones iniciales o excentricidades en la aplicación de la carga la columna no se pandea, sino empieza a flexionarse desde un principio y llega eventualmente a un estado de equilibrio inestable, en forma gradual, a diferencia del pandeo, que es un fenómeno instantáneo). Esto no quiere decir que la columna se flexione necesariamente, pero a semejanza de lo que sucede en todos los casos de equilibrio inestable es improbable que permanezca recta; en la práctica, además, las imperfecciones inevitables, aún siendo muy pequeñas, hacen que la flexión se inicie bajo cargas de poca intensidad.

Cuando empieza la flexión bastan incrementos muy pequeños de la fuerza axial para que las deformaciones crezcan rápidamente, con el consiguiente rápido aumento de los esfuerzos, que alcanzan pronto los valores de falla, por la que la iniciación del fenómeno de inestabilidad equivale a la desaparición completa de la resistencia, o sea al colapso de la columna.

Mientras el equilibrio es estable los incrementos de la carga P ocasionan sólo deformaciones longitudinales de la columna, que está sujeta a esfuerzos uniformes de compresión; el pandeo se manifiesta al aparecer una nueva deformación, la flexión, que provoca otra sollicitación, el momento flexionante.

En la Fig. 2.3c se muestran las curvas $P-v$ (fuerza axial-deflexión) de dos columnas, una recta y cargada axialmente (representada con línea llena), la otra con imperfecciones iniciales (línea interrumpida). La primera es una recta vertical, que coincide con el eje de las ordenadas; cuando la fuerza P llega al valor crítico se presentan dos posibilidades: que P siga creciendo sin que la columna se flexione (la gráfica sigue coincidiendo con el eje de las ordenadas), o que se inicien las deformaciones laterales, que aumentan rápidamente con incrementos pequeños de P hasta llegar, poco después, a la carga máxima que puede soportar la columna, P_M . En la segunda curva las deformaciones laterales crecen desde un principio, en forma gradual, hasta que la carga alcanza el valor de colapso. La curva trazada con línea llena representa una falla por pandeo, mientras que la interrumpida corresponde a colapso por inestabilidad ocasionada por exceso de deformación, sin que haya pandeo propiamente dicho: la compresión alcanza su intensidad máxima sin pasar por un valor crítico, que se caracteriza (curva con línea llena) por una "bifurcación del equilibrio". (Cuando la carga alcanza el valor crítico se llega a un punto de bifurcación del equilibrio; a partir de él, la barra perfecta puede mantenerse recta, deformándose sólo por compresión, o adoptar otras configuraciones en equilibrio, cercanas a la recta, que se caracterizan por la aparición de una nueva deformación, la flexión. Un hecho análogo caracteriza todos los fenómenos de pandeo).

2.6.1.1 Determinación de la carga crítica

La carga crítica se calcula igualando el momento exterior en una sección transversal cualquiera de la columna deformada, ocasionado por la fuerza P , con el momento resistente interior en esa misma sección, y resolviendo la ecuación diferencial correspondiente; por ejemplo, si la columna se flexiona en el plano yz (alrededor de los ejes x) se tiene $Pv = EI_x/R$, y si se supone que los desplazamientos del eje son suficientemente pequeños para que la curvatura $1/R$ pueda considerarse igual a $d^2v/dz^2 = v''$, se llega a:

$$EI_x v'' + Pv = 0$$

que es la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada; su solución proporciona los valores de las cargas que pueden mantenerla en equilibrio en esas condiciones, es decir, las cargas críticas de pandeo elástico:

$$P_{crx} = \frac{n^2 \pi^2 EI_x}{L^2}$$

n es un número positivo cualquiera.

El eje de la columna deformada es una senoide; el número de ondas queda definido por n . Si $n = 1$, la columna se pandea en una semionda, en dos si $n = 2$, etc.; a cada modo superior de pandeo le corresponde una carga crítica más elevada.

La carga crítica más pequeña es la única que tiene interés práctico (a menos que se obligue a la columna a pandearse en alguno de los modos superiores, evitando el desplazamiento lateral de una o más de sus secciones transversales, por medio de restricciones exteriores), de manera que puede escribirse:

$$P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{L^2}$$

P_{crx} es la carga crítica de Euler para pandeo alrededor del eje x .

Como la columna se pandea siempre en el plano de menor resistencia a la flexión, si no hay restricciones exteriores que lo impidan, la ecuación anterior puede escribirse en una forma más general:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \tag{2.11}$$

donde I es el momento de inercia mínimo de la sección transversal constante de la columna.

La carga crítica de Euler marca el punto en que la columna elástica perfecta se vuelve inestable; no se alcanza nunca en columnas reales, que no son absolutamente rectas, ni con cargas aplicadas exactamente a lo largo de su eje centroidal, como se supone en la teoría. Sin embargo, en ensayos cuidadosos con especímenes pequeños, en los que se eliminan al máximo las excentricidades y las

curvaturas, se han observado cargas tan cercanas a las teóricas que el error experimental resulta insignificante.

La ecuación del eje de la columna deformada, en el instante en que se inicia el pandeo, es (ref. 2.6):

$$v = C_1 \operatorname{sen} \lambda_r z = C_1 \operatorname{sen} \frac{n\pi}{L} z$$

donde

$$\lambda_r = \sqrt{P_{cr}/EI} = \sqrt{(n^2 \pi^2 EI/L^2)/EI} = n\pi/L$$

Haciendo $n = 1$ y tomando $z = L/2$ se obtiene la flecha máxima, en el centro de la columna:

$$v_{\max} = C_1 \operatorname{sen} \frac{\pi L}{L 2} = C_1 \operatorname{sen} \frac{\pi}{2} = C_1$$

La deflexión lateral es indeterminada, pues C_1 es una constante arbitraria, lo que indica que la teoría desarrollada hasta ahora permite obtener la carga para la que se inicia el pandeo, pero no predice el comportamiento posterior, ya que con ella no se pueden calcular los desplazamientos laterales del eje, que permanecen indeterminados.

La limitación anterior se origina en el empleo de la fórmula $1/R = d^2 y/dz^2$, que es suficientemente precisa para desplazamientos pequeños, pero deja de serlo cuando aumentan; si se desea ampliar la teoría del pandeo elástico de columnas, para que tenga en cuenta desplazamientos laterales grandes, es preciso emplear la expresión matemática exacta de la curvatura.

Los dos caminos conducen a resultados análogos pues el segundo, basado en la expresión correcta de la curvatura, indica que el equilibrio sigue siendo estable para cargas mayores que la crítica, pero sólo para incrementos muy pequeños, después de los cuales se produce la falla por pandeo inelástico.

La falla se presenta, en todos los casos, cuando se forman en la columna articulaciones plásticas suficientes para que se convierta en un mecanismo; en la barra articulada en los dos extremos basta con una sola, que aparece en la sección de momento máximo (la sección central) cuando se agota su resistencia bajo la acción combinada de la fuerza axial y del momento ocasionado por el desplazamiento lateral que caracteriza al pandeo, o sea cuando $M_{\max} = P v_{\max} = M_{pc}$, donde M_{pc} es el momento plástico resistente de la sección transversal, reducido por efecto de la fuerza axial. La carga de colapso es muy poco mayor que la crítica, pues el rápido crecimiento de los esfuerzos hace que la sección central se plastifique inmediatamente después de iniciarse el pandeo. (El colapso tiene lugar siempre en el intervalo plástico, independientemente de que el pandeo se inicie abajo o arriba del límite de proporcionalidad).

Una vez formada la articulación plástica el momento interno en la sección central es constante, y para que se conserve el equilibrio mientras aumentan los desplazamientos laterales ha de disminuir la carga que obra sobre la columna.

2.6.1.2 Esfuerzo crítico

Dividiendo los dos miembros de la ec. 2.11 entre el área A de la sección transversal, teniendo en cuenta que P_{cr}/A es el esfuerzo correspondiente a la iniciación del pandeo, sustituyendo el momento de inercia I por Ar^2 y efectuando simplificaciones, se obtiene la expresión:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (2.12)$$

en la que σ_{cr} es el esfuerzo crítico de Euler para pandeo elástico; el cociente L/r recibe el nombre de *relación de esbeltez* de la columna. r es el radio de giro de las secciones transversales respecto al eje de flexión.

2.6.1.3 Longitud efectiva

Como la fórmula de Euler se deduce suponiendo que los dos extremos de la columna están articulados, sólo proporciona la carga o el esfuerzo crítico de columnas con esas condiciones de apoyo; si cambian las restricciones en los extremos, se modifica su capacidad para resistir fuerza axial.

La columna doblemente articulada no existe en las estructuras reales y sólo se obtiene en experimentos de laboratorio muy cuidadosos; su importancia estriba en que a partir de los resultados obtenidos para ella pueden deducirse las cargas o esfuerzos críticos correspondientes a cualquier otra condición de apoyo, por lo que se le da el nombre de *caso fundamental*.

Si la columna está aislada y tiene condiciones de apoyo bien definidas, su carga crítica, y la configuración del eje deformado, pueden determinarse utilizando la ecuación de equilibrio de segundo orden, en la que se introducen las condiciones de frontera propias del tipo de apoyo.

Por ejemplo, si los dos extremos están empotrados (las rotaciones y los desplazamientos laterales están impedidos, pero un extremo puede acercarse al otro), aparecen momentos en ellos, cuando se inicia el pandeo. La solución matemática del problema (ver, por ejemplo, la ref. 2.9) demuestra que hay dos cargas críticas, que corresponden a los dos modos de pandeo de la Fig. 2.10: $P_{cr} = 4\pi^2 EI/L^2$, para el modo simétrico, y $P_{cr} = 80.766 EI/L^2$, para el antisimétrico. Puesto que la carga crítica del primer modo es menor que la del segundo, la

columna se pandea en la forma simétrica, a menos que se impida el desplazamiento lateral de su punto medio, y puede escribirse:

$$P_{cr} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Los momentos en los extremos y las fuerzas axiales equivalen a las cargas P aplicadas excéntricamente (Fig. 2.10a). Los puntos de inflexión, de momento nulo, localizados en las intersecciones de la línea de acción de P con el eje deformado, dividen la barra en tres secciones; la central, comprendida entre ellos, de longitud $L/2$ (ref. 2.9), se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental.

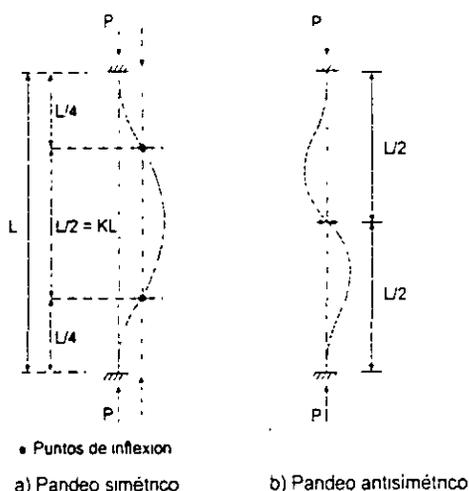


Fig. 2.10 Pandeo de una columna empotrada en los dos extremos.

La carga crítica de pandeo de la columna doblemente empotrada se puede determinar utilizando la fórmula deducida para la articulada en ambos extremos, pero empleando al aplicarla la longitud del tramo que se encuentra en las mismas condiciones que el caso fundamental, en vez de la longitud real:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(L/2)^2} = \frac{4\pi^2 EI}{L^2}$$

Utilizando directamente la ecuación de equilibrio de la columna deformada se llega a este mismo resultado.

De manera análoga, la fórmula de Euler puede emplearse para calcular la carga o el esfuerzo crítico de pandeo de columnas con otras condiciones de apoyo, por lo que conviene escribirla en la forma general siguiente:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \tag{2.13}$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \tag{2.14}$$

KL es la *longitud efectiva* de la columna, que se define como la longitud de una columna equivalente, articulada en los dos extremos, que tiene la misma carga crítica que la columna restringida real; es igual a la distancia entre los dos puntos de inflexión, reales o imaginarios, del eje deformado. Vale 1.0 para extremos articulados y $\frac{1}{2}$ para extremos empotrados, y tiene valores intermedios para restricciones elásticas comprendidas entre esos límites; si un extremo de la columna puede desplazarse linealmente respecto al otro, en dirección perpendicular al eje original, K puede crecer indefinidamente.

En la Fig. 2.11 se dan los valores de K para varias condiciones de apoyo idealizadas, en las que las restricciones que impiden las rotaciones y traslaciones de los extremos son nulas o cien por ciento efectivas.

La línea punteada indica la forma de la columna pandeada	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores de diseño recomendados cuando se tienen condiciones cercanas a las ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones en los extremos	<ul style="list-style-type: none"> Rotación impedida y traslación impedida Rotación libre y traslación impedida Rotación impedida y traslación libre Rotación libre y traslación libre 					

Fig. 2.11 Valores del coeficiente K para columnas aisladas con diversas condiciones de apoyo.

Puede suponerse que se presenta una condición de empotramiento perfecto en la base (casos a, b, c y e, Fig. 2.11) cuando la columna está ligada a una cimentación rígida, cuyas rotaciones son despreciables, por medio de una conexión diseñada

para resistir el momento de empotramiento, obtenida con una placa de base y anclas, o ahogando la columna en el cimiento una longitud adecuada; si el comportamiento del extremo inferior es incierto, respecto a la existencia de rotaciones, debe suponerse articulado (casos d y f).

Las rotaciones del extremo superior se consideran impedidas cuando la columna se une rigidamente a una trabe de gran peralte, de rigidez muchas veces mayor que la suya propia; si se impiden los desplazamientos lineales de la trabe, por medio de contraventeos o muros de rigidez, la columna se encuentra en el caso a, y cuando pueden presentarse esos desplazamientos está en el c o f.

La suposición de que hay articulaciones en los extremos superiores (casos b y d), puede deberse a que las trabes tengan una rigidez muy reducida o a la forma en que estén conectadas con las columnas.

Los valores de K recomendados para diseño son una modificación de los teóricos, que tiene en cuenta que tanto las articulaciones perfectas como los empotramientos absolutos son irrealizables.

Se requiere un cierto grado de juicio, por parte del ingeniero proyectista, para determinar cuál de los casos de la Fig. 2.11 se acerca más al problema que está resolviendo; si se tienen dudas, usará una aproximación que sobrestime la esbeltez de la columna y, por consiguiente, subestime su resistencia.

Cuando la columna es parte de una estructura más compleja, y el grado de restricción en los apoyos no está claramente definido, su longitud efectiva se determina con métodos más elaborados.

La ec. 2.13 puede escribirse en la forma:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} = \frac{P_E}{K^2},$$

donde P_E es la carga crítica de Euler de una columna, articulada en los dos extremos, de longitud igual a la de la columna restringida real.

El *factor de longitud efectiva* K de una columna con condiciones de apoyo diferentes de las del caso fundamental se evalúa directamente con la expresión:

$$K = \sqrt{\frac{P_E}{P_{cr}}}$$

2.6.2 Pandeo inelástico

La fórmula de Euler, con la que se calcula la carga crítica de piezas rectas comprimidas axialmente, se basa en la suposición de que la pieza se comporta

elásticamente hasta la iniciación del pandeo, por lo que en la ecuación de equilibrio aparece el módulo de elasticidad E , que se conserva en las fórmulas finales; como una consecuencia, la teoría de Euler, y las ecuaciones obtenidas con ella (ecs. 2.13 y 2.14), no son aplicables a columnas cortas o de longitud intermedia, en las que se alcanza el límite de proporcionalidad antes que el esfuerzo crítico de pandeo elástico.

La fórmula $\sigma_{cr} = \pi^2 E / (L/r)^2$ es válida para los valores de la relación de esbeltez a los que corresponden esfuerzos críticos no mayores que el límite de proporcionalidad ($\sigma_{cr} \leq \sigma_{LP}$) o sea hasta que:

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} = \sigma_{LP}$$

Despejando L/r se obtiene:

$$\frac{L}{r} = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_{LP}}} \quad (2.15)$$

σ_{LP} es el esfuerzo en el límite de proporcionalidad.

Con la ecuación 2.15 se calcula la relación de esbeltez mínima para la que es aplicable la fórmula de Euler; no lo es para esbelteces menores, puesto que para ellas $\sigma_{cr} > \sigma_{LP}$, el límite de proporcionalidad se sobrepasa antes de iniciarse el pandeo, y éste se inicia en el intervalo inelástico.

Durante varias décadas se consideró que la teoría de Euler era incorrecta, pues arrojaba resultados que no concordaban con los que se obtenían experimentalmente; esto se debía a que las columnas que se utilizaban entonces eran de esbeltez muy reducida y fallaban en el intervalo inelástico, bajo cargas mucho menores que las predichas por la fórmula de Euler. Por este motivo las columnas se diseñaron, durante largo tiempo, utilizando fórmulas empíricas, deducidas de información proporcionada por pruebas de laboratorio. Transcurrieron cien años hasta que Lamarle, en 1845, advirtió que el error no estaba en la fórmula, sino en su aplicación a casos para los que no es válida.

La teoría del pandeo elástico de columnas estaba bien establecida desde entonces, pero no se contaba con ningún procedimiento para predecir la carga crítica fuera de ese intervalo, por lo que se siguieron empleando fórmulas empíricas.

Engesser y Considère fueron los primeros en advertir la posibilidad de modificar la fórmula de Euler para calcular la carga crítica de pandeo inelástico, introduciendo en ella un módulo variable, función del esfuerzo crítico.

Engesser presentó su teoría del módulo tangente en 1889; de acuerdo con ella, la resistencia máxima de una columna que empieza a pandearse en el intervalo inelástico se obtiene sustituyendo en la fórmula de Euler el módulo de elasticidad E

por el módulo tangente E_t . En el mismo año, Considère hizo notar que al comenzar la flexión de una columna cargada más allá del límite de proporcionalidad los esfuerzos en el lado cóncavo se incrementan, de acuerdo con el diagrama esfuerzo-deformación, pero los del lado convexo disminuyen, siguiendo la ley de Hooke, de manera que su resistencia máxima no es función ni del módulo de elasticidad E ni del tangente E_t , sino de un módulo \bar{E} comprendido entre los dos. Considère observó que \bar{E} es función del esfuerzo medio P/A , pero no propuso ningún procedimiento para calcularlo.

En 1895 Engesser reconoció el error que existía en su teoría original y presentó una nueva solución del problema, conocida con el nombre de teoría del módulo reducido o del módulo doble.

A partir de entonces se aceptó la teoría del módulo reducido como la solución correcta del problema del pandeo inelástico de columnas; desde el punto de vista del concepto clásico de inestabilidad es efectivamente correcta, puesto que proporciona la carga para la que una columna perfecta, recta y cargada axialmente, puede tener, además, otras configuraciones en equilibrio cercanas a la recta. Sin embargo, más adelante aparecieron dudas sobre ella, pues resultados experimentales cuidadosos, obtenidos con especímenes de secciones transversales de diversas formas, indicaron que las cargas de pandeo reales se encuentran entre las predichas por las dos teorías, del módulo tangente y del módulo reducido, más cerca casi siempre de las primeras que de las segundas.

El verdadero significado de las dos teorías fue aclarado finalmente por Shanley, en 1947.

En la discusión que se presenta en seguida se admiten las hipótesis siguientes:

1. Los desplazamientos laterales del eje de la columna son pequeños en comparación con las dimensiones de sus secciones transversales.
2. Las secciones transversales planas permanecen planas y normales al eje deformado, después de la flexión.
3. El diagrama esfuerzo-deformación del material de la columna proporciona la relación entre esfuerzo y deformación en cualquiera de sus fibras longitudinales.
4. El plano de flexión es un plano de simetría de todas las secciones transversales.

2.6.2.1 Teoría del módulo tangente

Se basa en la suposición de que cuando la columna tiene una relación de esbeltez tal que el esfuerzo crítico de pandeo $\sigma_c = P_c/A$ es mayor que el límite de

proporcionalidad, son posibles configuraciones deformadas en equilibrio indiferente para las que la deformación es controlada por el módulo de elasticidad tangente E_t , que es igual a la pendiente de la curva esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna en el punto que corresponde al esfuerzo crítico (Refs. 2.4, 2.5, 2.6 y 2.10) (Fig. 2.12).

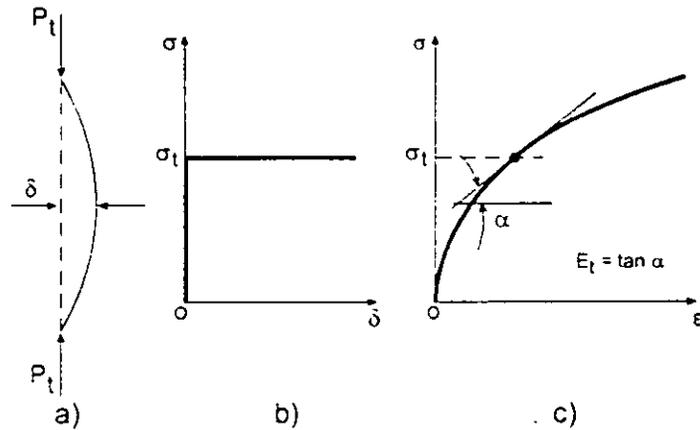


Fig. 2.12 Teoría del módulo tangente.

La ecuación diferencial del eje deformado es:

$$v'' + \frac{P_t}{E_t I} v = 0,$$

y, para una columna con extremos articulados, la carga y el esfuerzo crítico valen:

$$P_t = \frac{\pi^2 E_t I}{L^2} \quad (2.16)$$

$$\sigma_t = \frac{\pi^2 E_t}{(L/r)^2} \quad (2.17)$$

2.6.2.2 Teoría del módulo reducido

De acuerdo con esta teoría, la carga crítica de una columna de longitud intermedia, sobre la que obra una fuerza de compresión P_r , tal que $\sigma_r = P_r/A$ excede el límite de proporcionalidad, es:

$$P_r = \frac{\pi^2 E_r I}{L^2} \quad (2.18)$$

El esfuerzo crítico correspondiente es:

$$\sigma_r = \frac{\pi^2 E_r}{(L/r)^2} \quad (2.19)$$

Cuando la columna se flexiona, al iniciarse el pandeo, aparecen en sus secciones transversales momentos que incrementan los esfuerzos en el lado cóncavo, donde la compresión por flexión se suma con la directa, y los disminuyen en el convexo, en el que la flexión produce tensiones.

