

Hazlo en grande, piensa en acero.

gerdaucorsa.com.mx

CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

Métodos DEP / DFCR



CBEA

DISEÑO BÁSICO DE
ESTRUCTURAS DE ACERO
Métodos DEP / DFCR

INTRODUCCIÓN

Esta publicación tratará los principios básicos del diseño de estructuras en acero, desde la concepción y obtención de los materiales, la correcta interpretación de las especificaciones y del conocimiento del acero como material para estructuras.

Comienza hablando del material, de sus propiedades metalúrgicas y físicas de comportamiento, así como los métodos de obtención y la diferencia que existe entre diversos materiales metálicos, así como qué usos y aplicaciones pueden tener. Posteriormente se abordan temas de criterios de estructuración, de los diferentes tipos de mecanismos que se pueden desarrollar en estructuras para controlar los estados límite de falla y de servicio, al mismo tiempo, aborda recomendaciones de predimensionamiento y la utilización de algunos materiales no metálicos trabajando en conjunto con el acero.

Subsecuentemente se desarrolla la teoría de comportamiento básico de elementos sujetos a tensión axial, sujetos a compresión axial, sujetos a flexión pura, sujetos a combinación de esfuerzos y elementos trabajando en construcción compuesta.

Con esta publicación el lector será capaz de diseñar estructuras de acero de cualquier tipo, como son: industriales, habitacionales, lugares de reunión, etc.

Esta publicación va dirigida a profesionales dedicados al diseño, fabricación y montaje de edificios de acero, así como a docentes y alumnos de carreras de ingeniería civil, ingeniería mecánica, arquitectura y carreras afines.

Autor: Carlos Cházaro Rosario
Coordinador: Gabriel Abraham Guerra Vanegas
Arte / Editorial: Valeria Giselle Uribe Pérez

ÍNDICE

I. ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO

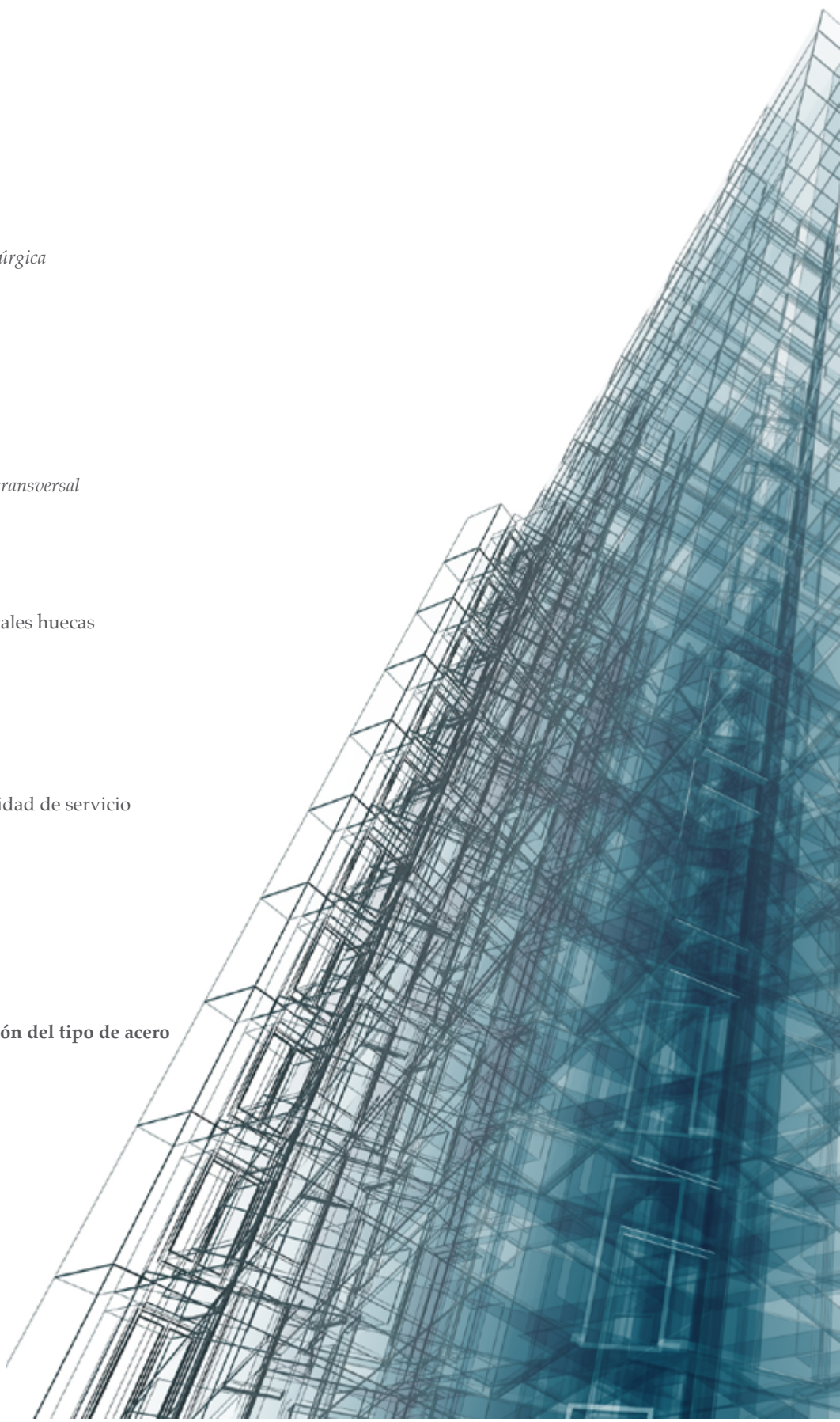
1. Introducción
2. Propiedades clave del acero estructural
 - 2.1 Ensayo de las propiedades mecánicas
 - 2.1.1 Propiedades de tensión
 - 2.1.2 Propiedades de dureza
 - 2.1.3 Prueba de propiedades químicas y metalúrgica
 - 2.2 Propiedades mecánicas de los aceros
 - 2.2.2 Propiedades de tensión
 - 2.2.3 Tenacidad
 - 2.3 Características metalúrgicas
 - 2.4 Química del acero estructural
 - 2.4.1 Tipos de acero
 - 2.4.2 Elementos químicos
 - 2.5 Soldabilidad de los aceros estructurales
 - 2.6 Otras características
 - 2.6.1 Influencia de la geometría de la sección transversal
 - 2.6.2 Efectos de laminado en caliente
 - 2.6.3 Efectos del calor localizado
 - 2.6.4 Efectos del rolado en frío
3. Grados y tipos de aceros estructurales
 - 3.1 Grados de acero para perfiles y placas
 - 3.2 Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos.
 - 3.3 Otros tipos de acero
4. Consideraciones de diseño estructural
 - 4.1 Cómo especificar el acero estructural
 - 4.2 Selección de sección
 - 4.3 La selección de la placa
 - 4.4 Diseño de miembros por esfuerzos
 - 4.5 Diseño de miembros por rigidez y capacidad de servicio
 - 4.6 Diseño de conexiones por esfuerzos
 - 4.7 Diseño de conexiones por rigidez
5. Consideraciones de fabricación del acero
 - 5.1 Preparación de pedidos
 - 5.1.1 Consideraciones generales
 - 5.1.2 Preparación de pedidos
 - 5.2 Perfiles de ala ancha
 - 5.3 Placas de acero
 - 5.4 Los ángulos y las barras
6. Consideraciones recomendadas en la elección del tipo de acero
7. Propiedades químicas
8. Gráfica de esfuerzo – deformación
9. Bibliografía

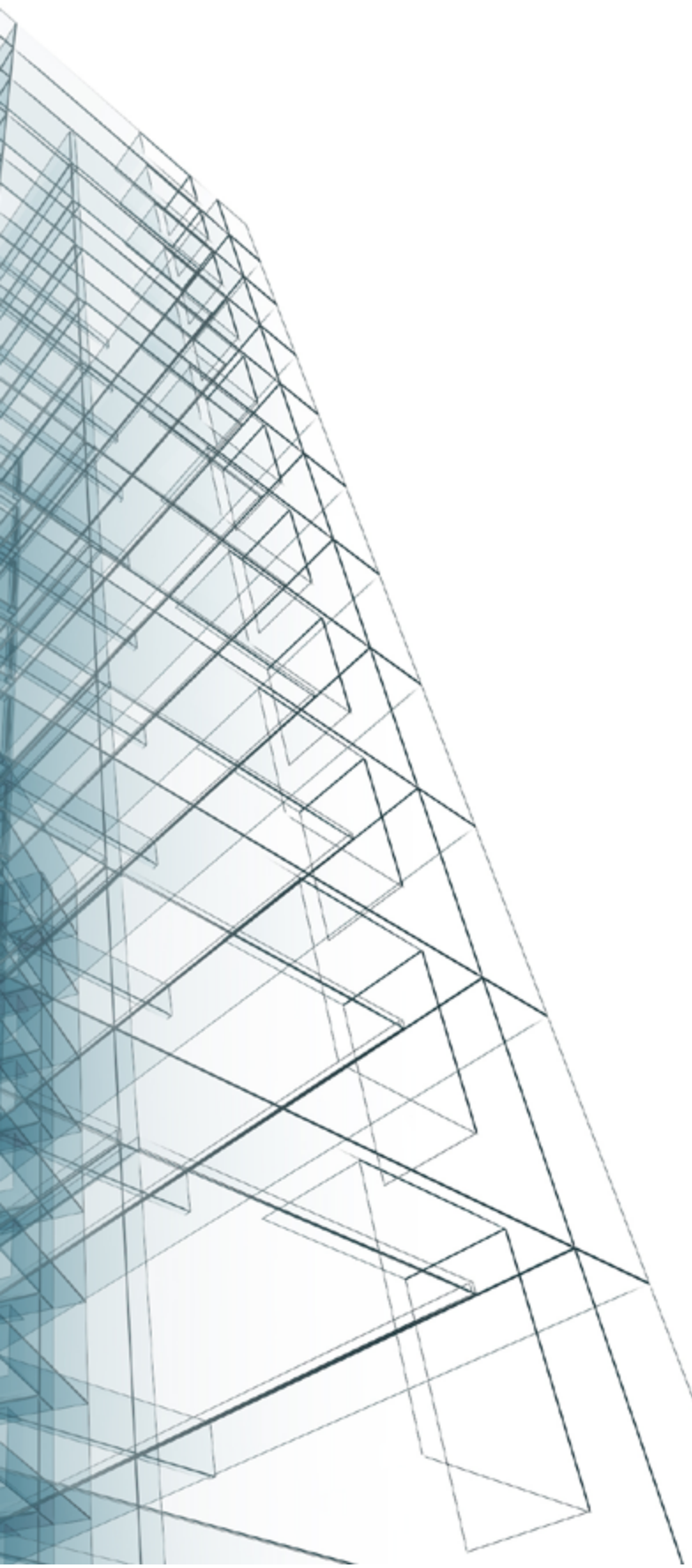
II. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

1. Introducción
2. El anteproyecto
3. El proyecto en acero

III. MIEMBROS EN TENSIÓN

1. Introducción
2. Consideraciones generales
3. Usos de miembros en tensión
4. Clasificación de los miembros en tensión



- 
5. Secciones transversales estructurales convenientes de miembros en tensión
 6. Propiedades geométricas de miembros en tensión
 7. Comportamiento básico de miembros en tensión
 8. Modos de falla de miembros en tensión
 9. Conexión de miembros en tensión
 10. Diseño de miembros en tensión
 11. Ejemplos de diseño de miembros en tensión

IV. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

1. Introducción
2. Características generales
3. Uso de miembros en compresión axial
4. Secciones estructurales convenientes
5. Factores que influyen en el comportamiento básico de miembros en compresión axial
6. Formas de pandeo de columnas
7. Longitud efectiva de columnas aisladas y relaciones máximas de esbeltez
8. Diseño de columnas de acuerdo con IMCA 5ta. edición
9. Modelo estructural
10. Diseño estructural

V. MIEMBROS EN FLEXIÓN

1. Definición
2. Uso de miembros en flexión
3. Secciones transversales estructurales convenientes
4. Teoría elástica para el diseño de vigas
5. Diseño de vigas de acuerdo con la teoría plástica
6. Comportamiento básico de miembros en flexión
7. Clasificación de las secciones
8. Modos de falla de miembros en flexión
9. Diseño estructural de vigas conforme al IMCA 5ta. edición

VI. MIEMBROS EN FLEXO COMPRESIÓN

1. Introducción
2. Definición
3. Usos de miembros flexocomprimidos
4. Secciones transversales típicas de columnas
5. Comportamiento básico de miembros flexocomprimidos
6. Métodos de análisis y diseño
7. Diseño de columnas flexocomprimidas conforme a las especificaciones de diseño, IMCA 5ta. edición
8. Ejemplos de diseño
9. Referencias

VII. CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

1. Introducción
2. Usos de construcción compuesta
3. Tipos de construcción compuesta
4. Estados límite de falla
5. Diseño de acuerdo con las Especificaciones IMCA 5ta. edición



I. ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO

1.- INTRODUCCIÓN

2.- PROPIEDADES CLAVE DEL ACERO ESTRUCTURAL

- 2.1 Ensayo de las propiedades mecánicas
 - 2.1.1 Propiedades de tensión
 - 2.1.2 Propiedades de dureza
 - 2.1.3 Prueba de propiedades químicas y metalúrgica
- 2.2 Propiedades mecánicas de los aceros
 - 2.2.2 Propiedades de tensión
 - 2.2.3 Tenacidad
- 2.3 Características metalúrgicas
- 2.4 Química del acero estructural
 - 2.4.1 Tipos de acero
 - 2.4.2 Elementos químicos
- 2.5 Soldabilidad de los aceros estructurales
- 2.6 Otras características
 - 2.6.1 Influencia de la geometría de la sección transversal
 - 2.6.2 Efectos de laminado en caliente
 - 2.6.3 Efectos del calor localizado
 - 2.6.4 Efectos del rolado en frío

3.- GRADOS Y TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES

- 3.1 Grados de acero para perfiles y placas
- 3.2 Grados de acero para secciones estructurales huecas y tubos.
- 3.3 Otros tipos de acero

4.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

- 4.1 Cómo especificar el acero estructural
- 4.2 Selección de sección
- 4.3 La selección de la placa
- 4.4 Diseño de miembros por esfuerzos
- 4.5 Diseño de miembros por rigidez y capacidad de servicio
- 4.6 Diseño de conexiones por esfuerzos
- 4.7 Diseño de conexiones por rigidez

5.- CONSIDERACIONES DE FABRICACIÓN DEL ACERO

- 5.1 Preparación de pedidos
 - 5.1.1 Consideraciones generales
 - 5.1.2 Preparación de pedidos
- 5.2 Perfiles de ala ancha
- 5.3 Placas de acero
- 5.4 Los ángulos y las barras

6.- CONSIDERACIONES RECOMENDADAS EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO

7.- PROPIEDADES QUÍMICAS

8.- GRÁFICA DE ESFUERZO – DEFORMACIÓN

9.- BIBLIOGRAFÍA





ELECCIÓN DEL TIPO DE **ACERO PARA ESTRUCTURAS**

Este artículo presenta un análisis del acero como material estructural, concentrándose en las características que son más importantes para el ingeniero estructural. Además de las propiedades mecánicas, tales como el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión, es esencial considerar la ductilidad y resistencia a la fractura, así como la composición química, la metalurgia y soldabilidad. Existe disponibilidad en el mercado, de una gran variedad de grados de acero y es fundamental para la elección, que el acero cumpla con los requerimientos de los estados límite de falla y los estados límite de servicio. Al mismo tiempo, también es importante tener en cuenta la fabricación y los requisitos para la compra del material y las aplicaciones de campo.

1 INTRODUCCIÓN

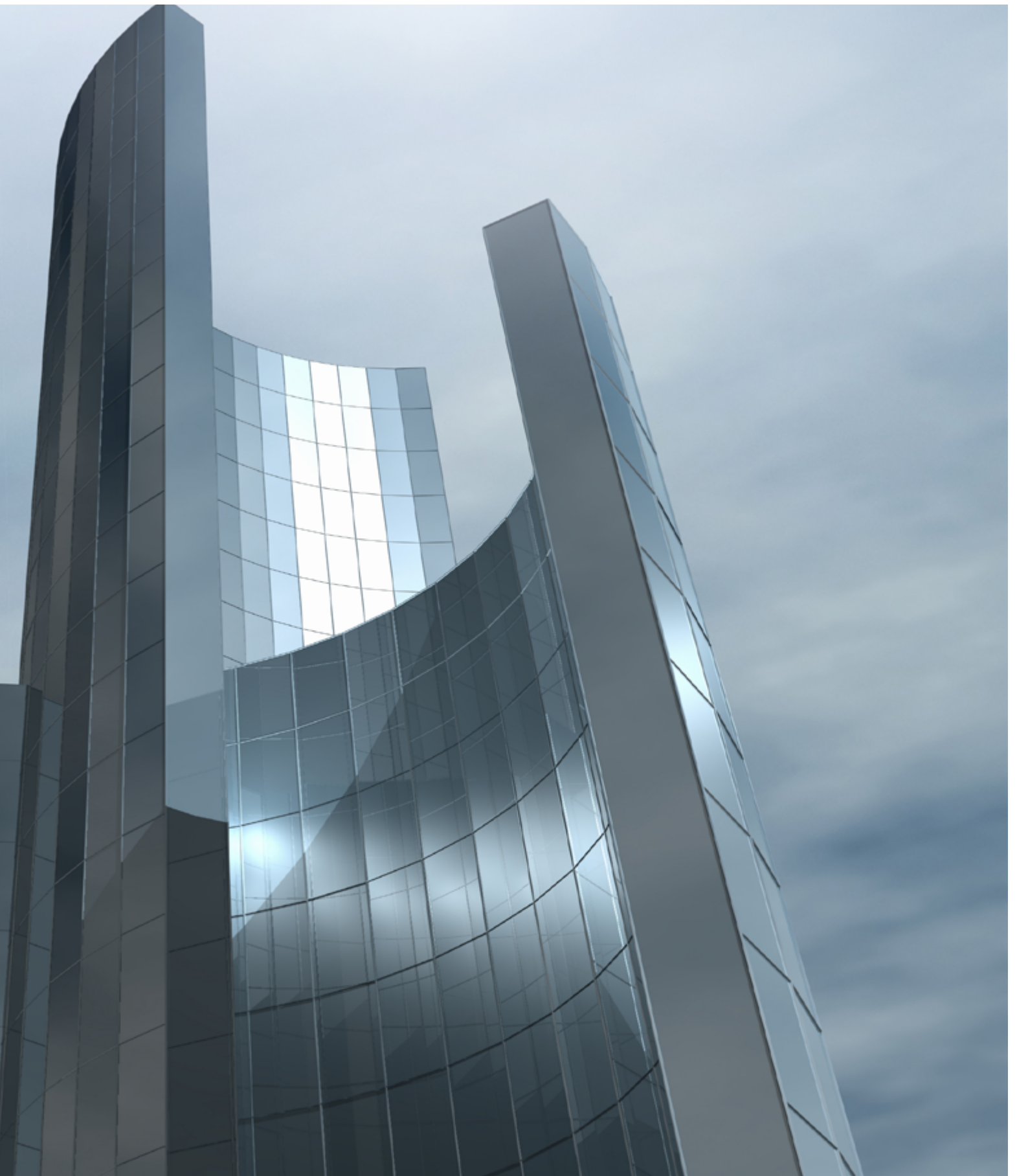
La producción, fabricación, construcción y prácticas de diseño para estructuras de acero han tenido cambios importantes en los últimos diez a quince años, debido a la evolución en la producción de los aceros. Hay muchos tipos y grados de acero disponibles en el mercado, para su uso en la construcción, que cumplen con una amplia variedad de necesidades y demandas del cliente. Además, existen eventos como sismos y huracanes, que presentan nuevos retos de comportamiento y eficiencia de los materiales, algunos de los cuales han planteado preguntas sobre el diseño en acero y las prácticas de construcción. El poder analítico suministrado por programas y equipos de análisis y diseño estructural ha permitido obtener soluciones que antes eran inalcanzables, los softwares de diseño estructural toman en cuenta dos y tres dimensiones para la respuesta estructural. Del mismo modo, las técnicas de fabricación han permitido la mejora de las conexiones cada vez más detalladas y complejas. Por último, la investigación ha dejado ver una mejor comprensión del comportamiento estructural de los elementos, sus conexiones y estructuras completas, dando lugar a criterios de diseño con mejor comportamiento para las predicciones de la estructura.

Como resultado de estas alternativas, el diseño estructural se ha hecho mucho más refinado y se apega mucho más a las condiciones reales de respuesta. Sin embargo, el tema del acero a utilizar no ha sido objeto de investigaciones. Aunque el acero no es isótropo y homogéneo, muchos diseñadores lo siguen considerando como tal, y las propiedades de los materiales utilizados en los códigos todavía se basan en las pruebas y normalizaciones elementales. Las propiedades mecánicas estándares, no se consideran para que tengan algún efecto en el comportamiento de la estructura sujeta a las condiciones de servicio.

2 PROPIEDADES CLAVE DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero se caracteriza por sus propiedades metalúrgicas, químicas y mecánicas. Hay una gran variedad de aceros, pero sólo aquellos que pueden clasificarse como aceros estructurales se consideran en este artículo. Para México, la NMX-B-252, equivalente a la ASTM A6 (especificación estándar para barras, planchas, perfiles y tablestacas laminados de acero estructural), aunque ésta última es la más utilizada y da una lista de todos los grados que pertenecen a esta clasificación. Además, los aceros como los utilizados para las secciones huecas estructurales (HSS), y el tubo, también se consideran como estructurales, aunque no están cubiertos por la norma ASTM A6.

Se espera que estos aceros tengan cierta resistencia a la deformación y las características de su producción que los hacen aptos para su uso en estructuras. Las propiedades se establecen a través de aleaciones químicas específicas, las estructuras metalúrgicas y propiedades mecánicas. Éstas se reflejan en la respuesta del material, ya sea un acero de alta resistencia, un acero resistente a la intemperie, o un acero que tiene un determinado tipo de estructura cristalina, por mencionar algunas propiedades que son importantes.



2.1 ENSAYO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

2.1.1 Propiedades de tensión.

Existen protocolos de pruebas para establecer las propiedades mecánicas del material: límite de fluencia, resistencia a la tensión y resistencia última.

La prueba más común para la fluencia, resistencia a la tensión y las propiedades de deformación del acero se conoce como tracción uniaxial. Se supone que las propiedades de tracción son las mismas que las de compresión. Anteriormente, la muestra para la tensión se tomaba del alma del perfil de ala ancha, orientado en la dirección longitudinal. Esto cambió en 1997, de manera que las muestras ahora se toman de los patines de los perfiles que tienen un ancho mayor a 6 pulgadas (152 mm).

La razón era que debido al espesor, el material del patín presenta un esfuerzo menor a la fluencia que el de la prueba tomada del alma. Además, los patines proporcionan un gran porcentaje de la carga axial y sobre todo la resistencia de los momentos de flexión de perfiles W. Las propiedades de los patines son por lo tanto más representativas en el acero para fines más estructurales.

Las muestras para la prueba de tensión, obtenidas con orientación transversal del espesor del patín pueden dar determinadas propiedades del acero. Estos resultados difieren de la fluencia y los valores de resistencia a la tracción obtenida con una muestra longitudinal. Estudios recientes han demostrado que el esfuerzo de fluencia es ligeramente inferior al mínimo especificado y significativamente menor que la tensión de fluencia uniaxial en la dirección longitudinal del patín. Sin embargo, el patín no falla en la dirección del espesor en las pruebas físicas. Esto se atribuye al aumento de la resistencia causada por las restricciones tridimensionales en las conexiones de la estructura.

Puesto que el acero no es homogéneo ni isótropo, las propiedades varían de una muestra a otra. Las muestras tomadas de diferentes lugares de la sección transversal, a lo largo del perfil y con variaciones de temperatura, darán como resultado valores diferentes. Esto es normal y esperado. La variabilidad se ha tenido en cuenta en los criterios de diseño LRFD (*load and resistance factor design*).

2.1.2 Propiedades de dureza.

Entre más dúctil es el acero, mayor es su tenacidad. La prueba más comúnmente utilizada para obtener la tenacidad es la prueba charpy V o prueba de impacto CVN. Se utiliza una muestra de 10x10x55 mm con un corte mecanizado a la geometría de la muestra. La energía necesaria para romper la muestra se registra como el valor de CVN. Esta es una medida de la tenacidad del acero, aunque no refleja las condiciones reales físicas. Sin embargo, se permite una comparación de diferentes aceros, y es una medida de la resistencia a la propagación de grietas. La temperatura de la prueba es importante para la resistencia. Específicamente la tenacidad disminuye a temperaturas más bajas, lo que significa que el acero tiende a ser frágil en esas condiciones. Una serie de pruebas se realizan para desarrollar la curva de la temperatura de transición de frágil a dúctil. Esto se utiliza para establecer los rangos de ductilidad de la fractura. Los datos de transición son especialmente importantes si el acero se utiliza para las estructuras expuestas en climas de baja temperatura.





2.1.3 Prueba de propiedades químicas y metalúrgica.

En la producción de acero, los análisis químicos se realizan para obtener la composición de la muestra. Éstas son tomadas con rigurosos intervalos para cada colada, con los apropiados ajustes hechos hasta que se obtenga la química deseada. Los resultados finales se registran en el Certificado de Resultado de Pruebas del molino (CMRT), o Certificado de Calidad. Cada elemento químico tiene efectos específicos en las propiedades mecánicas y otras propiedades del acero, incluyendo la soldabilidad. Las pruebas metalúrgicas están dirigidas a examinar la microestructura, limpieza del acero y el tamaño de grano del acero. Cuando la producción de acero se basa en lingotes, las pruebas revelan que de vez en cuando la segregación de carbono y la ampliación de grano se deben al mecanismo de enfriamiento del lingote. Para estos productos, es necesario a veces desarrollar completamente la desoxidación del acero, para garantizar la estructura de grano. Esto no es necesario para los procesos de colada continua del acero, ya que todos estos productos son desoxidados.

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ACEROS

2.2.2 Propiedades de tensión.

Las propiedades más importantes de la prueba de tensión son el esfuerzo de fluencia F_y , la resistencia a la tracción última F_u , las tensiones en la ruptura y la deformación unitaria y la deformación total (ϵ_u y ϵ_{st}), la reducción del área, y la relación F_y/F_u . La reducción del área es una medida efectiva, tanto para la deformación total como para la ruptura, y se considera real, porque refleja la deformabilidad volumétrica. Todas estas propiedades se basan en la prueba común de tensión. Sin embargo, la reducción del área, no se puede determinar adecuadamente sin muestras con sección circular, y por lo tanto, no se informa en el Certificado de Resultado de Pruebas (CMTR). El CMTR tampoco proporciona los datos de deformación unitaria, ya que generalmente no hay criterios aceptables para la prueba.

La curva de esfuerzo-deformación para el acero difiere significativamente entre aceros templados (carbono-manganeso), y los aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA). Las figuras 1 y 2 muestran ejemplos representativos de dichas curvas, y en la figura 3 se muestra las curvas esfuerzo deformación completas para una selección de aceros de calidad estructural producidos en USA y México. Las figuras 1 y 2 muestran el esfuerzo de tensión y el alargamiento en la ruptura, que son los parámetros clave para el acero estructural. Específicamente, el límite superior de fluencia se contrasta con el nivel de fluencia para el acero dulce, en la figuras 1 y 2, indica la resistencia a la fluencia, definido por el 0.2 por ciento de deformación (deformación permanente), o el 0.5 por ciento de la deformación total. El límite de elasticidad (figura 2), se diferencia del nivel de esfuerzo de fluencia (figura 1), el efecto del 0.2 por ciento del valor de desplazamiento se utiliza para los aceros que no se definen claramente en la “meseta de fluencia”.

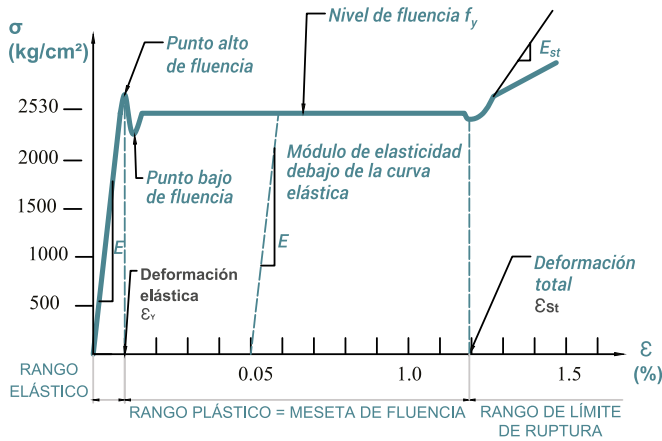


Figura 1. Porción Inicial de la curva esfuerzo-deformación para aceros de bajo contenido de carbono.

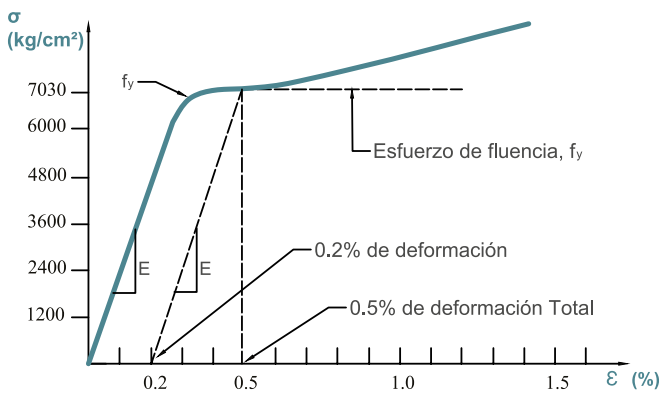


Figura 2. Porción Inicial de la curva esfuerzo-deformación para aceros de alto contenido de carbono.

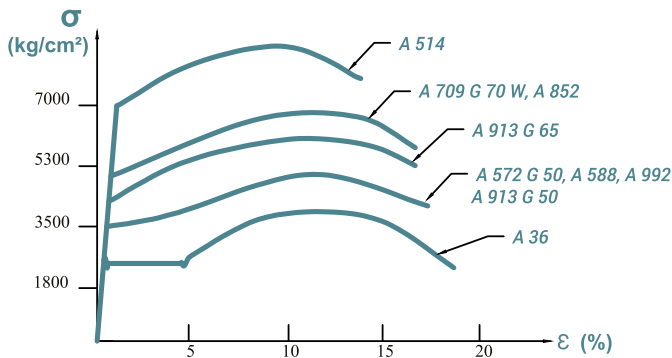


Figura 3. Curvas esfuerzo-deformación de algunas calidades de acero.

El módulo de elasticidad del acero E , es constante para todos los grados de acero estructural, equivalente a $2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ (29,000 ksi) (200000 MPa).

En esencia, los cambios de trabajo del acero enfriado tienen mayor resistencia y baja ductilidad en un solo material. Las deformaciones plásticas que ocurren, dejan al material sin memoria de lo que ha ocurrido (Figura 4). Esto significa que un acero originado en el molino, por ejemplo (ABCDE en la Figura 4), responderá de acuerdo a la línea D'DE inicialmente después de haber sido cargado y sometido a una tensión equivalente al punto D de la curva de esfuerzo. La pendiente de la porción inicial de la curva de esfuerzo es el módulo de elasticidad E . La pendiente de la curva inmediatamente después de ϵ_{st} , es el módulo de esfuerzo por deformación E_{st} , E es constante para todos los grados de acero estructural, equivalente a 29.000 ksi ($2.039 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$). E_{st} es más bajo y está bien definido, su valor es de alrededor de 600 a 800 ksi ($42000 \text{ a } 56000 \text{ kg/cm}^2$). Las pruebas de ϵ y ϵ_{st} se basan en vigas sujetas a flexión más que a valores de tensión, debido a lo sensible de la prueba de tensión y a las variaciones en la pendiente de la curva esfuerzo-deformación.

El calor de la soldadura y el oxicorte provoca cambios locales en la estructura del acero, a menos que la entrada de calor y la velocidad de enfriamiento sean cuidadosamente controladas. Generalmente esto resulta en zonas muy localizadas del material en aceros de alta resistencia y baja ductilidad, como en los bordes de corte por flama (oxicorte), o el calor de la soldadura. Para todos los propósitos prácticos, estas zonas han aumentado los límites de fluencia en aproximadamente igual a la fuerza o la resistencia nominal del metal de la soldadura.

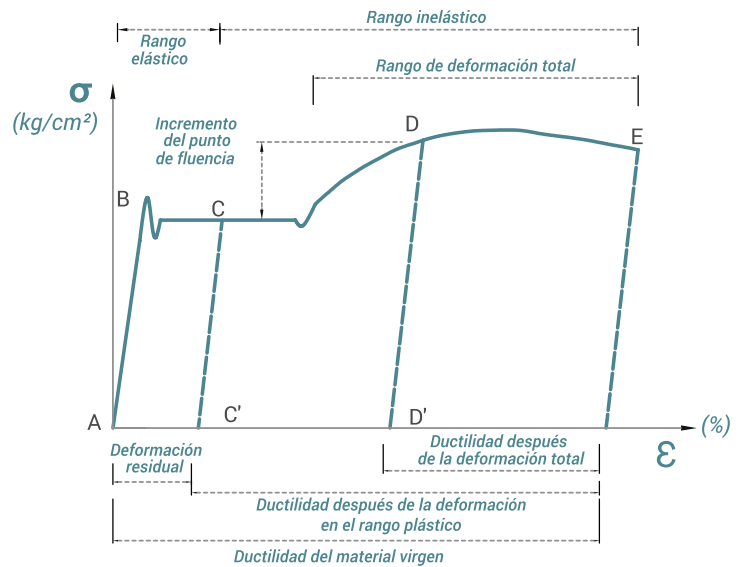


Figura 4. Curva esfuerzo-deformación de los efectos de perfiles laminados en caliente ya enfriados.



2.2.3 TENACIDAD

La temperatura común de la prueba CVN es de 40 °F (5 °C). Las condiciones de servicio reales pueden llegar a temperaturas mucho más bajas; para requisitos especiales pueden ser necesarias otro tipo de pruebas. Ciertos aceros y especialmente algunas zonas dentro de la sección transversal de los perfiles y las placas pueden presentar baja tenacidad, que son áreas fundamentales de perfiles, placas y la región de filete entre el alma y el patín de los perfiles. La región de filete se refiere a veces como la zona k.

Las piezas gruesas de acero tienden a ser más frágiles que las delgadas; algunas de las razones de esto son que los núcleos de perfiles gruesos están sometidos a un menor laminado, poseen mayor contenido de carbono y tienen mayores esfuerzos de tensión por el enfriamiento (esfuerzos residuales), (Figura 5).

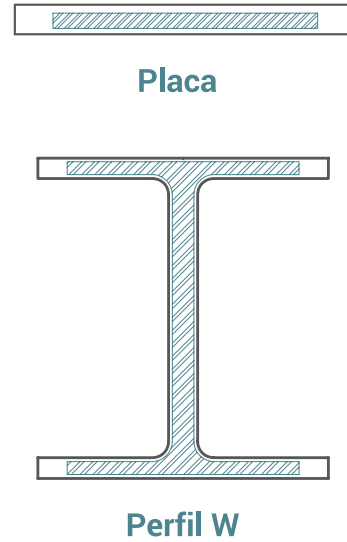
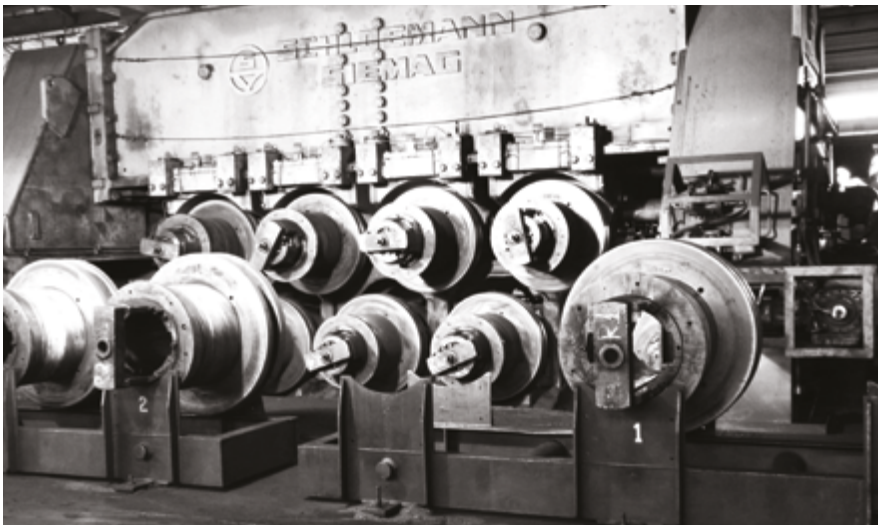


Figura 5. Las fallas frágiles se presentan en el núcleo de perfiles gruesos y pesados.

El núcleo es una característica de perfiles pesados y placas producto de lingote o palanquilla, un ejemplo típico es el área enriquecida de carbono en el borde del alma de las secciones producidas antes de 1980 y en los bordes de los patines de perfiles jumbo. Debido a la naturaleza del proceso de colada continua, los perfiles y placas tienen núcleos mucho más pequeños, y los problemas de enriquecimiento de carbono, no son significativos para dichos productos.

La baja dureza de la región del filete es atribuida al proceso de enderezado que se utiliza en un amplio rango de tamaños de perfiles por los fabricantes de acero, para garantizar el cumplimiento de los requisitos de la rectitud de la norma ASTM A6 y normas similares. La rectificación se realiza mediante el paso del perfil a través de una serie de rodillos que deforma la zona plástica. La rectificación produce una pequeña área en la sección del material con mayor resistencia y menor dureza.

Los perfiles pesados se enderezan con una aplicación específica de cargas. Este proceso se conoce como mordaza enderezadora. Los cuestionamientos relacionados con la resistencia y la ductilidad en la región de filete no se aplican a esos perfiles.



Máquina de enderezado de patines





2.3 CARACTERÍSTICAS METALÚRGICAS

El acero estructural se define como una aleación de hierro y carbono ($< 2.11\%$ de C), así como diversos elementos aleantes que se utilizan para lograr determinada resistencia, ductilidad y otras características.

En el pasado, el acero se producía a partir de arrabio (desarrollado en el alto horno de mineral de hierro, coque y caliza), en el horno de reverbero y hornos de oxígeno básico. Se vertía el acero fundido y se formaba en los moldes de lingotes aproximadamente con un peso de diez toneladas. Los lingotes se recalientan y se procesan para formar floraciones o losas. Éstos son laminados en caliente en forma de placas, palanquilla, tubos, riel, hojas o tiras; o los perfiles estructurales. Debido a las características principales del proceso de producción, específicamente, el enfriamiento del acero en el lingote se forma una microestructura que se compone de granos equiaxiales que son aquellos que al enfriar el acero líquido, crecen igual en todas las direcciones. Las microestructuras de grano con elementos muy pequeños podrían presentar mayor resistencia, dureza y baja deformabilidad. Lo contrario sería el caso de material con granos más grandes. El acero en cualquier forma, perfil o placa debe, por lo tanto, presentar diferencias significativas de propiedades mecánicas

de otro tipo, en toda la geometría del producto terminado.

Hoy en día el método principal de producción de acero, para todos los perfiles y productos de acero largos, se basa en la colada continua. Además, debido a la eficiencia de la producción, los hornos de arco eléctrico son ahora más frecuentes. Esto ha llevado al acero que se produce principalmente a partir de chatarra, en lugar de hierro en lingotes. La colada continua da como resultado productos semi terminados llamados: palanquillas, planchones o tochos, que sólo deben ser objeto de una cantidad relativamente pequeña de pasos del material antes de alcanzar la forma final. Esto contrasta con el antiguo sistema de laminación de lingotes o formas de planchones grandes, que exigía un gran número de pasos del tren de laminación para alcanzar la forma definitiva.

La reducción del número de pasos de producción del proceso de colada continua, explica por qué las formas actuales tienen características de los materiales más uniformes. Como resultado, el acero de hoy es de mayor calidad, y más uniforme que antes.

2.4 QUÍMICA DEL ACERO ESTRUCTURAL

2.4.1 Tipos de acero.

Los principales tipos de acero estructural se clasifican según su composición química y características de procesamiento:

1. *Aceros al carbono o aceros al carbono-manganeso.*
2. *Alta resistencia, baja aleación (HSLA).*
3. *Alta resistencia, apagados y templados (QT), aceros aleados.*
4. *Alta resistencia, apagados y auto-templados (QST), aceros de aleación.*

Los aceros al carbono o al carbono-manganeso son también conocidos como aceros estructurales. Además de hierro, los elementos químicos principales son el carbono (C) y el manganeso (Mn). Hay restricciones también en las cantidades de algunos productos químicos, en particular de fósforo (P) y azufre (S), que tienen efectos perjudiciales de la ductilidad y soldabilidad del acero. Entre los aceros más comunes de este grupo es el A36, con un esfuerzo mínimo de 36 ksi (2530 kg/cm²).

Los aceros de alta resistencia, baja aleación (HSLA), fueron desarrollados durante los últimos 30 años, siendo los materiales más utilizados para las estructuras de acero en la actualidad. La mayor resistencia se consigue mediante la reducción del contenido de carbono y la adición de ciertos elementos de aleación. Todos estos aceros son soldables y algunos han aumentado la resistencia a la corrosión. Los aceros HSLA más comunes son ASTM A 992, A 572 y A 588, con un límite elástico mínimo de 50 ksi (3,515 kg/cm²), aunque el A 572 y A 588 están disponibles también en otras resistencias. La producción por colada continua de perfiles W (IR), se centra ahora en el A 992, y como resultado de esta calidad se prefiere para perfiles W en los Estados Unidos y en México. El A 588 es un acero patinable.

Los aceros y templados (QT), constituyen un pequeño grupo de materiales con fluencia mínima de 90 a 100 ksi. Disponibles como placas. La alta resistencia se consigue a través de una combinación de bajo contenido en carbono y una secuencia de enfriamiento rápido (es decir templado), del acero. Esto deja al material con una estructura muy dura, en forma de agujas. La ductilidad de estos aceros es significativamente menor que la del carbono-manganeso y aceros HSLA.

Aceros apagados y auto templados (QST), están actualmente en disponibilidad limitada. Su alta resistencia se obtiene a través de enfriamiento selectivo de determinadas regiones de un perfil, pero además, el calor que se almacena en el material del procedimiento de rolado es utilizado para proporcionar el efecto de templado. El enfriamiento localizado deja un producto con una superficie distinta a las regiones del interior del perfil, por lo que el material en su superficie tiende a ser mucho más duro que al interior. La soldabilidad es buena.



2.4.2 Elementos Químicos.

Solamente una selección de elementos químicos del acero son discutidos a continuación.

Azufre (S): Es extremadamente perjudicial, afecta a la ductilidad en especial a la flexión transversal y reduce la soldabilidad.

Carbono (C): A mayor contenido, mayor resistencia, perjudica sensiblemente a la ductilidad en especial el doblado.

Cobre (Cu): La adición de cobre de hasta el 0.35%, aumenta ostensiblemente la resistencia a la corrosión atmosférica de los aceros, también aumenta la resistencia a la fatiga.

Cromo (Cr): Aumenta la resistencia mecánica a la abrasión y a la corrosión atmosférica, pero, reduce la soldabilidad.

Fósforo (P): Aumenta el límite de resistencia, favorece la resistencia a la corrosión y la dureza, pero perjudica la ductilidad y la soldabilidad.

Manganeso (Mn): Es usado prácticamente en todos los aceros estructurales, el aumento de su contenido asegura el aumento de su resistencia mecánica, perjudica la soldabilidad pero es menos perjudicial que el carbono, afecta poco a la ductilidad.

Molibdeno (Mo): Aumenta el límite de fluencia y la resistencia a la corrosión atmosférica, mejora la soldabilidad y el comportamiento del acero a altas temperaturas.

Niobio (Nb): En poca cantidad aumenta considerablemente el límite de resistencia y el límite de fluencia, no ataca a la soldabilidad y permite disminuir el contenido de carbono y manganeso, es favorable a la ductilidad.

Níquel (Ni): Aumenta la resistencia mecánica, la tenacidad, y la resistencia a la corrosión, pero reduce la soldabilidad.

Silicio (Si): Como desoxidante del acero, favorece sensiblemente a la resistencia, pero reduce la soldabilidad.

Titanio (Ti): Aumenta el límite de resistencia, la resistencia a la abrasión y mejora el desempeño del acero a temperaturas elevadas, también se utiliza para inhibir el envejecimiento precoz.

Vanadio (V): Aumenta el límite de resistencia sin perjudicar la soldabilidad y la tenacidad. Debido a que ayuda a la formación de granos finos.



2.5 SOLDABILIDAD DE LOS ACEROS ESTRUCTURALES.

Los procesos de soldadura disponibles son: manual, semi-automático y automático. Algunos tipos son más convenientes para la soldadura de taller, mientras que otros son más convenientes para la soldadura de campo. El manual de soldadura de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS), da una descripción detallada de todos los procesos.

Es vital que el acero tenga una composición química que garantice la fusión del metal base con el metal del electrodo sin la formación de grietas o imperfecciones similares. Esta característica se conoce como la soldabilidad del acero.

Todos los aceros estructurales disponibles en la actualidad son soldables. Sin embargo, los requerimientos para los aceros QT, tales como aceros A 514 son mucho más restrictivos que los A36. Para los aceros que atienden a dos solicitudes de las normas ASTM, por ejemplo: A 36 / A 572 certificados, la soldadura debe realizarse de acuerdo a los requerimientos del A 572. Sin embargo, para la rehabilitación estructural y/o con fines de adaptación, donde los detalles del acero que se utilizó, no se conocen, es importante para el diseñador y el fabricante determinar si el material es adecuado para la soldadura.

La medida más común de la soldabilidad es el contenido de carbono (CE), (<0.25% C). Un material con un contenido de carbono muy alto (fundición de hierro, por ejemplo) no son soldables tradicionalmente, y efectivamente no en el sentido estructural, usando los procesos de soldadura que comúnmente se emplean en los talleres de fabricaciones de estructura de acero. El CE también se utiliza para evaluar las necesidades de precalentamiento para la unión soldada

o de ensamble, y hay que tener en cuenta la influencia de hidrógeno y su retención conjunta.

Están disponibles varias formulas para el CE, algunas de éstas son adecuadas para los aceros estructurales según lo indicado por las ecuaciones (A) a (C). Estas expresiones son empíricas, basados en las pruebas del acero dentro de ciertos rangos de composición química. Los números que se introducen son el contenido de elementos químicos en por ciento.

$$A) CE = C + (Mn + Si)/6 + (Cr + Mo + Nb + V)/5 + (Ni + Cu)/15^1$$

$$B) CE = C + Mn/6 + (Cr + Mo + V)/5 + (Ni + Cu)/15^2$$

$$C) P_{cm} = CE = C + Si/30 + (Mn + Cu + Cr)/20 + Ni/60 + Mo/15 + V/10 + 5B$$

1) Para aceros ASTM A 36, A 529 G 50 debe ser menor a 0.55%

2) Para aceros ASTM A 992, A 572 G 50, A 572 G 60 debe ser menor a 0.47%

Para el CE de la ecuación (A), la soldabilidad se considera aceptable si el CE es inferior a 0.55% aproximadamente. Esta ecuación se utiliza para el acero ASTM A 529 y en el código de soldadura estructural AWS, AWS D1.1 Anexo XI. La ecuación (B), es probablemente la de uso más común y es propuesta por el Instituto Internacional de Soldadura (IIW). Un equivalente de carbono basado en la ecuación (B), es considerado como una buena medida de la dureza del acero, y la soldabilidad es buena si el CE es de 0.47% como valor máximo para perfiles con un ancho de patín mayor de 50mm (2in), y de 0.45% para otros perfiles. El CE de la ecuación (C), es comúnmente referido como P_{cm} , composición parámetro; es una fórmula de carbono equivalente que fue desarrollada sobre la base de un gran número de pruebas de susceptibilidad al agrietamiento de los aceros HSLA (alta resistencia - baja aleación) y con contenido de Boro. El nivel de aceptabilidad de la CE de la ecuación (C), es de aproximadamente 0.23%.



2.6 OTRAS CARACTERÍSTICAS

2.6.1 Influencia de la geometría de la sección transversal.

La geometría de los productos de acero y el proceso al cual ha sido sometido el material, influyen hasta cierto punto, en las características del acero. Por ejemplo, un lingote es procesado partiendo de un *bloom* para que sea el punto de partida que será rolando como perfil estructural o placa. Una *beam blank* de colada continua entra en el tren de laminación para formar una sección I de patín ancho. El calor que se almacena en el material antes de rolarlo tendrá que disiparse; esto ocurre en la cama de enfriamiento. La disipación de calor y el enfriamiento desigual consecuente produce esfuerzos residuales. Estos esfuerzos residuales se presentan también producto del calor de la soldadura y el oxicrote.

El rolando en caliente del acero reduce el tamaño original del *bloom* y del *beam blank*, para llegar hasta el producto final. Durante este proceso, algunos cambios cristalinos se siguen produciendo, principalmente en la forma del crecimiento del grano, en las regiones de lento enfriamiento y en el refinamiento del grano en las áreas de rápido enfriamiento. Para los perfiles grandes, lingotes y placas el crecimiento de los granos puede ser acompañado por la

segregación de carbono en algunas zonas. Adicionalmente además del crecimiento potencial del grano, la segregación de carbono se manifiesta en las áreas centrales, sobre todo en grandes perfiles estructurales. Debido a su alto contenido de carbono, el núcleo tiene mayor resistencia y menor ductilidad y tenacidad que en otras partes del perfil. Esto puede ser un problema cuando la soldadura debe ser depositada en o cerca del núcleo, debido a las altas contracciones del metal de soldadura que se llevará a cabo. Los problemas de este tipo han quedado documentados en el caso de la estructura del Orange County Convention Center en Florida, USA.

Los problemas de la zona del núcleo son mucho menos frecuentes para los perfiles de colada continua, debido a las diferencias en las prácticas de producción y las limitadas oportunidades de crecimiento del grano y la segregación de carbono que existen en estos productos. El perfil del *beam blank* usado para estos perfiles implica la desaparición de pequeñas cantidades de calor, por tanto, con mucho menos distribución variable de tamaño de grano.

Las diferencias en los pasos en la reducción de espesores que tienen lugar en los patines y alma durante el nivelado de los perfiles dan como resultado diferentes niveles de resistencia para el acero en esas regiones de la sección transversal. En otras palabras, a mayores cantidades de pasos en la reducción del espesor, el acero tendrá mayor resistencia. Esta es una de las razones de la menor resistencia de las alas de un perfil W, con respecto al alma, por ejemplo.

2.6.2 Efectos de laminado en caliente.

Antes del laminado en caliente, los *blooms* y los *beams blank* son recalentados a una temperatura adecuada, uniforme de aproximadamente 1,400°C (2,300 °F). Una vez que el rolado se termina y el elemento se coloca en la cama de rodillos, el calor debe disiparse. El proceso de enfriamiento no es uniforme, de modo que el enfriamiento se lleva a cabo a diferentes ritmos. Algunas fibras por lo tanto, llegan a la temperatura ambiente antes que otras. Las fibras que se encuentren cerca de una punta del patín, por ejemplo, se enfriarán más rápido, las que están cerca de la unión con el alma serán las últimas en llegar a la temperatura ambiente.

Resultados del proceso de enfriamiento en la contracción de las fibras. Una vez que las primeras fibras han alcanzado la temperatura ambiente, también han llegado a lo que será su longitud final. Sin embargo, como las fibras en las inmediaciones al alma, todavía tienen que liberar algo de calor, se contraen más y, como las fibras en la sección transversal de un perfil continuo, que ejercerá una fuerza en las primeras fibras exigirá que se acorten un poco más. Las fibras que se enfrían primero, tendrán que trabajar más de lo necesario para alcanzar la longitud final a la temperatura ambiente. Estas fibras, se mantienen en un estado de acortamiento forzoso, de tal manera que terminan en un estado forzoso de esfuerzos a compresión. Cuando las últimas fibras estén enfriadas a temperatura ambiente, se dice que todo el material ya estará listo. En consecuencia, estas fibras están restringidas para completar la cantidad de contracción que se produciría si no estuvieran rodeadas por otras fibras. Estas fibras, por lo tanto llevarán a cabo un estado de elongación forzada o esfuerzos de tensión. El desarrollo de tensiones residuales es mucho más complicado de lo descrito anteriormente. Sin embargo, esta presentación hace hincapié en los puntos principales. Una gama de tensiones residuales por lo tanto, existen en la sección transversal, de la compresión a la tensión, en ausencia de cualquier carga aplicada externa. La cantidad de acortamiento en el proceso de enfriamiento es independiente del límite de fluencia del acero. Dado que E (módulo de elasticidad), es una constante para todos los aceros, la magnitud y la distribución de las tensiones residuales es independiente de la calidad del acero. Esto explica por qué la tensión residual en general es más perjudicial para los materiales de baja resistencia, porque desde entonces estarán sujetos a esfuerzos que afectan en un alto porcentaje a su nivel de límite de fluencia.

2.6.3 Efectos del calor localizado.

Los efectos del calor a partir de fuentes tales como la soldadura y corte con soplete dependerá de la magnitud y la duración del calor involucrados. Sólo los perfiles pequeños o placas serán afectados significativamente. Para perfiles con medianos a grandes dimensiones el calor localizado sólo afectará a la distribución de tensiones residuales en las inmediaciones de la soldadura o de llama de corte. Como el calor es intenso y muy localizado, el enfriamiento posterior será muy rápido. El índice de enfriamiento se puede bajar con precalentamiento o poscalentamiento, lo que disminuirá las tensiones residuales.

El alto índice de enfriamiento asociado con la soldadura y corte con soplete provoca cambios en la estructura del grano en las inmediaciones de la fuente de calor. Estos resultados en un material de grano fino en las proximidades de la soldadura y la llama de corte, lo hacen más fuerte, más duro y menos dúctil que el resto del metal base.

2.6.4 Efectos del rolado en frío.

Algunos de los efectos del rolado en frío ya se han comentado. Por ejemplo, el enderezado se hace normalmente a temperaturas cercanas a la temperatura ambiente, lo que se clasifica como enderezado en frío. A fin de lograr una curvatura permanente en la configuración de un elemento recto, las deformaciones plásticas se presentan como consecuencia, con el resultado de que las tensiones residuales originales son redistribuidas. Un perfil rolado en frío, tiene entonces valores más bajos de esfuerzos residuales.

En los perfiles rolados en frío, se manifiesta en ciertas regiones una mayor resistencia localizada y menor deformabilidad. Para la fabricación en general se recomienda evitar la soldadura en o cerca de las áreas de la sección transversal del rolado o doblado frío. Esto requiere un diseño y detallado que considere estas regiones.







3 GRADOS Y TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES

Un gran número de grados de acero estructural están disponibles para los perfiles, placas y perfiles huecos estructurales y tuberías en el mercado. Los más importantes se discuten brevemente a continuación.

3.1 GRADOS DE ACERO PARA PERFILES Y PLACAS

La ASTM aprobó las normas para las placas y laminados en caliente que son A 36, A 572, A 242, A 588, A 709, A 852, A 514, A 913 y A 992. El ASTM A 529, A 709 es único, define los aceros aptos para la construcción de puentes, los distintos grados de acero por debajo del A 709 tienen equivalentes como A 36, etc.

ASTM A 36: El A 36 ha sido uno de los grados de acero primarios para todos los tipos de estructuras. Se han especificado mínimos de f_y y f_u de 36 y 58 ksi (2,530 y 4,080 kg/cm²). Casi todos los tamaños y tipos de perfiles y placas están todavía disponibles en el A 36 (excepto los perfiles IR, W ó H), aunque el esfuerzo de fluencia mínimo especificado baja a 32 ksi (2,250 kg/cm²), para espesores de placa de más de 8 pulgadas (203 mm).

ASTM A 529: El A 529 es muy utilizado por la industria de la construcción metálica, también es un grado muy común para barras,

perfiles como los ángulos, canales pequeños. El A 529 básico incluye grado 50 para los perfiles de ASTM en los grupos 1 y 2, placas de hasta una pulgada de espesor y 12 pulgadas de ancho y barras hasta 2-1/2 pulgadas de diámetro. f_y y f_u y los mínimos son de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²).

ASTM A 572: El A 572 está disponible en varios grados, dependiendo del tamaño del perfil y el espesor de la placa. Grado 50, con $f_y = 50$ ksi y $f_u = 65$ ksi (3,515 y 4,570 kg/cm² respectivamente), está disponible en todos los tamaños de perfiles y espesores de placa hasta 4 pulgadas. Este es el grado de acero estructural más usado en el mercado de los USA actualmente, a pesar de que está siendo rápidamente reemplazado por A 992 para perfiles W.

ASTM A 588: Este acero para intemperie fue aprobado en 1968, también conocido como "patinable" está disponible en varios grados con pequeñas variaciones en su química. El límite de fluencia mínimo especificado y resistencia a la tracción en todos los grupos de ASTM de perfiles estructurales y de planchas en espesores de 4 pulgadas y menos de 50 y 70 ksi (3,515 y 4,920 kg/cm²), respectivamente.

ASTM A 992: El ASTM A 992 es el acero más reciente (1998), adicionalmente a la lista de los aceros estructurales. Está destinado

para la construcción, y se aplica en perfiles W. Para todos los fines prácticos, el ASTM A 992 es el A 572 grado 50 con controles adicionales. Específicamente, además de hacer hincapié en un determinado límite de fluencia mínimo de 50 ksi (3,515 kg/cm²).

El ASTM A 992 también ofrece un límite superior para el límite de fluencia f_y de 65 ksi (4,600 kg/cm²). La relación de resistencias, f_y/f_u , no es mayor de 0.85, y el equivalente de carbono no supera el 0.47%. Este acero ha sido efectivamente producido en los Estados Unidos desde mediados de 1997, y era entonces conocido como A 572 G 50 Mejorado. El material también puede ser ordenado como "A 572 con requisitos especiales, de conformidad con AISC el Boletín Técnico N° 3" (AISC A 572-50). El ASTM A 992 ofrece una excelente soldabilidad y las características de ductilidad, al tener menor contenido de carbono, y mayor control en el Molibdeno.