Si la curva OBC de la Fig. 2.13 representa el diagrama esfuerzo de compresión-deformación del material de la columna, y el punto C corresponde al esfuerzo crítico, los esfuerzos y deformaciones en el lado cóncavo están relacionados entre sí, durante pequeñas deformaciones, por el módulo tangente E_t (pendiente de la tangente CC'), y en el lado convexo, por el módulo de elasticidad ordinario, E , que es la pendiente de la recta CC'', paralela al tramo inicial, elástico, de la curva. El momento resistente es proporcional al módulo reducido E_r , que es función de E , E_t , y de la geometría de la sección transversal (refs. 2.4 y 2.6):

$$M_{\text{int}} = E_r I / R$$

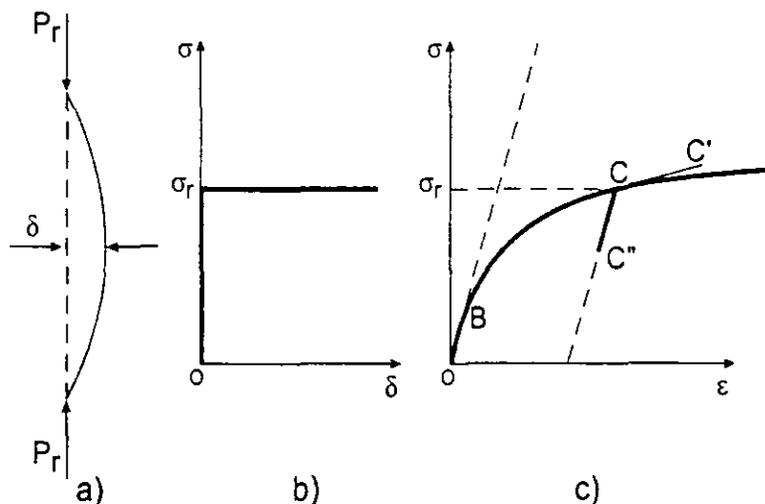


Fig. 2.13 Teoría del módulo reducido.

Las ecs. 2.18 y 2.19 se obtienen planteando la ecuación de equilibrio de la columna ligeramente deformada, y siguiendo el mismo camino que para deducir la fórmula de Euler.

Como E_r es siempre mayor que E_t , la teoría del módulo reducido proporciona cargas críticas algo más altas que la del módulo tangente.

Durante bastantes años se consideró que la teoría del módulo reducido era la más precisa, pues tiene en cuenta la reducción de esfuerzos en el lado convexo, producida por la flexión; sin embargo, las cargas críticas obtenidas experimentalmente se encuentran entre las predichas por las dos teorías, más

cerca, en general, de las que corresponden al módulo tangente que al reducido; por este motivo, se utilizó cada vez más la teoría del módulo tangente, a pesar de ser aparentemente incorrecta; tiene, además, las ventajas de proporcionar resultados del lado de la seguridad y ser más fácil de aplicar, pues E_t no depende de la forma de las secciones transversales.

Esta situación, aparentemente ilógica, existió hasta que Shanley aclaró el comportamiento de las columnas cargadas axialmente que se pandean en el intervalo inelástico.

2.6.2.3 La contribución de Shanley

Según la teoría del módulo tangente, la columna empieza a flexionarse cuando la carga vale $P_t = \pi^2 E_t I / L^2$, y son posibles configuraciones deformadas, en equilibrio indiferente, en las que esfuerzos y deformaciones están relacionados por el módulo E_t , en todos los puntos.

Para que esto sea cierto, el paso de la configuración recta a una deformada adyacente ha de presentarse sin que disminuyan los esfuerzos en ningún punto de la sección, lo que sólo es posible si los desplazamientos laterales se inician cuando la carga axial aumenta todavía, de manera que la tendencia a que disminuyan los esfuerzos en el lado convexo se compensa por el incremento ocasionado por la fuerza axial adicional.

La carga P_t predicha por la teoría del módulo tangente no es la fuerza axial máxima que resiste la columna, puesto que las mismas suposiciones que llevan a su obtención implican un aumento en la capacidad de carga.

En resumen, la carga que corresponde al módulo tangente es un límite inferior de la resistencia de una columna; al alcanzarla, la barra recta se flexiona, mientras crece la fuerza que obra sobre ella. La predicha por la teoría del módulo reducido es el límite superior, pues es la compresión máxima que resistiría la columna si permaneciese recta hasta entonces. La resistencia máxima se encuentra entre los límites correspondientes a las dos teorías (Fig. 2.14).

2.6.3 Esfuerzos residuales

En los miembros de acero estructural laminados en caliente aparecen esfuerzos residuales, debidos a las deformaciones permanentes que se originan por el enfriamiento irregular desde la temperatura de laminación hasta la ambiente.

Los extremos de los patines y la parte central del alma de un perfil H se enfrían con mayor rapidez que las zonas de unión de alma y patines, por estar más expuestas que éstas a la temperatura ambiente (refs. 2.6, 2.11; en cualquiera de ellas hay una extensa lista de referencias adicionales). Cuando se enfrían las fibras longitudinales de las regiones mencionadas primero se contraen y pasan al estado elástico, mientras el material de las porciones centrales de los patines y de las zonas contiguas del alma está aún a una temperatura que le permite seguir esas contracciones sin ninguna restricción; cuando, posteriormente, se enfrían las porciones centrales, tratan de contraerse más, pero están restringidas por el metal que se encuentra ya en estado elástico, que no puede acortarse sustancialmente, e impide que las fibras que se enfrían al final se contraigan todo lo que requiere el descenso de temperatura. (El proceso de enfriamiento es continuo, aunque aquí se ha descrito, por simplicidad, como si se presentase por etapas).

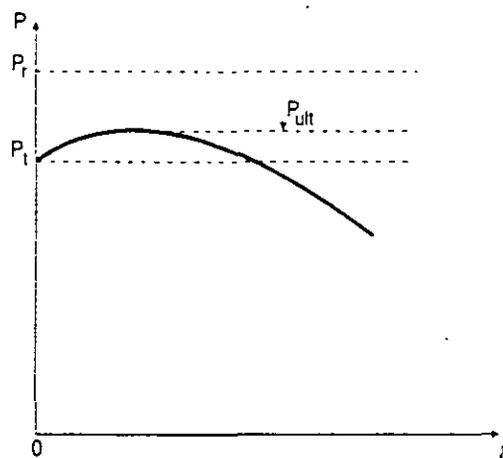


Fig. 2.14 Comparación de los resultados de las teorías del módulo tangente y del módulo reducido con la resistencia máxima de una columna.

Como una consecuencia de los fenómenos mencionados, cuando el perfil laminado llega a la temperatura ambiente, el material que ocupa la zona central de los patines y el alma adyacente queda sometido a fuerzas interiores de tensión, que ejercen sobre él los extremos de los patines y la zona central del alma que, a su vez, soportan compresiones a lo largo de los bordes; hay en el perfil esfuerzos iniciales, antes de que actúen las cargas exteriores, que generan un sistema de fuerzas interiores en equilibrio.

También producen esfuerzos residuales las deformaciones plásticas ocasionadas por operaciones efectuadas durante la fabricación de la estructura, como el enderezado de los perfiles, en frío o en caliente, y la soldadura, que genera esfuerzos residuales muy importantes, por el calentamiento y enfriamiento irregulares de los metales base y de aportación, desde la temperatura ambiente

hasta la de fusión; los cortes con soplete oxiacetilénico producen efectos semejantes a los de la soldadura.

Tanto en perfiles laminados en caliente como en miembros soldados, las partes que tardan más en enfriarse quedan, en general, en tensión, pues su longitud final es mayor que la que tendrían si se enfriasen libremente, y las que se enfrían primero, en compresión (Fig. 2.15a).

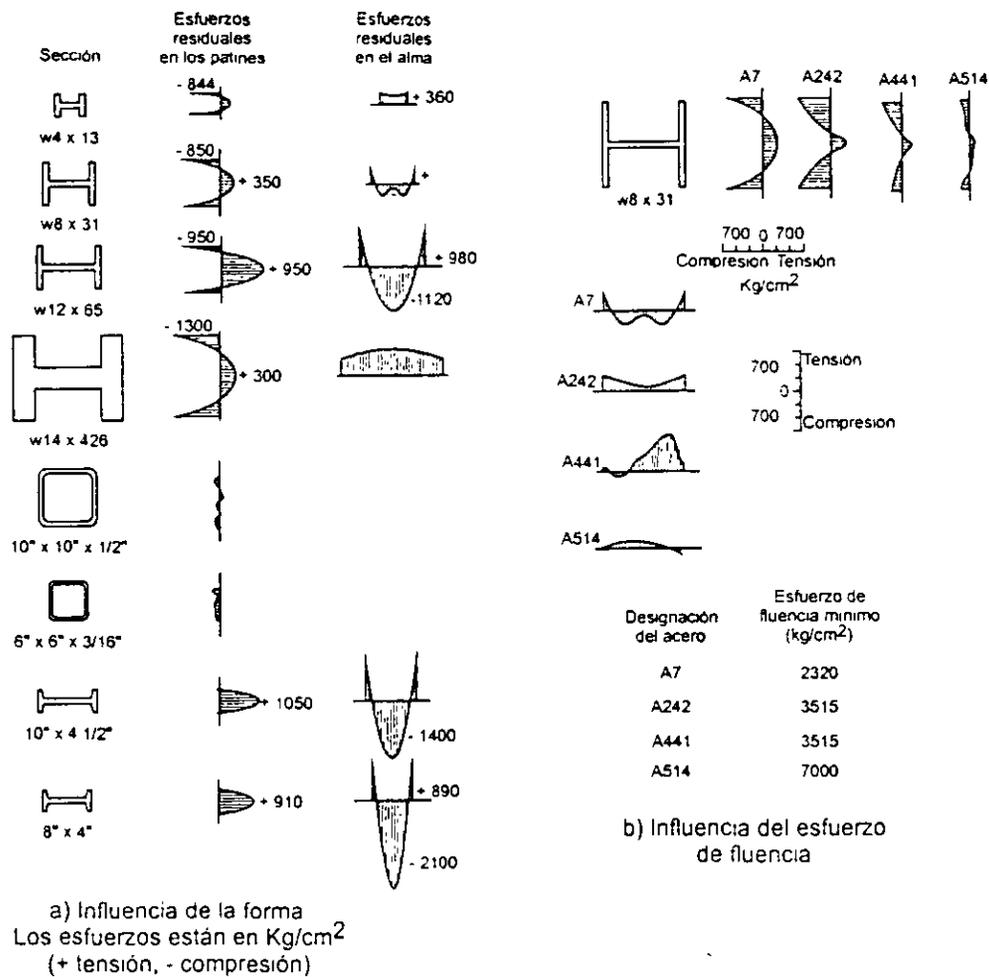


Fig. 2.15 Esfuerzos residuales en perfiles laminados.

En las secciones I y H los esfuerzos residuales máximos aparecen en los extremos de los patines; en perfiles laminados, su valor medio en esos puntos es de unos 900 Kg/cm², prácticamente independiente del esfuerzo de fluencia del acero, por lo que influyen menos en la capacidad de carga de columnas de acero de alta resistencia, pues constituyen un porcentaje menor de su esfuerzo de fluencia (Fig. 2.15b). En secciones I y H hechas con placas soldadas son, en general, más elevados; su magnitud y distribución dependen del tipo de placas que forman el alma y los

patines. Pueden eliminarse, casi por completo, por medio de tratamientos térmicos (Fig. 2.15b).

Los esfuerzos residuales de tensión en las soldaduras y en zonas angostas adyacentes a los bordes de placas cortadas con soplete exceden, con frecuencia, el límite de fluencia de las placas, pues aunque el metal base no resiste, inicialmente, esfuerzos mayores que F_y , los ciclos térmicos producidos por la soldadura y los cortes modifican sus propiedades, y elevan su resistencia (Fig. 2.16).

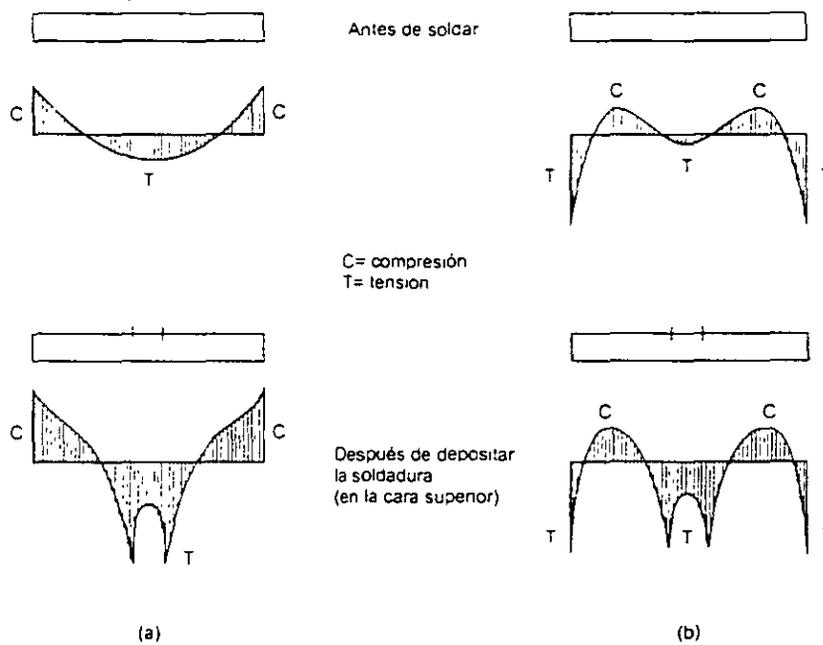


Fig. 2.16 Esfuerzos residuales en placas, antes y después de depositar un cordón de soldadura en su eje longitudinal. (a) Placas laminadas. (b) Placas cortadas con soplete.

La soldadura modifica los esfuerzos previos producidos por el enfriamiento o por los cortes con soplete. Las placas laminadas tienen esfuerzos residuales de compresión en los bordes, mientras que en placas cortadas con soplete esos esfuerzos son tensiones (Fig. 2.16). En secciones H soldadas, hechas con placas laminadas, la soldadura incrementa la compresión en los bordes de los patines y agranda la región comprimida, lo que afecta desfavorablemente la resistencia de la columna; en cambio, si las placas han sido cortadas con soplete, se forman esfuerzos residuales de tensión en los extremos de los patines, y aumenta la resistencia (Fig. 2.17).

Los esfuerzos residuales tienen distribuciones muy parecidas en todas las secciones en cajón, fabricadas con placas laminadas o cortadas con soplete, porque los que producen las soldaduras son mucho mayores que los que había antes (Fig. 2.18).

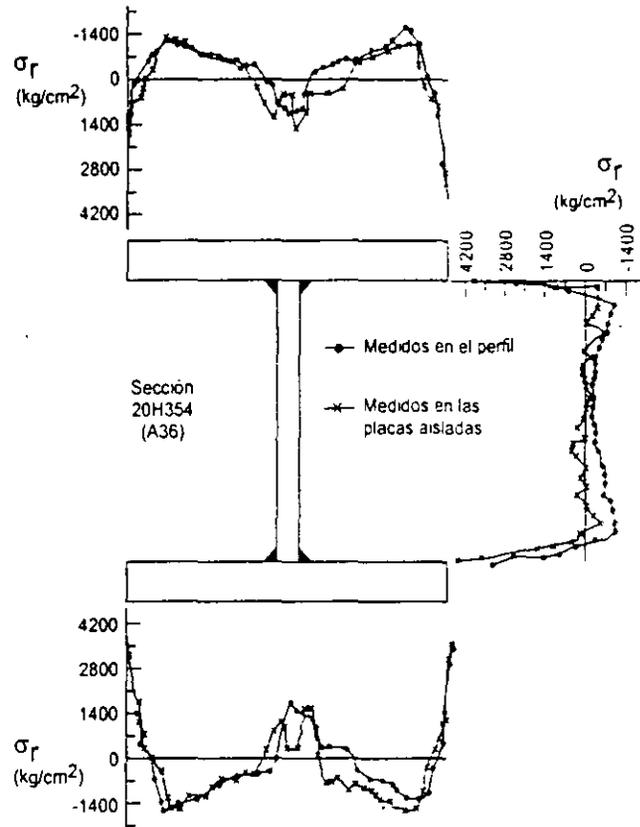


Fig. 2.17 Esfuerzos residuales en una sección H soldada, hecha con placas cortadas con soplete.

2.6.3.1 Influencia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas de acero estructural

Su efecto principal es hacer que descienda el límite de proporcionalidad del acero, a partir del cual su diagrama esfuerzo-deformación deja de ser recto; se llega a ese límite tan pronto como la suma de los esfuerzos residuales más los producidos por las cargas iguala a σ_y , en algún punto de la sección. Si la barra está en tensión, el esfuerzo de fluencia aparece primero en el punto donde las tensiones residuales eran máximas; si está en compresión, se alcanza, por primera vez, en la zona de esfuerzos residuales de compresión de mayor intensidad.

Como las fuerzas residuales interiores están en equilibrio, los volúmenes de esfuerzos de tensión y compresión en cada sección transversal son iguales entre sí,

y están distribuidos de manera que las fuerzas interiores se equilibran mutuamente, por lo que no influyen en la resistencia última de las barras en tensión (en las zonas en que hay tensiones residuales se llega a σ_y antes que si no las hubiera, pero la plastificación se retrasa donde los esfuerzos residuales son compresiones) ni, por razones análogas, en la de barras comprimidas muy cortas, que fallan por aplastamiento.

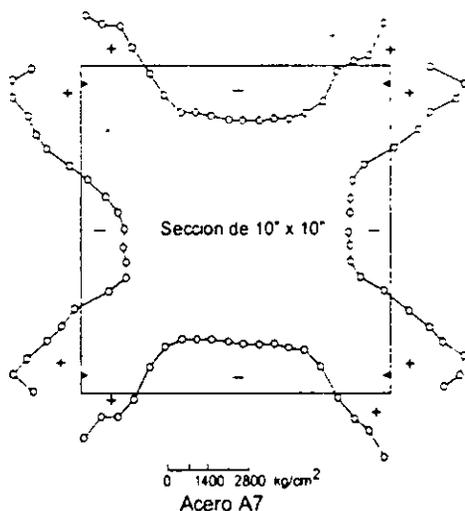


Fig. 2.18 Esfuerzos residuales en secciones cajón soldadas.

En la ref. 2.6 se ilustra el efecto de los esfuerzos residuales en el diagrama esfuerzo de compresión-deformación, estudiando el comportamiento de una columna corta, de sección transversal rectangular, con esfuerzos residuales idealizados (Fig. 2.19); se obtiene la gráfica de la Fig. 2.20. Para llegar a ella se utiliza la ley de Hooke, durante todo el proceso de carga, pero se tiene en cuenta que el área efectiva, en cualquier etapa, es sólo la de la porción de la sección que permanece en el intervalo elástico, pues el resto se deforma plásticamente bajo esfuerzo constante. Así, toda la sección es efectiva hasta que el esfuerzo producido por la carga exterior, P/A , alcanza el valor $\sigma_y - \sigma_{rc}$; a partir de ese instante, las dos porciones laterales de la columna se plastifican, y la resistencia adicional proviene, sólo, de la parte central, que sigue en el intervalo elástico.

2.6.3.2 Esfuerzo crítico de columnas con esfuerzos residuales

Cada fibra deja de contribuir a la rigidez de la columna cuando aparece en ella el esfuerzo σ_y , pues en esas condiciones se deforma libremente, bajo carga constante; por consiguiente, una vez que se han plastificado algunas porciones de la columna, al superponerse los esfuerzos producidos por las cargas exteriores con los residuales, se puede seguir utilizando la fórmula de Euler, pero debe considerarse sólo la porción de las secciones transversales que está aún en el intervalo elástico (refs. 2.12 y 2.13):

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI_e}{L^2} = \frac{I_e}{I} P_E \tag{2.20}$$

I_e es el momento de inercia de la parte de la sección transversal que está en el intervalo elástico cuando se inicia el pandeo, y P_E es la carga crítica de Euler. Se supone que los esfuerzos residuales son iguales en todas las secciones transversales de la columna, de manera que I_e es constante.

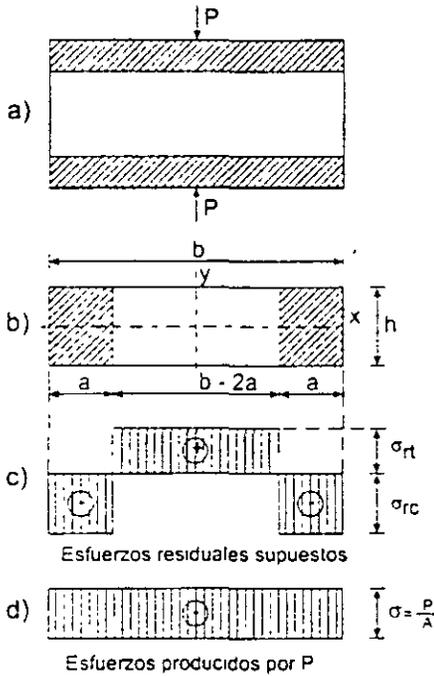


Fig. 2.19 Columna corta con esfuerzos residuales.

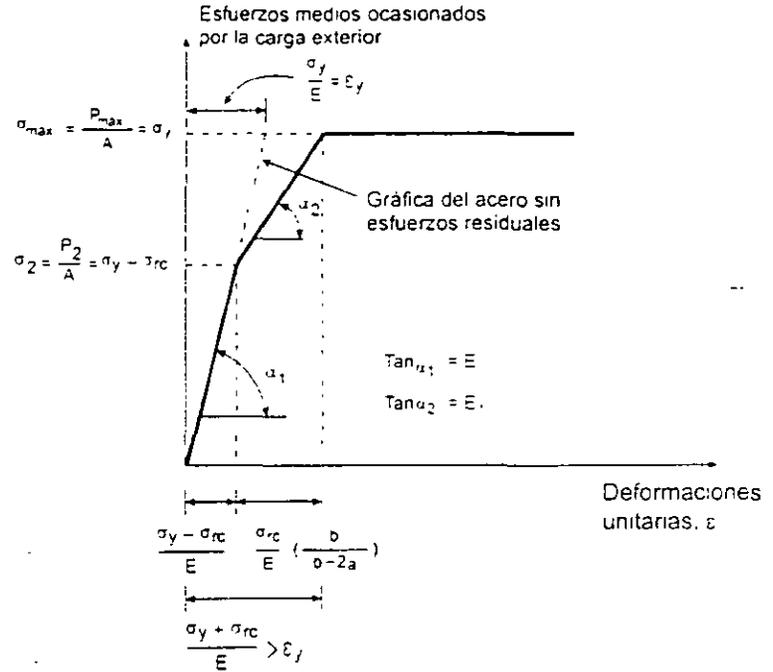


Fig. 2.20 Gráfica esfuerzo-deformación de la columna de la Fig. 2.19.