3.2 GRADOS DE ACERO PARA SECCIONES ESTRUCTURALES HUECAS Y TUBOS

Las especificaciones de acero estructural para las secciones huecas estructurales (HSS), son ASTM A 500, A 501, A 618 y A 847, para tubos de acero es ASTM A 53. Los más importantes se discuten a continuación.

ASTM A 53: A 53 está disponible en los tipos E y S, donde E designa a una resistencia a la soldadura y S a tubos sin costura. El grado B es apto para usos estructurales, con el esfuerzo de fluencia y la resistencia a la tensión de 35 y 50 ksi (2,460 kg/cm² y 3,515 kg/cm²)

ASTM A 500: A 500 está disponible para perfiles redondos formados en frío HSS en tres grados, y también en tres grados para

de HSS cuadrados y rectangulares difieren de las del HSS redondos. El grado más común es el A500 grado B, cuyo esfuerzo de fluencia y resistencia a la tracción se encuentra en el orden de los 46 y 58 ksi (3,250 y 4,100 kg/cm²).

ASTM A 501: A 501 es idéntico al A 36 para todos los efectos prácticos. Se utiliza para las secciones circulares, así como HSS cuadrados y rectangulares.

3.3 OTROS TIPOS DE ACERO

A veces es necesario el uso de los aceros con normas no nacionales. En estos casos es fundamental para el diseñador de cerciorarse de que todas las propiedades de los materiales satisfagan las necesidades de diseño, incluyendo la química, la metalurgia, y las propiedades mecánicas equivalentes a los criterios pertinentes. Los aceros pueden incluir los grados de aceros producidos en Canadá, los cuales son producidos bajo las Canadian Standards Association (CSA), en la mayoría de los grados, los requisitos son generalmente muy cerca de las contrapartes de los USA por ejemplo, CSA G40.21-350W es prácticamente idéntico al A 572 (50); G40.21-350A es el mismo que A 588.

Los grados de acero que se producen fuera del mercado de América del Norte pueden tener diferentes requisitos, según el país de origen. Los requisitos que se aplican a las calidades de acero nacional y sus productos, se aplican igualmente a esos materiales.

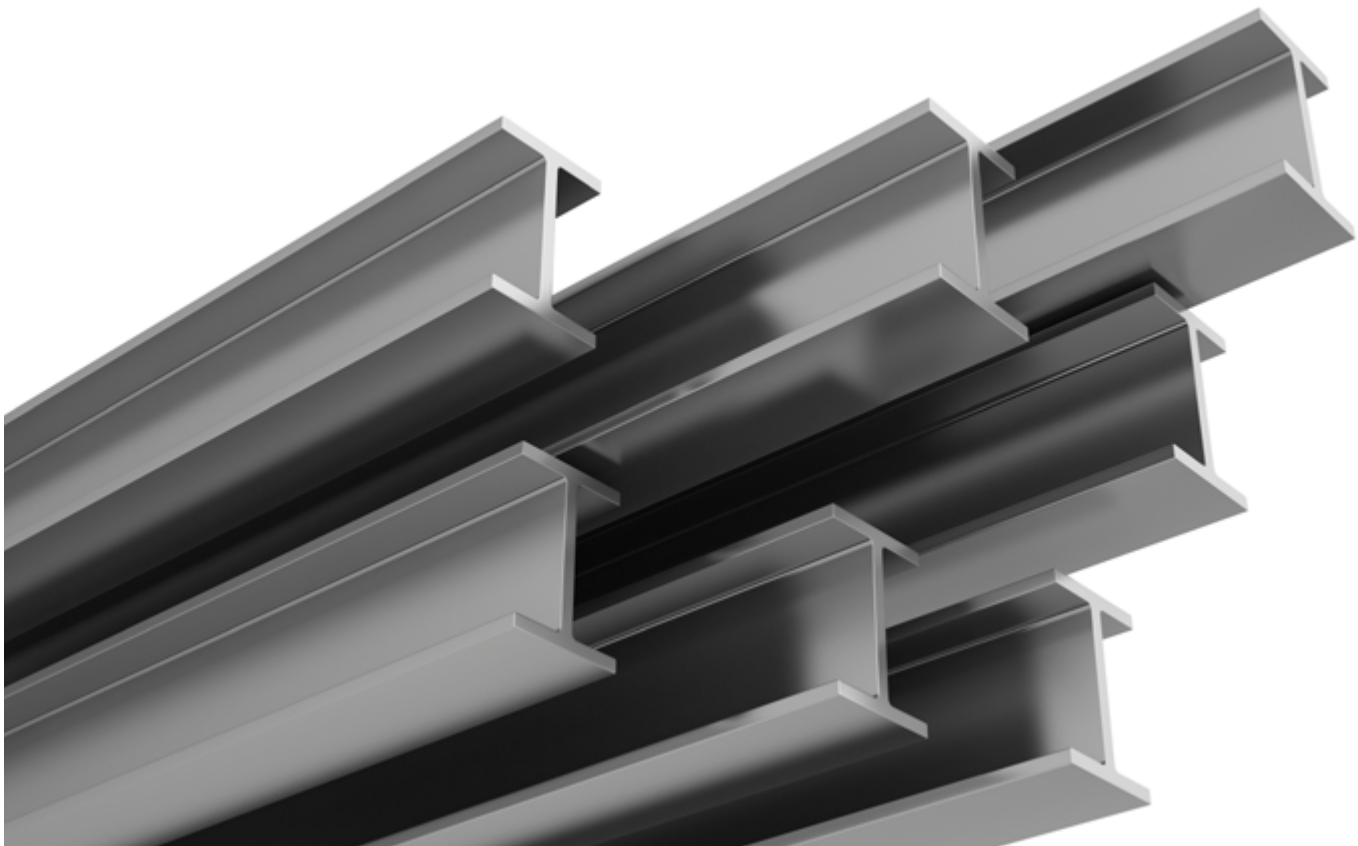


TABLA 1

TIPO DE ACERO	DIFERENTES USOS
ASTM A 36	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Placas de Conexión ▶ Anclajes de barras redondas lisas (OS) y perfiles (LI) ▶ Cuerdas Superiores e Inferiores de Armaduras (LI) ▶ Montantes y Diagonales de Armaduras (LI) ▶ Largueros Tipo Joist (OS ó LI) ▶ Contravientos de Cubiertas (OS)
ASTM A 529 G 50	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Placas hasta 1" de espesor (Placas de Conexión, Placas Base, Cartabones, etc.) ▶ Canales (CE) pequeños utilizados para alfardas de escaleras y conexiones de postes de viento ▶ Cuerdas de Armaduras de (LI) ▶ Montantes y Diagonales (LI) ▶ Contravientos Laterales (LI)
ASTM A 572 G 50	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Placa Hasta 4" ▶ Vigas Principales tipo (IR) ▶ Vigas Secundarias tipo (IR) ▶ Columnas de Perfiles tipo (IR) ▶ Mezzanines
ASTM A 588	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Acero Patinable (por lo general es una acero que estará sometido a la intemperie) ▶ Plataformas Marinas
ASTM A 709	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Puentes ▶ Torres de Transmisión
ASTM A 992-50	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Vigas (IR) ▶ Columnas (IR) ▶ Mezzanines (IR) ▶ Postes de viento (IR) ▶ Espectaculares (IR) ▶ Trabes Carril
ASTM A 53	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Tubos Estructurales
ASTM A 500	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Columnas de secciones huecas cuadradas (HSS u OR) ▶ Columnas de secciones huecas circulares (OC) ▶ Columnas de secciones huecas rectangulares (HSS u OR)
ASTM A 501	<ul style="list-style-type: none"> ▶ Bastidores (PTR u OR) ▶ Bases de tanques de gas, de agua, etc (PTR u OR)

CORRELACIÓN DE LAS NMX Y ASTM DE ACEROS ESTRUCTURALES					
Nomenclatura		F _y ⁽³⁾		F _u ⁽⁴⁾	
NMX ⁽¹⁾	ASTM ⁽²⁾	MPa	Kg/cm ²	MPa	Kg/cm ²
B-254	A 36	250	2,530	400 a 550	4,080 a 5,620
	A 529	345	3,515	485	4,950
		380	3,880	485	4,950
B-282	A 242	320	3,235	460	4,710
		345	3,515	485	4,920
		290	2,950	414	4,220
B-284	A 572	345	3,515	450	4,570
		414	4,220	515	5,270
		450	4,570	550	5,620
	A 992	345	3,515	450 a 620	4,570 a 6,330
B-177	A 53	240	2,460	414	4,220
B-199	A 500 ⁽⁵⁾	320	3,235	430	4,360
B-200	A 501	250	2,530	400	4,080
	A 588 ⁽⁶⁾	345	3,515	483	4,920
	A 709	250	2,550	400	4,080
		345	3,515	450	4,590
		485	4,950	585	5,965
		690	7,036	585	7,750
		620	6,322	690	7,040
	A 913 ⁽⁷⁾	345 a 483	3,515 a 4,920	448 a 620	4,570 a 6,330

1) Norma Mexicana.

2) American Society for Testing and Materials.

3) Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

4) Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión. Cuando se indican dos valores, el segundo es el máximo admisible.

5) ASTM especifica varios grados de acero A 500, para tubos circulares y rectangulares.

6) Para perfiles estructurales; placas y barras ASTM especifica varios valores, que dependen del grueso del material.

7) Depende del grado; ASTM especifica grados 50, 60, 65 y 70.



4 CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

La selección de los tipos de acero estructural para ser utilizados en un proyecto es realizado por el Ingeniero que está ejecutando el diseño estructural.

Las consideraciones para determinar la aplicación más eficiente del acero son:

1. Eficiencia estructural, en términos de menor costo.
2. Simplicidad y facilidad de conexiones a los miembros estructurales.
3. Costo unitario relativo del perfil o la placa.
4. La disponibilidad del material.

Muchos ingenieros han tratado de dar el peso mínimo de acero como una medida de máxima eficiencia en sus diseños. Sin embargo, en muchos casos, esto no dará lugar a la solución más eficiente en general, ya que puede aumentar los costos de fabricación y montaje asociados a la solución de menos peso. Para algunos miembros, las secciones seleccionadas pueden llegar a ser más caras que las secciones un poco más grandes, si los tamaños no son comunes o si las conexiones son innecesariamente complicadas, en virtud de las secciones seleccionadas.

4.1 CÓMO ESPECIFICAR EL ACERO ESTRUCTURAL

La selección del material está dado en las especificaciones del proyecto por los diferentes grados que son apropiados para los miembros y las conexiones. Más allá de los requisitos de las normas de acero, puede ser incluido en las especificaciones del proyecto. Éstas pueden incluir la necesidad de demostrar la dureza del material, la estructura metalúrgica del perfil, de las pruebas de materiales más allá de las pruebas de tensión estándar y /o requisitos de composición química específica. Todas esas necesidades adicionales y los costos relacionados deben estar claramente delimitadas, usando otros materiales y las especificaciones de las pruebas siempre que sea posible.

4.2 SELECCIÓN DE SECCIÓN

Los perfiles de ala ancha son las secciones predominantes utilizadas para vigas y columnas, para vigas de entrepiso, esto es en gran parte debido a la eficiencia de su forma de corte transversal y la disponibilidad de una amplia gama de tamaños. Para las columnas, los perfiles "H" de patín ancho es el más utilizado debido a su forma abierta que permite que las conexiones a las vigas, sean relativamente simples, y debido a que están disponibles en tamaños que incluyen la sección transversal de gran tamaño.

Otros perfiles, tales como canales y ángulos son también ampliamente usados en aplicaciones estructurales. Por ejemplo, los canales se utilizan para disminuir los claros de las vigas y miembros estructurales diversos. Muchas armaduras se construyen con alguno o varios miembros de ángulo doble. En su mayor parte, los canales y los ángulos están disponibles como material ASTM A 529 G 50.

Los miembros de acero estructural con sección transversal cerrada también se usan comúnmente en forma de sección circular o rectangular estructurales huecos o HSS. Éstos se usan a menudo para las columnas, debido a su eficiencia en la compresión axial. Además, los consideran para algunos elementos arquitectónicos y estructurales expuestos a menudo, a pesar de lo complejo que pueden resultar las conexiones, y por consecuencia mayor costo.

4.3 LA SELECCIÓN DE LA PLACA

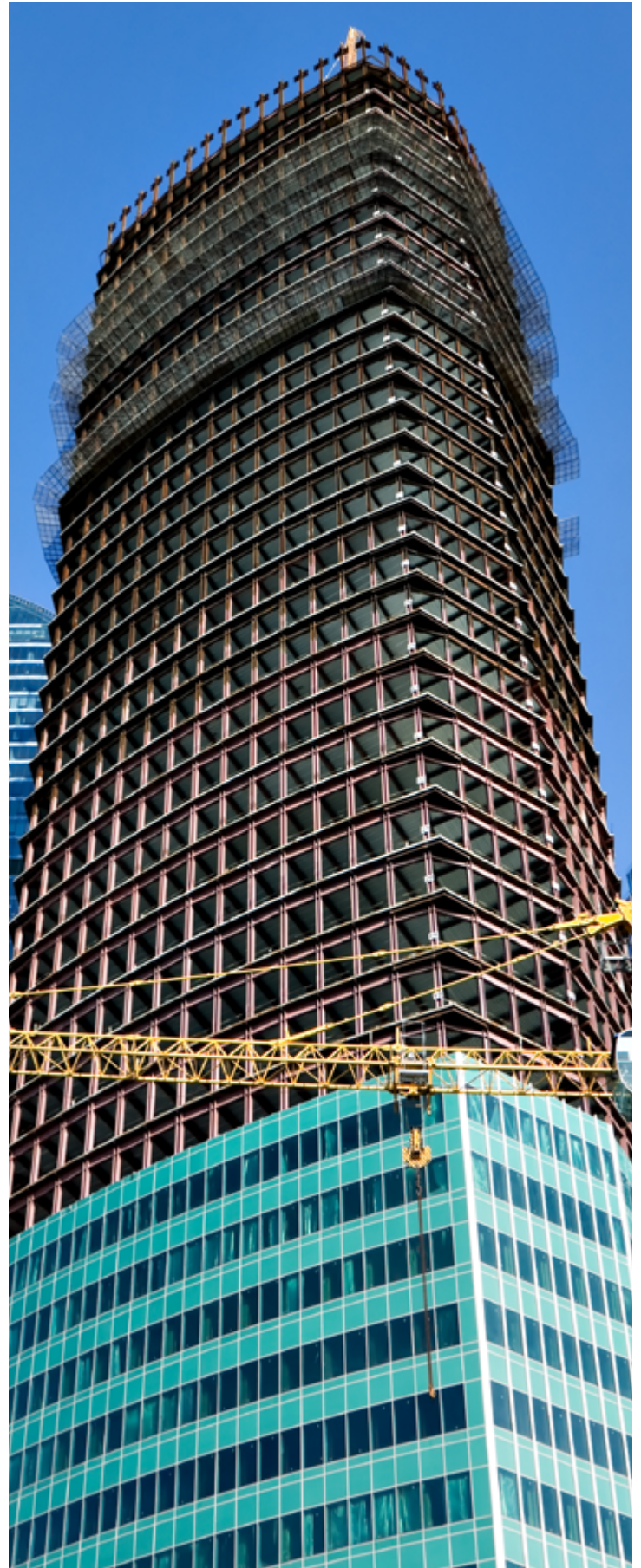
La construcción en acero también hace uso extensivo a las placas. Algunos ejemplos son las vigas construidas con 3 placas o columnas de 4 placas, placas base de columnas y placas de conexión diversas. Están disponibles en una amplia gama de espesores y es generalmente más fácil conseguir en acero ASTM A 36 y con menos frecuencia en ASTM A 572 G 50.

4.4 DISEÑO DE MIEMBROS POR ESFUERZOS

El cálculo de las cargas impuestas a los miembros en los marcos estructurales es típicamente hecho sobre la base de un análisis dimensional. Para los miembros que forman parte del sistema resistente lateralmente, es más común el análisis en dos dimensiones. El análisis tridimensional, generalmente se utiliza sólo para las estructuras de marco más complejas espacialmente. En estos análisis, los miembros generan fuerza axial, flexión, corte y distribución de la fuerza de torsión a lo largo de la longitud del propio miembro. Los tres aspectos dimensionales de las secciones transversales actuales de estos miembros no son explícitamente considerados.

Antes de la publicación de la Especificación AISC LRFD (1986), los miembros de acero estructural eran dimensionados por el diseño de esfuerzos permisibles (ASD). El concepto básico de esta filosofía, es el comportamiento elástico lineal. Las ecuaciones están basadas en la mecánica de materiales que son utilizadas para determinar en el miembro de los niveles esperados de esfuerzos a partir de diversas fuentes.

Con la llegada de las especificaciones LRFD, el diseño de elementos de acero se basa en los procedimientos resultantes de tensiones y el estado límite. Este es un enfoque más racional para el diseño, ya que aborda directamente la respuesta de los miembros y las conexiones a un nivel de carga, que satisfaga el estado límite de seguridad. El uso de métodos de resistencia última resultantes de tensiones implica que los miembros de acero pueden acomodar una redistribución de las tensiones a través de la obtención de esfuerzos locales. Las especificaciones de diseño LRFD y ASD hacen énfasis en las fuerzas y en los esfuerzos, respectivamente.





4.5 DISEÑO DE MIEMBROS CAPACIDAD DE SERVICIO

Además de diseñar los miembros para proporcionar unos niveles mínimos de resistencia, también deben ser consideradas la rigidez y la capacidad de servicio. El diseño por solicitaciones de servicio, requiere que el diseñador considere las cargas de servicio solamente, para garantizar que el comportamiento sea el previsto. Esto contrasta con el diseño por resistencia utilizando LRFD, donde se utilizan cargas factorizadas. Algunos ejemplos de las solicitaciones de servicio incluyen los asentamientos del suelo, desplazamientos laterales (flamdeo), en la estructura sujeta a momento y sujeta a acciones sísmicas o de viento, y el control de vibraciones. El módulo de elasticidad es una constante para el acero, el control de la rigidez se convierte en el estado límite que rige el diseño de miembros en muchos casos. De hecho, en las estructuras como los marcos a momento, las consideraciones de rigidez a menudo controlan el comportamiento estructural de tal manera que los diseñadores pueden especificar material con menor F_y en los puntos claves de menor esfuerzo y aún así satisfacer todos los requisitos en todos los puntos. Sin embargo, resulta importante señalar que especificar secciones con material de menor límite de fluencia no puede resultar en ahorros de costos, puesto que las diferencias de precios entre los distintos grados pueden ser pequeñas.

El diseño para el control de las vibraciones se ha convertido en algo muy frecuente en estructuras de uso público. La sensibilidad de los ocupantes en los tipos estándares de oficinas ha sido una preocupación a través de los años, y ha sido motivo de un gran espacio para su estudio. Estructuras con requisitos de ocupaciones especiales, tales como aeróbicos, y pistas de baile deben tener una atención especial. Por último, la sensibilidad a la vibración extrema de los equipos utilizados en la medicina, la informática biomédica, y otras industrias ha llevado a la necesidad de un diseño explícito para el control de la vibración. Puesto que es un problema dinámico, la combinación de la masa, la rigidez, amortiguamiento, cargas funcionales y la sensibilidad de los ocupantes (ya sea humano o mecánico), deben considerarse interactuando en la forma más desfavorable. El diseñador tiene cierto control sobre la masa y

amortiguamiento de la estructura, pero poco o ningún control sobre las cargas que se aplicarían y la sensibilidad de los ocupantes. El medio más directo para controlar la vibración mediante el diseño, es a través de la rigidez estructural.

4.6 DISEÑO DE CONEXIONES POR ESFUERZOS

El diseño de las conexiones se centra casi exclusivamente en los esfuerzos. Como diseño de un miembro, el diseño de las conexiones es típicamente basado en un conjunto de supuestos simplificadores que suponen la transferencia de cargas y resultantes de esfuerzos. Es importante para el diseñador saber que la distribución real de las tensiones es probablemente muy diferente de la utilizada en las hipótesis de diseño. Inherentes a estos procedimientos es la suposición de que tanto el material, la fabricación y como se colocan las conexiones, tienen una capacidad de deformación suficiente para permitir la redistribución de las fuerzas del miembro.

La distribución de la tensión en las conexiones es sustancialmente afectada por las tres dimensiones de los miembros que se unen, y deben ser tomadas en cuenta en el diseño. Las concentraciones de esfuerzos resultantes pueden dar lugar a grietas o fracturas, si el material no está diseñado para ceder. El esfuerzo de fluencia podrá ser limitado por la restricción, y puede no estarlo en todos los sentidos del esfuerzo triaxial de tensión. Por tanto, se debe tener precaución con los altos niveles de restricciones en las proximidades de las zonas de concentraciones de esfuerzos.

4.7 DISEÑO DE CONEXIONES

Aparte de la clasificación general de una conexión, de ser a momento resistente o a cortante, en el diseño habitual de conexiones es raro que se tome en cuenta la rigidez, y la flexibilidad, por lo que no se incluyen en el cálculo de las deformaciones de los miembros esforzados. Sin embargo, las solicitudes de conexiones parcialmente restringidas (PR), en marcos resistentes a momento han tratado de considerar de manera explícita la relación de la rotación de momento en el análisis del marco. Los principales cambios en las especificaciones de diseño de acero en este ámbito se esperan durante los próximos años.

5 CONSIDERACIONES DE FABRICACIÓN EN ACERO

Incluso cuando el costo del material es cercano a la mitad del precio de una estructura, es importante que todos los miembros del equipo de diseño de los elementos básicos entiendan el sistema de compras del material que utilizan los fabricantes.

El documento clave para la especificación, la compra o venta de acero estructural es la norma NMX B 252 (ASTM A6), "Requisitos generales para planchas, perfiles, tablaestacas y barras, de acero laminado para uso estructural". Esta norma cubre la terminología, la información de fabricación, requisitos de calidad, incluidos los de tratamiento de superficie y las tolerancias, métodos de prueba, informes, sistemas de identificación, y los requisitos complementarios estándar o comunes. Todos los perfiles estructurales de acero y placas deben cumplir con esta especificación, además de las especificaciones del material que cubre los requisitos físicos y químicos para un grado de acero dado.

5.1 PREPARACIÓN DE PEDIDOS

5.1.1 Consideraciones generales.

Si bien sería más eficiente esperar hasta que los planos del taller estén completos y aprobados antes de ordenar el material, el cronograma del proyecto rara vez lo permite. Los pedidos de material son comúnmente preparados de acuerdo a la fecha de inicio de obra y no a la fecha de programación de la producción y montaje. La orden de compra no necesariamente debe ser la orden de producción definitiva, pero sí debe incluir el tamaño y dimensiones de todos los elementos estructurales. La orientación de la columna debe ser indicada, así como la altura definitiva.

Si bien no es necesario mostrar los detalles en esta etapa, es útil indicar los tipos de conexiones que se requerirán. El tipo de conexión puede determinar la longitud de los materiales principales que deben ser ordenados. La estructuración de las conexiones y otros detalles de la estructura se pueden añadir más tarde. El material puede adquirirse a partir de la ingeniería básica.

5.1.2 Preparación de pedidos.

La preparación de la orden de compra se inicia con una lista de materiales anticipada, del proyecto o con el plan de producción de la orden del molino. Este es un resumen del acero requerido para el proyecto, y es preparado por el fabricante con la lista de material para el proyecto. El departamento de compras indica qué miembros se le ordenará a la longitud estándar y qué miembros se ordenarán cortados a la medida. El detalle del material, como los ángulos de conexión y las placas, normalmente no se enlista, a menos que se necesitan grandes cantidades. Los ángulos utilizados para refuerzos de los miembros del alma de armadura deben considerarse, a menos que la cantidad sea pequeña y las longitudes permitan el uso eficiente de los largos que están en stock.

El departamento de ingeniería del fabricante utiliza la lista preliminar del molino como una guía para preparar la lista actual de la orden de producción. El pliego de condiciones se revisa para determinar las especificaciones de materiales para cada pieza. El estándar de material de acero y los requisitos especiales para cada miembro se detallan, junto con la longitud requerida para todo el material que se ordenó cortado a la medida. El material a cortar a partir de longitudes especiales puede resumirse de la longitud total que se necesita, en términos de número de piezas y la longitud de la media.

Antes de preparar el “programa de envíos del proyecto”, es importante que se establezca la secuencia de construcción, para garantizar el cumplimiento de suministro. El dato para cada elemento de la estructura puede ser incluido en la lista de orden del molino. Esto le ayuda en la programación de las compras de material y permitir la entrega más eficiente de los materiales.

El departamento de compras ahora prepara la orden para cada uno de los elementos de la lista. Éstos se colocan sobre la base de los limitantes de costos y calendario de construcción. Comúnmente hay tres opciones básicas para costear el material de una obra:

- 1.- Campañas de laminación.
- 2.- Stock de molinos.
- 3.- Stock de centros de servicio.

La mayoría de los fabricantes también mantienen un inventario limitado de productos de acero y de diferentes grados, para ser capaz de manejar proyectos pequeños o reparaciones.

5.2 PERFILES DE ALA ANCHA

El precio de perfiles de ala ancha en los Estados Unidos hoy es de aproximadamente 30 por ciento menos de lo que era hace diez años. Actualmente no existe un diferencial en el precio entre el ASTM A572-50 y el ASTM A 992, para los perfiles pesados, de aproximadamente 90 libras/pie (134 kg/m). Por encima de este peso hay un pequeño diferencial para el material de $f_y = 50$ ksi (3,515 kg/cm²). Incluso con este cargo adicional, el diseñador puede ganar en eficiencia, tales como reducir el tamaño de los miembros o la eliminación de los refuerzos y/o placas dobles, el grado 50 de acero es generalmente más rentable.

La mayoría de los molinos, publican calendarios mostrando la frecuencia con que producen los distintos perfiles. Los ciclos para cada serie varían, sobre la base de la demanda y la capacidad de





producción. Por ejemplo, las secciones más pesadas se rolan cada 4 a 6 semanas. Algunas de las secciones más ligeras son roladas solamente cada tres meses, debido a que se venden generalmente en longitudes especiales. Tales restricciones pueden significar que una orden de compra para un molino de un proyecto cualquiera, puede tomar de 8 a 9 semanas para que el fabricante pueda recibir todos los elementos de acero necesario para la secuencia inicial, contando desde el momento de la adjudicación del contrato. Esto se basa en una semana para preparar, comprobar y meter la orden de compra, y una o dos semanas para el envío por ferrocarril o por camiones. También es fundamental que las campañas estén disponibles en la laminación próxima. Si el laminado no está completo, el calendario se incrementará en la cantidad de tiempo para el próximo ciclo con un laminado disponible.

Los molinos suelen mantener un stock de existencias en los tamaños comunes, en incrementos de longitud de 5 pies desde 30 a 65 pies. Aunque se limitan las longitudes, es posible establecer órdenes de entrega de hasta 90 pies o más. Sin embargo, las maniobras y el transporte pueden ser un problema para esos largos, y el fabricante por lo tanto, tiene la opción de empalmar, si esto es más económico que comprar tramos más largos. Las fábricas de acero en Estados Unidos en la actualidad producen perfiles en peraltes de hasta 40 pulgadas. Secciones más grandes tienen que ser suministradas por los productores fuera de América del Norte, pero esto puede suponer costos más elevados. La entrega puede estar sujeta a la disponibilidad de las navieras. Esto incrementará aún más el costo, en función de la diferencia entre las longitudes requeridas y el stock disponible. Incluso puede ser necesario aumentar el tamaño de la sección, en función de lo que está disponible.

Como una opción, en lugar de perfiles pesados para su uso como columnas, a menudo es más económico fabricar secciones con placa o utilizar perfiles pequeños de ala ancha para hacer secciones cruciformes. Recientemente se ha observado las ventajas y economía de las secciones compuestas, concreto-acero.

5.3 PLACAS DE ACERO

Los marcos de acero utilizan principalmente placas de sección variable, placas base, placas de vigas, refuerzos (placas de continuidad), y conexiones. Este material, por lo tanto, generalmente se ordena en los tamaños estándares a partir del cual se cortan las piezas en múltiplos o sub-múltiplos. La mayoría de los fabricantes mantienen un stock limitado de placas de espesor común en A 36, también pueden tener stock de algún grado A 572.

Las placas de acero de 36 y 50 ksi son un material fácilmente disponible en los centros de servicio a precios competitivos con respecto a adquirirlas directamente en los molinos.

Las longitudes de stock para la placa son típicamente de 20 y 40 pies. Espesores de menos de 5/8" a menudo se cortan de placa en rollo. Las placas más delgadas son a menudo suministradas como ASTM A 529. Para materiales especiales, el molino es la mejor fuente de suministro. La mayoría de las aplicaciones en construcción requieren sólo la norma ASTM A 36, A 572 o A 588. Estos grados por lo general se pueden obtener de 6 a 8 semanas en un mercado normal.

Es esencial que cualquier análisis de inspección especial, se incluya en la orden de compra del molino. Cualquier prueba que vaya más allá de los requisitos estándares de la ASTM A 6, no es motivo para

sustituir el material. Si la inspección o pruebas en el taller de fabricación demuestran el incumplimiento con el material estándar, será restaurada (si es posible), reforzada o sustituida, pero esto demora el proyecto.

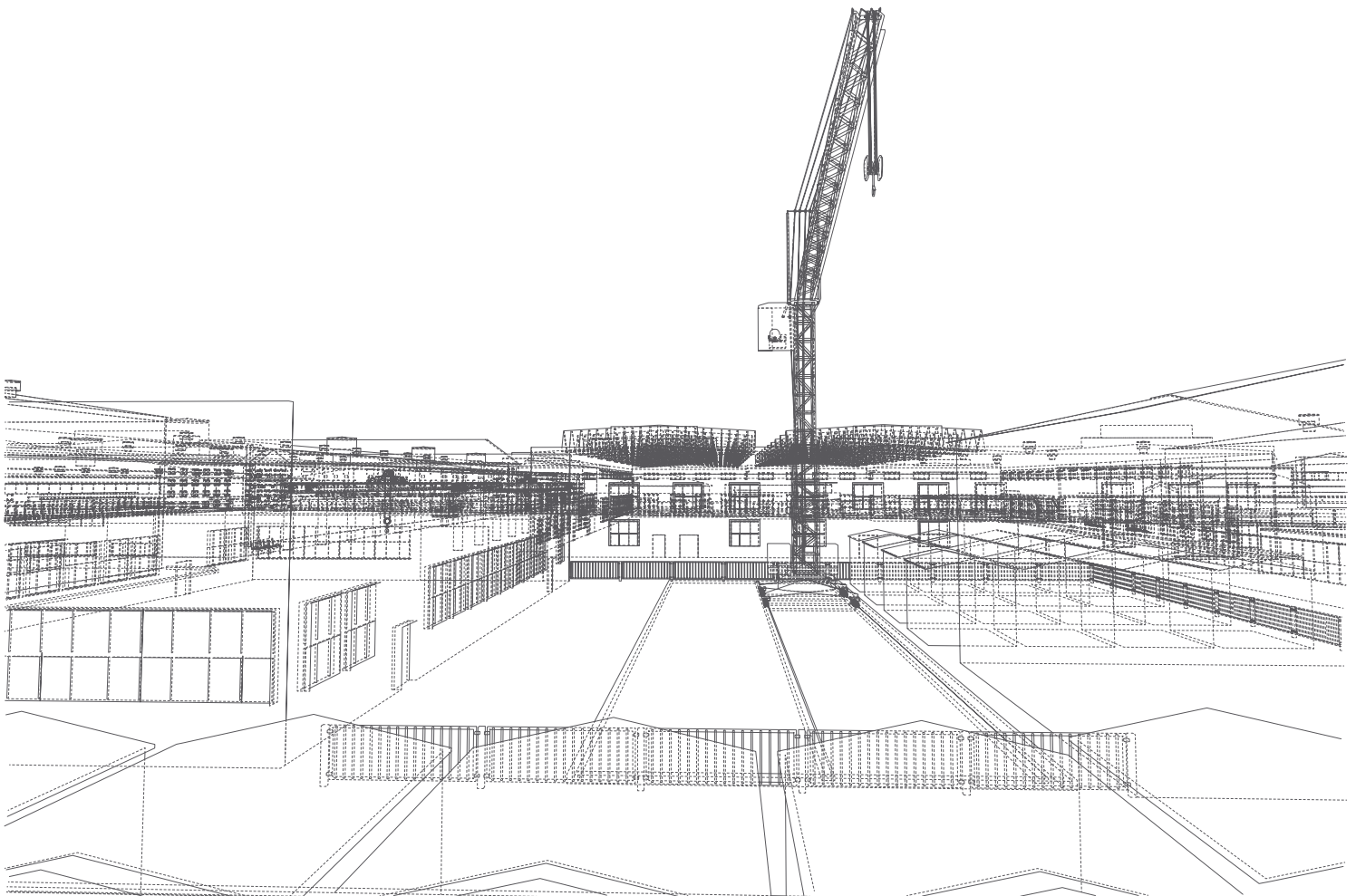
El tamaño máximo de placa, es determinado por el ancho de los rodillos, el espesor requerido y la longitud en que se puede obtener del tren de laminación del molino. La longitud máxima por lo general es de 40 pies. El fabricante debe dar la opción de otras medidas. Las placas están disponibles en cualquier espesor, pero los incrementos son de $1/16''$ hasta $7/16''$ de espesor y en espesores mayores, aumenta en $1/8''$.

5.4 LOS ÁNGULOS Y LAS BARRAS

Los ángulos y las barras se utilizan normalmente para el material de conexión. Los ángulos están disponibles en A 36 y en A 529, pero la mayoría de los centros de servicio y los molinos de stock principalmente tienen A 36. Debido a que los ángulos se utilizan normalmente en longitudes pequeñas, se cortan en longitudes de 20 y 40 pies.

Para diseño de armaduras y miembros que requieren medidas especiales y posiblemente un esfuerzo de fluencia de 50 ksi, es importante que el diseñador use el menor número de medidas. Esto permitirá al fabricante cumplir con los requisitos de orden mínima. Cuando sólo unas pocas piezas requieren arriostrar miembros, puede ser rentable permitir algunos empalmes que utilizar longitudes mayores. El Fabricante puede tener un problema al realizar el pedido en un molino si sólo son ángulos y barras, en el sentido de que las fábricas son relativamente especializadas o que las instalaciones no producen toda la gama de tamaños.

Éstos, pueden ser competitivos con algunas medidas, debido a los costos de flete.



6 CONSIDERACIONES RECOMENDADAS EN LA ELECCIÓN DEL TIPO DE ACERO

Resumiendo las evaluaciones anteriores del material de acero, junto con los puntos clave del diseño estructural y fabricación, las consideraciones siguientes deben hacerse cuando se selecciona el material de acero de una estructura. Es muy importante también señalar que, aunque hay muchas pruebas de material que se pueden ejecutar, muchas de ellas no son ni útiles ni prácticas para una serie de tipos de estructuras. Así, una estructura de un puente, que está expuesta al medio ambiente natural y en condiciones de fatiga de ciclo alto, necesita disponer de un acero con propiedades de dureza de acuerdo con las condiciones de servicio previsto, no sería realista ni económico especificar un material con los criterios de una estructura con carga estática.

- 1.- Tipo de estructura, condiciones de servicio, condiciones de carga, entorno de la aplicación de las cargas.
- 2.- Resistencia del material, ductilidad, tenacidad, soldabilidad y metalurgia.
- 3 - Química del material.
- 4.- Tipos de miembros estructurales, tamaños longitudes y carga.
- 5.- Conexiones soldadas o atornilladas.
- 6.- Conexiones: viga a columna, viga a viga, empalmes.
- 7.- Criterios de fabricación, incluyendo técnicas de unión, corte, soldadura en el campo vs. soldadura en taller.
- 8.- Requisitos de construcción, que incluyen la soldadura de campo.
- 9.- Cuantificaciones y la experiencia de diseño, de fabricación y del personal en el campo y en la construcción.
- 10.- Las necesidades de equipo de taller y de campo.
- 11.- Necesidades de inspección y sus métodos, calificaciones y procedimientos de garantía de calidad por parte del inspector.
- 12.- Consideraciones especiales:
 - i. Realizar conexiones complicadas.
 - ii. Conexiones soldadas y/o conexiones atornilladas.
 - iii. Cordones de soldadura grandes.
 - iv. Estados triaxiales de esfuerzos por carga y descarga.
 - v. Contracción de soldadura.
 - vi. Direccionalidad de las propiedades del material.
 - vii. Aparición y consecuencias de la aparición de grietas:
 - a. Durante la fabricación.
 - b. Montaje y construcción.
 - c. De servicio.
 - viii. Cargas cíclicas y/o dinámicas.
 - ix. Detalles por fatiga, iniciación y propagación de grietas.
 - x. Condiciones de fractura frágil.
 - xi. La corrosión y concentración de esfuerzos por corrosión.



7 PROPIEDADES QUÍMICAS

Elemento	ASTM A 36	ASTM A 529 G 50	ASTM A 572 G 50	ASTM A 572 G 60	ASTM A 992 / AISC A 572 G 50
C (máx)	0.26	0.27	0.23	0.26	0.23
Mn (máx)	...	1.35	1.60	1.60	0.50 - 1.60
P (máx)	0.04	0.04	0.04	0.04	0.035
S (máx)	0.05	0.05	0.05	0.05	0.045
Si (máx)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
Cu (mín)	0.20 *	0.20 *	0.20 *	0.20 *	0.60 ^A
Ni (máx)	0.45
Cr (máx)	0.35
Mo (máx)	0.15
V (máx)	0.01 - 0.15	0.01 - 0.15	0.15
Cb o Nb (máx)	0.005 - 0.05	0.005 - 0.05	0.05
f_y (kg/cm ²)	2530	3515	3515	4200	3515 - 4570
f_u (kg/cm ²)	4080 - 5620	4920 - 7030	4570	5300	4570 **
Elong. en 200 mm (mín,%)	20	18	18	16	18
Elong. en 50 mm (mín,%)	21	21	21	18	21

... Indica que no tiene un contenido máximo.

* Sólo se coloca en la composición, cuando así se especifica.

** La relación entre f_y / f_u , no excederá el valor de 0.85.

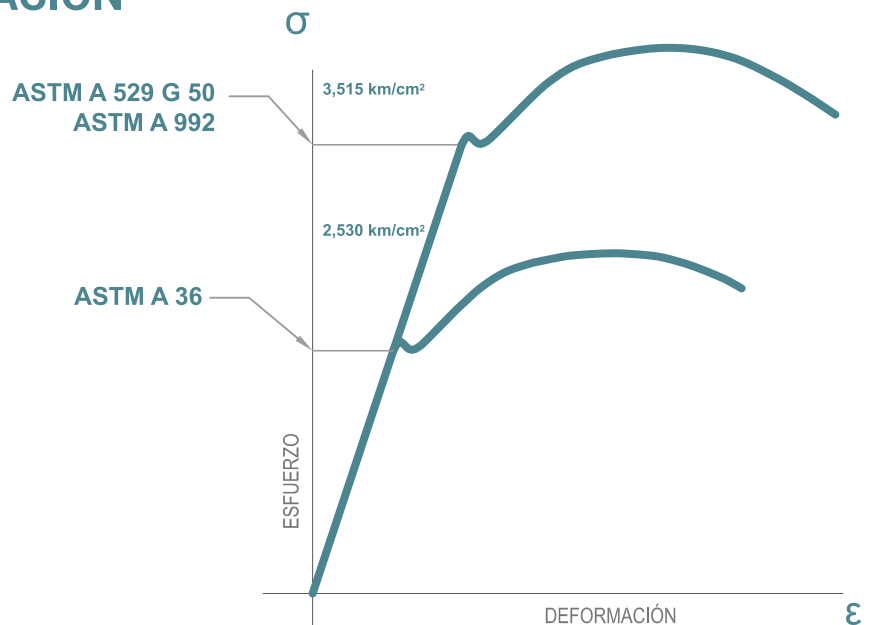
^A Indica contenido máximo.

f_y = Esfuerzo de Fluencia, kg/cm².

f_u = Resistencia a la Ruptura por Tensión, kg/cm². Cuando se indican 2 valores, el segundo es el máximo admisible.

Fuente: ASTM Volume 01.04 2009

8 GRÁFICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN



NOTA:

1) El acero ASTM A 992 y ASTM A 529 G 50, atiende a las solicitaciones del Acero ASTM A 36.

2) Producimos Acero ASTM A 572 G 50 y ASTM A 572 G 60, bajo pedido.





II. CRITERIOS EN LA ESTRUCTURACIÓN DE EDIFICIOS METÁLICOS

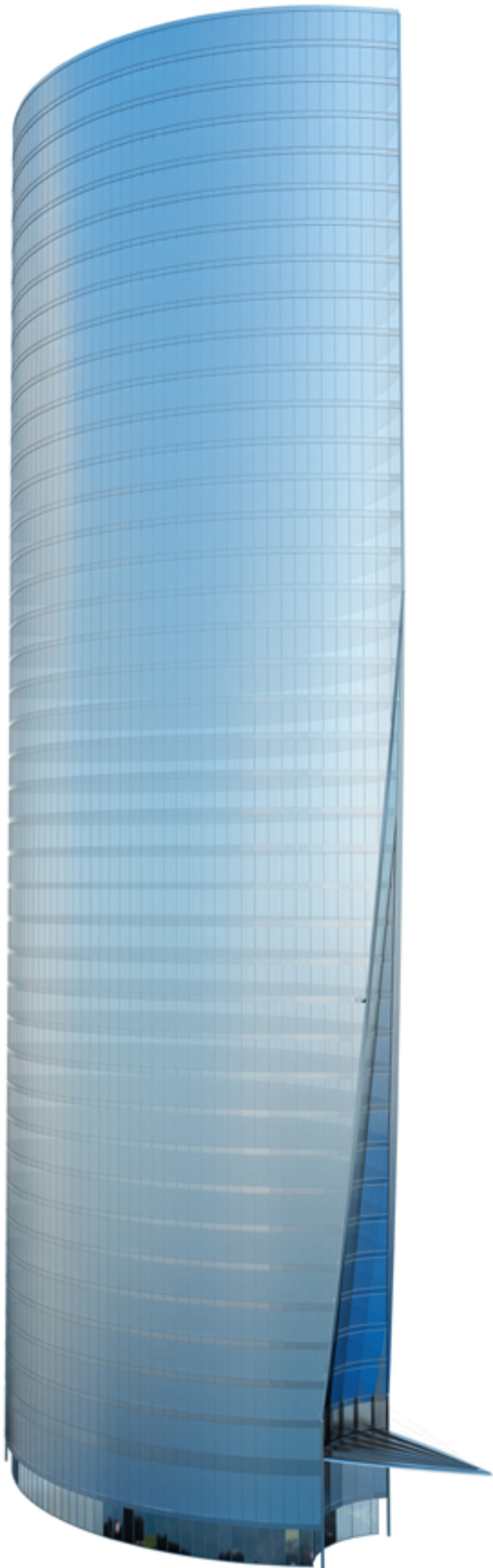
ÍNDICE

1. Introducción
2. El anteproyecto
3. El proyecto en acero

CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

Métodos DEP / DFCR



PRESENTACIÓN

Este volumen trata sobre los criterios en la estructuración de edificios metálicos, de las recomendaciones que debemos seguir para lograr que el comportamiento del edificio sea como lo que se establece en los modelos de análisis. Comienza con un resumen cronológico que contiene la descripción de algunos materiales y la evolución científica y tecnológica de los descubrimientos estructurales en los últimos siglos.

Plantea lo siguiente, en forma de pregunta, que para la concepción de la arquitectura como un espacio construido será necesario precisar con la mayor claridad posible, las necesidades funcionales, cuáles son los componentes estructurales que serán utilizados y como serán los apoyos de las condiciones de frontera, a manera de garantizar la estabilidad del sistema estructural.

Esta preocupación fenomenológica y cualitativa, propia de la forma de pensar de Heloísa, revela su potencial creador, aspecto poco común en la ingeniería estructural y que mucho auxilia al arquitecto en la concepción de un proyecto donde la estructura nace junto con la definición formal, no solo como una opción aleatoria del material que se utilizará empezando a construir una parte importante de la definición del conjunto.

El artículo sigue el proyecto estructural tratando los esfuerzos solicitantes y resistentes: fuerzas axiales, flexión, cortante, torsión y deformaciones. Termina hablando sobre el dimensionamiento, las conexiones, el detalle de la estructura, la fabricación, el transporte, el montaje y el mantenimiento.

Este trabajo surge oportunamente, para la formación de estudiantes en arquitectura e ingeniería cuyo interés por las estructuras metálicas va creciendo, y que reclaman el conocimiento en esta área ya que no existen suficientes publicaciones especializadas en el tema del acero.

1 INTRODUCCIÓN

El acero es sinónimo de arquitectura moderna.

En el siglo XX, este material inspiró a arquitectos e ingenieros, combinando la resistencia y la eficiencia con oportunidades de expresión escultural.

Hoy en día, en la era del pluralismo arquitectónico y de innovación de ingeniería, el acero se encuentra presente en los edificios más modernos y sofisticados. Esto se debe en cierta parte a la evolución metalúrgica, al avance en el análisis estructural, a las nuevas tecnologías en fabricación de estructuras, al montaje y al desempeño de los componentes constructivos que completan la estructura.

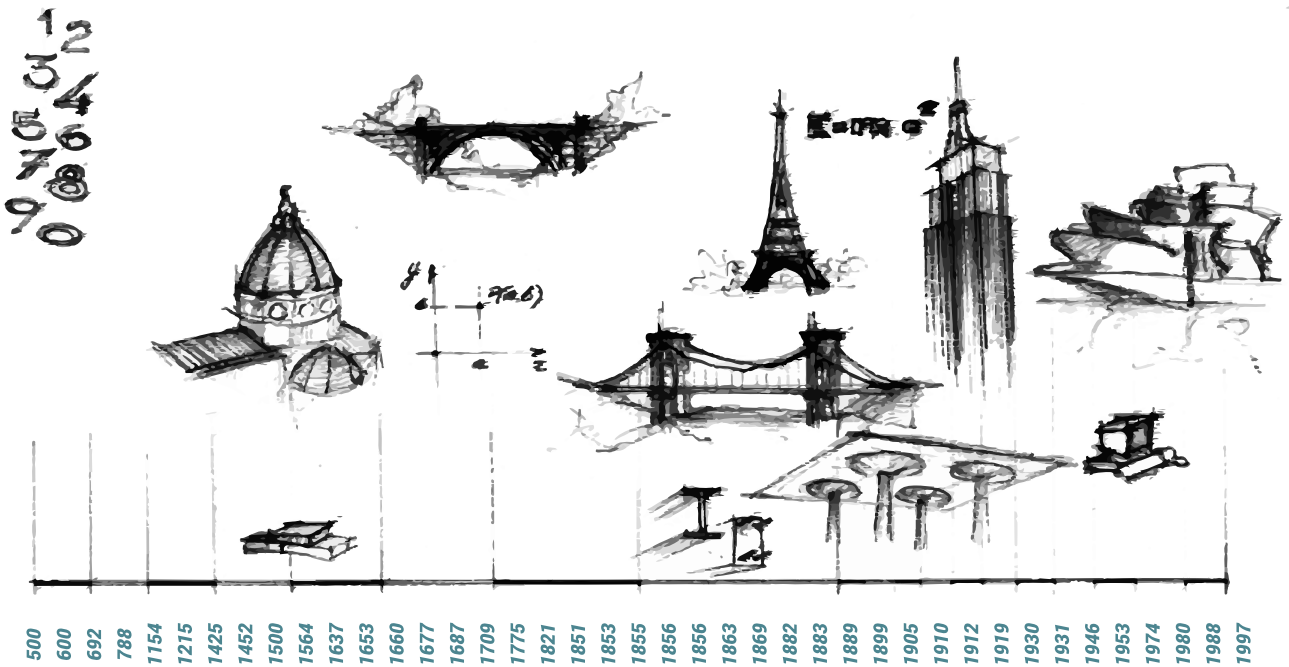
Las limitaciones técnicas y expresivas del acero son cada vez más exploradas, generando soluciones estéticas creativas y variadas.

Los perfiles de GERDAU CORSA acompañan la tendencia de racionalización y de la utilización de la construcción industrializada.

Las conexiones de la estructura se pueden estandarizar y transformarse en elementos arquitectónicos importantes.

Esta publicación fortalece la visión general de conceptos constructivos y estructurales en los que generalmente están basadas las edificaciones.

1.1 CRONOLOGÍA

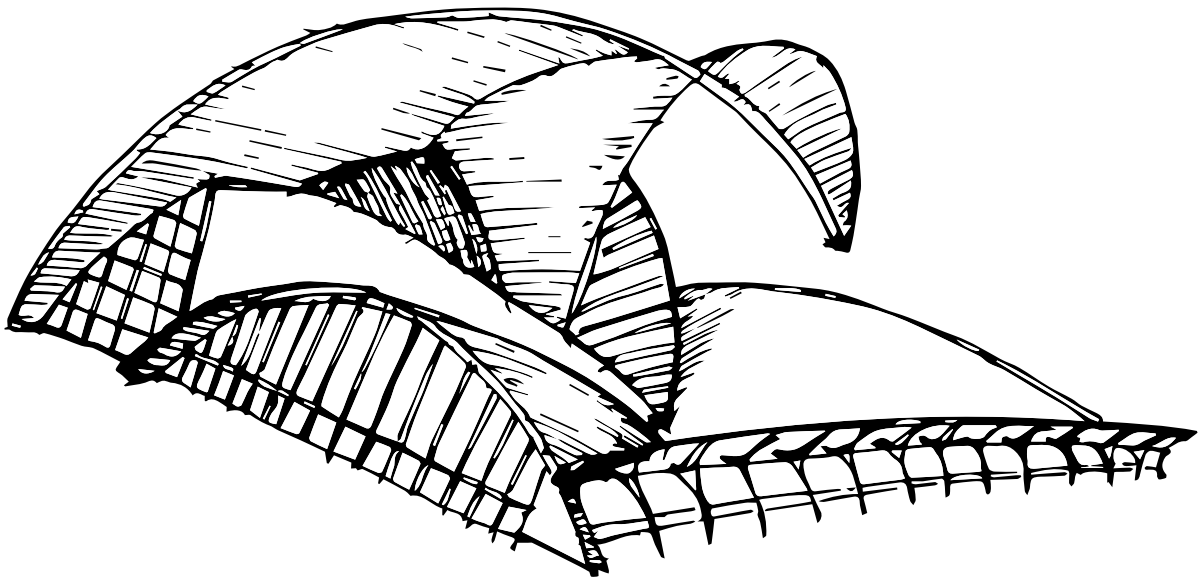


AÑO	MATERIALES	CIENCIA Y TECNOLOGÍA	OBRAS
500		Matemática (India)	
600		Números, álgebra y geometría (Arabia)	
692			Cúpula de la Roca - Jerusalén (Islámica)
788			Gran Mesquita de Córdoba
1154			Catedral de Cartres - Arquitectura Gótica
1215			Arquitectura Islámica y difundida en la India
1425			
1452		Comportamiento de los entramados (Da Vinci)	Cúpula de Santa María del Fiore
1500			
1564		Resistencia de los materiales (Galileo)	
1637		Coordenadas cartesianas -	
1653	Tabique	El Método (René Descartes)	Termina la construcción del Taj Mahal
1660		Robert Hooke - Teoría de elasticidad	
1677		Leibnitz - Cálculo diferencial e integral	
1687		Principios (Newton)	
1709		Abraham Darby descubre el coque para producción del hierro guza	
1775	Fierro fundido y forjado	Motor eléctrico (Faraday - Inglaterra)	Primer puente de hierro en arco - Río Severn (Inglaterra)
1821		Exposición mundial Londres	
1851		Elisha Graves Otis - Elevador	Palacio de Metal - Joseph Praxton (Inglaterra)
1853	Cemento y concreto acero	Joseph Louis Lambot - Concreto reforzado con acero	
1856		Proceso Bressener (acero)	
1856		Henri Laboustre - Uso de vigas, arcos y columnas	Biblioteca de Santa Genoveva
1863			1er Metro (Londres)
1869			1er Ferrovía transcontinental (EUA)
1882			1er Hidroléctrica (EUA)
1883			1er Puente Pensil Brooklyn (EUA)
1889			Torre Eiffel (Gustave Eiffel - Francia)
1899			Urbanización moderna (Howard)
1905		Teoría de la relatividad (Einstein - Alemania)	
1910			
1912		Robert Maillart - Losa reticular	
1919		Bauhaus (Alemania)	
1930	Plástico	Hardy Cross - Proceso para determinación de esfuerzos - Estructuras hiperestáticas	Empire State Building 381m (EUA)
1931		Primer computador (EUA)	
1946	Aluminio	Computadoras electrónicas (EUA)	Torre Sears, Chicago 443m (EUA)
1953			
1974			Torre del Banco de China - Hong Kong - 315m
1980		Computadoras personales (EUA)	Museo Guggenheim - Bilbao
1988			
1997			

2 EL ANTEPROYECTO

El anteproyecto generalmente lo desarrolla el arquitecto, y desde la concepción se deberá pensar en el material, en esta parte es donde puede repercutir que una estructura metálica resulte económica debido a que en esta etapa se podrá aprovechar todas las ventajas del material.

2.1 ¿QUÉ ES LO QUE SE DESEA REALIZAR?



Bosquejo de una obra de Santiago Calatrava en papel a mano alzada de una obra en las Islas Canarias en España.

Cuando hablamos de construcción en acero podemos concluir que cualquier tipo de estructura pensada se podrá desarrollar, siempre y cuando podamos dar estabilidad a la creación del proyectista. Es importante que se evalúen todas las problemáticas del proyecto para que resulte en una estructura funcionalmente adecuada y sobre todo que cumpla con los requerimientos de seguridad, sin dejar de lado el aspecto económico.

2.1.1 Satisfacer las necesidades y las posibilidades del cliente.

Es imprescindible atender las expectativas del cliente, definiendo la forma y el destino, analizando los costos dentro de sus posibilidades. El proyecto demanda ciertas características geométricas y el ingeniero estructural deberá enfocarse en hacer lo menor de modificaciones al proyecto para no afectar la estética sin poner en riesgo el comportamiento global de la edificación.

2.1.2 Espacios.

Establecer un proceso. Atender un cronograma, para el diseño lógico de los espacios funcionales, observando las condiciones de confort y estética. Desde el punto de vista estético puede resultar subjetivo, ya que depende de cada enfoque que le dé cada persona en particular. El proyectista puede entender la estructura de un modo distinto al del ocupante.

2.1.3 Volumen.

Límite en el espacio abierto y el contenido. Lo que protege. Lo que muestra. Embalaje. Los volúmenes abiertos resultan en sistemas más confortables, el acero tiene la particularidad de resolver sistemas completos con menor número de elementos y con dimensiones menores a las de otros materiales. Esta es una gran ventaja para los proyectistas ya que pueden aprovechar esta característica para desarrollar mejores diseños.

2.1.4 Estética.

La separación y la unión de los espacios y volúmenes determinan la forma. La estructura se conforma a través de un conjunto de elementos, interrelacionados, caracterizando la sincronía y la satisfacción de los sentidos. Es claro que todo el conjunto trabajando en armonía podrá resultar en una estética más agradable.

2.2 ¿QUÉ ES LO QUE SE NECESITA?

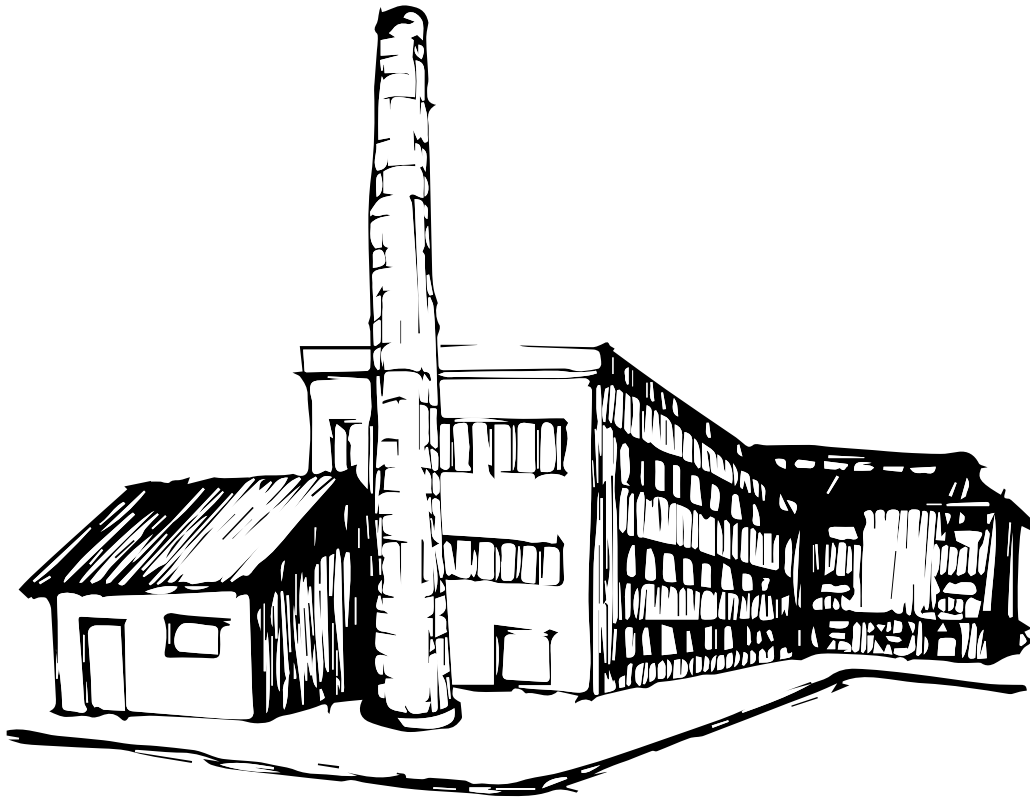


Figura de Walter Gropius, Adolf Meyer e Eduard Werner.