El esfuerzo crítico se obtiene dividiendo entre el área total A los dos miembros de la ecuación anterior:

$$\sigma_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 EI_e}{AL^2} = \frac{\pi^2 EI_e}{(I/r^2)L^2} = \frac{\pi^2 E(I_e/I)}{(L/r)^2} \tag{2.21}$$

σ_{cr} se calcula con la fórmula de Euler, sustituyendo E por el producto $E(I_e/I)$.

Sin la contribución de Shanley a la teoría del pandeo inelástico no se habría podido llegar a este resultado, pues se está tomando como carga crítica la que ocasiona la iniciación de la flexión lateral de la columna, y admitiendo que ésta empieza sin que se descargue ninguna fibra; de no ser así, volverían a intervenir en el momento de inercia efectivo las zonas plastificadas del lado convexo, que regresarían al campo elástico. Se acepta que la flexión se inicia acompañada por un incremento de la carga, que produce aumentos de las deformaciones sin que disminuyan los esfuerzos en ningún punto; se utiliza, pues, la teoría del módulo tangente corregida

por Shanley, modificada porque las secciones transversales de las columnas con esfuerzos residuales dejan de ser homogéneas cuando se plastifican parcialmente.

De acuerdo con las ecs. 2.20 y 2.21, la distribución de los esfuerzos residuales con respecto al eje de flexión influye muy significativamente en la magnitud de σ_{cr} , ya que I_c depende de ella, por lo que se obtienen resultados diferentes, para una misma sección, e igual esbeltez, cuando se pandea alrededor de uno u otro de los ejes centroidales y principales.

Si las dos porciones laterales de amplitud a de la Fig. 2.19b, en las que había una compresión residual, están plastificadas cuando se inicia el pandeo de una columna que tiene esa sección transversal, utilizando la gráfica de la Fig. 2.20 para evaluar el módulo tangente de la sección completa se llega a los resultados siguientes (ref. 2.6):

Flexión alrededor del eje x:

$$\frac{I_{ex}}{I_x} = \frac{E_t}{E} \quad \therefore \sigma_{crx} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_x)^2} \frac{E_t}{E} \quad (2.22)$$

Flexión alrededor del eje y:

$$\frac{I_{ey}}{I_y} = \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad \therefore \sigma_{cry} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_y)^2} \left(\frac{E_t}{E}\right)^3 \quad (2.23)$$

Si se conoce E_t para fuerzas de compresión crecientes, con las ecuaciones 2.22 y 2.23 pueden obtenerse gráficas para diseño de columnas de sección transversal rectangular, que se pandean alrededor de cualquiera de los ejes centroidales y principales, con las que se determina σ_{cr} , en función de la relación de esbeltez y teniendo en cuenta los esfuerzos residuales.

σ_{crx} se calcula aplicando directamente la teoría del módulo tangente (ec. 2.22), pero no sucede lo mismo con σ_{cry} , que no depende directamente de E_t , sino de una función del cociente E_t/E (ec. 2.23).

El módulo tangente de la sección transversal completa, E_t , puede determinarse analíticamente, partiendo de una distribución conocida de esfuerzos residuales, o experimentalmente, por medio de ensayos de compresión de perfiles completos, de poca longitud (ref. 2.11).

Las ecs. 2.22 y 2.23 son válidas también para columnas de sección H o I idealizadas como dos placas paralelas entre sí, despreciando el efecto del alma sobre la rigidez

(refs. 2.6, 2.14); corresponden, respectivamente, a pandeo por flexión alrededor de los ejes x y y.

En la Fig. 2.21 se han trazado las curvas esfuerzo medio-relación de esbeltez que se obtienen aplicando las dos ecuaciones a una columna de sección H pandeada por flexión alrededor de los ejes de mayor y menor momento de inercia, suponiendo que tiene los esfuerzos residuales idealizados que se muestran, con valores máximos de $0.30\sigma_y$, en los extremos de los patines, y despreciando el efecto del alma ($0.30\sigma_y$ es un valor experimental promedio, determinado para secciones H laminadas, de tamaño pequeño o mediano).

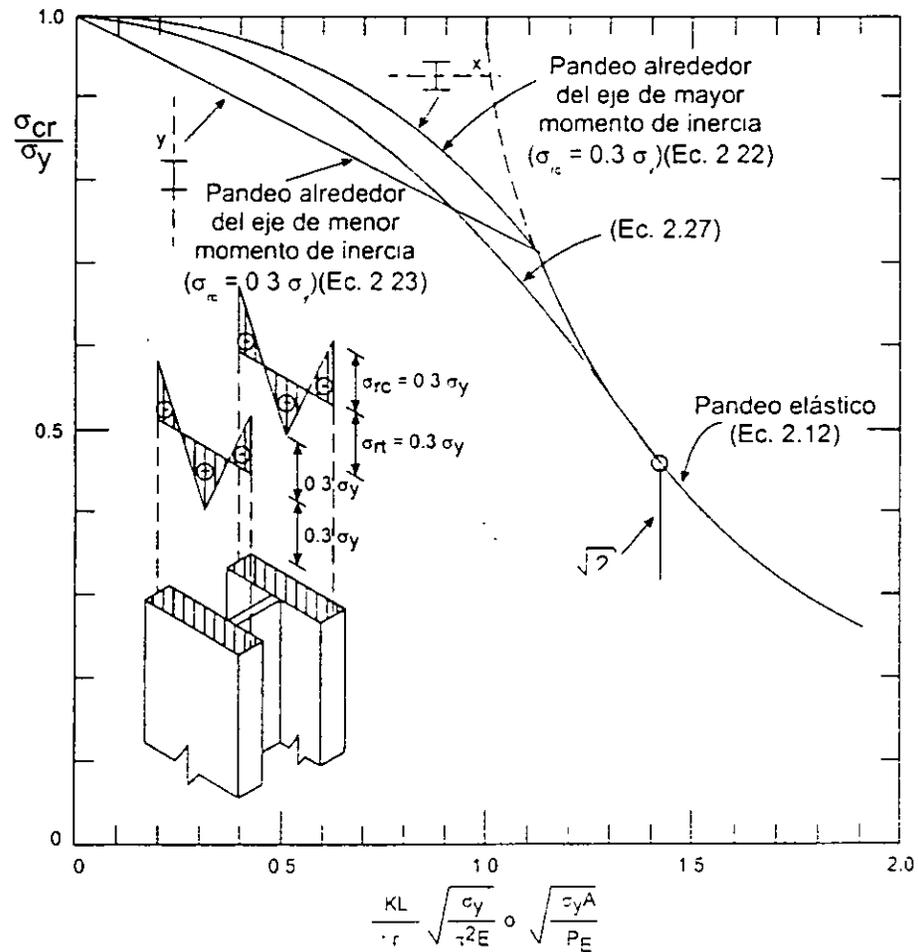


Fig. 2.21 Curvas esfuerzo crítico-relación de esbeltez para una columna I con esfuerzos residuales.

Cuando se obtuvieron las curvas anteriores, se pensó que para simplificar el diseño convenía sustituirlas por una sola, válida para pandeo en x o en y.

La resistencia de columnas que se pandean en el intervalo inelástico, por flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia, puede aproximarse con una curva de ecuación (ref. 2.5):

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{LP}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{LP}) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.24)$$

Como la gráfica esfuerzo-deformación deja de ser una línea recta cuando el esfuerzo total (residual de compresión más el debido a la carga exterior) llega a σ_y , en algún punto, el límite de proporcionalidad σ_{LP} se substituye por:

$$\sigma_{LP} = \sigma_y - \sigma_{rc} \quad (2.25)$$

La ec. 2.24 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_{rc}}{\pi^2 E} (\sigma_y - \sigma_{rc}) \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.26)$$

Si los esfuerzos residuales máximos de compresión se toman, arbitrariamente, iguales a $\sigma_y/2$, la ec. 2.26 se reduce a la 2.27, que proporciona resultados intermedios entre los de las ecs. 2.22 y 2.23, aceptables para flexión en cualquiera de los planos principales; su representación gráfica es una curva tangente a la de Euler en el punto en que $\sigma_{cr} = \sigma_y/2$.

$$\sigma_{cr} = \sigma_y - \frac{\sigma_y^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r} \right)^2 \quad (2.27)$$

$\sigma_y/2$ es un valor cercano al máximo que se ha medido en perfiles H laminados.

La ecuación 2.27 puede escribirse en la forma

$$\sigma_{cr} = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\pi^2 E / (L/r)^2} \right) = \sigma_y \left(1 - \frac{\sigma_y}{4\sigma_{cre}} \right) \quad (2.28)$$

σ_{cre} es la carga crítica de pandeo elástico de la columna; con la ec. 2.28 se corrige ese valor, cuando el pandeo se inicia fuera del intervalo elástico.

Al suponer que $\sigma_{rc} = \sigma_y/2$, de la ec. 2.25 se obtiene, $\sigma_{LP} = \sigma_y/2$, de manera que la ec. 2.27 (o la 2.28) es aplicable a columnas de relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico de pandeo es mayor que la mitad del de fluencia; en caso contrario, el pandeo se inicia en el intervalo elástico, y se utiliza la fórmula de Euler.

La ec. 2.27 (Fig. 2.21) fue recomendada en 1960 (ref. 2.14) como adecuada para obtener la resistencia al pandeo inelástico de columnas de acero estructural, y sirvió de base para las fórmulas contenidas en las especificaciones del AISC de 1961, que siguen en vigor, después de varias revisiones, en las normas para diseño por

esfuerzos permisibles (ref. 2.3); se utiliza también en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), para algunos tipos de columnas. Es particularmente aplicable a perfiles H o I de acero estructural, laminados en caliente, pero pierde exactitud cuando se emplea para diseñar columnas hechas con placas soldadas, en las que el efecto de los esfuerzos residuales suele ser mayor que en las laminadas, o para columnas de acero de alta resistencia en las que, en cambio, los esfuerzos residuales son de menor importancia. Tampoco es muy precisa cuando se aplica a columnas de otros perfiles, como ángulos, canales, tubos o secciones en cajón.

En la Fig. 2.22 se muestran resultados experimentales obtenidos ensayando columnas de distintas formas, con esfuerzos de fluencia diferentes y fabricadas por procedimientos diversos, sometidas a compresión axial. Las abscisas son las relaciones de esbeltez escritas en forma adimensional, $\lambda = KL/(KL)_{\sigma_e = \sigma_y} = (KL/r)\sqrt{\sigma_y/\pi^2 E}$, y las ordenadas los esfuerzos críticos, divididos entre σ_y para reducirlos también a una forma adimensional, que permita comparar los resultados. $(KL)_{\sigma_e = \sigma_y}$ es la relación de esbeltez para la que el esfuerzo crítico elástico es igual a σ_y .

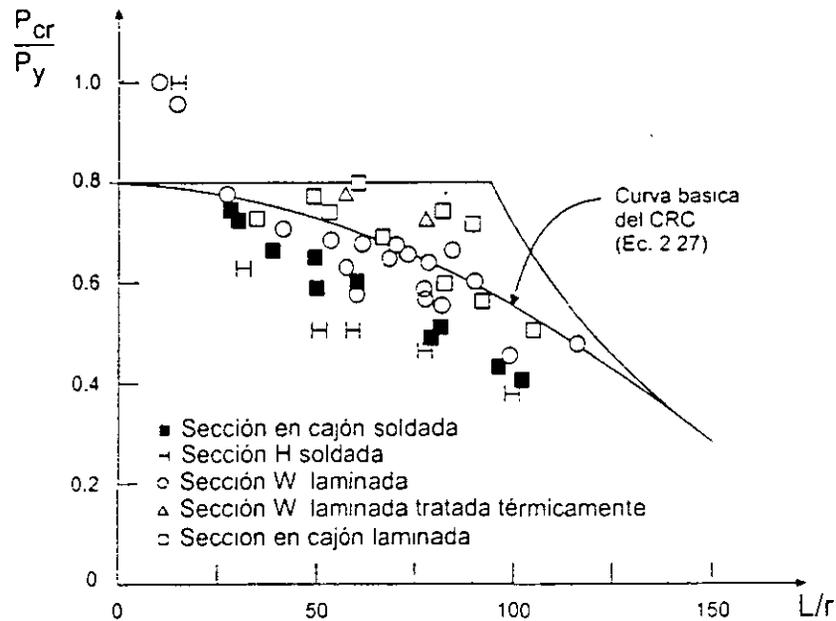


Fig. 2.22 Comparación de resultados experimentales con la ecuación 2.27.

Todos los especímenes se ensayaron en la condición en que se encontraban al terminar la fabricación, sin someterlos a ninguna operación de enderezado.

Con fines comparativos, aparece también en la figura la curva básica para diseño de columnas cargadas axialmente propuesta por el "Column Research Council" (CRC) en 1960 (ref. 2.14), ec. 2.27.

La mayoría de los puntos que representan perfiles H laminados, ensayados en su estado normal, se encuentra cerca de la curva, mientras que los de esos mismos perfiles tratados térmicamente, y de secciones en cajón laminadas, están en la curva o por encima de ella. En cambio, todas las columnas compuestas por placas soldadas están debajo, lo que indica que tienen resistencias menores que las predichas.

Estos resultados comprueban la importancia de los esfuerzos residuales en la resistencia de las columnas, tanto desde el punto de vista de su magnitud como de la manera en que están distribuidos en la sección. La resistencia aumenta cuando crece el esfuerzo de fluencia del acero y cuando se eliminan los esfuerzos residuales por medio de tratamientos térmicos, y las secciones en cajón laminadas, en las que los esfuerzos son reducidos, tienen también una capacidad de carga elevada. En cambio, las columnas formadas por placas soldadas resisten menos que los perfiles laminados de igual geometría, y la resistencia de las secciones en cajón es mayor que la de las H, porque tienen una distribución de esfuerzos residuales más favorable.

La considerable dispersión de los resultados experimentales refleja la influencia de la forma de las secciones transversales, de las distribuciones de esfuerzos residuales, y de la variación de los esfuerzos de fluencia; también influyen las imperfecciones geométricas iniciales de las columnas.

Es discutible si deben especificarse curvas de diseño diferentes para situaciones diferentes (columnas laminadas, soldadas, de alta resistencia, etc.), o utilizar una curva única; en este caso, el grado de seguridad varía de unas columnas a otras, pues la curva es conservadora en algunas ocasiones y arroja resultados inseguros en otras.

2.6.4 Curvas múltiples

La gran dispersión de las resistencias máximas de las columnas, para valores dados de la esbeltez, se muestra en la Fig. 2.23, en la que se han trazado las curvas que limitan el espacio que contiene las gráficas resistencia-esbeltez determinadas analíticamente para 112 columnas, de perfiles y tipos muy variados (ref. 2.15, 2.20).

Cada curva se basa en una distribución real de esfuerzos residuales, medida experimentalmente, y en una deformación inicial supuesta del eje de la columna, $\delta_0 = 0.001L$, en la sección media. Las resistencias no se han determinado resolviendo un problema de valores característicos, método que sólo es aplicable a

columnas perfectamente rectas, sino trazando la gráfica acción-deflexión de todo el proceso de carga, hasta el colapso. La resistencia máxima es la ordenada del punto más alto de la gráfica.

En la fig. 2.23 se muestran las envolventes superior e inferior y la curva media aritmética; el ancho de la banda, es decir, la dispersión de resistencias, es máximo para relaciones de esbeltez intermedias, y disminuye hacia los extremos.

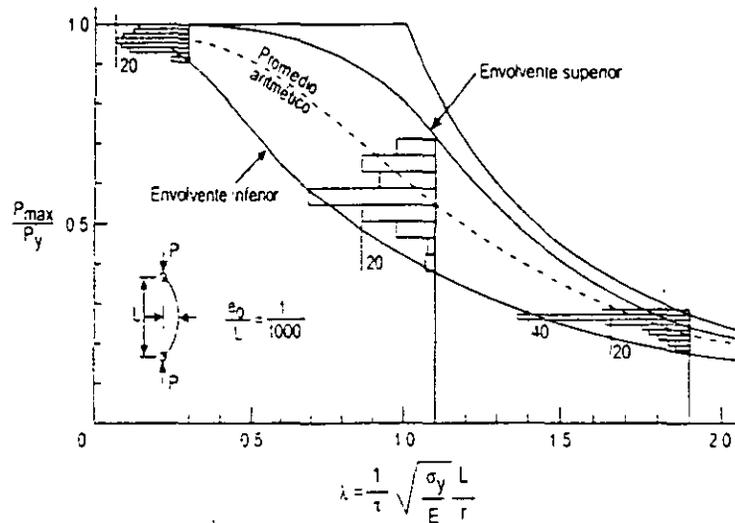


Fig. 2.23 Límites de las curvas de resistencia máxima de columnas (112 curvas).

Es evidente que una sola curva no representa adecuadamente la resistencia de todos los tipos de columnas.

Las incertidumbres pueden reducirse definiendo subgrupos, y representando cada uno con una curva media única, con lo que se obtiene un grupo de curvas múltiples para diseño.

Curvas europeas. Debido a la dispersión en las propiedades del material y en las imperfecciones de las columnas reales, las cargas de colapso obtenidas experimentalmente para una relación de esbeltez dada están repartidas en una faja de un cierto ancho. Conociendo un número suficiente de resultados experimentales, puede determinarse el valor probable de la carga de falla cuyo límite estadístico de tolerancia sea igual a una cifra dada. Adoptando este criterio, y utilizando los resultados de alrededor de 1100 ensayos llevados a cabo en siete países de Europa occidental, la Convención Europea de la Construcción Metálica (ref. 2.16) obtuvo una curva experimental, sin ecuación determinada, definida por parejas de valores $\sigma_{cr} - L/r$. Las piezas ensayadas, de diferentes relaciones de esbeltez, estaban hechas con perfiles de varios tipos, laminados en distintos países, y se probaron en seis laboratorios diferentes.

Pronto se hizo evidente que el empleo de una sola curva de pandeo es en detrimento de algunos perfiles usuales, por lo que se decidió establecer varias curvas de diseño, y referir a cada una de ellas las secciones correspondientes. Para obtenerlas se hicieron estudios de simulación, basados en valores supuestos de las imperfecciones de las columnas, y en los estudios experimentales previos. Se obtuvieron así las curvas a, b y c de la Fig. 2.27, en la que se indican los tipos de columnas a los que son aplicables. Se muestran también dos curvas tentativas, a^o y d.

Para facilitar el dimensionamiento de las columnas, la Convención Europea elaboró tablas $L/r - \sigma_u$ para los perfiles más utilizados y los aceros comunes en Europa (ref. 2.17), teniendo en cuenta los valores característicos del límite de elasticidad, en función del grueso del material. (Desde el punto de vista del pandeo de piezas comprimidas, la característica más importante es el límite de elasticidad de la parte más gruesa del perfil, que disminuye al aumentar el espesor). Posteriormente se han utilizado expresiones analíticas que aproximan los resultados proporcionados por las curvas (ref. 2.18).

2.6.5 Resistencia de diseño

Como las columnas reales tienen imperfecciones iniciales, aparecen, desde un principio, deflexiones laterales y momentos flexionantes, que crecen con más rapidez que la carga y ocasionan, eventualmente, la falla del miembro por la acción combinada de compresión y flexión. Sin embargo, durante muchos años el problema se trató como si las columnas fuesen perfectas y fallasen por pandeo, conservándose rectas hasta que se agota su rigidez lateral (ref. 2.12). Las especificaciones del AISC para el diseño por esfuerzos permisibles de columnas en compresión axial siguen basadas, hasta la fecha, en este criterio (ref. 2.3).

En la actualidad se cuenta con dos métodos para determinar la resistencia máxima de las columnas que fallan por pandeo por flexión (ref. 2.15 y 2.19); de acuerdo con uno, es la menor de las cargas críticas de pandeo, elástico o inelástico, de la columna perfecta; según el otro, es igual a la resistencia última de columnas con imperfecciones iniciales, que se introducen en el problema suponiendo que su eje no es recto inicialmente. Cuando se utiliza el primer criterio se calcula la carga crítica, que corresponde a un estado de bifurcación del equilibrio; debe resolverse un problema de valores característicos; si se emplea el segundo, se tiene un problema de inestabilidad, que se resuelve trazando una curva acción-desplazamiento y determinando la carga correspondiente a su punto más alto.

Los dos métodos son aplicables, en teoría, a cualquier forma de falla, pero sólo se cuenta con la información necesaria para utilizar el segundo, más preciso, en el caso más común, la falla por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales de columnas con secciones transversales de simetría doble.

Ante la imposibilidad de considerar, de manera explícita, todos los factores que influyen en la resistencia de las columnas, sólo se incluyen en cada método los más importantes, y los restantes se tienen en cuenta introduciendo en el diseño un factor de seguridad adecuado, en forma de factores de carga y resistencia apropiados, cuando el diseño se hace por estados límite.

En los dos métodos se incluyen los efectos de los esfuerzos residuales que se originan durante la laminación y la fabricación de la estructura.

La resistencia de las columnas y la forma de la curva que la relaciona con la esbeltez son función de factores geométricos (forma y tamaño de las secciones transversales, desviaciones del eje respecto a la línea recta que une los centroides de las secciones extremas, excentricidades en la aplicación de la carga, eje de las secciones transversales alrededor del que se presenta la flexión durante el pandeo), de factores que dependen del material (tipo de acero, caracterizado por el esfuerzo de fluencia y la gráfica esfuerzo-deformación, magnitud y distribución de los esfuerzos residuales) y del proceso de fabricación (columnas laminadas en caliente, fabricadas con placas soldadas, o formadas en frío, métodos empleados para enderezarlas). Todos estos factores se tienen en cuenta cuando la curva de diseño se determina experimentalmente, puesto que se ensayan columnas reales, pero es difícil incluirlos en modelos analíticos por lo que, como se mencionó arriba, sólo los más importantes se consideran de manera explícita.

El número y la variedad de los factores que intervienen en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva resistencia-esbeltez para todas las columnas, pues al hacerlo se penalizan las secciones más eficientes, o se diseñan las menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme han de utilizarse varias curvas de diseño, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las *curvas múltiples* (refs. 2.11, 2.15, 2.19, 2.20).

Se han determinado analíticamente las curvas para columnas de diversos tipos; en su obtención se han tenido en cuenta la forma de la sección transversal, las propiedades mecánicas del acero, el procedimiento de fabricación, el tamaño de los perfiles, y el eje de flexión; además, se han considerado esfuerzos residuales con valores y distribuciones medidos experimentalmente, y curvaturas iniciales definidas por la forma del eje de la columna y la deflexión máxima, en el centro.

El eje de las columnas reales se representa convenientemente con una senoide, pero hay diferentes opiniones acerca del valor más adecuado de la deflexión e en el centro de la barra.

La magnitud de e está limitada por los requisitos que deben satisfacer, por especificación, los elementos de acero que se utilizan en las estructuras; de acuerdo con la práctica estadounidense, el eje de los miembros de sección H no puede separarse de la recta teórica que une sus extremos más de $1/8$ " por cada 10 pies de

longitud, o sea un novecientos sesentavo de la longitud L del miembro, lo que se considera, en general, como $L/1000$.

Sin embargo, como las bases de la teoría de confiabilidad utilizada para el desarrollo de los métodos de diseño basados en factores de carga y resistencia son los valores medios y las desviaciones estándar de los parámetros que intervienen en el problema, parece razonable usar el valor medio de e , y su variabilidad, para evaluar la resistencia de las columnas, lo que lleva a tomar e igual a $L/1470$, que es el valor medio, obtenido estadísticamente, para perfiles H (refs. 2.11, 2.20).

Para reducir a límites aceptables las incertidumbres propias del uso de una sola curva de diseño, pero sin complicar demasiado la solución del problema, como sucedería si se utilizase un número excesivo de curvas, el Consejo de Investigación sobre Estabilidad Estructural ("Structural Stability Research Council", SSRC) ha propuesto el uso de tres curvas (refs. 2.11, 2.15), que corresponden a grupos que incluyen columnas de sección H laminadas en caliente y enderezadas en frío, barras de sección transversal circular, maciza o hueca, y miembros hechos con placas soldadas, de sección H y en cajón. Para las curvas originales (Fig. 2.24 a 2.26) se consideró $e = L/1000$, mientras que en la deducción de las designadas con la letra P (de "probabilístico") se tomó el valor medio, $L/1470$; cada una de las curvas P está, siempre, ligeramente arriba de la curva "determinística" correspondiente (Fig. 2.28).

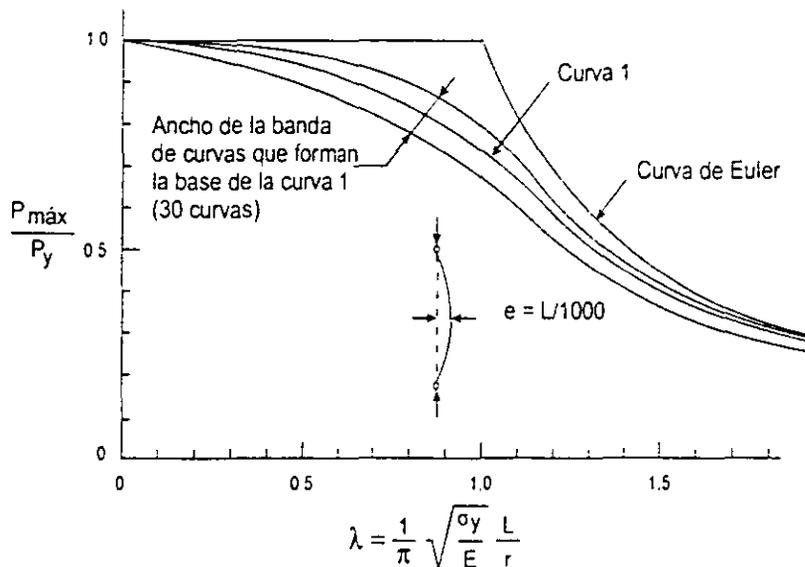


Fig. 2.24 Curva No. 1 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones que reproducen analíticamente los resultados de las curvas múltiples son bastante complejas (refs. 2.11, 2.15, 2.19); por ello, se ha propuesto el uso de expresiones simplificadas, con las que se obtienen, de manera mucho más sencilla, resultados suficientemente cercanos a los proporcionados por las curvas (refs. 2.9, 2.21, 2.22); de este tipo son las ecuaciones de las Normas Técnicas

Complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2), y de las especificaciones Canadienses (ref. 2.23), para el diseño de columnas de sección transversal H o en cajón. Aunque de poca utilidad para tabular la resistencia de las columnas en función de su esbeltez, las ecuaciones simplificadas son convenientes cuando se emplean directamente en los cálculos y cuando se incluyen en programas de computadora.

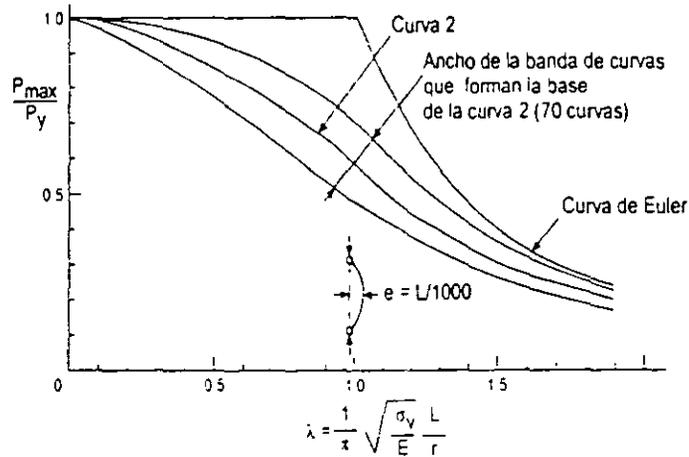


Fig. 2.25 Curva No. 2 para columnas de acero estructural.

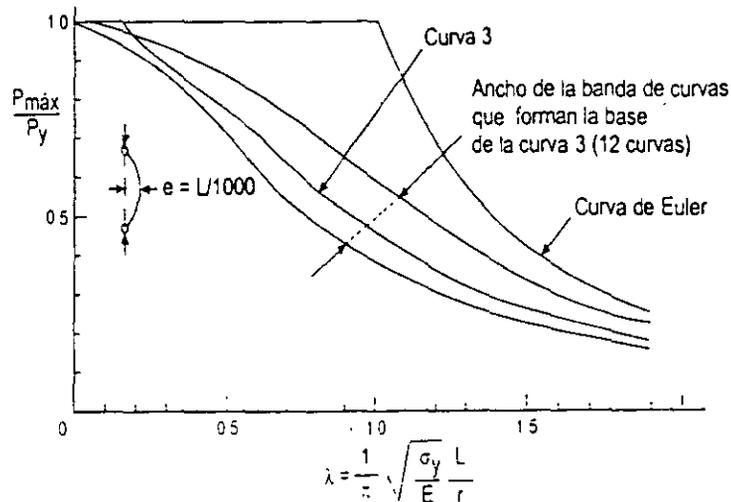
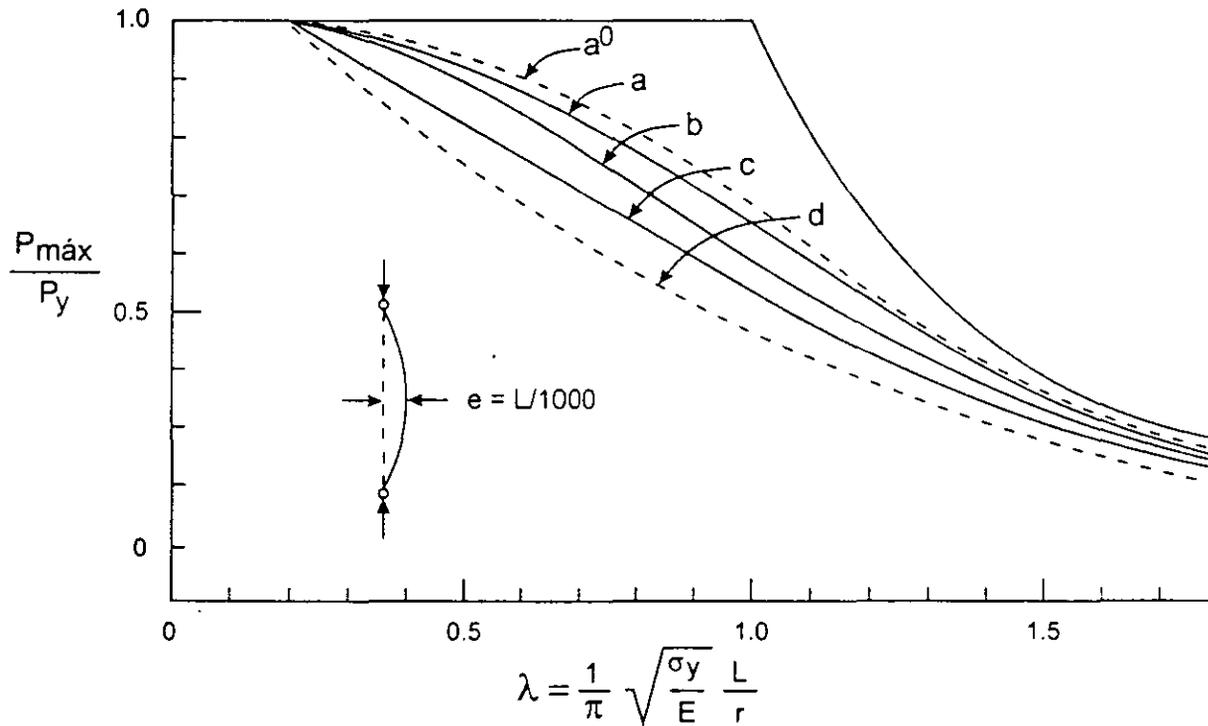


Fig. 2.26 Curva No. 3 para columnas de acero estructural.

Las ecuaciones recomendadas en la ref. 2.24 corresponden a la curva 2P (refs. 2.11, 2.20). A pesar de que esta curva es, en teoría, aplicable solamente a las secciones para las que fue deducida, de acuerdo con la ref. 2.24 se utiliza para columnas con secciones transversales de cualquier forma, incluyendo ángulo sencillos o dobles.



Curva a

- □ Tubos formados en caliente
- ⊥ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⊥ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⊥ Soldada, relevada de esfuerzos
- ⊥ Relevada de esfuerzos

Curva c

- ⊥ Laminada, $h/b \leq 1.2$
- ⊥ Soldada, placas laminadas
- ⊥ Te
- Canal
- □ Tubos acabados en caliente, con paredes de grueso no mayor de 6 mm

Curva a⁰ (tentativa)

Aceros de alta resistencia

Curva b

- ⊥ Cajón soldado
- ⊥ Laminada, $h/b > 1.2$
- ⊥ Laminada; $h/b \leq 1.2$
- ⊥ Soldada, placas cortadas con soplete
- ⊥ Soldada, placas laminadas
- ⊥ Laminada, con cubreplacas soldadas
- ⊥ Laminada, relevada de esfuerzos

Curva d (tentativa)

Perfiles pesados

Fig. 2.27 Curvas múltiples europeas.

Cuando se emplean varias curvas de diseño, con la tabla 2.1 se determina la que debe usarse en cada caso (refs. 2.4 y 2.20).

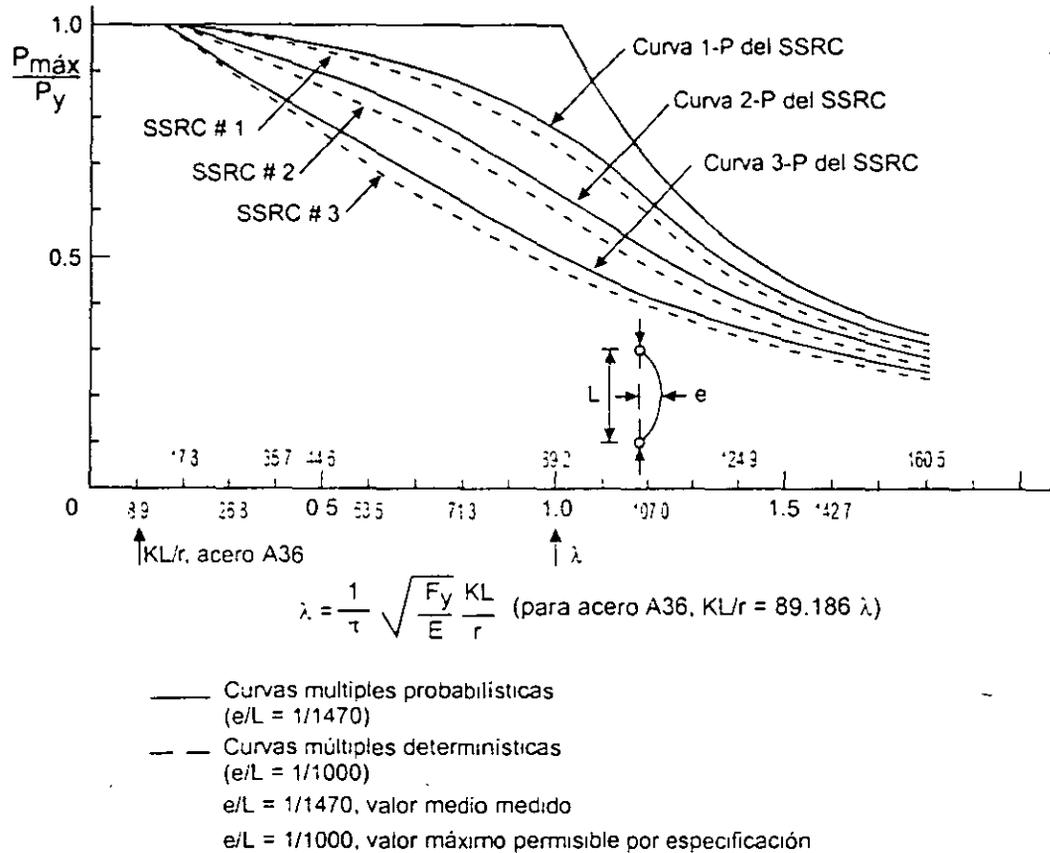


Fig. 2.28 Conjuntos de curvas múltiples para el diseño de columnas (SSRC y SSRC-P).

2.6.6 Pandeo en el intervalo de endurecimiento por deformación

En la mayor parte de la literatura sobre pandeo inelástico de columnas en compresión axial, se acepta que se pandean cuando el esfuerzo llega al límite de fluencia, y el módulo de elasticidad tangente se reduce a cero. Esto se refleja en las curvas y fórmulas para diseño, con las que se obtiene un esfuerzo crítico máximo (o un esfuerzo último, si se tienen en cuenta las imperfecciones iniciales), correspondiente a longitudes nulas, igual a σ_y (Figs. 2.21 y 2.24 a 2.26, ec. 2.27).

Aparentemente sería imposible llevar los elementos comprimidos de acero estructural al intervalo de comportamiento plástico, en el que las deformaciones unitarias son mayores que ϵ_y , sin que se pandearan, lo que invalidaría la hipótesis principal del análisis y diseño plástico, pues los patines de las barras en flexión se pandearían localmente cuando la compresión fuese en ellos $A_p \sigma_y$, y no podría plastificarse la sección completa, ni formarse articulaciones plásticas.

Tabla 2.1 Selección de curvas para el diseño de columnas*

Proceso de fabricación		Eje de flexión	Esfuerzo de fluencia mínimo (Kg/cm ²)				
			<2530	2600 a 3450	3500 a 4150	4200 a 6250	P6300 **
Perfiles H laminados en caliente	Perfiles H ligeros y medios	Mayor momento de inercia	2	2	1	1	1
		Menor momento de inercia	2	2	2	1	1
	Perfiles H pesados (Patines de más de 5 cm de grueso)	Mayor	3	2	2	2	2
		Menor	3	3	2	2	2
Secciones H hechas con placas soldadas	Placas cortadas con soplete	Mayor	2	2	2	1	1
		Menor	2	2	2	2	1
	Placas laminadas	Mayor	3	3	2	2	2
		Menor	3	3	3	2	2
Secciones en cajón soldadas	Placas cortadas con soplete o laminadas	Mayor	2	2	2	1	1
		Menor	2	2	2	1	1
	Formadas en frío	Mayor	N/A	2	2	2	2
		Menor	N/A	2	2	2	2
Tubos cuadrados o rectangulares	Formados en caliente o formados en frío y tratados térmicamente	Mayor	1	1	1	1	1
		Menor	1	1	1	1	1
Tubos circulares	Formados en frío		2	2	2	2	2
	Formados en caliente		1	1	1	1	1
Todos los perfiles que hayan sido relevados de esfuerzos		Mayor o Menor	1	1	1	1	1

Notas:

- * Para uso con las curvas 1, 2 y 3 del SSRC (Cap. 3, ref. 2.11).
- ** Aceros tratados térmicamente.

La conclusión anterior no concuerda ni con los resultados de gran número de pruebas de laboratorio ni con el comportamiento de las estructuras reales, pues piezas pequeñas y robustas de acero, comprimidas axialmente, admiten deformaciones mayores que ϵ_y , sin pandearse e incluso, si su relación de esbeltez es menor que un cierto límite, el pandeo se pospone hasta que todo el material está endurecido por deformación, y se inicia bajo esfuerzos mayores que el de fluencia (refs. 2.26 a 2.28). Las teorías clásicas describen correctamente el fenómeno en el intervalo elástico y en el inelástico entre el límite de proporcionalidad y el esfuerzo de fluencia, hasta que la deformación unitaria vale ϵ_y , pero son inaplicables más allá de este punto.

En la Fig. 2.29 se muestra, en forma ligeramente simplificada, la primera parte de la curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A36, en tensión o compresión.

Al llegar el esfuerzo a σ_y , se inicia el flujo plástico, de manera brusca, sin la curva de transición de los perfiles completos, pues ésta se debe a los esfuerzos residuales que desaparecen en las probetas; las deformaciones crecen bajo esfuerzo constante, y el módulo tangente E_t , parece reducirse a cero. Sin embargo, ε es una deformación media, obtenida midiendo el alargamiento o el acortamiento total de la probeta y, en realidad, no hay ningún material cuya deformación unitaria esté comprendida entre la iniciación del flujo plástico ε_y y el comienzo del endurecimiento por deformación ε_{ed} , pues el acero fluye de manera discontinua en pequeñas fajas inclinadas, orientadas según los planos de esfuerzo cortante máximo, en las que la deformación local pasa instantáneamente de ε_y a ε_{ed} (refs. 2.26, 2.27, 2.29). E_t no se anula nunca porque cuando parte del material está aún en el intervalo elástico, el resto ha entrado ya en el endurecimiento por deformación.

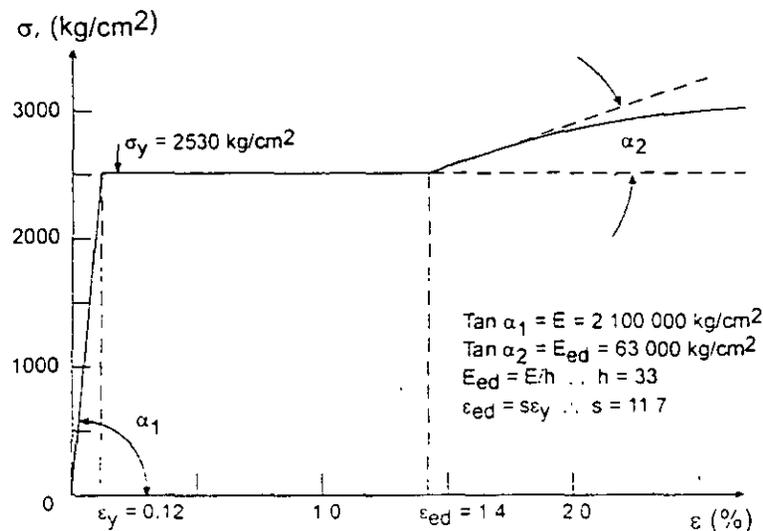


Fig. 2.29 Curva esfuerzo-deformación unitaria de una probeta de acero A 36.

ε_{ed} es unas 12 veces mayor que ε_y (Fig. 2.29).

Se ha demostrado experimentalmente que los esfuerzos de pandeo de piezas comprimidas de acero A7 o A36; en relación con esbeltez menor de 20, exceden el límite de fluencia y entran en el endurecimiento por deformación; los valores experimentales están entre los predichos por las teorías del módulo tangente y del módulo reducido (refs. 2.6, 2.30).

2.6.7 Fórmulas para diseño

A continuación se presentan las ecuaciones para diseño de columnas en compresión axial recomendadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en las dos especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero, y en las normas canadienses.

2.6.7.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

La resistencia de diseño R_c de un elemento estructural de eje recto y de sección transversal constante sometido a compresión axial, que falla por pandeo por flexión, y en el que el pandeo local no es crítico, se determina con alguna de las ecs. 2.29 a 2.31. Tomando A_t en cm^2 y F_y en kg/cm^2 , R_c se obtiene en kg.

a) Miembros de sección transversal H, I, o rectangular hueca.

$$F_R = 0.9$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R \quad (2.29)$$

A_t es el área total de la sección transversal de la columna.

$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$, donde KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna.

n es un coeficiente adimensional, que tiene alguno de los valores siguientes:

- Columnas de sección transversal H o I, laminadas o hechas con tres placas soldadas, obtenidas cortándolas con oxígeno de placas más anchas, y columnas de sección transversal rectangular hueca, laminadas o hechas con cuatro placas soldadas: $n = 1.4$.
- Columnas de sección transversal H o I, hechas con tres placas laminadas soldadas entre sí: $n = 1.0$.

La ec. 2.29 es una representación analítica simplificada de las curvas múltiples del SSRC; los valores de n , 2.0, 1.4 y 1.0, corresponden, respectivamente, a las curvas 1, 2 y 3 (ref. 2.22).

En las Normas Técnicas se utilizan sólo las curvas 2 y 3, es decir, n igual a 1.4 y 1.0, para aceros con límite de fluencia no mayor de 2530 Kg/cm^2 , pero se permiten otros valores de n si se demuestra que su empleo está justificado.