2.2.1 Claros.

En general un proyecto muchas veces puede tener claros especiales, esto puede ir desde unidades de rendimiento que necesiten poca o nula interferencia, salas de espectáculos en los que se necesita visión amplia, paso de vehículos, etc. La relación entre la longitud de los claros y los costos no es lineal, se trata de obtener el mejor resultado aprovechando todas las características del material, por ejemplo los claros pequeños pueden llegar a desperdiciar la resistencia del material y puede que otros sistemas funcionen mejor, ya que resultan más económicos y los claros muy grandes pueden ser muy deformables, aunque en este caso definitivamente no existirá un material que sea capaz de llegar a librar estas magnitudes de claros y el costo puede incrementarse.



2.2.2 Cargas.

La evaluación de cargas sobre una estructura es un tema de gran importancia, que depende no solo del diseño de cada elemento del conjunto, sino también del sistema estructural que será adoptado, además del destino que tendrá la edificación.

Existen una serie de cargas que actúan en una estructura, en algunas de ellas tenemos libertad de elección y son evaluadas de acuerdo con las necesidades del proyecto a manera de optimizar los costos, pero en la mayoría de los casos depende en su totalidad de los destinos.

CARGAS MUERTAS O PERMANENTES

La evaluación de estas cargas está en función de los materiales escogidos. Estas cargas se definen como muertas o permanentes y que a lo largo de toda la vida útil de la estructura no serán retiradas. Estas cargas pueden ser:

- *Peso propio de la estructura (acero, concreto, madera, etc.)*
- *Muros (muros de mampostería, paneles de fachadas, etc.)*
- *Acabados (pisos, rellenos, impermeabilización, etc.)*
- *Paisajismo (jardines sobre losas)*
- *Instalaciones (eléctrica, hidráulica, acústica, equipamiento, etc.)*
- *Cubiertas (tejas, aislantes, etc.)*

A continuación, se muestran distintos pesos de referencia de materiales que servirán de apoyo para la valoración de las cargas permanentes.

TABLA DE PESOS VOLUMÉTRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MATERIALES		PIEDRAS NATURALES	
		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Areniscas		2.50	1.80
Basaltos		2.60	2.40
Granito		2.60	2.40
Mármol		2.80	2.50
Pizarras		2.80	2.30
Tepetates	Secos	1.60	0.75
	Saturados	1.90	1.30
Tezontles	Secos	1.20	0.70
	Saturados	1.60	1.10

TABLA DE PESOS VOLUMÉTRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

PIEDRAS ARTIFICIALES

Concretos y morteros con agregados de peso normal

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Concreto simple	Clase I	2.30	2.10
	Clase II	2.10	1.90
Concreto reforzado	Clase I	2.40	2.20
	Clase II	2.20	2.00
Mortero de cal y arena		1.80	1.50
Mortero de cemento y arena		2.10	1.90
Tabique de barro hecho a mano		1.50	1.30
Tabique prensado o extruido		2.10	1.60
Bloque de concreto tipo pesado		2.10	1.90
Bloque de concreto tipo intermedio		1.70	1.30
Bloque de concreto tipo ligero		1.30	0.90
Mampostería de piedras naturales		2.50	2.10

MADERAS

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
A) Pesadas	Seca	1.30	0.85
	Saturada	1.50	1.00
Tropicales (chicozapote, pucté, ramón)	Seca	1.10	0.65
	Saturada	1.30	0.85
Encino Blanco	Seca	1.10	0.65
	Saturada	1.30	0.85
B) Medianas	Seca	0.95	0.70
	Saturada	1.10	0.80
Tropicales (pelmax, chachahuanate, aguacalillo, tzalam)	Seco	0.75	0.45
	Saturado	0.85	0.50
Encino rojo	Seco	0.75	0.45
	Saturado	0.85	0.50
C) Livianas	Seco	0.75	0.45
	Saturado	0.85	0.50
Tropicales (maculis, bari, pas'k, amapola, primavera, haya, alie)	Seco	0.65	0.50
	Saturado	0.90	0.60
Pino	Seco	0.65	0.40
	Saturado	0.75	0.50
Oyamel, ciprés, sabino, enebro, pinabete	Seco	0.65	0.40
	Saturado	0.75	0.50

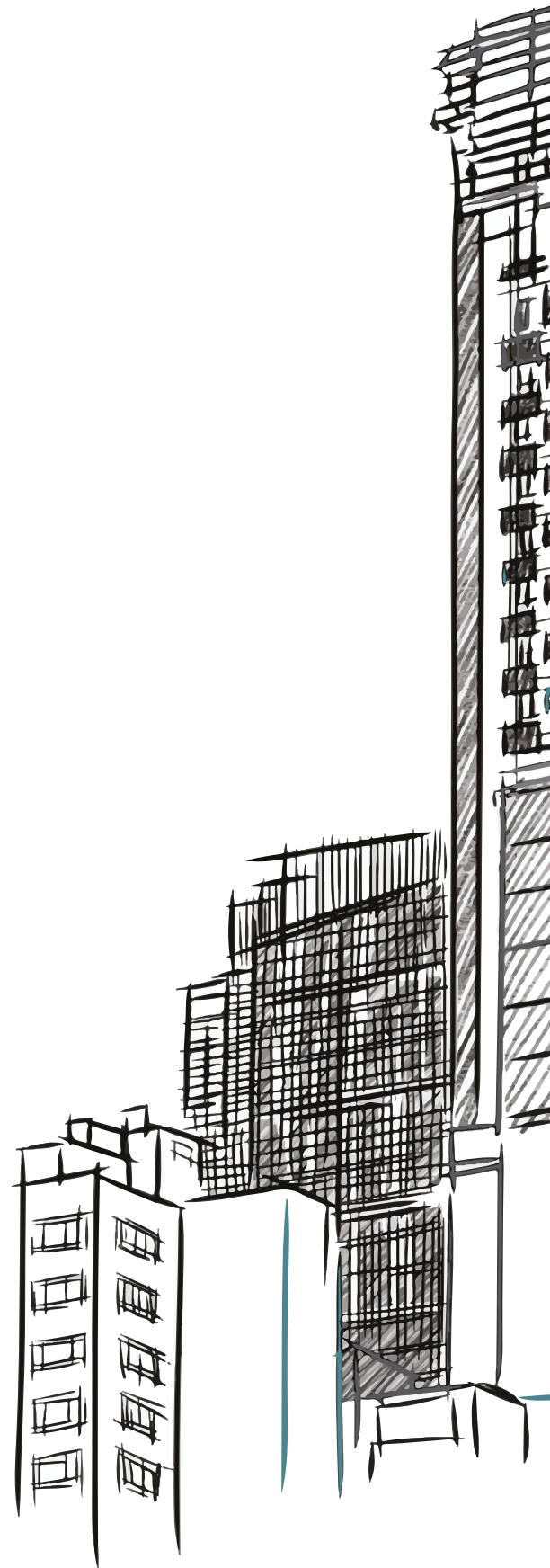


TABLA DE PESOS VOLUMÉTRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

SUELOS

MATERIALES	PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³		
	MÁXIMO	MÍNIMO	
Arena o grava	<i>Seca, suelta</i>	1.70	1.40
	<i>Seca, compacta</i>	1.90	1.60
	<i>Saturada</i>	2.00	1.80
Arcilla típica del Valle de México en su condición natural	1.40	1.20	
Arcilla seca	1.20	0.90	
Limo suelto húmedo	1.30	1.00	
Limo compacto húmedo	1.60	1.30	
Arcilla con grava	<i>Compactada</i>	1.70	1.40
Relleno compacto	<i>Seco</i>	2.20	1.60
	<i>Saturado</i>	2.30	2.00
Cascajo	1.60	1.20	

RECUBRIMIENTOS (no incluye material de unión)

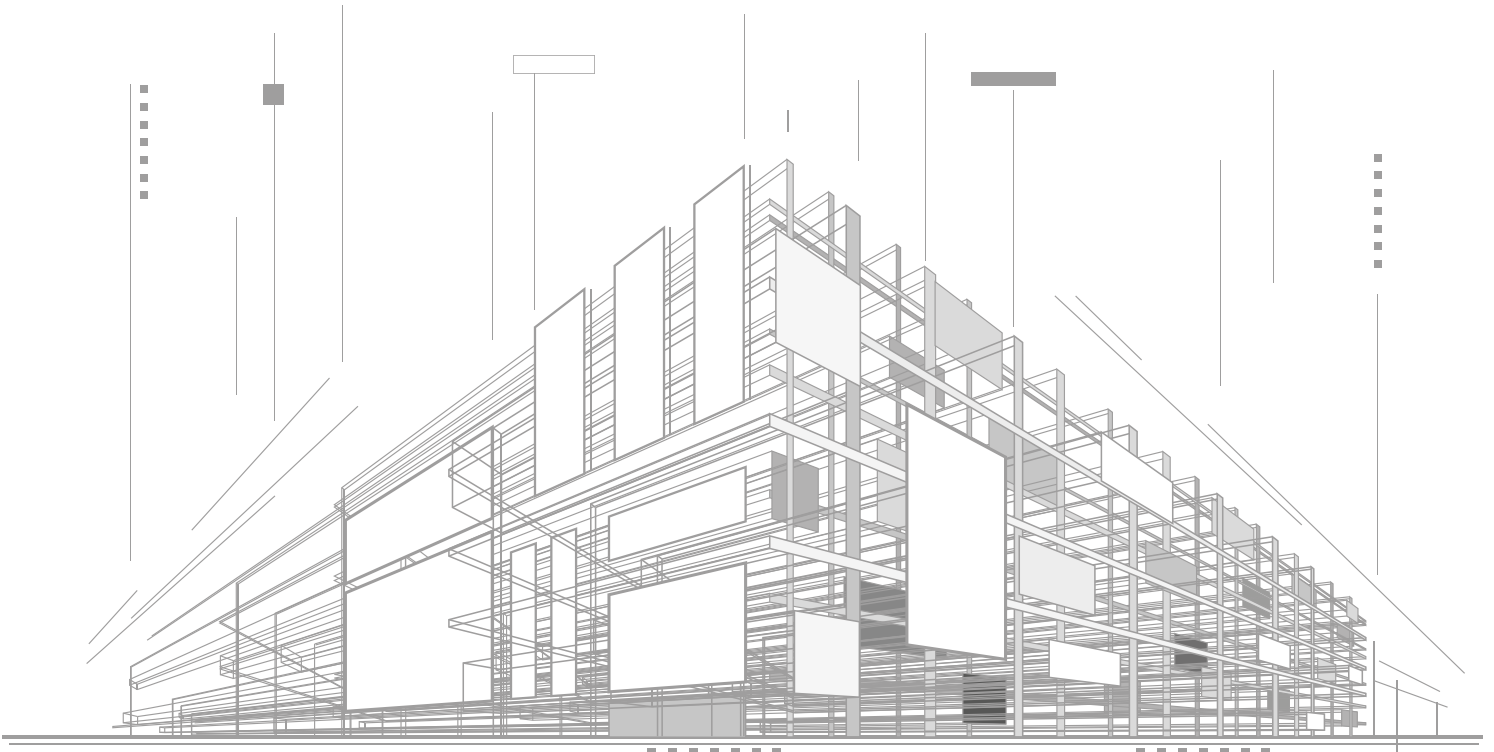
MATERIALES	PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³		
	MÁXIMO	MÍNIMO	
Azulejos	15	10.00	
Mosaico de pasta	35	25.00	
Granito o terrazo	<i>20 x 20 cm</i>	45	35.00
	<i>30 x 30 cm</i>	55	45.00
	<i>40 x 40 cm</i>	65	55.00
Loseta asfáltica o vinílica	10	5.00	
Lámina de asbesto	<i>5 mm</i>	15	10.00
Madera contrachapeada	<i>6 mm</i>	4	2.50
Tablero de yeso	<i>12 mm</i>	14	11.00
Tablero de viruta cementada	<i>38 mm</i>	40	30.00
Cielo raso con malla y yeso	<i>25 mm</i>	60	40.00
Plafón acústico	<i>25 mm</i>	7	4.00
Aplanado de cemento	<i>25 mm</i>	85	50.00
Aplanado de yeso	<i>25 mm</i>	50	30.00
Enladrillado	<i>20 mm</i>	40	30.00

TABLA DE PESOS VOLUMÉTRICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

MUROS *(no incluye el peso de los recubrimientos)*

MATERIALES		PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³	
		MÁXIMO	MÍNIMO
Tabique de barro hecho a mano	14 cm	240	190
Bloque hueco de concreto pesado	15 cm	210	190
Bloque hueco de concreto ligero	15 cm	150	130
Tabique de concreto ligero macizo	15 cm	250	220
Tabique de concreto pesado	15 cm	310	280
Tablaroca (con hoja de 1.25 cm de yeso ambas caras)		50	40

MATERIALES	PESO VOLUMÉTRICO ton/m ³
Vidrio	2.60
Yeso	1.50
Asfalto	1.30
Acero	7.85
Aluminio	2.70



CARGAS VIVAS O VARIABLES.

Estas son estipuladas por normas según el uso del inmueble y con base en el acuerdo por el que se actualizaron las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones publicadas en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México el 15 de diciembre del 2017 y resumidas en la siguiente tabla (para su aplicación referirse a estas normas).

DESTINO DEL PISO O CUBIERTA	CV Carga Viva Media	CVa Carga Viva Instantánea	CVm Carga Viva Máxima	OBSERVACIONES
	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²	
a) Habitación (Casas habitación, apartamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares).	80	100	190	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios.	100	180	250	2
c) Aulas.	100	180	250	
d) Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público).	40	150	350	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales.	40	350	450	5
f) Otros lugares de reunión (Templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, aulas, salas de juego y similares).	40	250	350	5
g) Comercios, fábricas y bodegas.	0.8CVm	0.9CVm	CVm	6
h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%.	15	70	100	4 y 7
i) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%, otras cubiertas, cualquier pendiente.	5	20	40	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares).	15	70	300	
k) Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente).	40	100	250	10

CV = Carga Viva Máxima | CVa = Carga Viva Accidental | CVm = Carga Viva Media

Como podemos observar en la tabla anterior las cargas vivas se encuentran clasificadas en 3 rubros, los cuales se utilizarán para diferentes revisiones estructurales. En el caso de la carga viva máxima su utilización está en función de la evaluación bajo cargas gravitacionales únicamente. La Carga Viva Instantánea o accidental se utiliza en los estados límite referida bajo las acciones de sismo, viento o granizo y la carga viva media es utilizada para efectos de servicio que implican deformaciones a largo plazo.

OBSERVACIONES

- 1.- Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$0.60 + 7.8 / \sqrt{A} ; (60 + 780 / \sqrt{A} \text{ en kg/m}^2)$$

Donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg), para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg), para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable. Se considerarán sistemas de piso ligero aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

- 2.- Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomando su valor en kN/m² igual a

$$1.1 + 8.5 / \sqrt{A} ; (110 + 850 / \sqrt{A} \text{ en kg/m}^2)$$

Donde A es el área tributaria en m². Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 10 kN (1000 kg), aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica. Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg), para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg), para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

- 3.- En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a), de la tabla.
- 4.- Para el diseño de los pretilas y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m), actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.
- 5.- En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.
- 6.- Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria, W_m, que no será inferior a 3.5 kN/m² (350 kg /m²), y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.
- 7.- Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg), en la posición más crítica.
- 8.- Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga debida al granizo de 0.3 kN (30 kg), por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desagüe hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según la sección 3.4.
- 9.- Para tomar en cuenta el efecto del granizo, W_m se tomará igual a 1.0 kN/m² (100 kg/m²), y se tratará como una carga accidental para fines de calcular los factores de carga de acuerdo con lo establecido en la sección 3.4. Esta carga no es aditiva a la que se menciona en el inciso (i) de la tabla y en la nota 8.
- 10.- Más una concentración de 15 kN (1500 kg), en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

La carga viva media se utiliza para revisar el estado límite de servicio, la carga viva instantánea se utiliza para revisar el estado límite de falla en condiciones de fuerzas accidentales y la carga viva máxima se utiliza para revisar el estado límite de falla únicamente por fuerzas gravitacionales.

Cargas Accidentales.

Estas cargas son el producto de diferentes situaciones de la naturaleza, tales como el viento, el sismo, huracanes, variación de temperatura, acumulación de residuos, granizo, etc. La revisión de estas condiciones se realiza de acuerdo a las especificaciones del código vigente de la región o bien de lo que establezca el Manual de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

Cargas Dinámicas.

Estas cargas pueden considerarse desde la presencia de equipos de precisión, grúas viajeras, vehículos o líneas de producción, sin embargo, la valoración de la magnitud de las fuerzas depende en la mayoría de los casos de los proveedores de estos equipos, y se deberán considerar como una carga viva máxima.

Cargas Mínimas.

De no ser aplicable ningún reglamento de construcción en la localidad de la obra, las cargas mencionadas anteriormente no serán menores que las especificadas en el manual de obras civiles de la comisión federal de electricidad o lo que se establezca en el código ASCE en una su versión más reciente.

2.3. ¿QUÉ ES LO QUE SE PUEDE HACER?

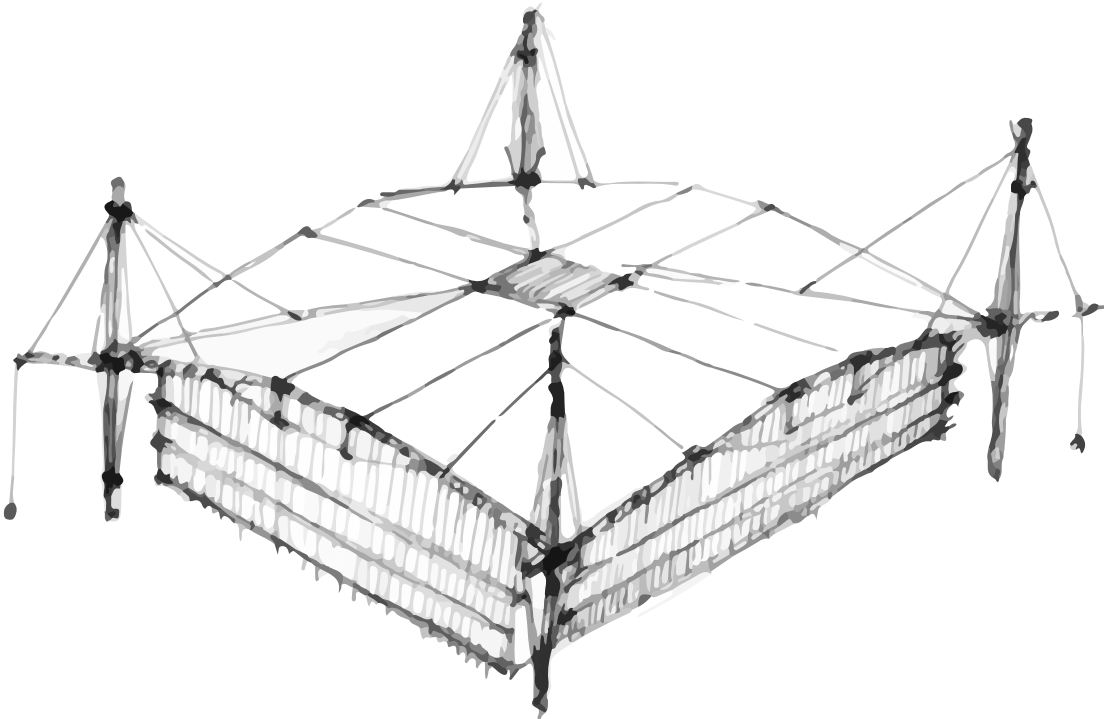


Imagen de Foster Associates.

2.3.1 Normatividad y limitaciones.

Existen 2 métodos de diseño que tienen un razonamiento distinto uno de otro, el AISC en su versión 2005 unificó ambos métodos, a continuación se muestra la calibración desarrollada para contener en una sola especificación ambos razonamientos tanto métodos ASD=DEP como LRFD=DFCR.

LRFD O ASD

A continuación presentaremos cuando utilizar LRFD O ASD:

Suponiendo:

CV/CM = 3

Cualquier método.

CV/CM > 3

Más económico método ASD

CV/CM < 3

Más económico método LRFD

Para el método ASD

Para el método LRFD

$$R_n / \Omega > CM + CV$$

$$\phi R_n > 1.2 CM + 1.6 CV$$

Asumiendo que **CV/CM = 3**

Entonces **CV = 3CM**

$$R_n / \Omega > CM + 3CM$$

$$\phi R_n > 1.2 CM + (1.6) 3CV$$

$$R_n / \Omega > 4CM$$

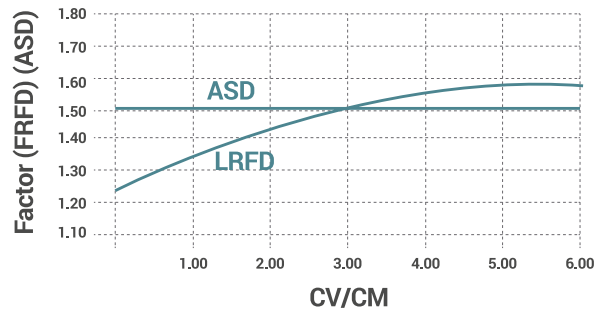
$$\phi R_n > 6 CV$$

$$R_n / CM = 4\Omega$$

$$R_n / CM = > 6 \phi$$

Igualando

$$4\Omega = 6 / \phi \rightarrow \Omega = 6 / 4 \phi = 3 / 2 \phi$$



ϕ	0.90	0.75
Ω	1.67	2.00

LRFD o ASD

Combinaciones de carga utilizadas en México.

- 1) 1.4CM + 1.4CVm en estructuras grupo B
- 2) 1.5CM + 1.5CVm en estructuras grupo A
- 3) 1.1CM + 1.1Cva ± 1.1Sx ± 0.3Sz
- 4) 1.1CM + 1.1Cva ± 0.3Sx ± 1.1Sz
- 5) 1.1CM + 1.1Cva ± 1.1Vx ± 0.3Vz
- 6) 1.1CM + 1.1Cva ± 0.3Vx ± 1.1Vz
- 7) 0.9CM - 1.1(S ó V) Cuando hay volteo
- 8) 1.1CM + 1.1Cva + 1.1G Revisión de flechas
- 9) CM + CV

Donde:

- CM = Carga Muerta
- CVm = Carga Viva máxima
- CV = Carga Viva media
- Cva = Carga Viva accidental
- Sx = Sismo en la dirección X
- Sz = Sismo en la dirección Z
- Vx = Viento en la dirección X
- Vz = Viento en la dirección Z
- G = Granizo

Nota: Estas combinaciones de carga son las más comunes, pero no quiere decir que sean las únicas que se pueden presentar en una estructura.

Combinaciones de Carga Utilizadas en E.U.A. según ASCE.

Las combinaciones de carga requeridas por el código son:

Según DEP:

- 1) D
- 2) D + L
- 3) D + 0.75L + 0.75W
- 4) 0.6D + 0.7E

Según DFCR:

- 1) 1.4D
- 2) 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr ó S ó R)
- 3) 1.2D + 1.6(Lr ó S ó R) + (0.5L ó 0.8W)
- 4) 1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(Lr ó S ó R)
- 5) 1.2D + 1.5E + (0.5L ó 0.2S)
- 6) 0.9D - (1.3W ó 1.5E) Cuando hay volteo

Donde:

- D = Carga Muerta.
- L = Carga Viva.
- Lr = Carga Viva en techos.
- S = Carga de nieve
- R = Carga inicial de agua o lluvia sin incluir encharcamiento.
- W = Viento.
- E = Sismo.

Los códigos de diseño estructural empleados en México son:

- **RC – DF – 2004** Reglamento de construcciones para el D.F.
- **NTC – 2004** Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.
- **IMCA** Instituto Mexicano de la Construcción en Acero.
- **CFE – 2009** Manual de Diseño de Obras Civiles (viento y sismo).
- **NOM Norma Oficial Mexicana de la D.G.N.** (Dirección General de Normas).
- **NMX Norma Mexicana.**
- **ASTM American Society of Test and Materials.**

Los códigos de diseño estructural empleados en E.U.A. son:

- **American National of Specification Institute “ANSI”** (avala la calidad de los reglamentos).
- **American Society of Civil Engineers “ASCE”.**
- **American Society of Test and Materials “ASTM”.**
- **American of Welded Society “AWS-96”.**
- **Consejo de Investigaciones sobre Conexiones Estructurales**, surgió después del sismo de Nortich California.
- **Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de Uniones Estructurales con Tornillos ASTM A325 ó A490 en 1988.**
- **Especificaciones para Diseño por Factores de Carga y Resistencia de Miembros de Acero Formados en Frío 1996**, American Institute of Steel And Iron “AISI”.
- **Código de Prácticas generales para edificios de Acero y Puentes.** American Institute of Steel Construction “AISC”.
- **“UBC-97” Uniform Building Code-96.** Es un reglamento que se utiliza en toda la unión americana, tomando en cuenta todo tipo de estructuras y regula las solicitaciones.

2.3.2 COSTOS

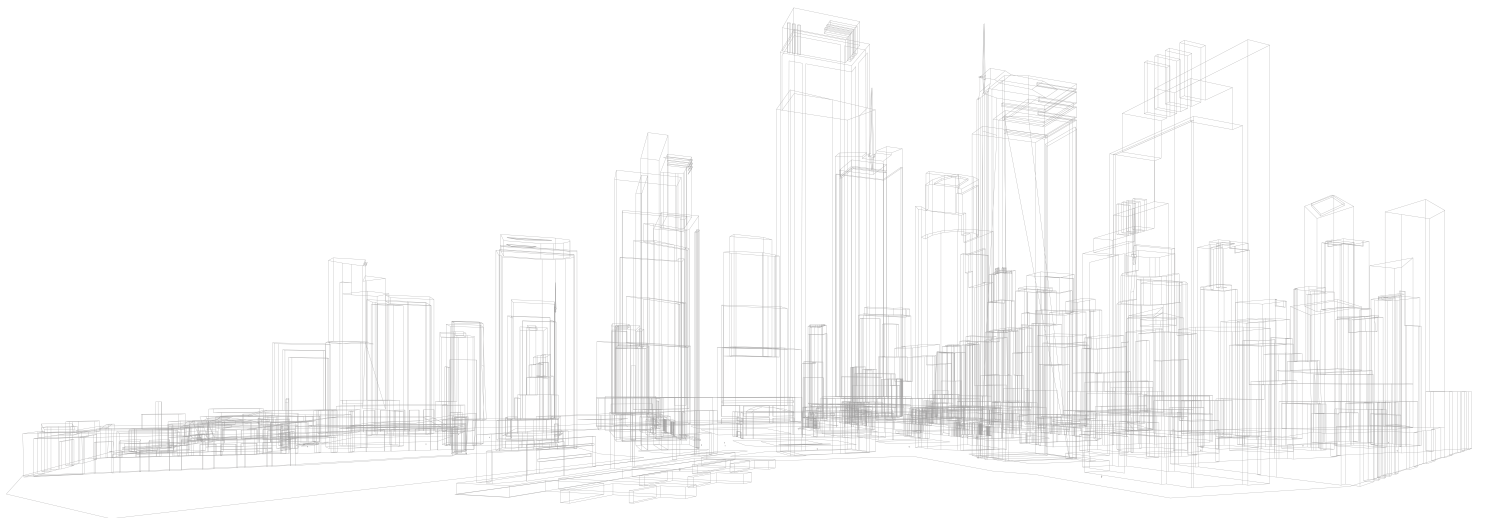
Una solución puede ser técnicamente adecuada, pero, puede presentar un alto costo de ejecución. Los costos dependen del mercado de los materiales y de la oferta en la mano de obra. Las soluciones más económicas pueden variar dependiendo del lugar y de su situación económica. (Ver artículo técnico ¿Cuándo construir en acero? De GERDAU CORSA).

De este modo, para escoger una buena alternativa estructural, es necesario balancear estos parámetros. Una estructura más ligera puede tener un alto costo de mano de obra. El costo de mano de obra sobre las piezas industrializadas tiene una sensible reducción debido a la repetición de piezas.

2.3.3 Ejecución.

Definir la metodología, el dimensionamiento de los elementos y la experiencia de los profesionales que trabajan en equipo para la ejecución de las obras, es algo que depende de la ubicación, presupuesto y tiempo disponible. Esto puede ser el resultado del proyecto estructural y los materiales adoptados.