La tendencia actual es hacia el uso de aceros de resistencias más elevadas que los tradicionales; así, en Estados Unidos se emplean cada vez más, aceros con esfuerzo de fluencia de 50 Kips/pulg² (3515 kg/cm²), sustituyendo al acero A36 ($F_y = 2530$ kg/cm²); en Canadá y en Europa la situación es semejante.

En México es ya muy común el uso de materiales con $F_y = 3515$ kg/cm²; cuando es así, puede emplearse la ec. 2.29, con $n = 2.0$, en los casos en que la Tabla 2.1 señala que debe utilizarse la curva 1.

- b) Miembros cuya sección transversal tiene una forma cualquiera, no incluida en a)

$$F_R = 0.85$$

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r \leq (KL/r)_c, \quad R_c = A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R \quad (2.31)$$

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_y}$$

KL/r es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna, y $(KL/r)_c = \sqrt{2\pi^2 E/F_y} \approx 6340/\sqrt{F_y}$ es la esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico. Se obtiene igualando a $F_y/2$ el esfuerzo crítico elástico, dado por la fórmula de Euler y despejando KL/r .

Las ecs. 2.30 y 2.31 proporcionan la carga crítica de la columna, de pandeo elástico (la fórmula de Euler, ec. 2.30) o inelástico (la ec. 2.31 es la 2.28, en la que se ha introducido $(KL/r)_c$, multiplicada por $A_t F_R$). Estas ecuaciones, que se conservan de normas anteriores, se aplican a ángulos, canales y tes en compresión y, en general, a todos los tipos de columnas que no han sido objeto de investigaciones especiales, como las que llevaron a la obtención de las curvas múltiples. Por este motivo, para su diseño se recomienda un factor de resistencia menor.

2.6.7.2 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

De acuerdo con las especificaciones del AISC para edificios de acero estructural basadas en diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24), la resistencia de diseño en compresión de columnas cargadas axialmente que no fallan por pandeo local ni por pandeo por torsión a flexotorsión, es igual a $F_R P_n$, donde.

$$F_R = 0.85$$

$$P_n = \text{resistencia nominal en compresión axial} = A_g F_{cr} \quad (2.32)$$

$$\text{Para } \lambda_c \leq 1.5, F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.33)$$

$$\text{Para } \lambda_c > 1.5, F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y \quad (2.34)$$

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo en compresión; λ_c es el parámetro λ definido en el artículo 2.6.7.1, donde también se ha definido A_g .

Las fórmulas 2.33 y 2.34 pueden expresarse en términos de la relación de esbeltez KL/r (Comentario de la ref. 2.8); para ello, se escribe la fórmula 2.33 en forma exponencial:

$$F_{cr} = \left(\exp(-0.419\lambda_c^2) \right) F_y$$

y se sustituye λ_c por su valor, con lo que se obtiene:

$$\text{Para } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \left[\exp \left[-0.424 \frac{F_y}{E} \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] \right] F_y \quad (2.35)$$

$$\text{Para } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}, F_{cr} = \frac{0.877\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.36)$$

$\exp(x)$ tiene el mismo significado que e^x , donde e es la base de los logaritmos naturales.

Las ecs. 2.33 y 2.34 (o 2.35 y 2.36) son una representación analítica de la curva 2P. Es decir, el AISC utiliza una sola curva, la intermedia, para el diseño de todos los miembros en compresión axial, cualquiera que sea la forma de su sección transversal o el procedimiento de fabricación.

La ec. 2.34 (o la 2.36) es la fórmula de Euler multiplicada por 0.877, lo que indica que para esbelteces grandes (mayores que 133.7, si el acero es A36) la resistencia de las columnas con imperfecciones iniciales ($e = L/1470$) es aproximadamente igual al 88 por ciento de la predicha por la fórmula de Euler (F_{cr} , calculado con cualquiera de las ecuaciones anteriores, no es realmente un esfuerzo crítico de pandeo, puesto que las curvas múltiples, de una de las cuales provienen esas ecuaciones, no proporcionan esfuerzos críticos, sino resistencias máximas de columnas con imperfecciones iniciales).

2.6.7.3 Especificaciones AISC para diseño por esfuerzos permisibles (ref. 2.3)

En las normas de 1989 para diseño basado en esfuerzos permisibles (ref. 2.3), el AISC conserva las fórmulas para miembros comprimidos axialmente que han

formado parte de sus especificaciones desde 1961. Las recomendaciones de diseño son las siguientes:

El esfuerzo permisible en la sección transversal total de miembros comprimidos axialmente que no fallan prematuramente por pandeo local, en los que la relación de esbeltez máxima del tramo en estudio, KL/r , no excede de C_c , es:

$$F_a = \frac{\left(1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2}\right) F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3KL/r}{8C_c} - \frac{(KL/r)^3}{8C_c^3}} \quad (2.37)$$

donde:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

Cuando KL/r excede de C_c , el esfuerzo permisible es:

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2} \quad (2.38)$$

C_c es la relación de esbeltez que separa las dos formas de pandeo, elástico e inelástico; corresponde a la relación de esbeltez KL/r de la ref. 2.2 (art. 2.6.7.1).

La ec. 2.38 es la fórmula de Euler con un coeficiente de seguridad de $23/12 = 1.92$; proporciona el esfuerzo crítico de las columnas esbeltas, que fallan por pandeo elástico. El numerador de la ec. 2.37 es el esfuerzo crítico de pandeo inelástico de columnas cortas e intermedias (es la ec. 2.27, en la que se ha introducido el coeficiente C_c), y el denominador el factor de seguridad, que varía de 1.67 para columnas de esbeltez nula a 1.92 cuando $KL/r = (KL/r)_c$.

2.6.7.4 Normas Canadienses (ref. 2.23)

La resistencia factorizada (o resistencia de diseño), C_r , de un miembro de sección transversal clase 1, 2 o 3 (que no falla por pandeo local), en compresión axial, se calcula con la expresión:

$$C_r = \phi A F_y (1 + \lambda^{2n})^{-1/n} \quad (2.39)$$

que puede escribirse en la forma:

$$C_r = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n})^{1/n}} \phi A$$

n vale 2.24, 1.34 o 0.98, dependiendo de las características de la columna; cada valor corresponde a una de las tres curvas propuestas.

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E}}$$

ϕ = factor de resistencia = 0.9.

Las secciones que tengan sólo un eje de simetría, o ninguno, y las cruciformes, deben satisfacer requisitos adicionales.

En el cuerpo de la norma aparecen únicamente los dos primeros valores de n ; el tercero (0.98) se recomienda, en el Comentario, para secciones laminadas pesadas y secciones soldadas fabricadas con placas laminadas.

La ec. 2.39 es muy parecida a la 2.29; también son muy semejantes los valores del exponente n . Esto no es de extrañar puesto que ambas provienen de las mismas curvas.

2.6.7.5 Tablas de esfuerzos de diseño

En las hojas siguientes se presentan varias tablas que proporcionan los esfuerzos de diseño en función de las relaciones de esbeltez de las columnas; corresponden a las refs. 2.2 y 2.24. En la Fig. 2.30 se comparan algunas curvas esfuerzo de diseño-relación de esbeltez para aceros Grado 50 ($F_y = 3515 \text{ Kg/cm}^2$); la del Reglamento del D.F., con $n=1.4$, coincide casi con la del AISC, pues ambas provienen de la segunda curva del SSRC; la diferencia para relaciones L/r pequeñas, se debe a que los factores de resistencia no son iguales.

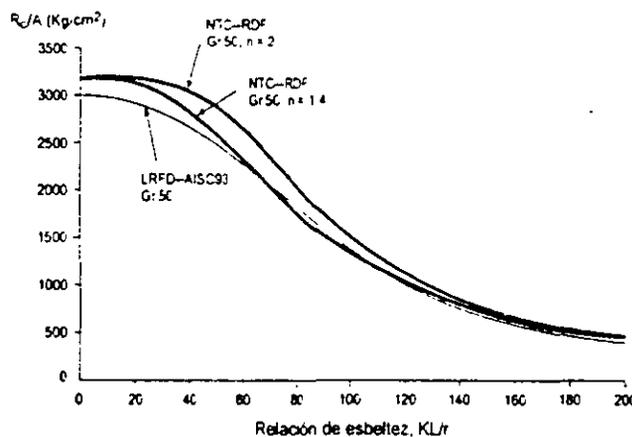


Fig. 2.30 Curvas esfuerzo de diseño – relación de esbeltez ($R_d/A - KL/r$).

TABLA 2.2 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.9$, $n=1.0$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1746	101	1008	151	592
2	2277	52	1728	102	996	152	587
3	2277	53	1711	103	985	153	581
4	2277	54	1694	104	974	154	575
5	2277	55	1677	105	963	155	570
6	2277	56	1660	106	953	156	564
7	2277	57	1643	107	942	157	559
8	2277	58	1626	108	932	158	553
9	2277	59	1609	109	921	159	548
10	2277	60	1592	110	911	160	543
11	2277	61	1575	111	901	161	537
12	2277	62	1559	112	891	162	532
13	2277	63	1542	113	882	163	527
14	2272	64	1526	114	872	164	522
15	2264	65	1509	115	862	165	517
16	2255	66	1493	116	853	166	513
17	2246	67	1477	117	844	167	508
18	2236	68	1461	118	835	168	503
19	2226	69	1445	119	826	169	498
20	2215	70	1429	120	817	170	494
21	2204	71	1413	121	808	171	489
22	2193	72	1398	122	799	172	485
23	2181	73	1382	123	791	173	480
24	2169	74	1367	124	782	174	476
25	2156	75	1352	125	774	175	472
26	2143	76	1337	126	766	176	467
27	2130	77	1322	127	758	177	463
28	2116	78	1307	128	750	178	459
29	2102	79	1292	129	742	179	455
30	2088	80	1278	130	734	180	451
31	2073	81	1263	131	726	181	447
32	2058	82	1249	132	719	182	443
33	2043	83	1235	133	711	183	439
34	2028	84	1221	134	704	184	435
35	2012	85	1207	135	697	185	431
36	1997	86	1194	136	689	186	427
37	1981	87	1180	137	682	187	424
38	1965	88	1167	138	675	188	420
39	1948	89	1154	139	668	189	416
40	1932	90	1141	140	662	190	413
41	1915	91	1128	141	655	191	409
42	1899	92	1115	142	648	192	406
43	1882	93	1103	143	642	193	402
44	1865	94	1090	144	635	194	399
45	1848	95	1078	145	629	195	395
46	1831	96	1066	146	623	196	392
47	1814	97	1054	147	616	197	389
48	1797	98	1042	148	610	198	386
49	1780	99	1030	149	604	199	382
50	1763	100	1019	150	598	200	379

TABLA 2.3 Miembros en Compresion Axial, NTC del RDF

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

K/L/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2277	51	1994	101	1214	151	686
2	2277	52	1980	102	1200	152	679
3	2277	53	1966	103	1186	153	671
4	2277	54	1952	104	1172	154	664
5	2277	55	1938	105	1159	155	657
6	2277	56	1923	106	1145	156	650
7	2277	57	1908	107	1132	157	643
8	2277	58	1893	108	1119	158	637
9	2277	59	1878	109	1106	159	630
10	2277	60	1863	110	1093	160	623
11	2277	61	1847	111	1080	161	617
12	2277	62	1832	112	1068	162	611
13	2277	63	1816	113	1055	163	604
14	2276	64	1800	114	1043	164	598
15	2274	65	1784	115	1031	165	592
16	2272	66	1768	116	1019	166	586
17	2269	67	1751	117	1007	167	580
18	2267	68	1735	118	995	168	574
19	2264	69	1719	119	984	169	568
20	2260	70	1702	120	972	170	562
21	2257	71	1686	121	961	171	557
22	2253	72	1669	122	950	172	551
23	2249	73	1653	123	939	173	546
24	2244	74	1636	124	928	174	540
25	2240	75	1620	125	918	175	535
26	2234	76	1603	126	907	176	530
27	2229	77	1587	127	897	177	524
28	2223	78	1570	128	887	178	519
29	2217	79	1554	129	877	179	514
30	2210	80	1538	130	867	180	509
31	2204	81	1521	131	857	181	504
32	2196	82	1505	132	847	182	499
33	2189	83	1489	133	837	183	495
34	2181	84	1473	134	828	184	490
35	2173	85	1457	135	819	185	485
36	2164	86	1441	136	810	186	481
37	2155	87	1425	137	800	187	476
38	2146	88	1409	138	792	188	472
39	2136	89	1393	139	783	189	467
40	2126	90	1378	140	774	190	463
41	2115	91	1362	141	765	191	458
42	2105	92	1347	142	757	192	454
43	2094	93	1332	143	749	193	450
44	2082	94	1316	144	740	194	446
45	2071	95	1301	145	732	195	442
46	2058	96	1287	146	724	196	438
47	2046	97	1272	147	716	197	434
48	2034	98	1257	148	709	198	430
49	2021	99	1243	149	701	199	426
50	2007	100	1228	150	693	200	422

TABLA 2.4 Miembros en Compresión Axial, NTC del RDF,

Esfuerzo de Diseño R_d/A_s $F_R=0.9$, $n=1.4$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_d/A_s kg/cm ²						
1	3164	51	2585	101	1366	151	722
2	3164	52	2560	102	1348	152	713
3	3164	53	2534	103	1329	153	705
4	3164	54	2508	104	1311	154	697
5	3164	55	2482	105	1293	155	689
6	3164	56	2456	106	1276	156	681
7	3164	57	2429	107	1259	157	674
8	3164	58	2402	108	1242	158	666
9	3164	59	2376	109	1225	159	659
10	3164	60	2349	110	1209	160	652
11	3164	61	2322	111	1192	161	644
12	3162	62	2295	112	1177	162	637
13	3158	63	2268	113	1161	163	630
14	3155	64	2241	114	1146	164	623
15	3150	65	2214	115	1130	165	617
16	3146	66	2187	116	1115	166	610
17	3140	67	2160	117	1101	167	603
18	3134	68	2133	118	1086	168	597
19	3128	69	2106	119	1072	169	591
20	3121	70	2079	120	1058	170	584
21	3113	71	2053	121	1045	171	578
22	3105	72	2027	122	1031	172	572
23	3096	73	2000	123	1018	173	566
24	3086	74	1974	124	1005	174	560
25	3076	75	1949	125	992	175	554
26	3065	76	1923	126	979	176	548
27	3053	77	1898	127	967	177	543
28	3041	78	1872	128	954	178	537
29	3028	79	1847	129	942	179	532
30	3014	80	1823	130	931	180	526
31	3000	81	1798	131	919	181	521
32	2985	82	1774	132	907	182	516
33	2969	83	1750	133	896	183	511
34	2952	84	1726	134	885	184	505
35	2935	85	1703	135	874	185	500
36	2917	86	1680	136	863	186	495
37	2899	87	1657	137	853	187	491
38	2880	88	1634	138	842	188	486
39	2860	89	1612	139	832	189	481
40	2840	90	1590	140	822	190	476
41	2819	91	1568	141	812	191	472
42	2798	92	1546	142	803	192	467
43	2776	93	1525	143	793	193	463
44	2754	94	1504	144	784	194	458
45	2731	95	1484	145	774	195	454
46	2708	96	1463	146	765	196	449
47	2684	97	1443	147	756	197	445
48	2660	98	1424	148	747	198	441
49	2635	99	1404	149	739	199	437
50	2611	100	1385	150	730	200	433

TABLA 2.5 Miembros en Compresion Axial. NTC del RDF.

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_r=0.9$, $n=2.0$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	3164	51	2881	101	1548	151	770
2	3164	52	2861	102	1525	152	761
3	3154	53	2841	103	1502	153	752
4	3164	54	2819	104	1480	154	742
5	3164	55	2798	105	1458	155	733
6	3164	56	2775	106	1436	156	724
7	3164	57	2752	107	1415	157	716
8	3164	58	2728	108	1394	158	707
9	3164	59	2704	109	1373	159	699
10	3164	60	2679	110	1353	160	690
11	3164	61	2653	111	1333	161	682
12	3163	62	2627	112	1314	162	674
13	3163	63	2600	113	1294	163	666
14	3162	64	2573	114	1275	164	659
15	3162	65	2546	115	1257	165	651
16	3161	66	2518	116	1239	166	644
17	3160	67	2490	117	1221	167	636
18	3159	68	2461	118	1203	168	629
19	3158	69	2433	119	1186	169	622
20	3157	70	2404	120	1169	170	615
21	3155	71	2375	121	1152	171	608
22	3153	72	2345	122	1136	172	601
23	3151	73	2316	123	1120	173	594
24	3148	74	2286	124	1104	174	588
25	3146	75	2257	125	1088	175	581
26	3142	76	2227	126	1073	176	575
27	3139	77	2198	127	1058	177	569
28	3135	78	2168	128	1044	178	563
29	3131	79	2139	129	1029	179	556
30	3126	80	2109	130	1015	180	550
31	3121	81	2080	131	1001	181	545
32	3115	82	2051	132	988	182	539
33	3109	83	2022	133	974	183	533
34	3102	84	1993	134	961	184	527
35	3094	85	1965	135	948	185	522
36	3086	86	1937	136	935	186	516
37	3077	87	1909	137	923	187	511
38	3068	88	1881	138	911	188	506
39	3058	89	1853	139	899	189	501
40	3047	90	1826	140	887	190	496
41	3036	91	1799	141	875	191	490
42	3024	92	1773	142	864	192	485
43	3011	93	1746	143	853	193	481
44	2997	94	1720	144	842	194	476
45	2983	95	1695	145	831	195	471
46	2968	96	1669	146	821	196	466
47	2952	97	1645	147	810	197	462
48	2935	98	1620	148	800	198	457
49	2918	99	1596	149	790	199	453
50	2900	100	1572	150	780	200	448

TABLA 2.6 Miembros en Compresión Axial, LRFD-AISC93

Esfuerzo de Diseño R_c/A_c $F_R=0.85$, $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2150	51	1875	101	1257	151	658
2	2150	52	1865	102	1244	152	649
3	2149	53	1855	103	1231	153	641
4	2149	54	1845	104	1217	154	633
5	2148	55	1834	105	1204	155	624
6	2146	56	1823	106	1191	156	616
7	2145	57	1813	107	1177	157	609
8	2143	58	1802	108	1164	158	601
9	2141	59	1791	109	1151	159	593
10	2139	60	1779	110	1138	160	586
11	2137	61	1768	111	1125	161	579
12	2134	62	1757	112	1111	162	572
13	2131	63	1745	113	1098	163	565
14	2128	64	1734	114	1085	164	558
15	2125	65	1722	115	1072	165	551
16	2122	66	1710	116	1059	166	544
17	2118	67	1698	117	1046	167	538
18	2114	68	1686	118	1034	168	532
19	2110	69	1674	119	1021	169	525
20	2106	70	1662	120	1008	170	519
21	2101	71	1649	121	995	171	513
22	2096	72	1637	122	983	172	507
23	2091	73	1625	123	970	173	501
24	2086	74	1612	124	958	174	495
25	2081	75	1600	125	945	175	490
26	2075	76	1587	126	933	176	484
27	2070	77	1574	127	920	177	479
28	2064	78	1561	128	908	178	473
29	2057	79	1549	129	896	179	468
30	2051	80	1536	130	884	180	463
31	2044	81	1523	131	872	181	458
32	2038	82	1510	132	860	182	453
33	2031	83	1497	133	848	183	448
34	2024	84	1484	134	835	184	443
35	2016	85	1470	135	823	185	438
36	2009	86	1457	136	811	186	434
37	2001	87	1444	137	799	187	429
38	1993	88	1431	138	788	188	424
39	1985	89	1418	139	776	189	420
40	1977	90	1404	140	765	190	416
41	1968	91	1391	141	755	191	411
42	1960	92	1378	142	744	192	407
43	1951	93	1364	143	734	193	403
44	1942	94	1351	144	723	194	399
45	1933	95	1338	145	714	195	395
46	1924	96	1324	146	704	196	391
47	1915	97	1311	147	694	197	387
48	1905	98	1297	148	685	198	383
49	1895	99	1284	149	676	199	379
50	1885	100	1271	150	667	200	375

TABLA 2.7 Miembros en Compresion Axial, LRFD-AISC93
Esfuerzo de Diseño R_c/A_c

$F_R=0.85$, $F_y=3515 \text{ kg/cm}^2$

KL/R	R_c/A_c kg/cm ²						
1	2988	51	2470	101	1417	151	658
2	2987	52	2452	102	1396	152	649
3	2986	53	2433	103	1376	153	641
4	2984	54	2414	104	1355	154	633
5	2982	55	2395	105	1334	155	624
6	2980	56	2376	106	1314	156	616
7	2977	57	2356	107	1294	157	609
8	2974	58	2336	108	1274	158	601
9	2970	59	2316	109	1254	159	593
10	2966	60	2296	110	1234	160	586
11	2961	61	2276	111	1214	161	579
12	2956	62	2256	112	1194	162	572
13	2951	63	2235	113	1175	163	565
14	2945	64	2215	114	1154	164	558
15	2939	65	2194	115	1134	165	551
16	2932	66	2173	116	1115	166	544
17	2925	67	2152	117	1096	167	538
18	2918	68	2131	118	1077	168	532
19	2910	69	2110	119	1059	169	525
20	2902	70	2088	120	1042	170	519
21	2893	71	2067	121	1025	171	513
22	2884	72	2045	122	1008	172	507
23	2874	73	2024	123	992	173	501
24	2865	74	2002	124	976	174	495
25	2854	75	1980	125	960	175	490
26	2844	76	1959	126	945	176	484
27	2833	77	1937	127	930	177	479
28	2821	78	1915	128	916	178	473
29	2810	79	1893	129	901	179	468
30	2797	80	1871	130	888	180	463
31	2785	81	1849	131	874	181	458
32	2772	82	1828	132	861	182	453
33	2759	83	1806	133	848	183	448
34	2746	84	1784	134	835	184	443
35	2732	85	1762	135	823	185	438
36	2718	86	1740	136	811	186	434
37	2703	87	1718	137	799	187	429
38	2688	88	1696	138	788	188	424
39	2673	89	1674	139	776	189	420
40	2658	90	1653	140	765	190	416
41	2642	91	1631	141	755	191	411
42	2626	92	1609	142	744	192	407
43	2610	93	1588	143	734	193	403
44	2593	94	1566	144	723	194	399
45	2577	95	1545	145	714	195	395
46	2560	96	1523	146	704	196	391
47	2542	97	1502	147	694	197	387
48	2525	98	1481	148	685	198	383
49	2507	99	1459	149	676	199	379
50	2489	100	1438	150	667	200	375

EJEMPLO 2.3² Una columna de 5 m de longitud, con extremos articulados ($K = 1.0$), debe resistir una compresión, producida por cargas muertas y vivas de trabajo, de 130 ton. La columna forma parte de una construcción del grupo B (ref. 2.37). Escoja una sección H formada por tres placas soldadas. El acero tiene un límite de fluencia $F_v = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

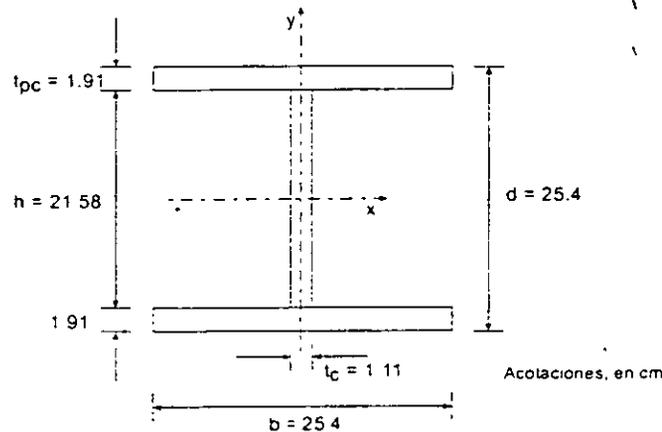


Fig. E2.3-1 Columna del ejemplo 2.3.

Se ensayará una sección H de 25.4 cm x 25.4 cm x 95 Kg/m, que tiene las dimensiones que se muestran en la fig. E.2.3-1, y las propiedades geométricas siguientes: $A_f = 120.77 \text{ cm}^2$, $r_{\min} = r_y = 6.57 \text{ cm}$.

Acción de diseño: $P_d = 130 \times 1.4 = 182.0 \text{ ton}$.

1.4 es el factor de carga que se especifica en la ref. 2.37 para construcciones del grupo B, bajo cargas muertas y vivas combinadas.

Normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el D.F. (ref. 2.2).

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2).

$$\text{Patines: } b_f / 2t_{pc} = 25.4 / (2 \times 1.91) = 6.65 < 830 / \sqrt{2530} = 16.5$$

$$\text{Alma: } h / t_c = 21.58 / 1.11 = 19.44 < 2100 / \sqrt{2530} = 41.8$$

La sección es tipo 1, 2 o 3. El pandeo local no es crítico.

² En este ejemplo, y en los que siguen, al estudiar columnas de paredes delgadas se hace referencia a tablas y ecuaciones de la ref. 2.2. Su origen se estudia en el capítulo 3

Resistencia de diseño

El estado límite es de inestabilidad por flexión, y como la sección transversal de la columna es H , la resistencia de diseño se evalúa con la ec. 2.29:

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_c}{\pi^2 E}} = \frac{1.0 \times 500}{6.57} \sqrt{\frac{2530}{2039000\pi^2}} = 0.853$$

a) Las placas que componen la columna se obtienen cortándolas con oxígeno de placas más anchas: el coeficiente n de la ec. 2.29 vale 1.4.

$$R_c = \frac{F_c A_c F_R}{(1 + \lambda^{2n} - 0.15^{2n})^{1/n}} = \frac{2530 \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3}}{(1 + 0.853^{2.8} - 0.15^{2.8})^{1/1.4}} = 193.5 \text{ ton}$$

$$F_c A_c F_R = 2530 \times 120.77 \times 0.9 \times 10^{-3} = 275.0 \text{ ton} > 193.5$$

Por consiguiente:

$$R_c = 193.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño, R_c , es 6.3 por ciento mayor que la acción de diseño P_u ; la sección ensayada es correcta ($R_c/P_u = 193.5/182.0 = 1.063$).

R_c puede obtenerse también con la tabla 2.3, que proporciona las resistencias de diseño por unidad de área, R_c/A_c , para relaciones de esbeltez comprendidas entre 1 y 200, con $F_R = 0.9$, para acero con $F_c = 2530 \text{ kg/cm}^2$ y $n = 1.4$.

$$KL/r = 1.0 \times 500 / 6.57 = 76$$

$$\frac{R_c}{A_c} = 1.603 \text{ ton/cm}^2, \quad R_c = 1.603 \times 120.77 = 193.6 \text{ ton}$$

La pequeña diferencia en los dos valores de la resistencia de diseño se debe a que se entró en la tabla con $KL/r = 76$, y la esbeltez real es 76.1.

b) La columna está formada por tres placas laminadas: $n = 1.0$.

$$R_c = \frac{2530}{1 + 0.853 - 0.15} \times 120.77 \times 0.90 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$$

(De la tabla 2.2, para $KL/r = 76$, $R_c/A_c = 1337 \text{ kg/cm}^2$, $R_c = 1337 \times 120.77 \times 10^{-3} = 161.5 \text{ ton}$).

En este caso, $R_c = 161.5 \text{ ton} < P_u = 182.0 \text{ ton}$.

La sección no es adecuada ($161.5/182.0 = 0.887$).

La resistencia de la columna hecha con placas laminadas es 16.5 por ciento menor que la de la compuesta por placas cortadas con soplete ($161.5/193.5 = 0.835$).

Normas AISC-LRFD 93 (ref. 2.24).

Clasificación de la sección.

Patines: $b/2t_{pc} = 6.65 < \lambda_r = 797/\sqrt{2530} = 15.8$

Alma: $h/t_c = 19.44 < \lambda_r = 2121/\sqrt{2530} = 42.2$

La sección es "no compacta"; no hay pandeo local prematuro.

Resistencia de diseño.

$$\lambda_c = 0.853 < 1.5 \quad \therefore R_c = \phi_c A_g (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = 0.85 \times 120.77 \times 0.658^{0.353^2} \times 2.53 \\ = 191.5 \text{ ton} > P_u = 182.0 \text{ ton}$$

La sección ensayada es correcta.

$\phi_c = 0.85$ es el factor de resistencia.

La resistencia de diseño es casi igual a la que se obtiene con las normas de la ref. 2.2 en el caso a, que corresponde a placas cortadas con oxígeno. Esto es así porque la ecuación de la ref. 2.2 con $n = 1.4$ proviene de la curva 2 del SSRC, y las ecuaciones de la ref. 2.24 de la 2P, que es muy parecida.

El problema puede resolverse también utilizando la tabla 2.6.

En la ref. 2.24 se tratan igual las columnas hechas con placas cortadas con oxígeno que las formadas por placas laminadas.

Normas AISC-ASD 89 (ref. 2.3).

Con estas normas se obtiene la capacidad de carga de la columna en condiciones de trabajo, no su resistencia de diseño. También se tratan igual los dos tipos de columnas de este ejemplo.

$$(KL/r)_{\max} = 76 \text{ (se obtuvo arriba).}$$

Relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico:

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_1}} = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{2530}} = 126.1$$

Como $KL/r = 76 < 126.1$, el pandeo se inicia en el intervalo inelástico, y el esfuerzo permisible se determina con la ec. 2.37:

$$F_{cr} = \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2C_c^2} \right] F_1 = \left[1 - \frac{76^2}{2 \times 126.1^2} \right] 2530 = 2070 \text{ kg/cm}^2$$

$$CS = \frac{5}{3} + \frac{3(KL/r)}{8C_c} - \frac{(KL/r)^2}{8C_c^3} = \frac{5}{3} + \frac{3 \times 76}{8 \times 126.1} - \frac{76^3}{8 \times 126.1^3} = 1.87$$

$F_a = 2070/1.87 = 1107 \text{ kg/cm}^2$. Este valor puede obtenerse directamente de una tabla $F_a - L/r$ (ref. 2.3).

Resistencia de la columna, en condiciones de trabajo = $AF_a = 120.77 \times 1.11 = 134.1 \text{ ton}$.

Para comparar las normas AISC-ASD (ref. 2.3) con las dos que se emplearon antes, se determina la carga crítica, con el esfuerzo crítico calculado arriba (sin coeficiente de seguridad):

$$P_{cr} = AF_{cr} = 120.77 \times 2.07 = 250.0 \text{ ton}$$

Esta carga crítica es bastante mayor que las resistencias de diseño determinadas con los otros dos métodos, porque la curva correspondiente a la ec. 2.37, sin coeficiente de seguridad, se acerca a la curva 1 del SSRC.

Aplicando la ec. 2.29 (ref. 2.2) con $n = 2$, con lo que se obtiene la curva 1 del SSRC, se llega a $R_c = 222.4 \text{ ton}$, que se aproxima a las 250 ton determinadas arriba, pero sigue siendo menor ($222.4/250.0 = 0.890$).

Este es un ejemplo de cómo la curva única de las normas AISC para diseño por esfuerzos permisibles puede llevar a resultados que están claramente del lado de la inseguridad.

EJEMPLO 2.4 Determine la resistencia en compresión de las columnas de la Fig. E2.4-1, utilizando las especificaciones de las refs. 2.2 y 2.24. Todas las columnas tienen la misma sección transversal y carecen de soportes laterales intermedios. Considere dos aceros, A 36 ($F_1 = 2530 \text{ kg/cm}^2$) y grado 50 (F_1 ,

= 3515 kg/cm²), y dos tipos de perfiles, laminados y soldados, hechos con placas laminadas. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico en ningún caso.

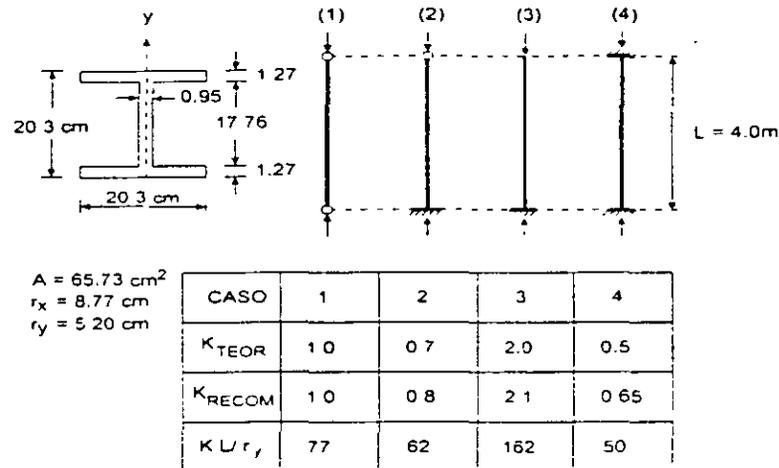


Fig. E2.4-1 Sección transversal y condiciones de apoyo de las columnas del ejemplo 2.4.

Como $r_x < r_y$ y la longitud libre es la misma en las dos direcciones, el pandeo se presenta, siempre, por flexión alrededor del eje y .

En la Fig. E2.4-1 se han anotado los coeficientes de longitud efectiva K teóricos y recomendados para diseño (Fig. 2.11), y las relaciones de esbeltez críticas, calculadas con los valores recomendados.

La tabla siguiente contiene las resistencias de diseño calculadas, en ton.

Caso	Ref 2.2				Ref 2.24	
	A36		Gr. 50		A36	Gr 50
	Lam. ¹	Sold. ²	Lam. ¹	Sold. ²		
1	104.3	86.9	124.7	111.3	103.5	127.3
2	120.4	102.5	150.9	124.6	115.5	148.3
3	40.2	35.0	41.9	69.5	37.6	37.6
4	132.0	115.9	171.6	137.6	124.0	163.6

Notas:

- 1 Perfil laminado.
- 2 Perfil hecho con tres placas soldadas.

En las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D. F. (ref. 2.2) se proporcionan ecuaciones diferentes para los dos tipos de columnas; en la ref. 2.24 se emplea una sola fórmula para todas las columnas, cualquiera que

sea la forma de sus secciones transversales y el método que se haya seguido para fabricarlas.

Las dos referencias arrojan resultados muy parecidos cuando se aplican a perfiles laminados, para los dos aceros; esto es natural porque las ecuaciones de ambas provienen de la curva 2 del SSRC. En cambio, la ref. 2.32 sobrestima de manera importante la resistencia de las columnas hechas con placas soldadas.

EJEMPLO 2.5 Determinar la resistencia de diseño en compresión axial de una columna de 6.00 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la fig. E2.5-1. Los extremos de la columna pueden considerarse articulados para flexión alrededor del eje "y" y empotrados respecto al eje "x". El esfuerzo de fluencia del acero es $F_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$.

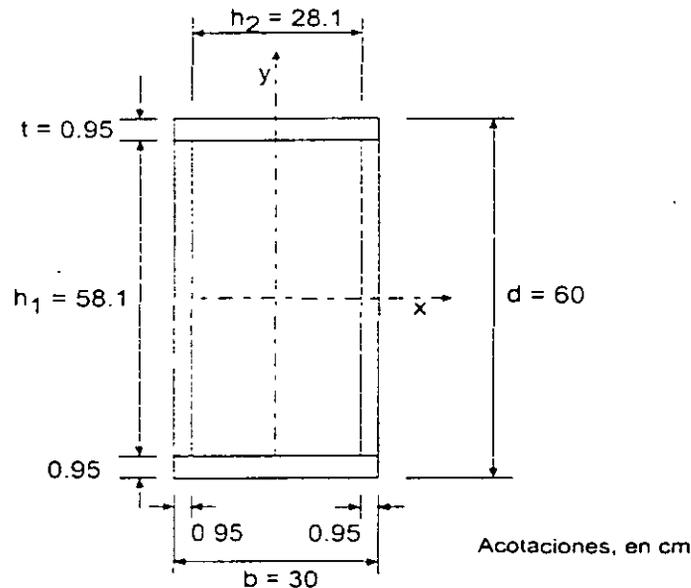


Fig. E2.5-1 Sección transversal de la columna del ejemplo 2.5.

a) *Diseño con las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)*

Clasificación de la sección (Tabla 2.3.1, ref. 2.2)

Placas horizontales: $h_2/t = 28.1/0.95 = 29.6 < 2100/\sqrt{F_y} = 35.5$

Placas verticales: $h_1/t = 58.1/0.95 = 61.2 > 35.5$

Como no se sabe cómo es la soldadura utilizada para formar la sección, los anchos de las placas se han tomado, de manera conservadora, iguales a las dimensiones libres teóricas.

Puesto que las relaciones ancho/grueso de las placas verticales exceden el límite correspondiente a las secciones tipo 3, la columna es tipo 4. Como todos los elementos planos están apoyados en sus dos bordes (son atiesados) el diseño debe hacerse teniendo en cuenta las recomendaciones del art. 2.3.6.2 de la ref. 2.2.

Las características geométricas de la sección transversal total son:

$$A_t = 167.39 \text{ cm}^2, \quad I_x = 80,745 \text{ cm}^4, \quad I_y = 27.573 \text{ cm}^4, \quad r_x = 22.0 \text{ cm}, \quad r_y = 12.8 \text{ cm}$$

Modo de pandeo. El pandeo es por flexión o torsión puras; no hay interacción (art. 2.5.3).

Como la sección transversal de la columna es en cajón, de paredes no muy delgadas, es casi seguro que su forma crítica de pandeo es por flexión, alrededor del eje centroidal y principal al que corresponde la mayor relación de esbeltez; sin embargo, con fines ilustrativos se estudia la posibilidad de que el pandeo sea por torsión (este caso no está incluido en la ref. 2.2).

$$J = \frac{4.4_t^2 t}{S} = \frac{4(29.05 \times 59.05)^2 (0.95)}{2(29.05 + 59.05)} = 63,460 \text{ cm}^4$$

La contribución de la resistencia al alabeo es despreciable en secciones en cajón.

$$\text{Ec. 2.5:} \quad P_{crx} = \frac{\pi^2 EI_x}{(K_x L_x)^2} = \frac{80745 \pi^2 E}{(0.5 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 18,055 \text{ ton}$$

$$\text{Ec. 2.6:} \quad P_{cry} = \frac{\pi^2 EI_y}{(K_y L_y)^2} = \frac{27573 \pi^2 E}{(1 \times 600)^2} \times 10^{-3} = 1541 \text{ ton} > \frac{P_y}{2} = \frac{167.39 \times 3500}{2} \\ \times 10^{-3} = 292.9 \text{ ton}$$

$$\text{Ec. 2.7:} \quad P_{crz} = \left[\frac{\pi^2 EC_a}{(K_z L_z)^2} + GJ \right] \frac{1}{r_z^2} \approx \frac{GJ}{(I_x + I_y) / A} = \frac{63460 \times G \times 167.39 \times 10^{-3}}{80745 + 27573} \\ = 76908 \text{ ton}$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y. Como se esperaba, P_{crz} es mucho mayor que P_{crx} y P_{cry} .

Las cargas críticas calculadas son de pandeo elástico.

Relación de esbeltez crítica

$K_1 = 0.5$ (extremos empotrados), $K_2 = 1.0$ (extremos articulados). Se han tomado los valores teóricos de los factores de longitud efectiva.

$$(KL/r)_1 = 0.5 \times 600 / 22.0 = 14$$

$$(KL/r)_2 = 1.0 \times 600 / 12.8 = 47$$

Es crítica la esbeltez alrededor del eje y. Esto se sabía desde que se determinó que la columna se pandea por flexión alrededor de ese eje.

DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO

La sección transversal de la columna es tipo 4; en la determinación de su resistencia deben tenerse en cuenta los estados límite de inestabilidad por flexión y por flexión y pandeo local.

Obtención del factor de pandeo local Q . La sección está compuesta exclusivamente por elementos planos atiesados; por consiguiente, $Q_1 = 1.0$ y $Q = Q_c$, que se calcula de acuerdo con el art. 2.8.1.1.

Anchos efectivos

Placas horizontales. Su relación ancho/grueso no excede de la correspondiente a las secciones tipo 3, de manera que $b_e = b = 28.1 \text{ cm}$.

$$\text{Placas verticales. } b_e = \frac{2734t}{\sqrt{f}} \left(1 - \frac{544}{(b/t)\sqrt{f}} \right) \leq b$$

En la ref. 2.2 aparece esta misma ecuación, con los coeficientes ligeramente redondeados; en ella se indica que es aplicable a patines de secciones cuadradas o rectangulares huecas, pero, en realidad, lo es a cualquier placa atiesada uniformemente comprimida.

Al calcular el ancho efectivo de placas que forman parte de columnas en compresión axial, para revisar el estado límite de pandeo local y pandeo por flexión combinados, el esfuerzo f de la ecuación anterior se sustituye por el esfuerzo de fluencia F_y del material.

$$b_e = \frac{2734 \times 0.95}{\sqrt{3500}} \left(1 - \frac{544}{61.2 \sqrt{3500}} \right) = 37.3 \text{ cm} < 58.1$$

$$A_{ef} = A_t - \sum (b - b_e) t = 167.3 - 2(58.1 - 37.3) \times 0.95 = 127.87 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = A_{ef} / A_t = 127.87 / 167.39 = 0.764, \quad Q = Q_a = 0.764$$

$$(KL/r)_c^* = 6340 / \sqrt{Q F_y} = 6340 / \sqrt{0.764 \times 3500} = 122.6$$

$(KL/r)_{max} = 47 < (KL/r)_c^* = 122.6 \therefore$ La resistencia de diseño se determina con la ec. 2.47, art. 2.8.1:

$$\begin{aligned} R_c &= Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \\ &= 0.764 \times 167.39 \times 3500 \left[1 - \frac{47^2}{2 \times 122.6^2} \right] \times 0.75 \times 10^{-3} \\ &= 311.0 \text{ ton} \end{aligned}$$

La resistencia de diseño en compresión axial de la columna es $R_c = 311.0 \text{ ton}$.

b) Diseño con las especificaciones AISI 91 (ref. 2.31 y art. 2.8.3).

La sección no está sujeta a pandeo por torsión o flexotorsión:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)_c^2} = \frac{\pi^2 E}{47^2} = 9110 \text{ Kg/cm}^2 > \frac{F_y}{2}$$

Este valor es igual al que se obtiene dividiendo P_{cr} , calculada arriba, entre el área de la sección transversal de la columna.

$$F_{cr} = \frac{P_{cr}}{A} = \frac{1541 \cdot 10^3}{167.39} = 9206 \text{ kg/cm}^2$$

La diferencia proviene del redondeo de los resultados³.

$$F_a = F_y \left(1 - F_{cr} / 4 F_y \right) = 3500 \left(1 - 9206 / 4 \times 3500 \right) = 3164 \text{ Kg/cm}^2$$

El área efectiva es la correspondiente a una compresión $f = 3164 \text{ kg/cm}^2$.

³ En las normas AISI de 1996 (ref. 2.39) la ecuación siguiente ha sido sustituida por la ec. 2.33, art. 2.6.7.2:

$$\text{Placas horizontales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 29.6 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 0.613 < 0.673.$$

Las placas horizontales son completamente efectivas.

$$\text{Placas verticales: } \lambda = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \times 61.2 \sqrt{\frac{3164}{E}} = 1.268 > 0.673.$$

$$\rho = \frac{1 - 0.22/\lambda}{\lambda} = \frac{1 - 0.22/1.268}{1.268} = 0.652$$

$$h_c = \rho b = 0.652 \times 58.1 = 37.87 \text{ cm}$$

$$A_c = 167.39 - 2(58.1 - 37.87)0.95 = 128.95 \text{ cm}^2$$

Este valor es muy parecido al que se obtuvo arriba.

Las expresiones para calcular el ancho efectivo h_c se estudian en el Capítulo 3.

$$P_r = A_c F_r = 128.95 \times 3164 \times 10^{-3} = 408.0 \text{ Ton}$$

$$R_c = F_r P_r = 0.75 \times 408.0 = 306.0 \text{ ton}$$

Se ha tomado $F_r = 0.75$ para comparar los resultados con el obtenido con la ref. 2.2 (en la ref. 2.27 se especifica un factor de resistencia $\phi = 0.85$).

Los dos procedimientos llevan a valores de la resistencia de diseño muy parecidos ($306/311 = 0.984$).

2.7 PANDEO POR FLEXOTORSIÓN

2.7.1 Resistencia de Diseño

Las columnas de sección transversal asimétrica o con un eje de simetría, como los ángulos y las secciones T, y las columnas con dos ejes de simetría, pero baja resistencia a torsión, como las secciones en cruz, pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión (art. 2.5).