CARACTERÍSTICAS	MADERA	CONCRETO	ACERO	ACERO INOX	ALUMINIO
Resistencia a agresiones climáticas	media	buena	media	media	óptima
Confiabilidad del material	mala	buena	óptima	óptima	óptima
Disponibilidad	media	óptima	óptima	buena	buena
Rapidez de ejecución	buena	media	óptima	óptima	óptima
Densidad kg/m^3	600 a 1,200	2,400	7,850	7,920	2,770
Resistencia kgf/cm^2	130	400	3,450	2,800	3,200
Módulo de elasticidad kgf/cm^2	165,000	250,000	20,500,000	19,300,000	700,000
Coefficiente de dilatación 10^{-6}		10	11.7	17.3	22.5





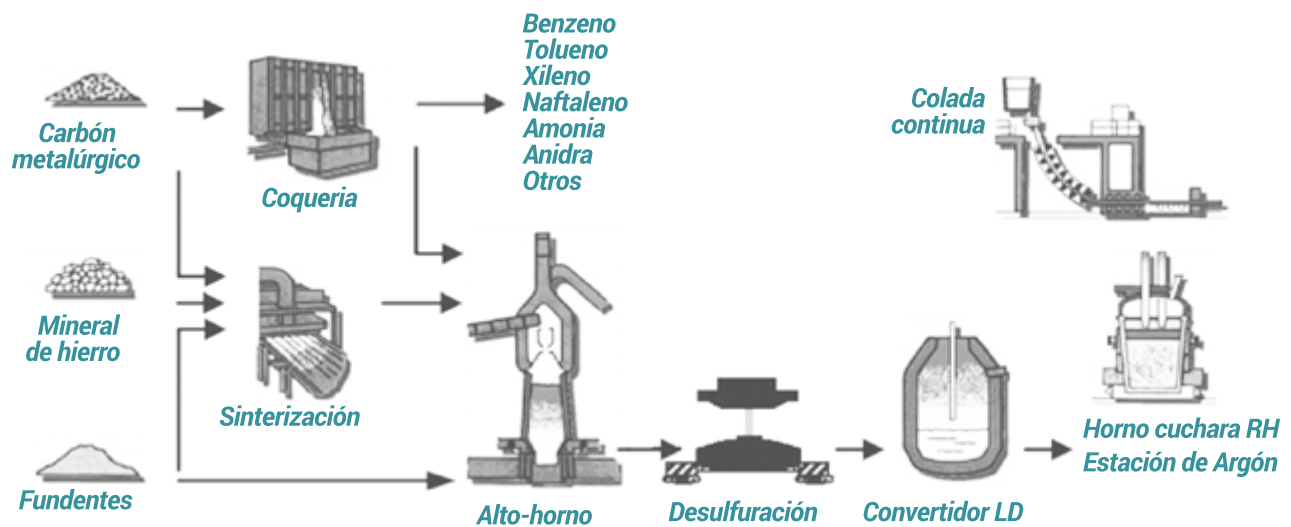
3 EL PROYECTO EN ACERO

Para desarrollar el proyecto estructural deberán estar definidas las variables arquitectónicas que van desde la elección del sistema estructural más conveniente hasta la elección del material que se va a construir.

3.1 EL ACERO

3.1.1 Descripción del material.

El hierro se encuentra en la naturaleza generalmente en forma de óxidos. Todo el proceso siderúrgico se trató en la “elección del tipo de acero para estructuras”.



3.1.2 Sustentabilidad.

“El desarrollo sustentable significa atender las necesidades del presente, sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para atender sus propias necesidades” (World Comission On Environment Development WCED 1987).

Todas las construcciones impactan en el medio, consumiendo energía, recursos naturales, agua tratada y aumentando la contaminación.

Para los arquitectos, ingenieros, empresarios y constructores es importante estudiar las consecuencias de sus proyectos a largo plazo:

- *Haciendo buenos proyectos arquitectónicos*
- *Optimizando el uso de la energía*
- *Utilizando materiales reciclables*
- *Incentivando nuevas tecnologías*
- *Disminuyendo los desperdicios*
- *Innovando*

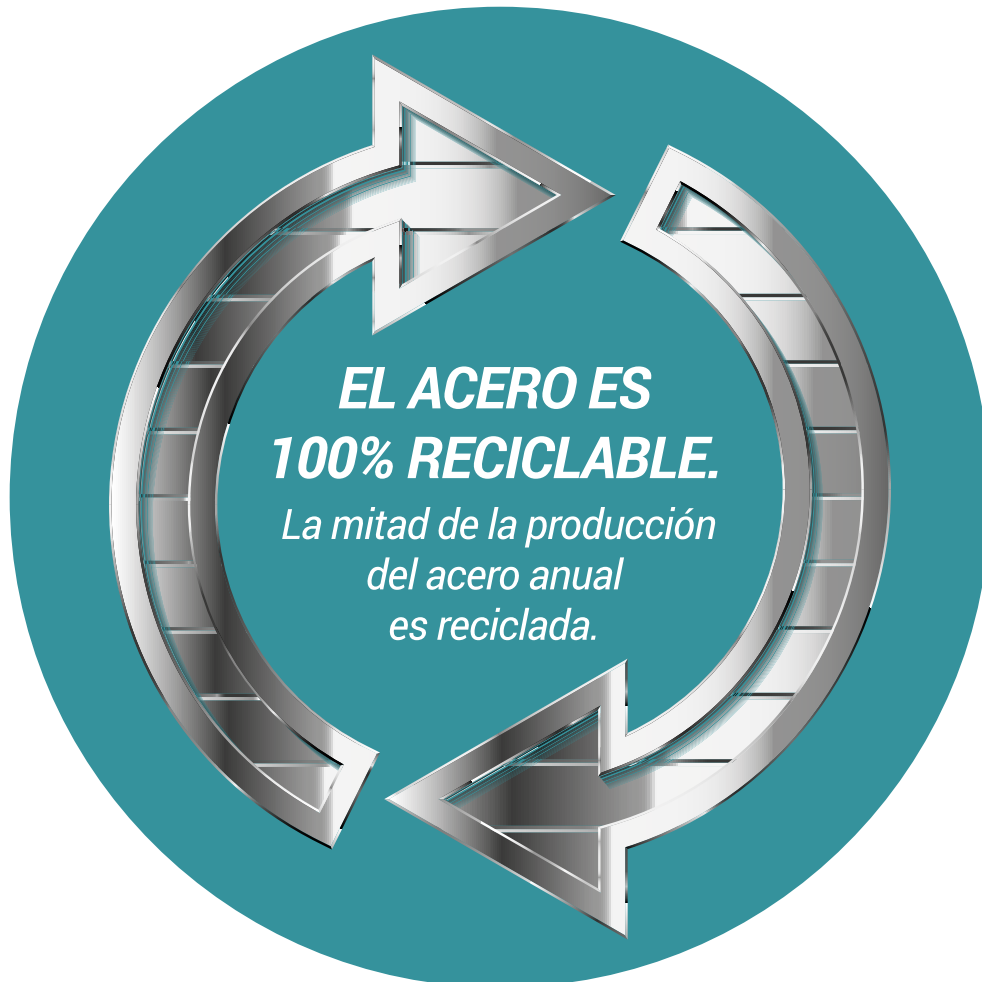
Un asunto que se descuida mucho, es el reaprovechamiento de las construcciones después de los 50 años de vida prevista.

En las construcciones que se desarrollan en acero las opciones son:

- *Reestructurar la construcción en lugar de demolerla*
- *Desmontar y reutilizar los componentes*
- *Desmontar reciclando el material*

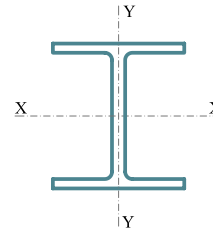
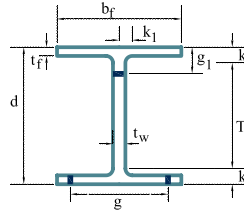
Acero, una elección natural de sustentabilidad.

- *Es uno de los materiales más abundantes en la tierra*
- *La energía consumida es generada*
- *El proceso de producción es controlado y no contamina la atmósfera*
- *Consumo 41% menos agua en su proceso a diferencia que el concreto*
- *Todos los componentes que se generan en la producción son aprovechados*
- *La fabricación de estructuras elimina los desperdicios en la obra, ya que el proceso es industrializado*
- *El menor peso de las estructuras de acero permite que las cimentaciones sean de menores dimensiones, disminuyendo el impacto de las mismas en el suelo*
- *La rapidez en el montaje, reduce el impacto en la comunidad local*
- *Permite librar grandes claros, fachadas y cubiertas que facilitan la utilización de la energía solar*
- *Sus desperdicios tienen un alto valor agregado*
- *El proceso de reciclado es simple y eficiente*

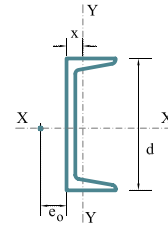
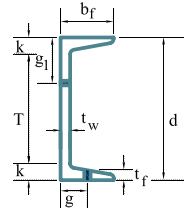


3.1.3 Perfiles de acero laminados en caliente.

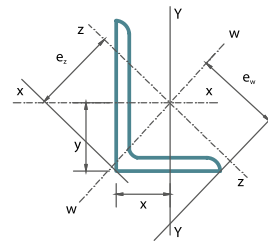
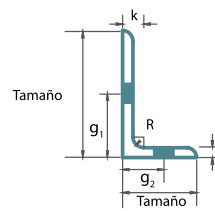
Los perfiles I, CE, LI, LD, SOL, OS, CS, son perfiles laminados en caliente obtenidos por los procesos de producción antes mencionados. Los perfiles de GERDAU CORSA siguen las normas ASTM A6/A 6M y existe una gran variedad de medidas (Tablas de Dimensiones y Propiedades de GERDAU CORSA).



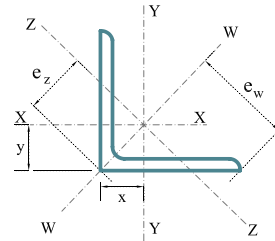
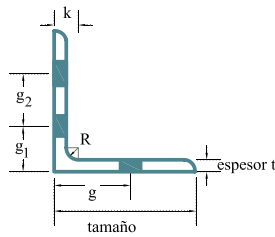
PERFIL IR



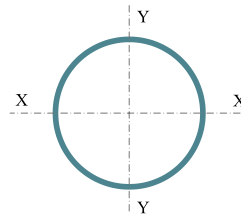
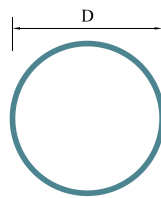
CANAL CE



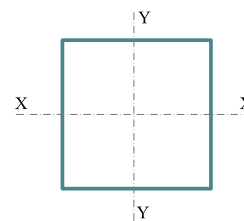
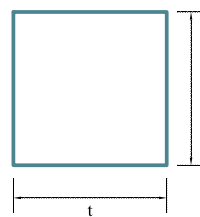
ÁNGULO LD



ÁNGULO LI



REDONDO OS



CUADRADO CS

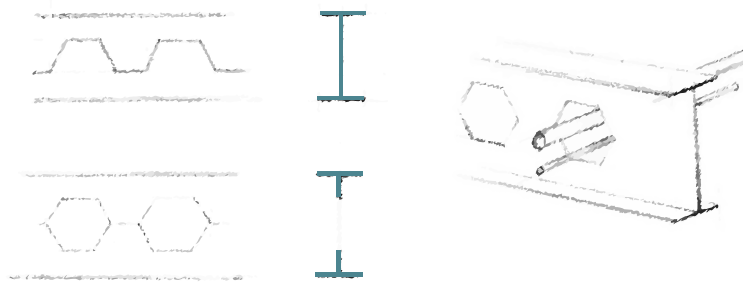


SOLERA SOL

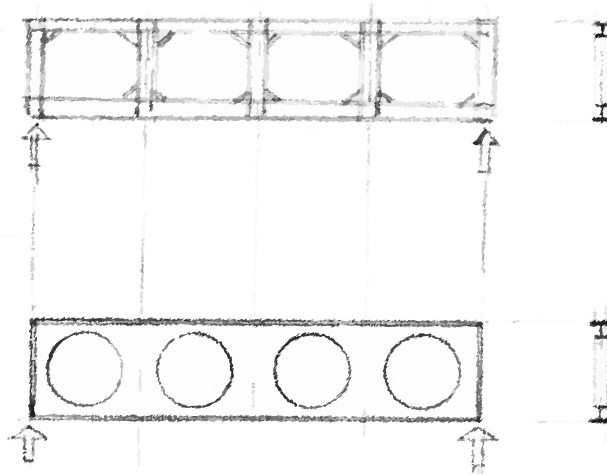
3.1.4 Soluciones especiales.

En ocasiones en los perfiles se pueden desarrollar agujeros, sin embargo es necesario que sean compatibles con la sección de las vigas. Cuando no existe una solución para situaciones muy particulares, es ideal que se opte por perfiles castelados, vigas Vierendel o perfiles celulares.

Su razón de ser es que aumenta las inercias, optimizando claros y reduciendo el peso de las estructuras, además de ser útiles para el paso de conexiones.



Perfiles Castelados



Vigas Vierendel y Perfiles Celulares

Recomendaciones generales para la estructuración de edificios de acero.

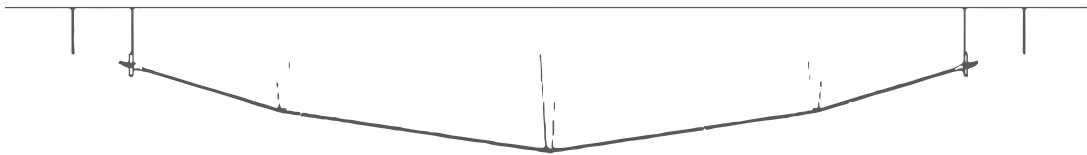
- *Poco peso*
- *Sencillez, simetría y regularidad en planta*
- *Plantas poco alargadas con una relación largo/ancho < 2.5*
- *Uniformidad de rigidez en elevación*
- *Hiperestaticidad*
- *Que se desarrollen articulaciones plásticas en miembros horizontales según el concepto de columna fuerte y trabe débil*
- *Que las propiedades dinámicas de la estructura se adecue en función de las propiedades dinámicas del terreno*

Pretensado.

Es la técnica de introducir un elemento estructural, con un esfuerzo controlado, con características contrarias a los esfuerzos a los que estará sometido en su condición de trabajo, compensando su situación crítica.

El pretensado es hecho a través de cables de acero, similares a las barras, externa e internamente, pretensados por macacos (grandes cargas), estirados (pequeñas cargas) o por las propias cargas actuantes, como el caso del vagonamiento.

Viga Vagonada



Viga Pretensada





3.2 EL PROYECTO

3.2.1 El nacimiento del proyecto.

*Es solo una etapa,
que sigue la intención de la forma,
que sigue la elección del proyecto,
que sigue el concepto.*

Es importante que en el proyecto de la estructura en acero ya comience a ser pensado con el concepto del material: el objeto formado por el diseño de los bordes, las líneas, la permeabilidad de la mirada, la retícula y la clareza en la intención de los detalles.

La estandarización de piezas es un concepto muy importante, pues como todo sistema industrializado es repetitivo, reduce los costos.

Decidir si la estructura es aparente o revestida, hace que el arquitecto piense en los pros y contras de cada opción. La estructura aparente puede mostrar la plasticidad del acero, sin embargo demandará protección del mismo (contra corrosión y fuego). En la estructura revestida el acero cumple su papel de esqueleto y minimiza los costos de protección.

3.2.2 Ventajas del uso del acero.



Construcciones altas

Modulación y precisión



Estructura sustentable

Estética arquitectónica



Espacios eficientes

Rápida construcción



**Estructuras ligeras,
seguras ante eventos sísmicos**

Remodelaciones y ampliaciones



3.2.3 Construcción industrializada.

En la construcción que contiene elementos prefabricados que son hechos en industrias especializadas que garantizan la calidad de los componentes, transforman la construcción en un local de montaje.

Pensando en una obra como el conjunto de un todo, la racionalización de materiales y mano de obra, la agilidad en la ejecución con una planeación bien desarrollada en la logística y bajísimos índices de desperdicios, son ventajas importantes ofrecidas por la construcción industrializada.

La estructura es una parte importante de la obra, que se completa con los paneles de fachadas, paneles internos, instalaciones, equipamiento, marcos, etc.

El uso de losas prefabricadas, losas pretensadas, losacero (steel deck), pueden prescindir de apuntalamiento, permiten una buena nivelación, puede eliminar la necesidad de revestimientos y permite el trabajo en conjunto con las vigas metálicas (vigas de sección compuesta).

Para el cierre de la obra, los paneles metálicos y de yeso acartonado permiten rapidez en su instalación, fácil incrustación de tuberías, buena calidad en los acabados y adaptación de layouts.

Los paneles de fachadas permiten mejor previsión de los detalles en la interacción con la estructura y los marcos y en la estandarización de los acabados.

También existen baños prefabricados que agilizan el montaje y minimizan los problemas de acabados, instalaciones, impermeabilización y en referencia con las tuberías flexibles eliminan los problemas con las conexiones.

La composición de estos elementos proporciona mucha más rapidez en la conclusión de una obra y el retorno financiero más rápido.

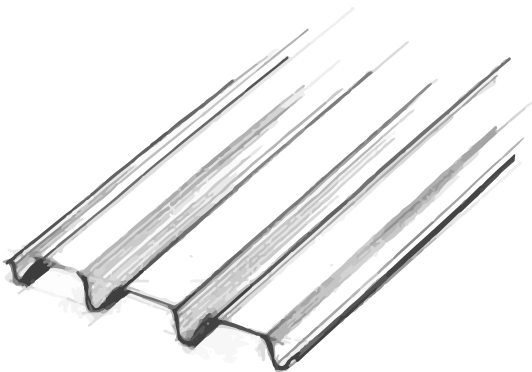
3.2.4 Fachadas.

Las fachadas pueden ser de paneles prefabricados, placas, albañilería vinculada o no a la estructura.

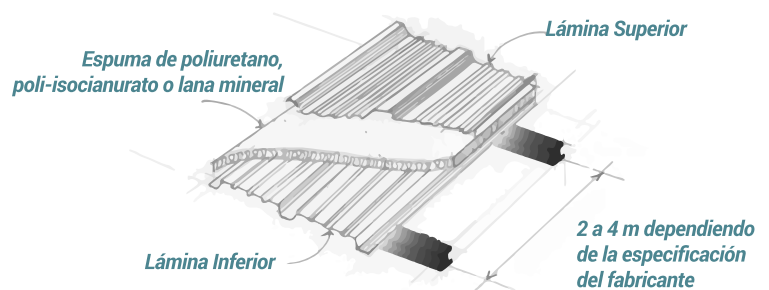
3.2.5 Cubiertas.

- *Gran parte del confort térmico y acústico de la obra, está ligado al proyecto de la cubierta.*
- *La respiración de un techo se hace a través de las telas.*
- *Las cubiertas inclinadas muy pequeñas exigen total ventilación, impidiendo la salida del aire caliente a través de las grietas de los techos.*
- *Más allá de las alternativas formales, las pequeñas aberturas junto a las fachadas permiten la salida del aire sin el riesgo de que exista infiltración.*
- *El calentamiento del techo, más allá de las recomendaciones en función del tipo de piso, debe tomar en cuenta el tamaño de las pendientes de la cubierta.*
- *El canalón puede ser predimensionado con alguna fórmula empírica: para cada 10m² de cubierta, el canalón será de 15 cm².*
- *Para los tubos de las bajadas de agua pluvial el área será de 1cm² para cada m² de agua drenada.*

Lámina de Acero para Cubiertas



Cubiertas Termoacústicas



3.2.6 Corrosión.

Todos los metales y aleaciones utilizados en las estructuras son susceptibles a la corrosión. La intensidad de este ataque depende, entre otros, de las condiciones ambientales y de la composición química de la aleación.

La corrosión atmosférica de los aceros al carbono es un proceso electroquímico que depende básicamente de tres parámetros: agua, oxígeno y corriente eléctrica, que fluye de la liberación de electrones. La limpieza de la superficie, la aplicación de pinturas de recubrimiento y acabado, correctamente especificados retardan y evitan el proceso de corrosión.

Un programa de mantenimiento consistente permite que las estructuras se encuentren en perfecto estado.

3.2.7 Tratamiento de superficie y revestimientos.

Antes de recibir cualquier sistema de protección, el acero debe pasar por una limpieza que remueva de su superficie aceites, grasas, polvos, oxidación suelta y cascarilla.

Normalmente esta limpieza es hecha por un chorro abrasivo (arenilla y arena), o por un proceso manual. Los principales tipos de revestimiento son:

- *Contra la corrosión: pintura y galvanización*
- *Contra fuego: materiales proyectados, placas de yeso acartonado, pintura intumescente*

3.2.8 Estructuras compuestas.

Es la asociación de acero con concreto como se obtiene una pieza compuesta, con las mejores características mecánicas de cada uno de los materiales. En el caso de acero es muy resistente a los esfuerzos de tensión, caso contrario con el concreto el cual tienen mejor comportamiento a la compresión.

Cumplen etapas diferentes a lo largo de su proceso de consolidación.

El acero tiene desde su producción, forma y resistencia definidas, esto no ocurre con el concreto, este depende del proceso de curado para que su forma y resistencia estén bien definidas. Su capacidad también depende del armado, tanto para aumentar su resistencia como para disminuir la propagación de grietas.

El proyecto de estructuras compuestas debe, por lo tanto, ser elaborado considerando 3 fases:

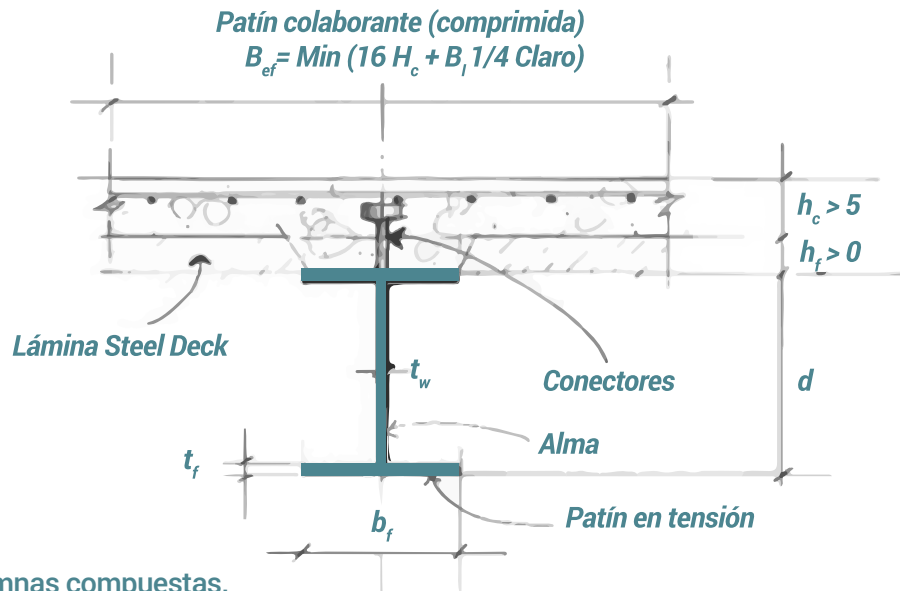
1. *Montaje y lanzamiento del concreto = Situación en que el acero trabaja por sí solo, antes del curado del concreto, siendo el responsable por el peso propio de la estructura y las cargas de la obra.*
2. *Resistencia de la estructura compuesta = situación en las que trabajan en conjunto el acero y el concreto.*
3. *Deformación de la estructura compuesta para las cargas de larga duración = Situación en la que se lleva en contra el efecto de la pérdida de la elasticidad del concreto a lo largo del tiempo.*

Vigas compuestas.

Es la asociación de una parte de la losa y el patín superior de la viga de acero. Habrá un sensible aumento en la capacidad de la viga, y naturalmente una reducción en las deformaciones, que resulta en un ahorro de peso en las vigas de acero hasta en un 30%.

De la misma manera, esta viga estará soportada lateralmente en la parte comprimida, lo que impedirá su pérdida de estabilidad.

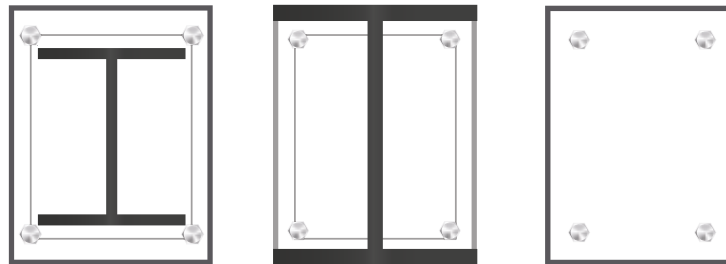
La vinculación entre la losa de concreto y la viga es hecha con conectores, piezas metálicas soldadas al patín superior con un espaciamiento pequeño (del orden de 20 a 50 cm), que impiden el desplazamiento del concreto en relación al acero, obligándolos a trabajar en conjunto.



Columnas compuestas.

Son piezas compuestas que buscan aprovechar la capacidad del concreto en compresión asociada a la capacidad y esbeltez del acero. Este trabajo es garantizado por la utilización de conectores que eliminan el deslizamiento en las superficies de contacto.

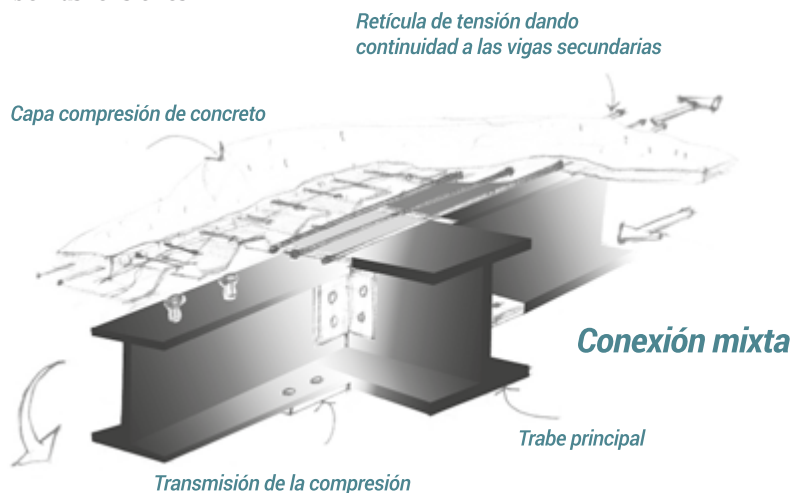
Una de las ventajas de utilizar columnas compuestas es proporcionar la protección contra fuego.

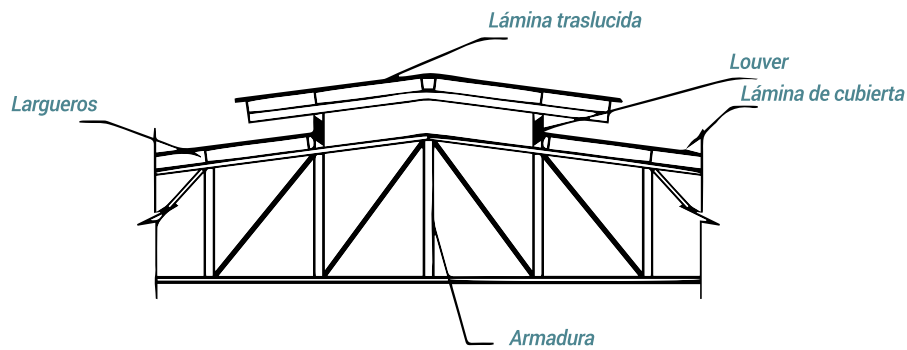


Conexiones compuestas.

La necesidad del armado en las losas de concreto, permite la posibilidad de otros tipos de asociación acero-concreto, como en conexiones compuestas.

En este tipo de conexión la losa participa en la transmisión de los esfuerzos de los momentos flectores de las vigas, permitiendo la continuidad sobre los apoyos. En este caso el armado de la losa es reforzada, a manera de absorber las tensiones.





Ventilación.

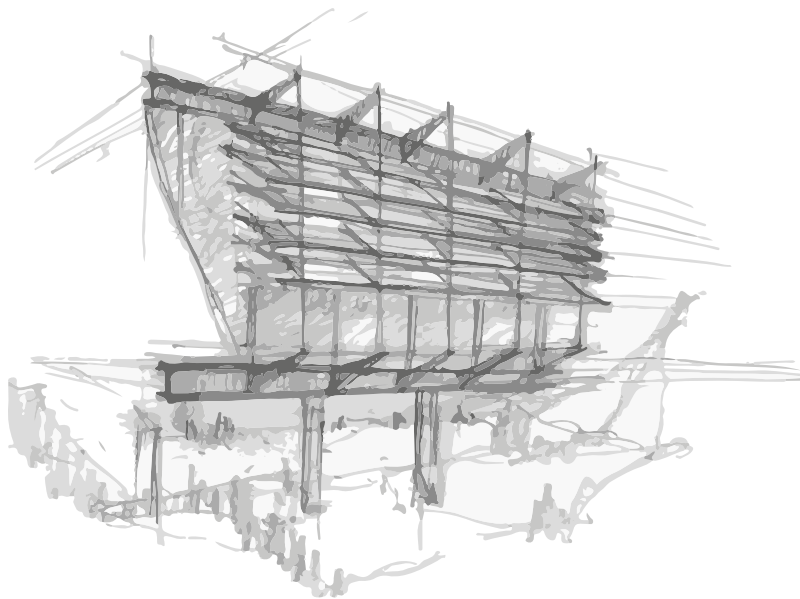
En el planteamiento de la ventilación se debe considerar el aprovechamiento máximo de los vientos predominantes. El aire se mueve por el cambio de presión y las diferencias de temperatura. Un estudio sobre las aberturas de entradas de aire y espacios de salida, son los obstáculos que permiten dirigir la ventilación para interior de la construcción.

La ventilación puede ocurrir:

- *Naturalmente por ventanas, persianas o linternas*
- *Naturalmente por convección de vitrinas eólicas*
- *Artificialmente por convección directa como ventiladores*
- *Artificialmente por radiadores alimentados en sistemas de fachadas*
- *Artificialmente por ductos de aire acondicionado*

Confort térmico.

El confort térmico depende de la renovación del aire. Una combinación de materiales aislantes adoptados en los elementos de ventilación con materiales permeables en el sistema de ventilación permite la circulación natural del aire. También son muy útiles los sistemas de brises o tratar de sombrear en áreas con gran insolación.



Viento dominante o brisa

Utilidades.

Así como los puntos que ya se trataron, otros elementos constantes en una edificación tendrán interacción con la estructura. Tuberías hidráulicas, ductos de ventilación, conductores eléctricos, elementos de automatización, iluminación, protección de incendio, entre otros; van a precisar la sustentabilidad, el espacio para caminar y el acceso para el mantenimiento.

Todo en el mismo lugar entre el volumen y el espacio arquitectónico, entre lo oculto y la estética.

La mejor solución es la coordinación entre los proyectos complementarios. La elección conjunta del paso de tuberías, posición de los puntos de iluminación de acceso, deben llevar una solución armónica con la estructura.

3.3 PROYECTO ESTRUCTURAL

3.3.1 Tipología estructural.

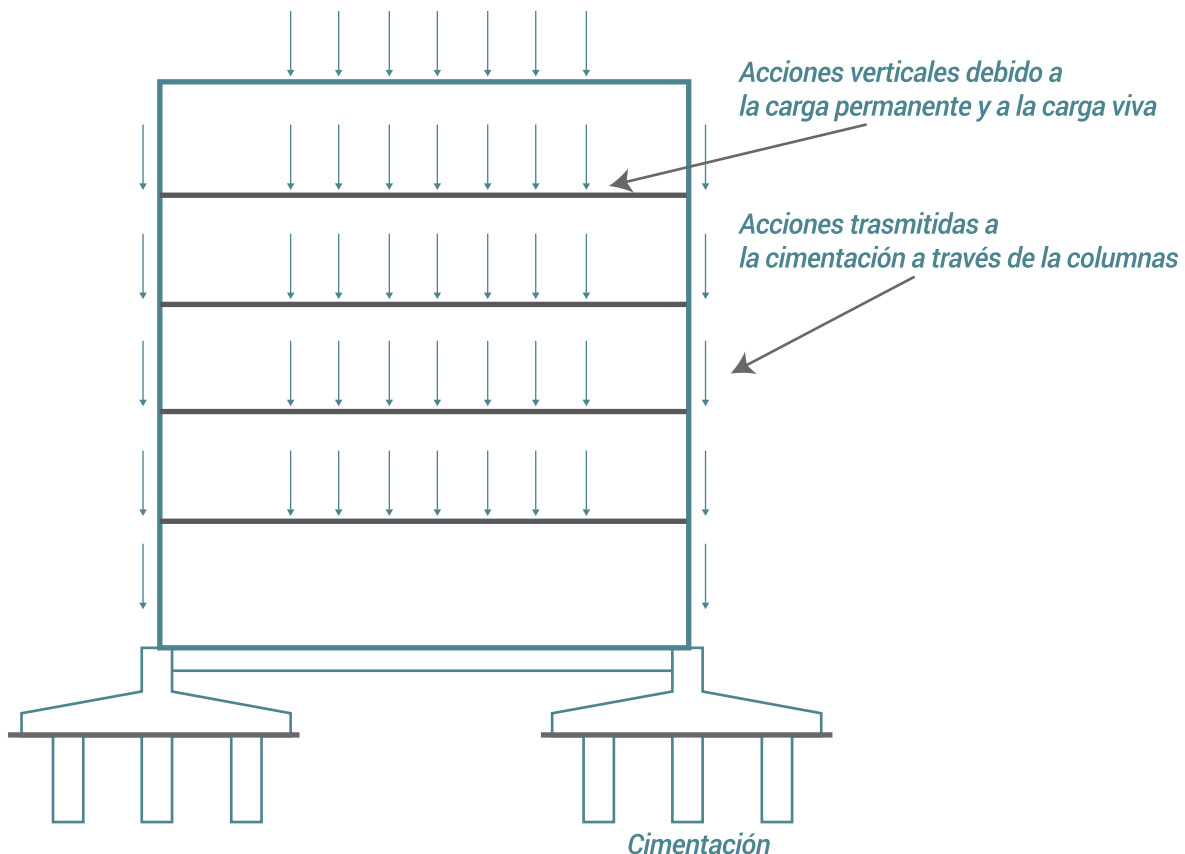
Si hablamos de una estructura a base de marcos rígidos ortogonales entenderemos que estará compuesto de vigas, traveses y columnas de manera general, además de todas las conexiones que constituyen la estructuración y que dan respuesta a la estructura para las distintas sollicitaciones.

Como ya dijimos existen cargas gravitacionales tanto permanentes como variables, estas cargas son las que están en función de la ocupación de los inmuebles. Los elementos secundarios en las estructuras llamados vigas o largueros son los que son capaces de soportar los sistemas de piso, cuales quiera que sean estos pisos las vigas o largueros se encargan de transmitir dicha carga a las traveses, es decir, estos elementos secundarios solo estarán conectados a las traveses que forman parte de los marcos. Estos elementos no forman parte del marco resistente principal, sino, únicamente de los sistemas de piso que se trasladarán a dichos marcos.

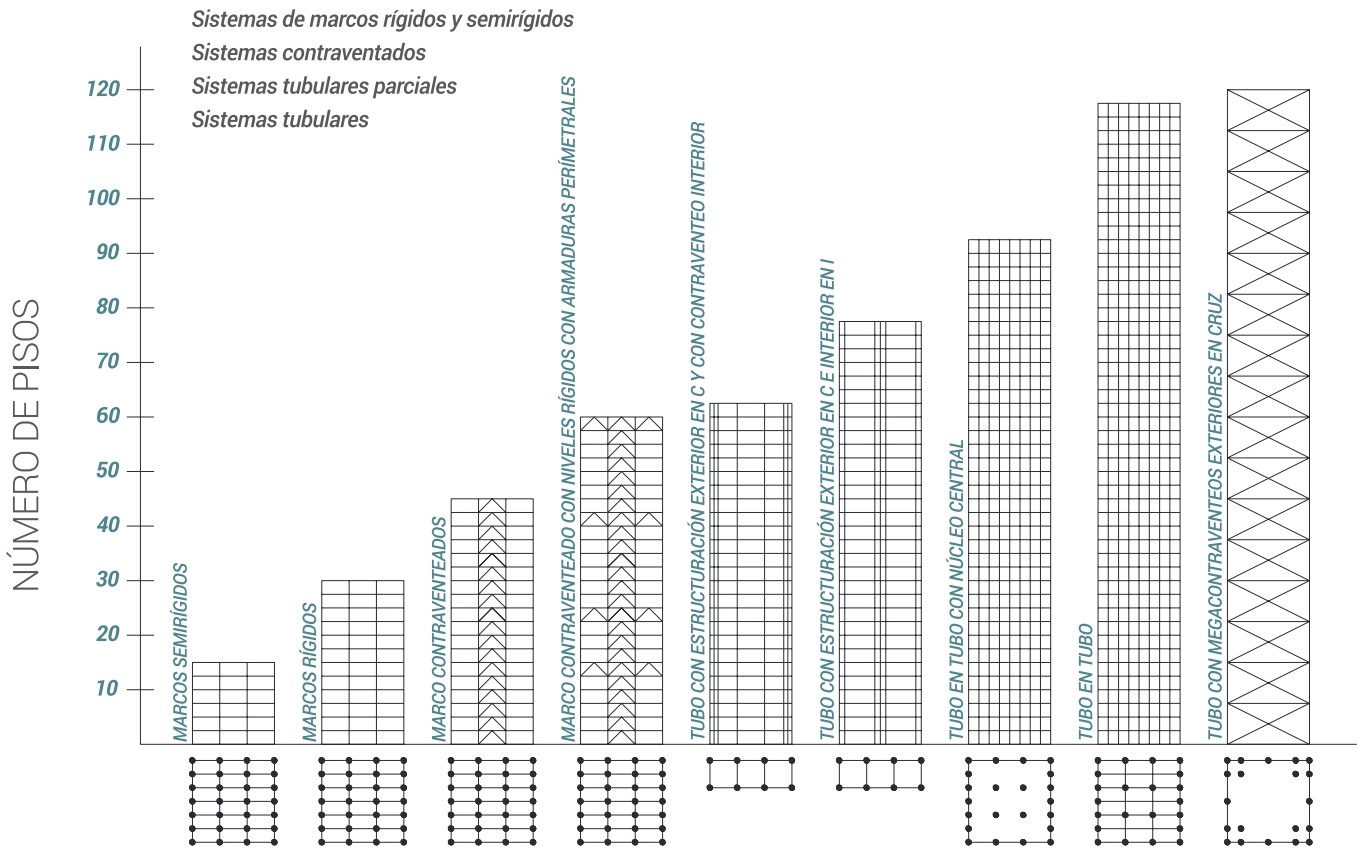
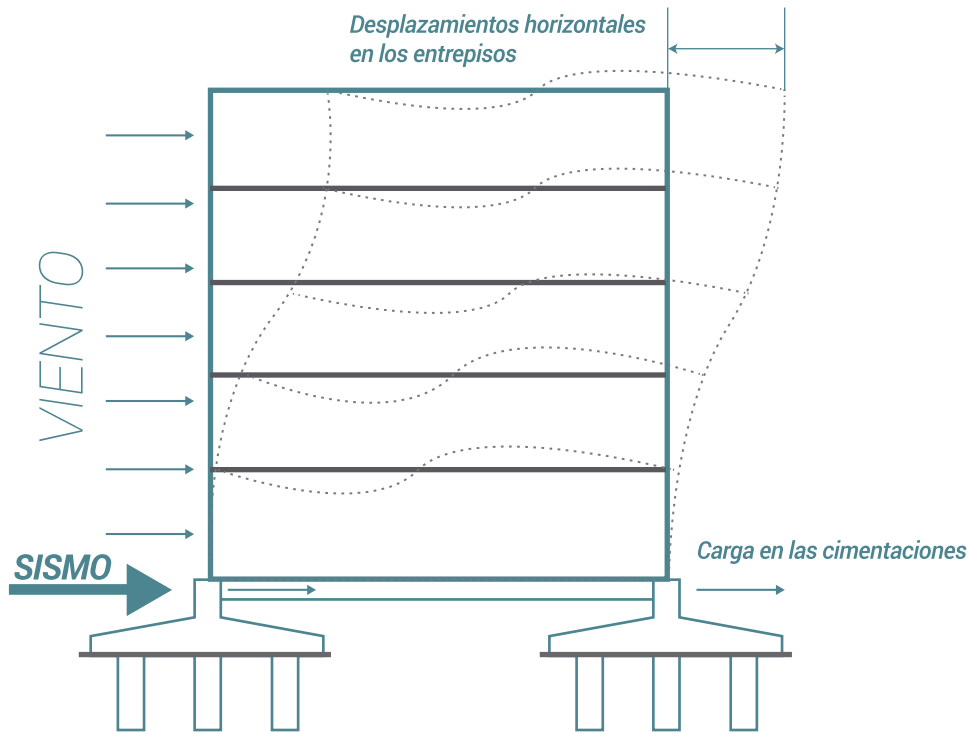
Las traveses, son los elementos principales que reciben los sistemas de losas o pisos y que forman parte de los marcos principales ya que se encuentran conectadas (parcial o totalmente restringida), a las columnas.

Las columnas son los elementos principales colocados generalmente en posición vertical capaces de absorber todas las cargas producidas por traveses y sistemas de pisos completos y que traslada dicha carga hasta la cimentación.

A continuación, se muestra de manera general una sección de un edificio convencional donde se ejemplifica lo mencionado en los puntos anteriores.



Por otro lado, la estructura estará sometida a cargas producidas por efectos de la naturaleza, por lo que el comportamiento de la estructura global difiere un poco, sin embargo, el funcionamiento antes mencionado aplica del mismo modo.



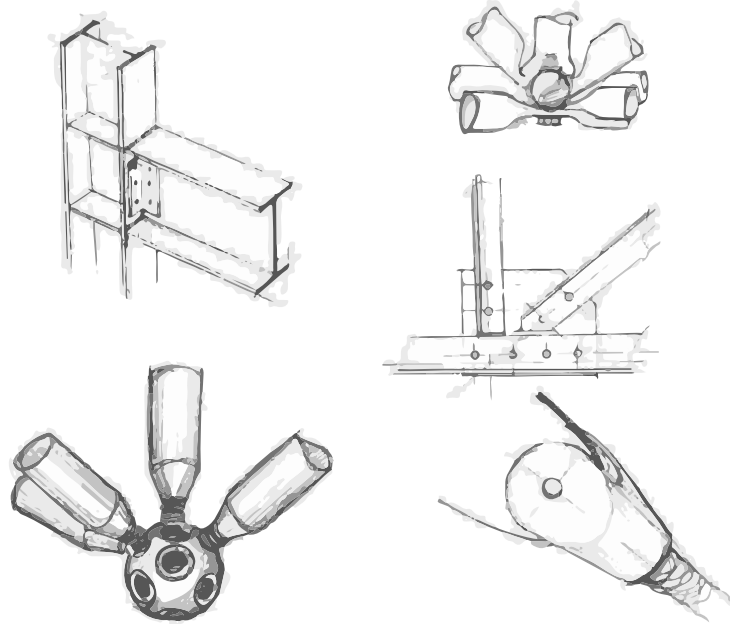
SISTEMAS ESTRUCTURALES PARA EDIFICIOS DE ACERO DE ACUERDO AL NÚMERO DE NIVELES

Elementos estructurales.

Como la geometría, la estructura parte de algunos elementos básicos, cuya combinación ordenada genera sistemas. Su analogía es tal, que usamos los elementos geométricos en la representación gráfica de los elementos estructurales.

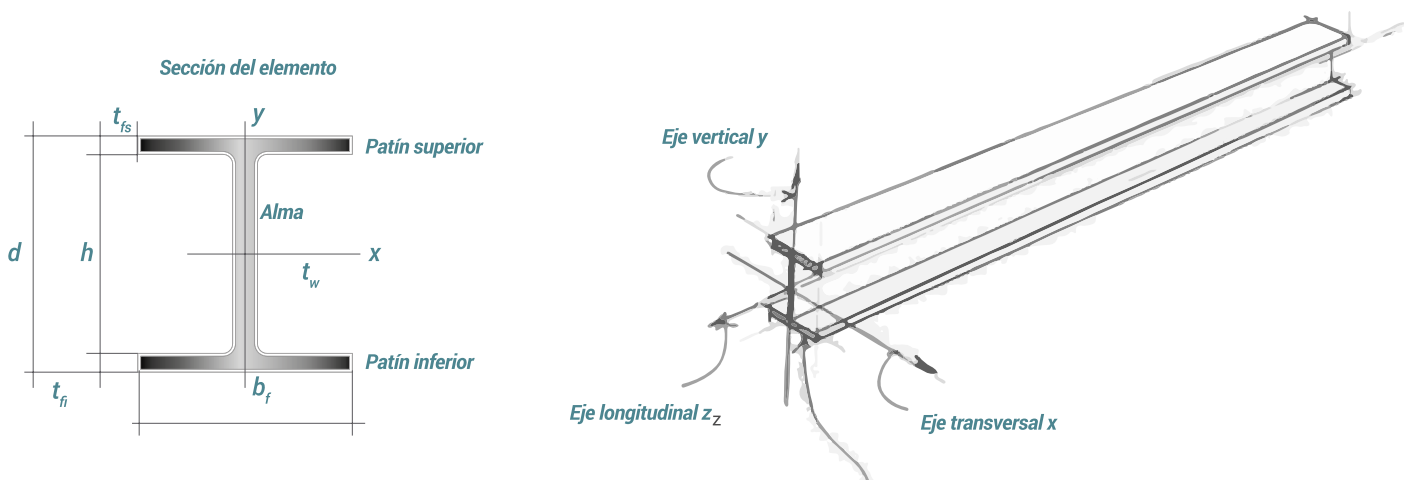
Nodo (punto).

El nodo se define como el inicio, la intersección de barras, la fijación de las cargas. Lugar donde los esfuerzos que provienen de un elemento del sistema son transmitidos a otro, liberando o no parte de los desplazamientos.



Barras (línea).

Elemento cuya dimensión es mucho mayor que las de la sección transversal. Su función es llevar las cargas que recibe de un nodo a otro. Se dimensionan de acuerdo a la sección más adecuada de acuerdo al tipo de esfuerzo que recibe, el material y las dimensiones para soportar dentro de los límites posibles la deformación. Su capacidad tiende a ser mayor en cuanto menor sea su pérdida de estabilidad.



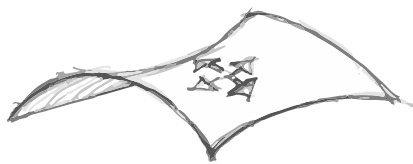
Láminas (planos).

Elementos con dos dimensiones que son mayores a la tercera (espesor). Su función es recibir las cargas, llevándolas a las barras, o directamente a los apoyos. Son las losas, placas, cascarones, muros, membranas. Su nomenclatura depende de la manera en que se comportan en situaciones de trabajo.

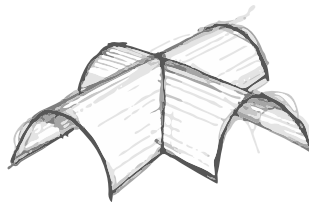
Losas: Son láminas con forma fija, de razonable espesor, pueden ser ejecutadas horizontalmente. Soportan cargas normales o cargas de flexión.

Cascarones: Son láminas con forma fija, con poco espesor. Tienen su rigidez asociada a la curvatura, trabajan en flexión y fuerzas de tensión y compresión en su plano.

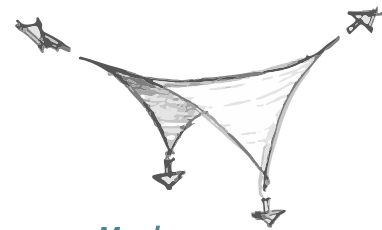
Membranas: Son láminas sin forma fija, de espesor extremadamente pequeño, adquiere la forma que solicite, y trabaja bajo fuerzas de tensión.



Cascarón



Bóveda



Membrana

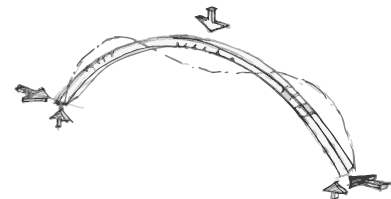
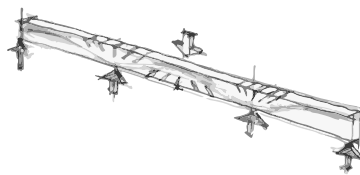
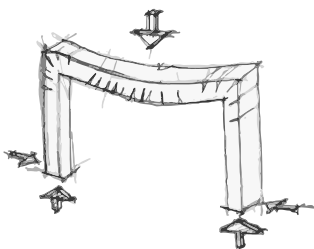
3.3.2 Sistemas estructurales.

La asociación de elementos estructurales compone un sistema que generalmente define el aspecto espacial del edificio como un todo. Estos sistemas pueden ser categorizados como:

Sistemas de marcos.

Es un sistema formado por barras capaces de crear un esqueleto resistente a las cargas puntuales o lineales, permitiendo incorporación de grandes claros.

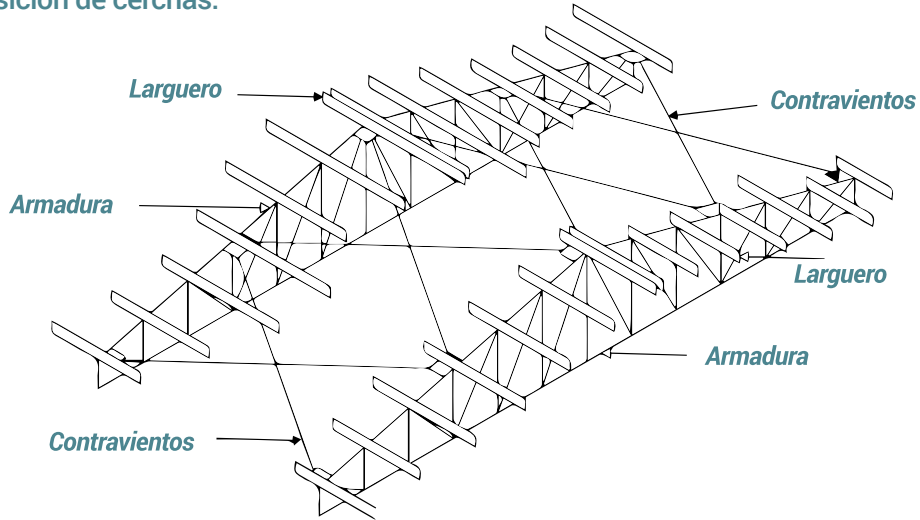
Estos marcos son montados paralelamente y espaciado conforme a las necesidades del proyecto. Cuando se estandarizan los espaciamientos la fabricación y el montaje se simplifican y por consiguiente se reducen los costos. El sistema de marcos tiene una gran resistencia en su plano de trabajo, sin embargo, depende de la condición de la estabilidad fuera del plano. Esta condición es obtenida a través de la disposición de sistemas perpendiculares a él, que le den arriostramiento en los puntos necesarios. Por ejemplo, cerchas, arcos, pórticos, rejillas, asociación de vigas y columnas, y anclajes.



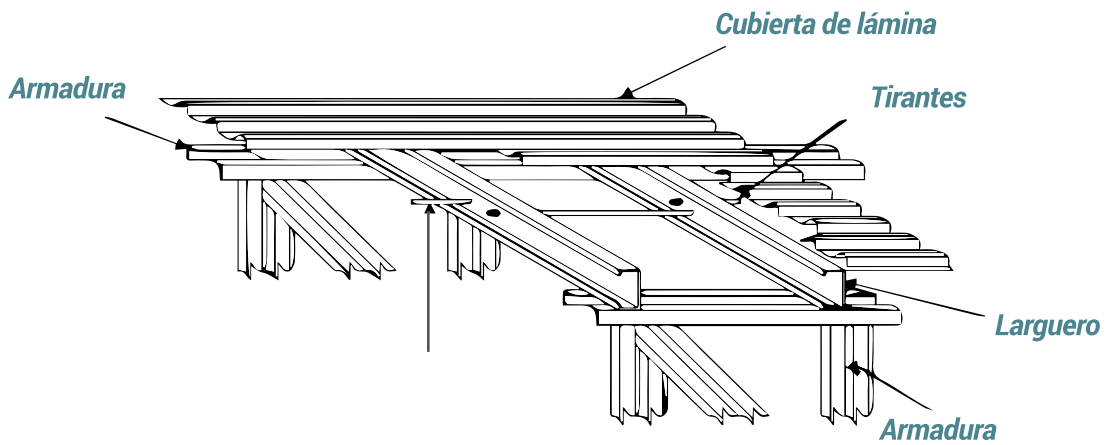
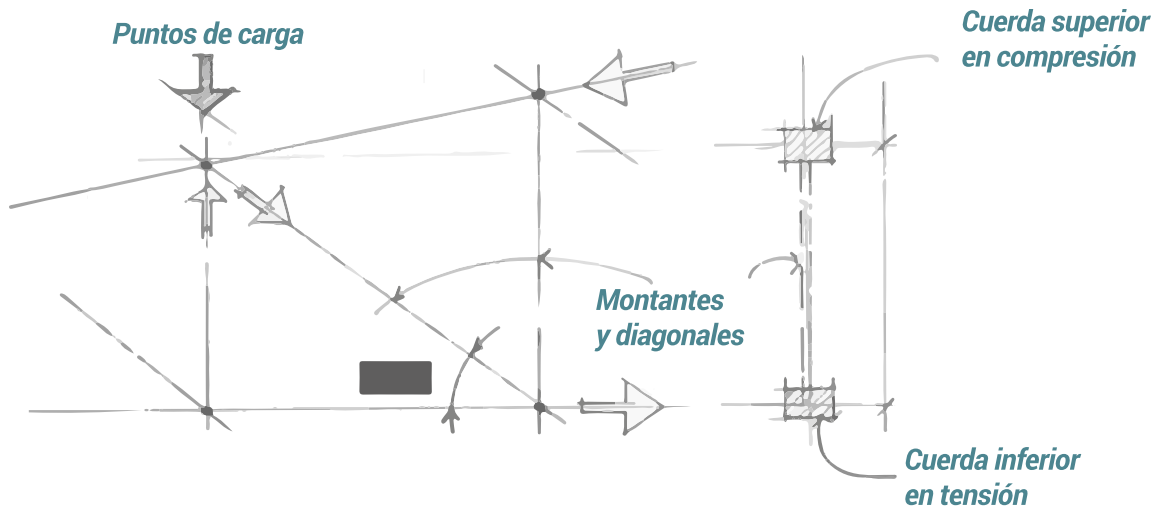
Cerchas.

Son piezas formadas por barras de pequeñas secciones, apoyadas unas a las otras formando un sistema reticulado. Las piezas únicamente trabajan a tensión y compresión desde que las cargas son aplicadas a los nodos.

Composición de cerchas.

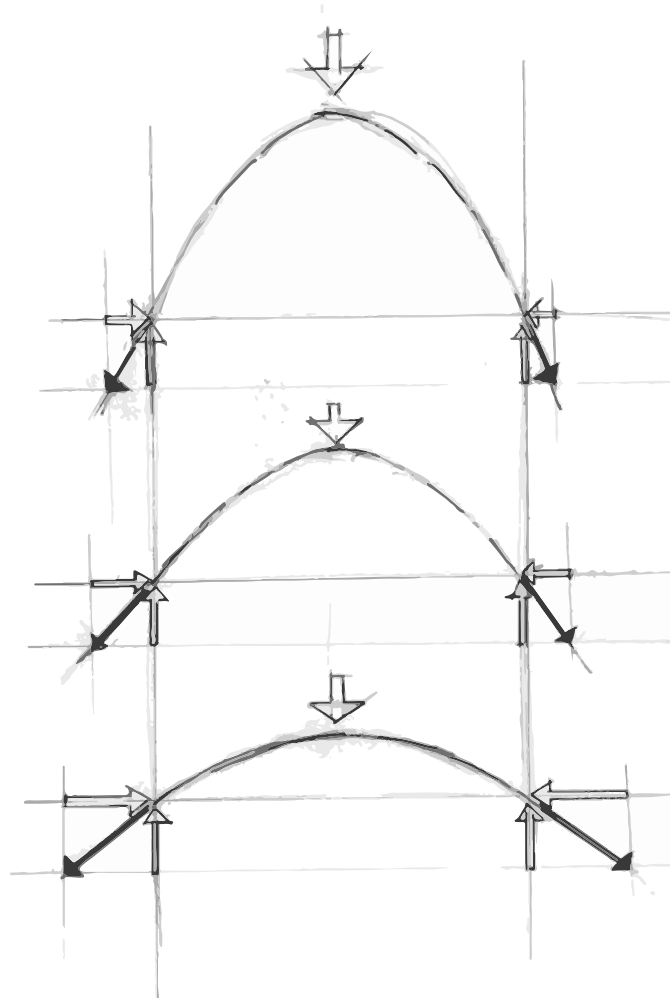


Esfuerzos en cerchas.



Arcos.

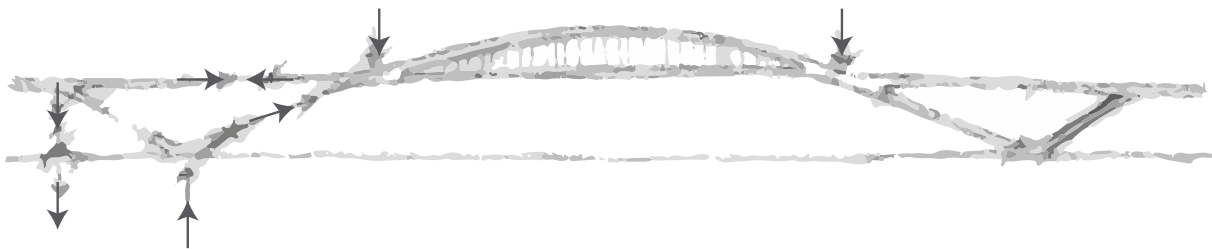
Son sistemas estructurales que vencen grandes claros y sufren compresiones simples, generando esfuerzos horizontales (empujes), en los apoyos que están en función de las deformaciones del arco.