Estos estados límite no se tratan en la ref. 2.2; en las refs. 2.23 y 2.24 se cubren en sendos apéndices.

2.7.1.1 Especificaciones AISC para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.24)

La resistencia de miembros comprimidos determinada por los estados límite de pandeo por torsión o flexotorsión es $\phi_c P_n$, donde:

ϕ_c = factor de reducción de la resistencia = 0.85.

P_n = resistencia nominal en compresión = $A_t F_{cr}$ (2.40)

A_t = área total de la sección transversal.

El esfuerzo crítico nominal F_{cr} se determina como sigue:

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$, $F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y$ (2.41)

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$, $F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$ (2.42)

En las expresiones anteriores,

$$\lambda_c = \sqrt{F_y / F_e} \quad (2.43)$$

Q es igual a 1.0 en secciones cuyos elementos planos son tipo 1 a 3 (ref. 2.24), y se calcula como se indica en el inciso 2.8.1.1 cuando alguno, o algunos, de ellos, son tipo 4.

El esfuerzo crítico de pandeo elástico por torsión o flexotorsión, F_e , se determina con las ecuaciones:

- Secciones con dos ejes de simetría: Ec. 2.63.
- Secciones con un eje de simetría (se ha supuesto que es el x): Ec. 2.60.
- Secciones asimétricas: el esfuerzo crítico de pandeo elástico por flexotorsión, F_e , es igual a la menor de las raíces de la ecuación cúbica:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 \left(\frac{x_0}{r_0} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_0}{r_0} \right)^2 = 0 \quad (2.44)$$

Esta es la ec. 2.4 escrita en términos de esfuerzos.

En el art. 2.8.3.1 se dan los significados de todas las literales que aparecen en estas ecuaciones. F y σ se han utilizado indistintamente para representar los esfuerzos.

2.8 DISEÑO DE COLUMNAS DE PAREDES DELGADAS⁴

Cuando uno o varios de los elementos planos que forman una columna tienen una relación ancho/grueso elevada (es del tipo 4, Cap. 3), no es razonable basar el diseño en la iniciación del pandeo local que se presenta, en general, bajo cargas menores que la crítica de la columna y la de colapso de las placas, por lo que para obtener diseños económicos ha de tenerse en cuenta la resistencia posterior al pandeo de los elementos planos esbeltos. La interacción del pandeo local de las placas y el de conjunto de la columna ocasiona una reducción de la resistencia de la barra comprimida.

Uno de los procedimientos para resolver el problema se basa en las ecs. 2.12 y 2.27, para pandeo elástico e inelástico, respectivamente.

De acuerdo con la ec. 2.27, el esfuerzo crítico de conjunto tiende hacia σ_y cuando disminuye la relación de esbeltez, y para $L/r = 0$, σ_{cr} es igual a σ_y . Sin embargo, el pandeo local hace que las columnas muy cortas, compuestas por placas delgadas, fallen bajo esfuerzos medios menores que σ_y ; su esfuerzo medio crítico, para una relación de esbeltez muy pequeña, puede expresarse como $Q\sigma_y$, donde Q es un coeficiente menor que 1.0, que representa la influencia desfavorable del pandeo local; depende del esfuerzo de fluencia del material, de las relaciones b/t de las placas que componen el perfil, y de sus condiciones de apoyo.

Siguiendo el mismo camino que con los perfiles laminados, el pandeo inelástico se representa con una curva de transición parabólica que se inicia en $\sigma_{cr} = Q\sigma_y$, para $L/r = 0$, y es tangente a la hipérbola de Euler en el punto cuya ordenada es la mitad de ese esfuerzo; la ec. 2.27 se transforma en:

$$\sigma_{cr} = Q\sigma_y - \frac{(Q\sigma_y)^2}{4\pi^2 E} \left(\frac{L}{r}\right)^2 \quad (2.45)$$

El esfuerzo de fluencia σ_y se ha sustituido por $Q\sigma_y$.

Haciendo σ_{cr} igual a $Q\sigma_y/2$ y despejando la relación de esbeltez, se obtiene la abscisa del punto de tangencia con la curva de pandeo elástico:

$$\frac{L}{r} = \left(\frac{L}{r}\right)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q\sigma_y}} \approx \frac{6340}{\sqrt{Q\sigma_y}} \quad (2.46)$$

⁴ Algunos aspectos de este artículo requieren información contenida en el Capítulo 3, en el que se trata el diseño de placas esbeltas comprimidas basado en la resistencia posterior a la iniciación del pandeo.

La ec. 2.12 no se modifica, pues es aplicable a columnas de esbeltez elevada, que se pandean en el intervalo elástico bajo esfuerzos suficientemente pequeños para que no haya inestabilidad local prematura, aunque estén hechas con lámina delgada.

2.8.1 Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas (ref. 2.2)

Cuando el pandeo de conjunto se inicia en el intervalo elástico, el esfuerzo crítico se calcula con la ec. 2.30; en el intervalo inelástico, la ec. 2.47 sustituye a la 2.31. Por consiguiente, la resistencia de diseño que corresponde al estado límite de flexión y pandeo local combinados (ref. 2.2) se determina con las ecuaciones:

$$\text{Si } KL/r \geq (KL/r)_c^*, \quad R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)^2} A_t F_R \quad (2.30)$$

$$\text{Si } KL/r < (KL/r)_c^*, \quad R_c = Q A_t F_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^{*2}} \right] F_R \quad (2.47)$$

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

El área A_t , y el radio de giro, r , de las ecuaciones anteriores, son los de la sección transversal completa de la columna; $(KL/r)_c^*$ es la relación de esbeltez que separa el pandeo elástico del inelástico (ec. 2.46).

2.8.1.1 Cálculo del coeficiente Q

La determinación de Q depende de la manera en que las placas que constituyen la columna estén apoyadas en sus bordes longitudinales; se utilizan tres procedimientos diferentes, según que todas estén atiesadas, es decir, soportadas en los dos bordes, que no lo esté ninguna, o que la sección esté formada por placas de los dos tipos, unas atiesadas y otras no.

(a) Todas las placas son atiesadas

En la Fig. 2.31a se muestra la sección transversal de una columna en cajón, formada exclusivamente por elementos planos apoyados en los dos bordes.

Una pieza muy corta formada por placas compactas, comprimida axialmente, falla cuando el esfuerzo uniforme en sus secciones transversales llega al punto de fluencia, σ_y ; su capacidad máxima de carga es:

$$P_{\max} = A \sigma_y$$

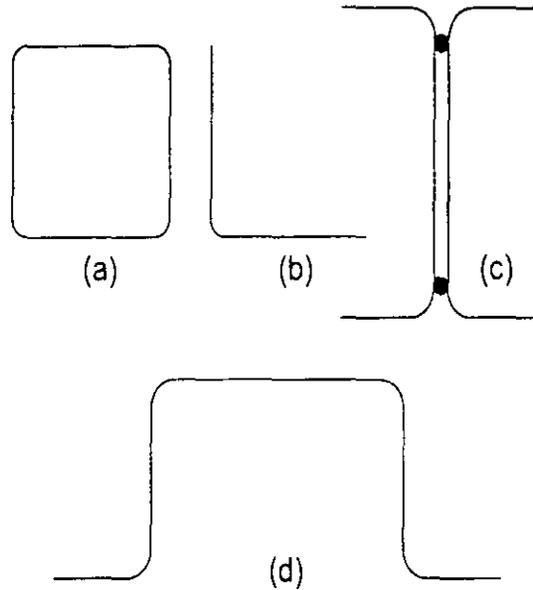


Fig. 2.31 Ejemplos de secciones transversales de paredes delgadas

En cambio, una columna corta de paredes delgadas puede fallar por pandeo local bajo esfuerzos menores que el de fluencia; introduciendo el factor Q , su resistencia máxima se expresa como⁵:

$$P_{max} = QA\sigma_c \quad (2.48)$$

Por otro lado, la carga de colapso de una placa atiesada corta es igual al producto del esfuerzo de fluencia por el área efectiva correspondiente a ese esfuerzo, de manera que la carga total que puede soportar una columna corta formada exclusivamente por elementos planos atiesados es:

$$P_{max} = A_{ef}\sigma_c \quad (2.49)$$

donde A_{ef} es la suma de las áreas efectivas de todas las placas que componen la sección.

Igualando los segundos miembros de las ecuaciones 2.48 y 2.49 se obtiene:

$$QA\sigma_c = A_{ef}\sigma_c \quad \therefore Q = Q_a = \frac{A_{ef}}{A} \quad (2.50)$$

Q_a depende de las características geométricas de la sección de paredes delgadas, por lo que recibe el nombre de *factor de forma*.

⁵ La ecuación 2.48 es válida para cualquier columna corta de paredes delgadas, independientemente de que los elementos planos que la forman estén atiesados o no; lo que varía de un caso a otro es la manera como se calcula el factor Q .

(b) Ninguna placa es atiesada

La falla por pandeo local de columnas cortas formadas únicamente por elementos planos no atiesados (secciones transversales en ángulo o en T, Fig. 2.31b) se presenta bajo una carga axial de intensidad:

$$P_{max} = \sigma_{cr} A$$

donde σ_{cr} es el esfuerzo de pandeo del elemento de relación ancho/groeso más elevada.

Igualando el segundo miembro de la ecuación anterior con el de la 2.48 se llega a:

$$A \sigma_{cr} = Q_0 A \sigma_s \quad \therefore Q = Q_s = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \quad (2.51)$$

σ_{cr} se calcula con las ecuaciones correspondientes del Capítulo 3.

(c) Unas placas están atiesadas y otras no

La capacidad máxima de carga de un miembro de este tipo, comprimido axialmente (ver ejemplos en la Fig. 2.31c y d) se alcanza cuando se pandea la placa no atiesada más débil, bajo un esfuerzo σ_{cr} . En ese instante, el área efectiva A_{ef} es la suma de las áreas totales de todos los elementos no atiesados, más las áreas efectivas (reducidas) de los atiesados, calculadas con el esfuerzo de pandeo de la placa no atiesada más débil, es decir, con σ_{cr} .

La carga máxima que pueden soportar las columnas de este tipo es:

$$P_{max} = \sigma_{cr} A_{ef}$$

Dividiendo sus dos miembros entre el área total A , y multiplicando y dividiendo el segundo por σ_s , la ecuación anterior toma la forma:

$$\frac{P_{max}}{A} = \frac{A_{ef}}{A} \sigma_{cr} \frac{\sigma_s}{\sigma_s} = \frac{A_{ef}}{A} \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_s} \sigma_s$$

Introduciendo Q_0 y Q_s (ecs. 2.50 y 2.51) se obtiene, finalmente,

$$P_{max} = Q_0 Q_s A \sigma_s = Q A \sigma_s$$

donde

$$Q = Q_0 Q_s \quad (2.52)$$

En resumen, el coeficiente Q se determina de alguna de las maneras siguientes:

1. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos atiesados, Q se obtiene dividiendo el área efectiva de diseño, determinada con los anchos

efectivos de diseño de esos elementos, entre el área de la sección transversal. El área efectiva es la que corresponde al esfuerzo de fluencia σ_v . Los anchos efectivos se calculan como se indica en el Capítulo 3. Q se designa, en este caso, Q_a .

2. En miembros compuestos exclusivamente por elementos planos no atiesados, Q se calcula dividiendo el esfuerzo crítico en compresión, σ_{cr} , del elemento más débil de la sección transversal (el que tiene la relación ancho/groeso mayor), entre el esfuerzo de fluencia σ_v . Los cálculos se hacen de acuerdo con el Capítulo 3. Al coeficiente Q se le llama Q_s . (En el art. 2.9 se presentan expresiones de Q_s para el diseño de ángulos aislados comprimidos).
3. En miembros que contienen algunos elementos planos atiesados y otros no atiesados, el coeficiente Q es el producto de un factor de esfuerzo, Q_s , calculado como se indica en 2, multiplicado por un factor de área, Q_a , obtenido como en 1, pero utilizando, en lugar de σ_v , el esfuerzo con el que se determinó Q_s e incluyendo en el área efectiva el área total de todos los elementos no atiesados.

2.8.2 Especificaciones AISC (refs. 2.3 y 2.24)

Tanto si se emplean esfuerzos permisibles (ref. 2.3) como factores de carga y resistencia (ref. 2.24), las columnas de paredes delgadas se dimensionan con los criterios del artículo anterior. En la ref. 2.24 cambian las expresiones para pandeo de las columnas.

Las ecuaciones que se recomiendan en la ref. 2.24 para calcular los esfuerzos críticos son:

$$(a) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5: F_{cr} = Q(0.658^{Q/\sigma_v}) F_v \quad (2.53)$$

$$(b) \text{ Para } \lambda_c \sqrt{Q} > 1.5: F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_v \quad (2.54)$$

La ec. 2.53, para pandeo inelástico, proviene de la ec. 2.33, en la que se ha introducido el factor Q ; la segunda, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo elástico, es la ec. 2.34 sin cambio. Se modifica, también, el valor del parámetro λ , que separa las dos formas de pandeo.

Para determinar la resistencia de diseño se utilizan el área total de la sección transversal de la columna y las propiedades geométricas correspondientes a ella.

Las recomendaciones de las refs. 2.2, 2.3 y 2.24 son adecuadas para diseñar columnas de paredes delgadas que fallan por pandeo por flexión; sin embargo, cuando el estado límite es el de pandeo por torsión o por flexotorsión (columnas con dos ejes de simetría de paredes muy delgadas, o columnas con un solo o ningún eje de simetría) es preferible emplear las especificaciones del AISI que se reproducen, en sus aspectos principales, en el artículo siguiente. También es aplicable el método del art. 2.7.

2.8.3 Especificaciones AISI (ref. 2.39)

Aunque el método basado en el factor Q se ha utilizado con éxito para diseñar miembros comprimidos de paredes delgadas, investigaciones recientes han mostrado que puede sustituirse por un procedimiento más preciso (ref. 2.34). Partiendo de resultados analíticos y experimentales, se ha demostrado que el empleo de Q puede proporcionar resultados inseguros para miembros formados por elementos planos atiesados, sobre todo cuando la relación de esbeltez de la columna está cerca de 100, mientras que es muy conservador para secciones I con patines no atiesados, en columnas de relación de esbeltez pequeña. Esto ha hecho que, a partir de 1986, el método haya desaparecido de las normas del AISI.

Para tener en cuenta la interacción pandeo de conjunto-pandeo local en el diseño de miembros en compresión axial, en la ref. 2.39 se procede como sigue:

1. Se determina el esfuerzo crítico de conjunto de la columna, con las dimensiones de su sección transversal completa.
2. Se calcula el área neta efectiva de la sección, utilizando el esfuerzo obtenido en 1.
3. Se determina la resistencia de diseño multiplicando el esfuerzo del paso 1 por el área neta calculada en 2.

Cuando el diseño se hace por esfuerzos permisibles se sigue un camino análogo.

2.8.3.1 Diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

A continuación se reproducen, con algunos comentarios, los aspectos principales del diseño de columnas de lámina delgada comprimidas axialmente, hecho de acuerdo con la ref. 2.39; son aplicables a miembros en los que la resultante de todas las acciones es una fuerza de compresión axial que pasa por el centroide de la sección efectiva, determinada con el esfuerzo F_n que se define más adelante.

La resistencia de diseño en compresión axial, $\phi_c P_n$, se calcula como sigue:

$$\begin{aligned}\phi_c &= 0.85 \\ P_n &= A_e F_n\end{aligned}\tag{2.55}$$

donde:

ϕ_c = factor de disminución de la resistencia.

A_e = área efectiva correspondiente al esfuerzo F_n .

F_n es igual a⁶:

$$\text{Si } \lambda_c \leq 1.5, \quad F_n = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y \quad (2.56)$$

$$\text{Si } \lambda_c > 1.5, \quad F_n = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (2.57)$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (2.58)$$

F_e es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo elástico por flexión, torsión o flexotorsión, determinados como se indica más adelante.

Columnas que no pueden fallar por pandeo por torsión o flexotorsión

En columnas de sección transversal cerrada, o con dos ejes de simetría, o con otra forma cualquiera para la que pueda demostrarse que no están sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión, el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_e , se calcula con la expresión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (2.59)$$

Esta es la fórmula de Euler escrita en términos de esfuerzos (ec. 2.12).

Columnas de sección transversal con dos o un eje de simetría, sujetas a pandeo por torsión o flexotorsión

En este caso, F_e es igual al menor de los valores dados por las ecs. 2.59 y 2.60.

$$F_e = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (2.60)$$

Alternativamente, puede obtenerse una estimación conservadora de F_e con la ecuación:

$$F_e = \frac{\sigma_{ex}\sigma_t}{\sigma_{ex} + \sigma_t} \quad (2.61)$$

⁶ En sus especificaciones de 1996 (ref. 2.39) el AISI adoptó las fórmulas del AISC (ref. 2.24) para calcular los esfuerzos críticos de pandeo de columnas.

En las ecuaciones anteriores:

$r_0^2 \doteq$ radio polar de giro de la sección transversal alrededor del centro de

torsión, elevado al cuadrado = $r_x^2 + r_y^2 + x_0^2 = \frac{I_x + I_y}{A} + x_0^2$

x_0 = distancia entre los centros de gravedad y de torsión, medida a lo largo del eje principal x

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2$$

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(K_1 L_1 / r_x)^2} \quad (2.62)$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left(GJ + \frac{\pi^2 EC_s}{(K_1 L_1)^2} \right) \quad (2.63)$$

En secciones con un solo eje de simetría, en las ecuaciones anteriores se ha supuesto que es el x.

Todas las propiedades anteriores corresponden a la sección transversal completa de la columna.

Si la sección tiene dos ejes de simetría el pandeo es por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales, o por torsión. En ese caso, $x_0 = 0$, $H = 1$, y la ec. 2.60 se reduce a la 2.63, que proporciona el esfuerzo crítico de pandeo por torsión.

Las ecuaciones anteriores (excepto la 2.61) son las del artículo 2.5, escritas en términos de esfuerzos críticos, en lugar de cargas críticas.

En el inciso 3.10.1.2.3 del Capítulo 3, se indica cómo calcular las áreas netas efectivas.

2.9 ÁNGULOS AISLADOS COMPRIMIDOS

En las refs. 2.35 y 2.36⁷ se dan recomendaciones para el diseño de ángulos aislados en compresión. Aquí se reproducen las de la segunda referencia.

La resistencia de diseño es $\phi_c P_n$, donde:

$$\phi_c = 0.90$$

$$P_n = A_t F_{cr}$$

a) Para $\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$:

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_v \quad (2.64)$$

b) Para $\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$:

$$F_{cr} = \left[\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_v \quad (2.65)$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_v}{E}}$$

F_v es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero, y Q el factor de reducción por pandeo local, que tiene alguno de los valores siguientes:

$$\text{Si } \frac{b}{t} \leq 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_v}} : \quad Q = 1.0 \quad (2.66)$$

$$\text{Si } 0.446 \sqrt{\frac{E}{F_v}} < \frac{b}{t} \leq 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_v}} : \quad Q = 1.340 - 0.761 \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_v}{E}} \quad (2.67)$$

$$\text{Si } \frac{b}{t} > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_v}} : \quad Q = \frac{0.534E}{F_v (b/t)^2} \quad (2.68)$$

b es el ancho total del ala más grande del ángulo y t su grueso.

Con las expresiones anteriores para el cálculo del esfuerzo crítico de compresión se revisan los tres estados límite que pueden regir el diseño de ángulos comprimidos: pandeo por flexión general de la columna, pandeo local de alas delgadas o pandeo general por flexotorsión.

El factor Q tiene en cuenta el posible pandeo local; el origen de las expresiones para calcularlo (ecs. 2.66 a 2.68) se explica en el Capítulo 3. Aquí se han escrito en forma adimensional.

⁷ En el art. 1.12, Capítulo 1, se hace referencia a las normas para diseño de ángulos aislados.

En ángulos de alas esbeltas, el estado límite de pandeo por flexotorsión se aproxima con el factor de reducción Q , y aunque en columnas relativamente cortas de sección no esbelta, en las que $Q=1.0$, ese estado límite puede ser crítico, se ha demostrado que el error que se comete al ignorarlo no es significativo, por lo que ese efecto no se incluye en las recomendaciones para diseño de ángulos sencillos.

El criterio para diseñar ángulos aislados comprimidos de paredes delgadas es el mismo que recomienda el AISC en sus especificaciones generales (ref. 2.24) para columnas de paredes delgadas; de hecho las ecs. 2.64 y 2.65 son la 2.41 y 2.42, y también son iguales las expresiones para calcular el factor Q .

EJEMPLO 2.6 Calcule la resistencia de diseño en compresión del ángulo de 10.2 x 0.95 cm (4" x 3/8"), que se muestra en la Fig. E2.6.1, para dos longitudes, 4 m y 2 m. Suponga que las fuerzas están aplicadas en los centros de gravedad de las secciones extremas. El acero es A36 ($F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$). La barra está articulada en los dos extremos.

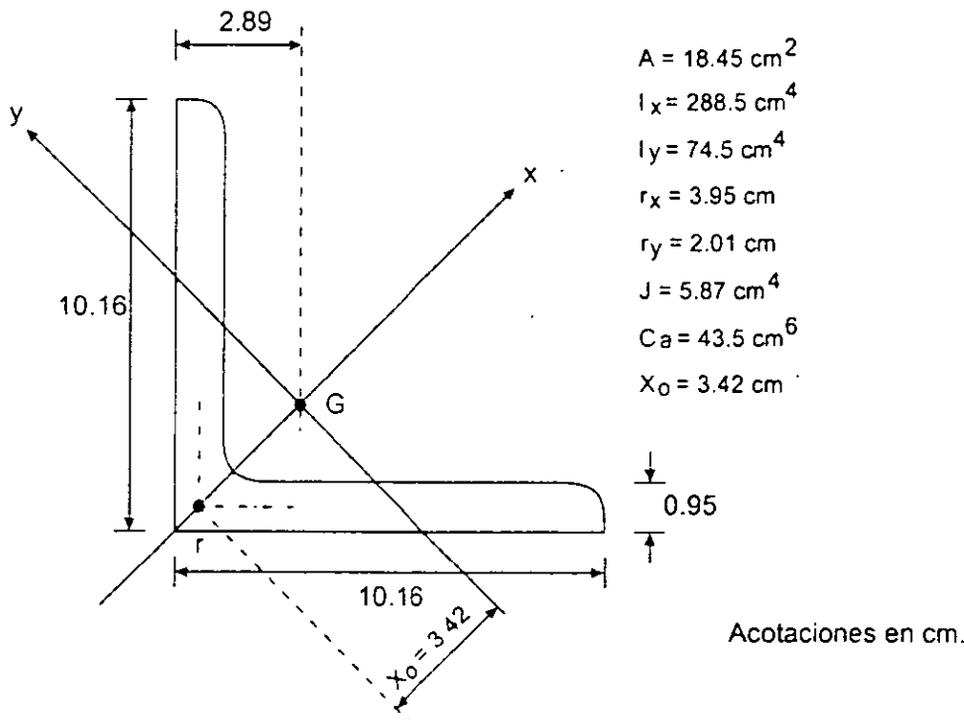


Fig. E2.6-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.6.

Clasificación de la sección

$$b/t = 10.16/0.95 = 10.7 < 640/\sqrt{F_y} = 12.7$$

La sección es tipo 3; no hay problemas de pandeo local.

a) $L_x = L_y = L_z = 4.00 \text{ m}$

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), el esfuerzo crítico de pandeo elástico, F_c , es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor del eje y , y de pandeo por flexotorsión.

$$r_0 = \sqrt{x_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{3.42^2 + 3.95^2 + 2.01^2} = 5.60 \text{ cm}$$

$$H = 1 - \left(\frac{x_0}{r_0}\right)^2 = 1 - \left(\frac{3.42}{5.60}\right)^2 = 0.627$$

$$KL/r_x = 400/3.95 = 101; \quad KL/r_y = 400/2.01 = 199$$

Ec. 2.62: $\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{101^2} = 1973 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = 508 \text{ kg/cm}^2$$

Ec. 2.63: $\sigma_t = \frac{1}{Ar_0^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_a}{(K_t L_t)^2} \right] = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left[784200 \times 5.87 + \frac{43.5\pi^2 E}{(1 \times 400)^2} \right]$
 $= 7965 \text{ kg/cm}^2$

La contribución de la resistencia a la torsión por alabeo es muy pequeña; si no se tuviese en cuenta, se obtendría $\sigma_t = 7956 \text{ kg/cm}^2$.

Ec. 2.60:

$$\sigma_c = \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right]$$

$$= \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(1973 + 7965) - \sqrt{(1973 + 7965)^2 - 4 \times 0.627 \times 1973 \times 7965} \right]$$

$$= 1782 \text{ kg/cm}^2$$

Es crítico el pandeo por flexión alrededor del eje y .

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{KL}{\pi r_y} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1.0 \times 400}{2.01\pi} \sqrt{\frac{2530}{E}} = 2.231 > 1.5$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{2.231^2} \right) 2530 = 446 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.34}$$

$$\text{Resistencia de diseño} = \phi_c A F_{cr} = 0.85 \times 18.45 \times 446 \times 10^{-3} = 6.99 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{F_c} = 126 < KL/r_y = 199$$

Resistencia de diseño (ec. 2.30):

$$R_c = \frac{20,120,000}{(KL/r)_c^2} AF_R = \frac{20,120,000}{199^2} \times 18.45 \times 0.85 \times 10^{-3} = 7.97 \text{ Ton}$$

b) $L_x = L_y = L_z = 2.00 \text{ m}$

$$KL/r_x = 200/3.95 = 51; \quad KL/r_y = 200/2.01 = 100$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{51^2} = 7737 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{100^2} = 2012 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_z = \frac{1}{18.45 \times 5.60^2} \left(784200 \times 5.87 + \frac{\pi^2 E \times 43.5}{200^2} \right) = 7994 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{1}{2 \times 0.627} \left[(7737 + 7994) - \sqrt{(7737 + 7994)^2 - 4 \times 0.627 \times 7737 \times 7994} \right]$$

$$= 4881 \text{ kg/cm}^2$$

Sigue siendo crítico el pandeo por flexión alrededor de y.

Al disminuir la longitud de la columna de 4 m a 2 m, el esfuerzo σ_{ex} se multiplica por cuatro, y σ_z por 2.7; el incremento en resistencia al pandeo por flexotorsión es menor que al pandeo por flexión.

Ref. 2.24:

$$\lambda_c = \frac{100}{\pi} \sqrt{\frac{F_c}{E}} = 1.121 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{1.121^2}) 2530 = 1495 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.33}$$

$$\phi_c AF_{cr} = 0.85 \times 18.45 \times 1495 \times 10^{-3} = 23.45 \text{ ton}$$

Ref. 2.2:

$$KL/r_y = 100 < (KL/r)_c = 126$$

$$\therefore R_c = AF_y \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{2(KL/r)_c^2} \right] F_R$$

$$= 18.45 \times 2530 \left[1 - \frac{100^2}{2 \times 126^2} \right] 0.85 \times 10^{-3} = 27.18 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.31}$$

El pandeo por flexotorsión puede ser crítico en columnas de ángulo muy cortas, pero aún en esos casos no es significativo el error que se comete al ignorarlo. Por esta razón, en las especificaciones de diseño de ángulos en compresión, que no sean de paredes delgadas, no se considera explícitamente ese efecto (ref. 2.36).

EJEMPLO 2.7 Calcule la resistencia de diseño de una columna biarticulada ($K_x = K_y = 1.0$) de 2 m de longitud, cuya sección transversal se muestra en la Fig. E2.7.1. El límite de fluencia del acero es de 3515 kg/cm^2 . Utilice las especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39) y las del AISC para diseño de ángulos aislados (ref 2.36).

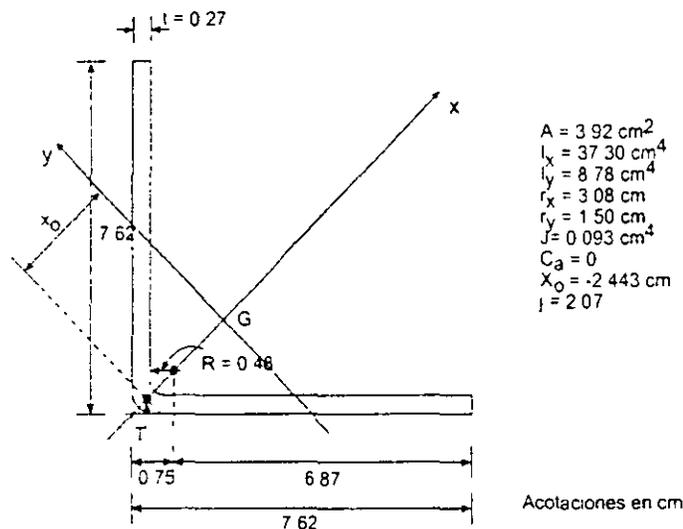


Fig. E2.7-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.7.

Ref. 2.39:

Determinación de F_c

Como la sección tiene un solo eje de simetría (el x), F_c es el menor de los esfuerzos críticos de pandeo por flexión alrededor de y o de pandeo por flexotorsión, que se calculan, respectivamente, con la fórmula de Euler y con la ec. 2.60.

$$r_0 = \sqrt{x_0^2 + r_x^2 + r_y^2} = \sqrt{2.443^2 + 3.08^2 + 1.50^2} = 4.21 \text{ cm}$$

$$H = 1 - (x_0/r_0)^2 = 1 - (2.443/4.21)^2 = 0.663$$

$$KL/r_x = 200/3.08 = 65; \quad KL/r_y = 100/1.5 = 133$$

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_x)^2} = \frac{\pi^2 E}{65^2} = 4763 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.62}$$

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 E}{133^2} = 1138 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{GJ}{Ar_0^2} = \frac{0.093E}{2.6 \times 3.92 \times 4.21^2} = 1050 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.63}$$

La ec. 2.63 se simplifica porque $C_a = 0$.

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{1}{2H} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4H\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \\ &= \frac{1}{2 \times 0.663} \left[(4763 + 1050) - \sqrt{(4763 + 1050)^2 - 4 \times 0.663 \times 4763 \times 1050} \right] \\ &= 967 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.60} \end{aligned}$$

Puesto que σ_c (ec. 2.60) es menor que σ_{ex} , la forma crítica de pandeo es por flexotorsión, y $F_c = 967 \text{ kg/cm}^2$.

$$\begin{aligned} \lambda_c &= \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \sqrt{\frac{3515}{967}} = 1.907 > 1.5 \\ \therefore F_n &= \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y = \left(\frac{0.877}{1.907^2} \right) 3515 = 848 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.57} \end{aligned}$$

Área efectiva. Es la que corresponde a $F_n = 848 \text{ kg/cm}^2$.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{6.87}{0.27} \right) \sqrt{\frac{848}{E}} = 0.832 > 0.673; \therefore b_e = \rho b$$

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/0.832)/0.832 = 0.884$$

Ancho efectivo de cada ala: $b_e = 0.884 \times 6.87 = 6.07 \text{ cm}$.

Área efectiva:

$$A_e = A_t - \sum (b - b_e) t = 3.92 - 2(6.87 - 6.07)0.27 = 3.49 \text{ cm}^2$$

Resistencia nominal.

$$P_{nt} = A_e F_n = 3.49 \times 848 \times 10^{-3} = 2.96 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.56}$$

Resistencia de diseño: $\phi_c P_n = 0.85 \times 2.96 = 2.52 \text{ ton}$.

Ref. 2.36:

$$\frac{b}{t} = \frac{6.87}{0.27} = 25.4 > 0.910 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 21.9$$

Q se determina con la ec. 2.68:

$$Q = \frac{0.534E}{F_y (b/t)^2} = \frac{0.534E}{3515 \times 25.4^2} = 0.480$$

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{200}{1.50\pi} \sqrt{\frac{3515}{E}} = 1.762$$

r es el radio de giro mínimo del ángulo (Fig. E2.6.1).

$$\lambda_c \sqrt{Q} = 1.221 < 1.5$$

$$\begin{aligned} \therefore F_{cr} &= Q(0.658^{2\lambda_c^2}) F_y = 0.480(0.658^{(0.480 \times 1.762^2)}) 3515 \\ &= 904 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Ec. 2.64

Resistencia de diseño: $\phi_c A_t F_{cr} = 0.90 \times 3.92 \times 904 \times 10^{-3} = 3.19 \text{ ton.}$

La resistencia es 27% mayor que la obtenida con la ref. 2.39 ($3.19/2.52=1.27$).

EJEMPLO 2.8 Calcular la resistencia de diseño de la columna de la Fig. E2.8.1⁸. El acero tiene un límite de fluencia $F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$. La columna puede considerarse articulada en los dos extremos, para flexión alrededor de los ejes x , y , y para torsión.

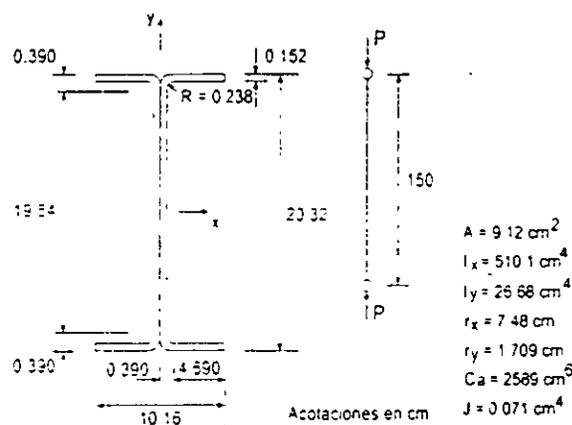


Fig. E2.8-1 Sección transversal y propiedades geométricas de la columna del ejemplo 2.8.

⁸ En estructuras reales no se utilizan secciones como la de la figura para trabajar en compresión; se emplea aquí para ilustrar algunos aspectos del diseño de columnas de paredes delgadas.

Clasificación de la sección (tabla 2.3.1, ref. 2.2)

$$\text{Patines: } b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 830/\sqrt{F_y} = 14.0$$

$$\text{Alma: } h_c/t = 19.54/0.152 = 128.55 > 2100/\sqrt{F_y} = 35.42$$

La sección es tipo 4; tanto en los patines como en el alma se excede la relación ancho/groeso correspondiente a las tipo 3.

a) Especificaciones AISI para diseño por factores de carga y resistencia (ref. 2.39)

Determinación de F_n . La relación de esbeltez crítica para pandeo por flexión es:

$$\frac{K_y L_y}{r_y} = \frac{1 \times 150}{1.709} = 87.8$$

Como las secciones transversales de la columna tienen dos ejes de simetría, el esfuerzo crítico de pandeo elástico es el menor de los valores dados por las ecs. 2.59, con $KL/r = K_y L_y / r_y$, y 2.63.

Pandeo por flexión:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r_y)^2} = \frac{\pi^2 E}{87.8^2} = 2611 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.59}$$

Pandeo por torsión:

$$\begin{aligned} F_e &= \left[GJ + \frac{\pi^2 E C_w}{(K_y L_y)^2} \right] \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left[748000 \times 0.071 + \frac{2589 \pi^2 E}{(1 \times 150)^2} \right] \frac{1}{510.1 + 26.68} \\ &= 4418 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.63} \end{aligned}$$

El pandeo por torsión no es crítico.

$$F_e = F_e = 2611 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{2611}} = 1.160 < 1.5$$

$$\therefore F_n = (0.658^{\lambda_c}) F_y = (0.658^{1.160}) 3515 = 2001 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Ec. 2.56}$$

Anchos efectivos

Los anchos efectivos de almas y patines se determinan como se indica en el Capítulo 3.

Almas

Se tratan como dos placas independientes, pues sólo están unidas entre sí en los bordes superior e inferior.

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{k}} \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{f}{E}} = \frac{1.052}{\sqrt{4.0}} \left(\frac{19.54}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 2.118$$

Se toma $k = 4.0$, para placas apoyadas en los dos bordes, y se sustituye f por $F_n = 2001 \text{ kg/cm}^2$.

Como $\lambda = 2.118 > 0.673$, $b_e = \rho b$.

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda)/\lambda = (1 - 0.22/2.118)/2.118 = 0.423$$

$$b_e = 0.423 \times 19.54 = 8.27 \text{ cm}$$

Patines

$$\lambda = \frac{1.052}{\sqrt{0.43}} \left(\frac{4.69}{0.152} \right) \sqrt{\frac{2001}{E}} = 1.551 > 0.673$$

Ahora k es igual a 0.43, para placas apoyadas en un borde.

$$\rho = (1 - 0.22/1.551)/1.551 = 0.553$$

$$b_e = 0.553 \times 4.69 = 2.60 \text{ cm}$$

Área efectiva

$$\begin{aligned} A_e &= A_t - \sum (b - b_e) t \\ &= 9.12 - [2(19.54 - 8.27) + 4(4.69 - 2.60)] 0.152 \\ &= 9.12 - 4.42 = 4.70 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resistencia nominal:

$$P_{n1} = A_e F_n = 4.70 \times 2001 \times 10^{-3} = 9.40 \text{ ton} \quad \text{Ec. 2.55}$$

Esta resistencia corresponde a pandeo por flexión de la columna.

Resistencia de diseño:

$$\phi_c P_n = 0.85 \times 9.40 = 7.99 \text{ ton}$$

b) Normas Técnicas Complementarias del Reglamento del D.F. (ref. 2.2)

Como la falla es por pandeo por flexión y pandeo local combinados (no hay pandeo por torsión) la resistencia de diseño puede determinarse también siguiendo las indicaciones de la ref. 2.2 (art. 2.8.1), como se hace a continuación.

Factor de pandeo local Q

Se utilizan las ecuaciones del art. 2.3.6 de la ref. 2.2.

Q_s . Se determina para los patines, que son elementos planos no atiesados.

$$b/t = 4.69/0.152 = 30.86 > 1470/\sqrt{F_y} = 24.79$$

$$\therefore Q_s = \frac{1,400,000}{F_y (b/t)^2} = \frac{1,400,000}{3515 \times 30.86^2} = 0.418$$

Q_a . El esfuerzo f que se utiliza para calcular el ancho efectivo del alma es el esfuerzo crítico de pandeo local de los patines, $F_{cr} = Q_s F_y = 0.418 \times 3515 = 1470 \text{ kg/cm}^2$.

$$b_e = \frac{2730 \times 0.152}{\sqrt{1470}} \left(1 - \frac{480}{128.55 \sqrt{1470}} \right) = 9.77 \text{ cm}$$

$$A_e = 9.12 - 2(19.54 - 9.77)0.152 = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$Q_a = 6.15/9.12 = 0.674$$

$$Q = Q_s Q_a = 0.418 \times 0.674 = 0.282$$

$$(KL/r)_c = 6340/\sqrt{QF_y} = 6340/\sqrt{0.282 \times 3515} = 201.4$$

$$(KL/r)_s = 87.8 < 201.4$$

$$\begin{aligned} \therefore R_c &= Q A_e F_y \left(1 - \frac{(KL/r)_s^2}{2(KL/r)_c^2} \right) F_R \\ &= 0.282 \times 9.12 \times 3515 \left(1 - \frac{87.8^2}{2 \times 201.4^2} \right) 0.75 \\ &= 6136 \text{ kg} \approx 6.14 \text{ ton} \end{aligned}$$

Ec. 2.47

Este resultado es menor que el obtenido con las especificaciones AISC ($6.14/7.99=0.769$); si se utilizase el mismo factor de resistencia, 0.85, el método de la ref. 2.2 arrojaría un valor sólo 13 por ciento menor que el de la ref. 2.39 ($6.14 \times 0.85 / (0.75 \times 7.99) = 5.22/5.99 = 0.87$).

2.10 REFERENCIAS

- 2.1 Galambos, T.V., "Structural Members and Frames", Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, N.J., 1968.
- 2.2 "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas", Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F., diciembre de 1987.
- 2.3 "Specification for Structural Steel Buildings. Allowable Stress Design and Plastic Design" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., junio de 1989.
- 2.4 Timoshenko, S.P., y J.M. Gere, "Theory of Elastic Stability", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1961.
- 2.5 Bleich, F., "Buckling Strength of Metal Structures", McGraw-Hill Book Company, Nueva York, 1952.
- 2.6 De Buen, O., "Estructuras de Acero, Comportamiento y Diseño", Limusa, México, D.F., enero de 1980.
- 2.7 "Specification for the Design of Light Gage Cold-Formed Structural Members", Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., 1968.
- 2.8 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), American Institute of Steel Construction, Chicago, Ill., septiembre de 1986.
- 2.9 Chen, W.F., y E.M. Lui, "Structural Stability. Theory and Implementation", Elsevier Science Publishing Co., Inc., Nueva York, 1987.
- 2.10 Shanley, F.R., "Strength of Materials", McGraw-Hill Book Co. Inc., Nueva York, 1957.
- 2.11 Galambos, T.V., Editor, "Guide to Stability Design. Criteria for Metal Structures", 4a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1988.
- 2.12 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 2a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1966.
- 2.13 Beedle, L.S., y L. Tall, "Basic Column Strength", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST7, julio de 1960.

- 2.14 "Guide to Design Criteria for Metal Compression Members", 1a. ed., Column Research Council, Engineering Foundation, 1960.
- 2.15 Johnston, B.G., Editor, "Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures", 3a. ed., John Wiley & Sons, Nueva York, 1976.
- 2.16 "European Recommendations for Steel Construction", European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), 1978.
- 2.17 Beedle, L.S., Editor, "Stability of Metal Structures. A World View", 2a. Ed., Structural Stability Research Council, 1991.
- 2.18 "Recommandations pour l'étude et l'exécution des constructions métalliques", Convention Européenne de la Construction Métallique, enero de 1977.
- 2.19 Chen, W.F., y T. Atsuta, "Theory of Beam-Columns, Vol. 1: In-plane Behavior and Design", McGraw-Hill Book Co., Nueva York, 1976.
- 2.20 Bjorhovde, R., "Columns: From Theory to Practice", Engineering Journal, Vol. 25, No. 1, AISC, Chicago, Ill., 1988.
- 2.21 Rondal, J., y R. Maquoi, "Single Equation for SSRC Column-Strength Curves", J. Str. Div., ASCE, Vol. 105, No. ST1, enero de 1979.
- 2.22 Allen, D., "Merchant-Rankine Approach to Member Stability", J. Str. Div., ASCE, Vol. 104, No. ST12, diciembre de 1978 (ver también la discusión de este artículo por R. Maquoi y J. Rondal, J. Str. Div., ASCE, noviembre de 1979).
- 2.23 "Limit States Design of Steel Structures" (incluye comentario), Canadian Standards Association, CAN/CSA-S16.1-M94, Rexdale, Ontario, Canadá, diciembre de 1994.
- 2.24 "Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings" (incluye comentario), AISC, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.25 Chen, W.F., "End Restraint and Column Stability", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 106, ST11, noviembre de 1980.
- 2.26 Thürlimann, B., "New Aspects Concerning Inelastic Instability of Steel Structures", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 86, ST1, enero de 1960.
- 2.27 Haaijer, G., "Plate Buckling in Strain-Hardening Range", Trans. ASCE, Vol. 124, 1959.
- 2.28 De Buen, O., "Pandeo de Placas Comprimidas", Ingeniería, Vol. XXXIV, No. 8, México D.F., 1964.

- 2.29 Lay, M.G., "Yielding of Uniformly Loaded Steel Members", J. Str. Div., Proc. ASCE, Vol. 91, ST6, diciembre de 1965.
- 2.30 Haaijer, G., y B. Thürlimann, "Inelastic Buckling in Steel", Trans. ASCE, Vol. 125, Parte I, 1960.
- 2.31 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de agosto de 1986, con suplemento de diciembre de 1989, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., enero de 1991.
- 2.32 "Load and Resistance Factor Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., marzo de 1991.
- 2.33 "ASD/LRFD Design Specification for Cold-Formed Steel Structural Members", versión preliminar, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., julio de 1995.
- 2.34 Yu, W.W., "Cold-Formed Steel Design", 2a. ed., John Wiley, Nueva York, 1991.
- 2.35 "Specification for Allowable Stress Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), Manual of Steel Construction "Allowable Stress Design", 9a. ed., Chicago, Ill, 1989.
- 2.36 "Specification for Load and Resistance Factor Design of Single-Angle Members" (incluye comentario), AISC, Chicago, Ill., diciembre de 1993.
- 2.37 "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Distrito Federal, México, D.F., agosto de 1993.
- 2.38 "Manual para Constructores", Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A., México, D.F., 1965.
- 2.39 "Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", Edición de 1996, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C., junio de 1997.