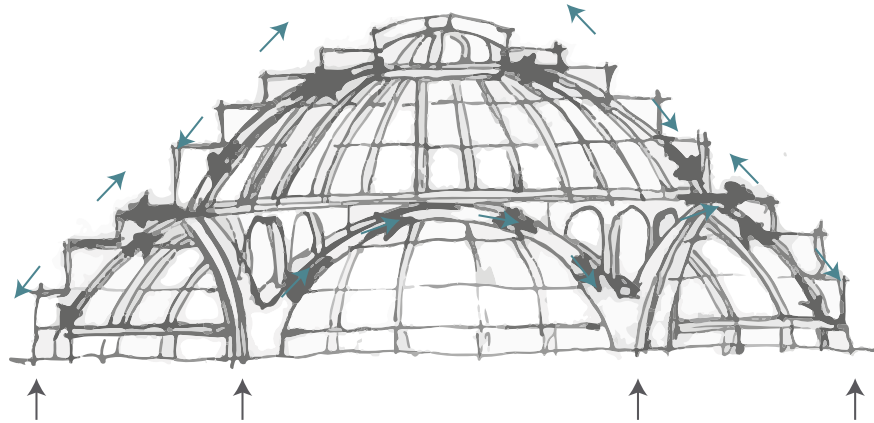
Los arcos tienen una relación mínima entre el claro y la flecha para que se comporten como tales. El arco se comporta como una viga de eje curvo.

Ejemplos de estructuras en arco.

Arco como elemento portante de un tablero de un puente.

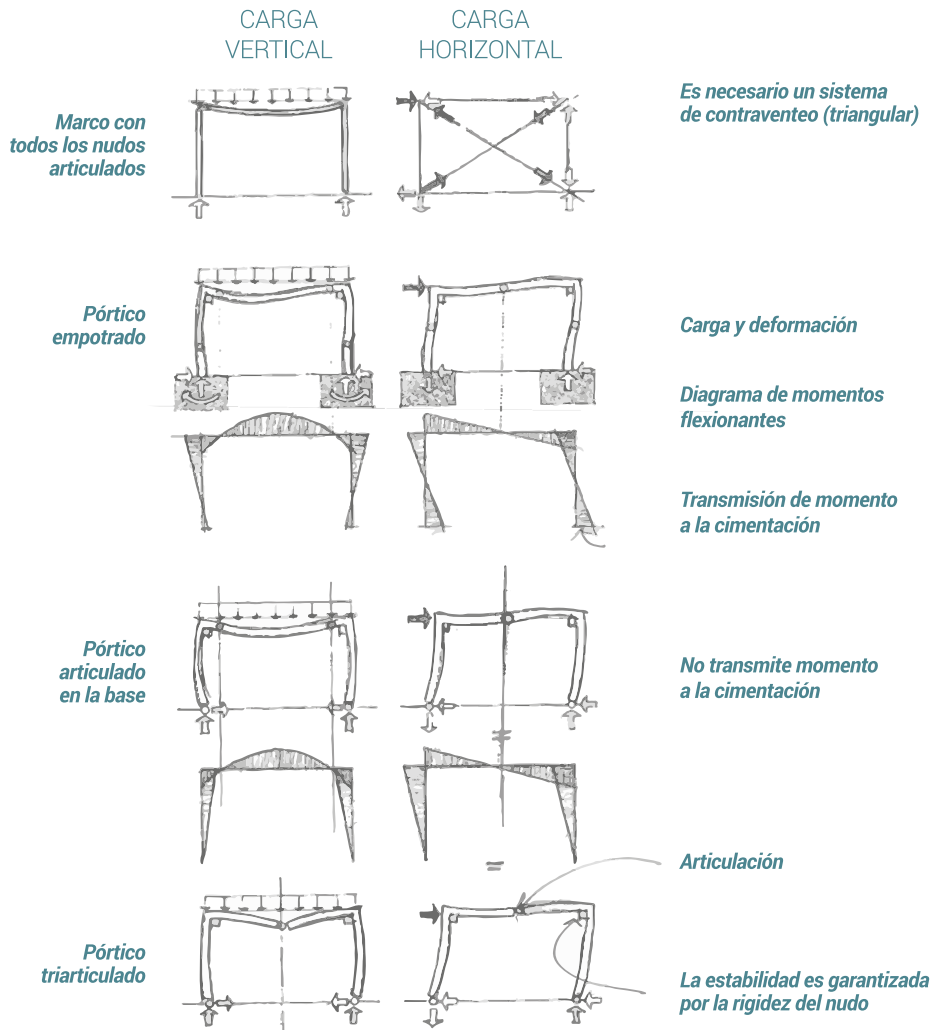


Combinación de arcos en una disposición espacial, transmitiendo los esfuerzos horizontales para anillos superiores de compresión e inferiores de tensión.



Pórticos.

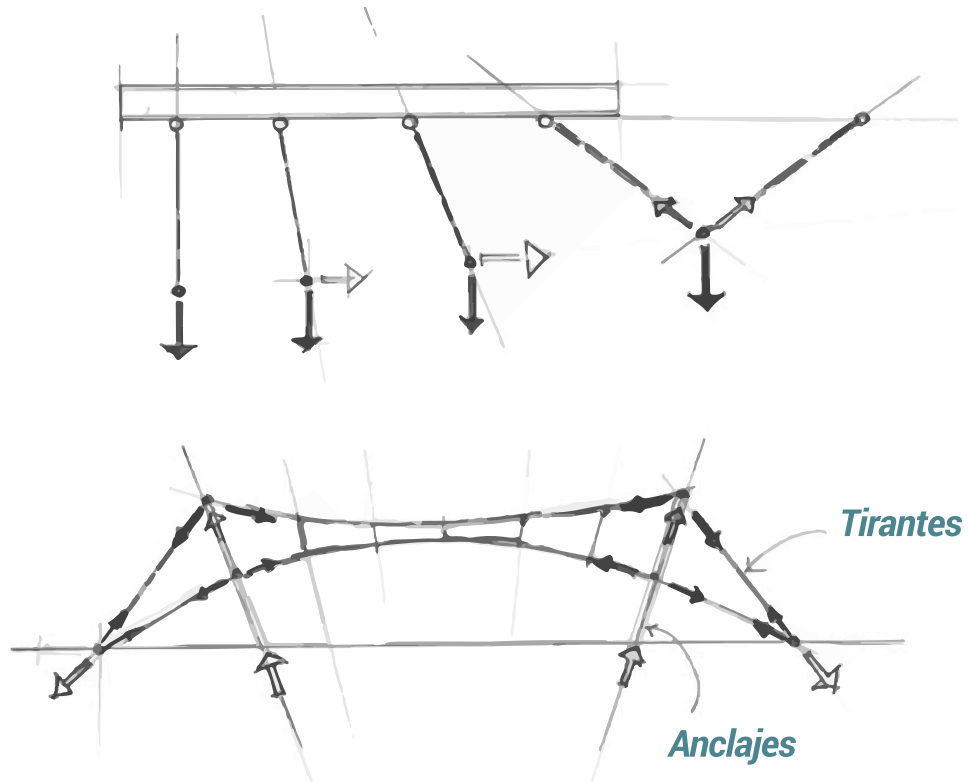
Son estructuras formadas que componen un marco plano con acciones en este mismo plano. Su rigidez y estabilidad se concentran en los nodos, los tipos de vínculos de los nodos de un pórtico alteran su comportamiento y transmiten los esfuerzos a los apoyos.



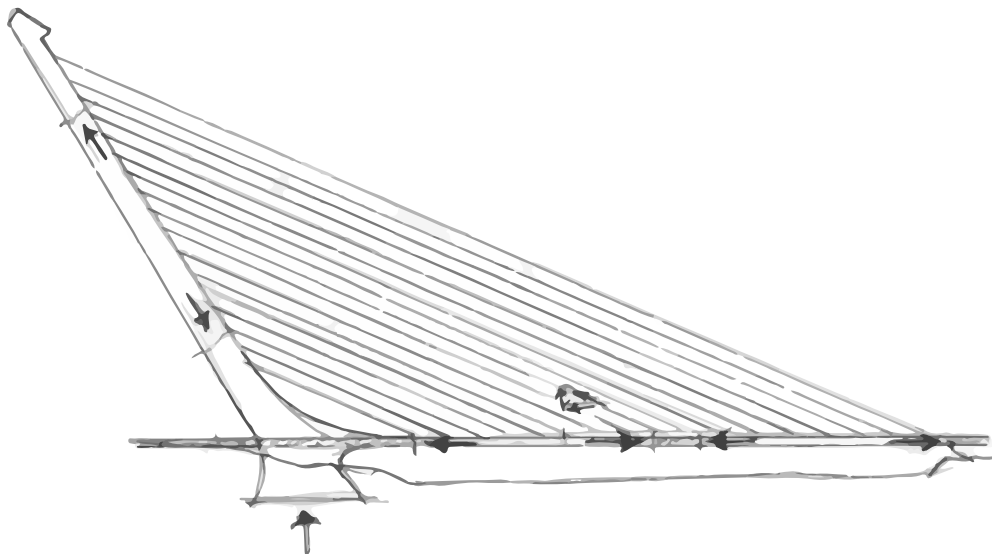
EL MOMENTO ES NULO EN EL PUNTO DE LA ARTICULACIÓN.
Punto ideal para uniones y conexiones.

Anclajes y tirantes.

Son estructuras que trabajan solamente a esfuerzos axiales de compresión (anclajes), o tensión (tirantes). El equilibrio de los esfuerzos toma la forma de la geometría de la estructura a base de triangulaciones.

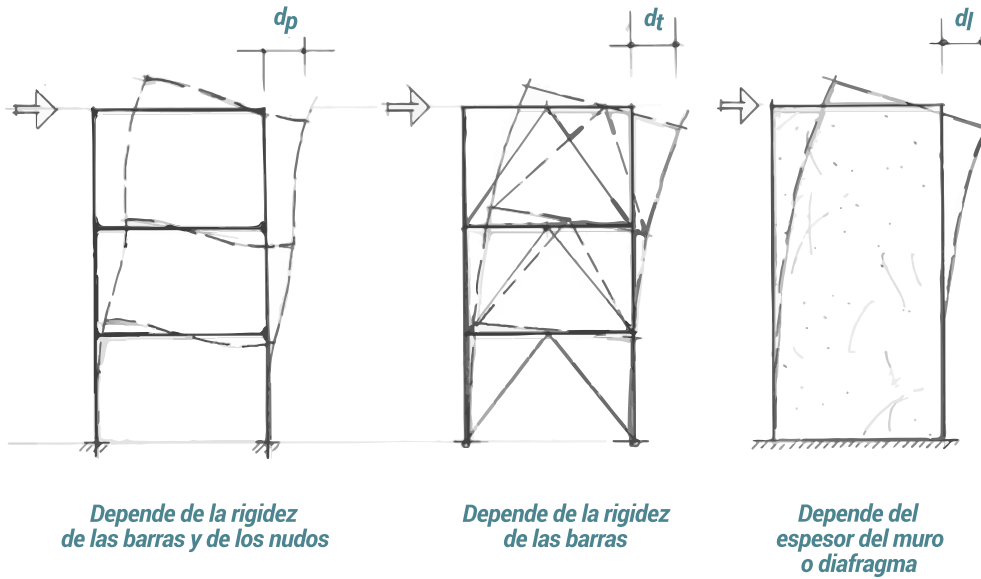


Ejemplo de estructuras atirantadas.



Sistema de planos.

Son sistemas formados por láminas, con función de soporte de carga y fachadas simultáneamente. Soportan en general cargas uniformemente distribuidas y no aceptan fácilmente grandes aberturas. Por ejemplo losas, muros, placas y cúpulas.

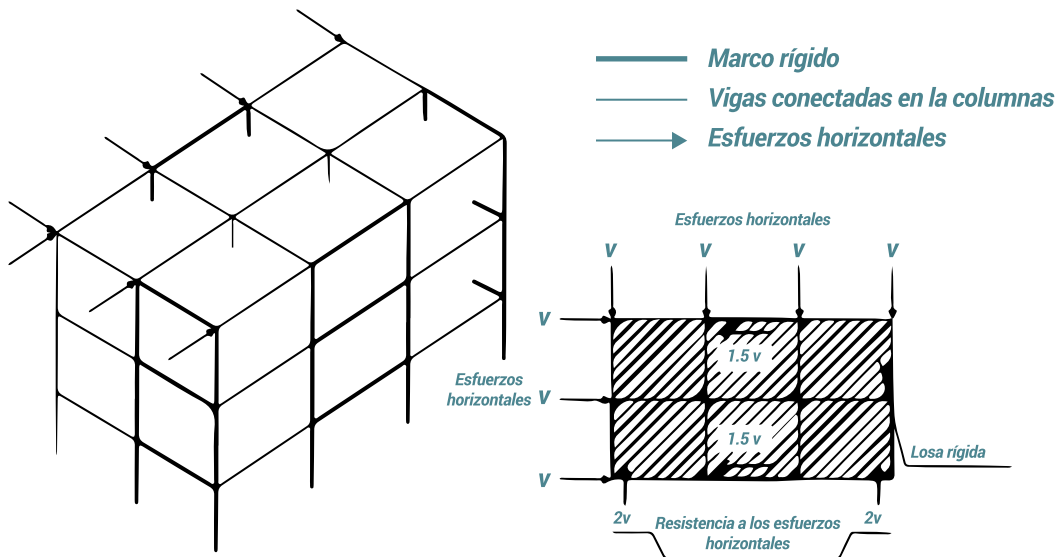


En la construcción de edificios, los sistemas de circulación vertical, torres de elevador y escaleras, son elementos tubulares, con pisos transversales (losas de escalera), o anillos de cierre (elevadores), que pueden ser utilizados como núcleos rígidos absorbiendo esfuerzos horizontales y dando estabilidad a los demás elementos de la edificación.

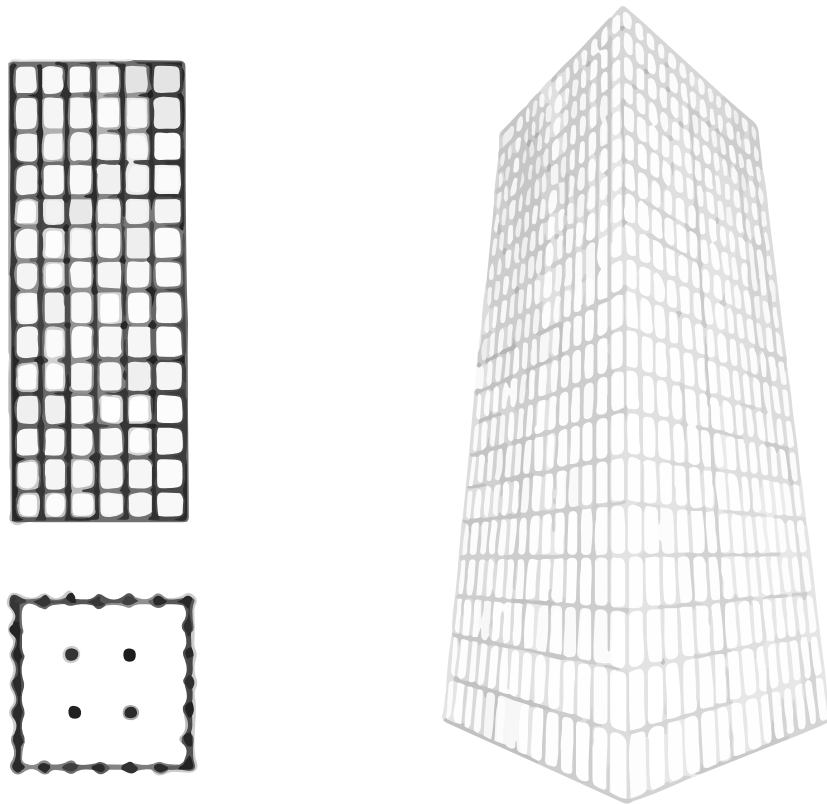
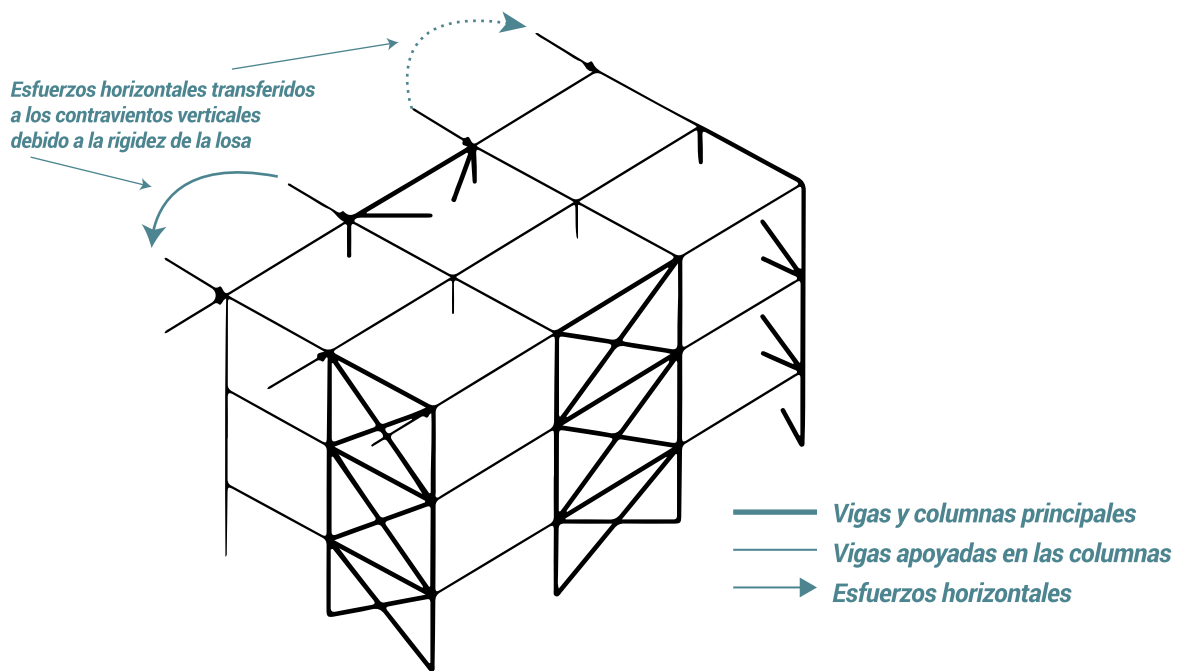
La asociación de elementos rígidos y otros articulados, permite que las conexiones sean más económicas, que tienen una función específica de soporte de carga y no de estabilidad. Con esta misma función pueden ser utilizadas las fachadas, cuando la trama de las vigas, las diagonales y las columnas crean una distribución tubular periférica.

Los edificios extremadamente altos pueden controlar las oscilaciones debido a los esfuerzos de viento, con la utilización de una masa oscilatoria que, funcionando como péndulo, restaura su equilibrio. Fachada en malla ortogonal compuesta por columnas y vigas.

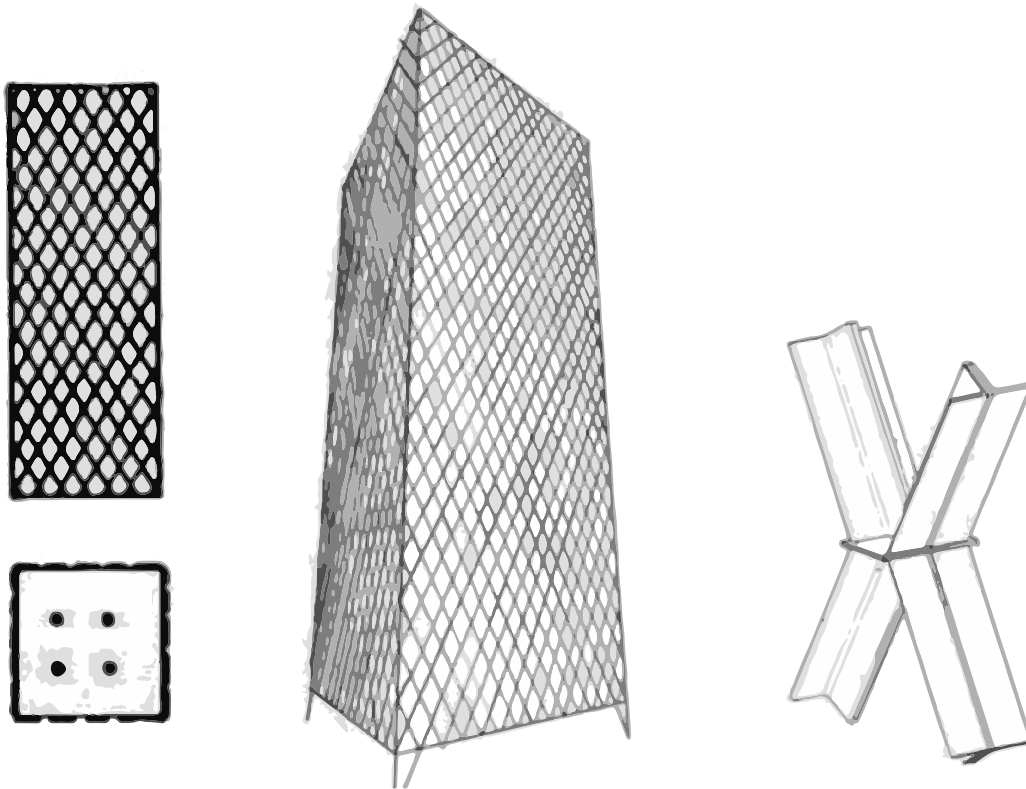
Estructuración a base de marcos rígidos.



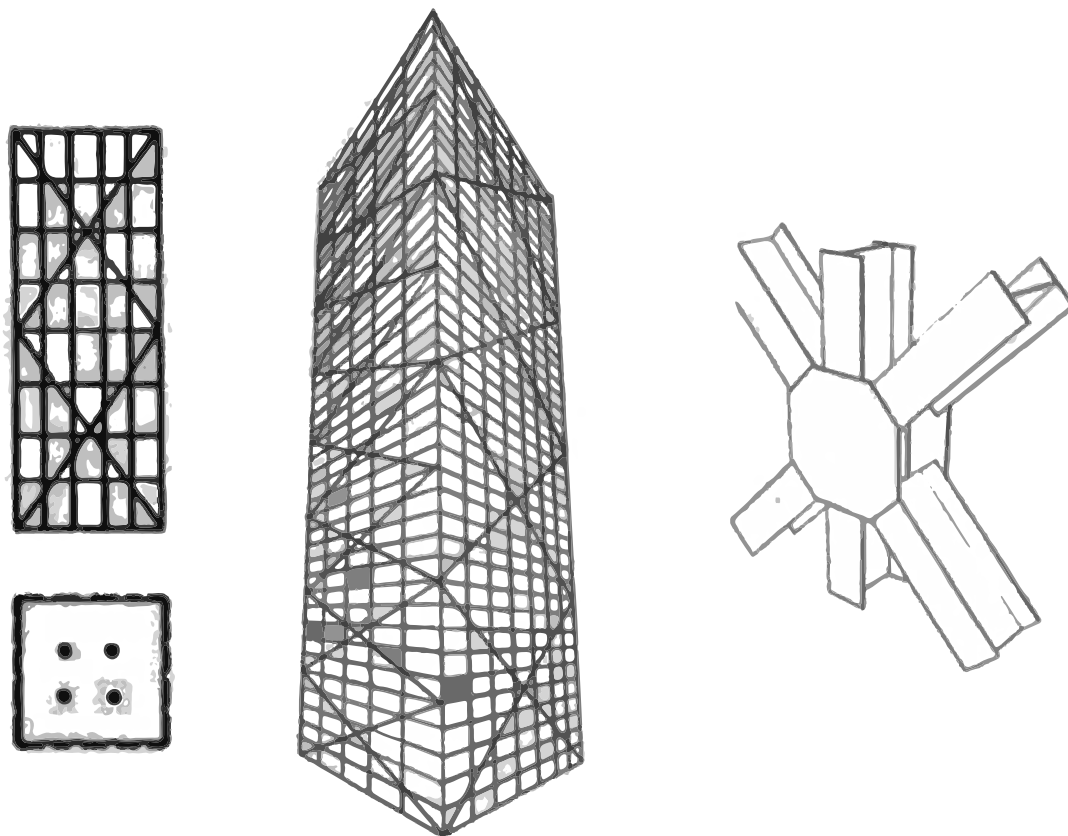
Estructuración a base de contravientos.



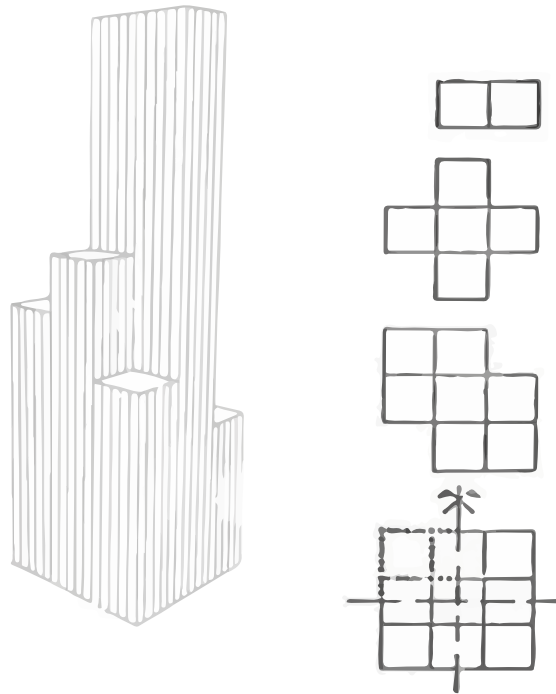
Fachada en rejilla diagonal con barras inclinadas y sin columnas formando un tubo enrejado.



Fachada en enrejado compuesta por diagonales asociadas y malla de vigas y columnas.

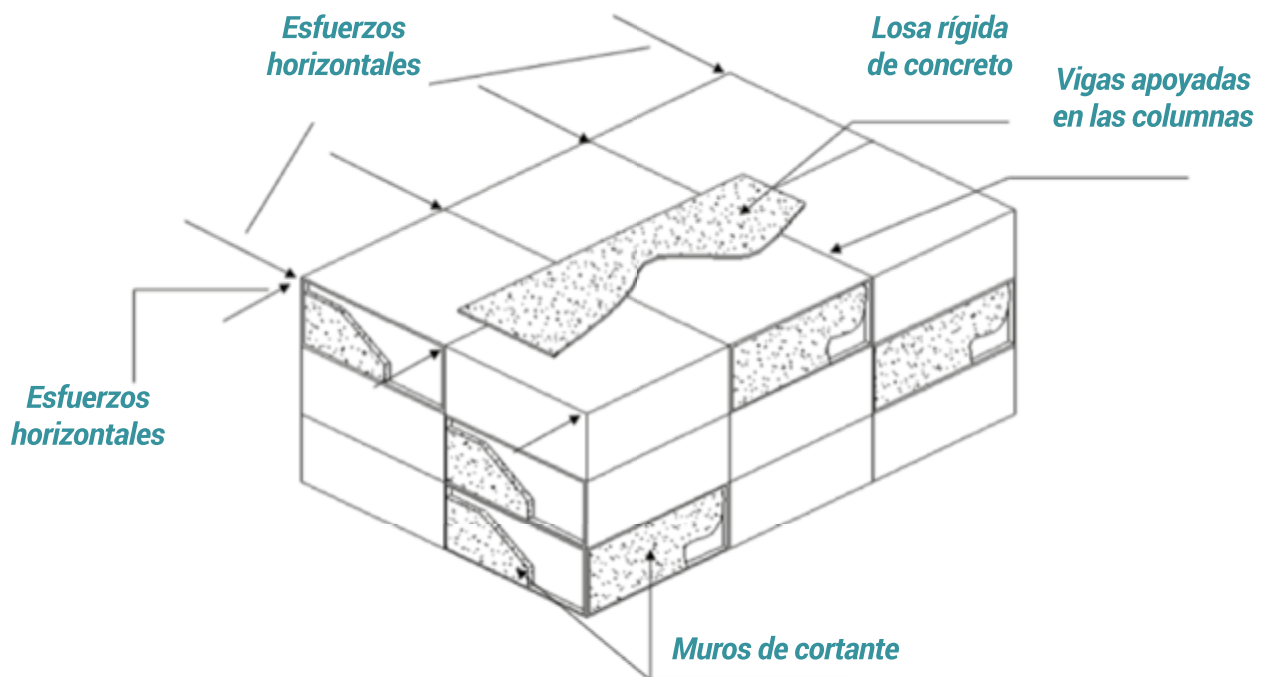


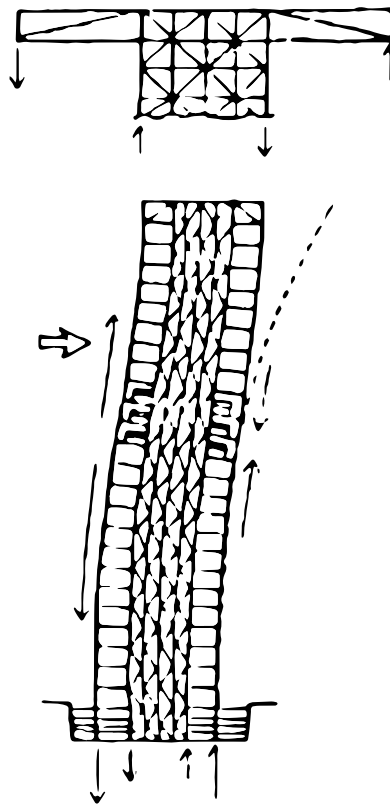
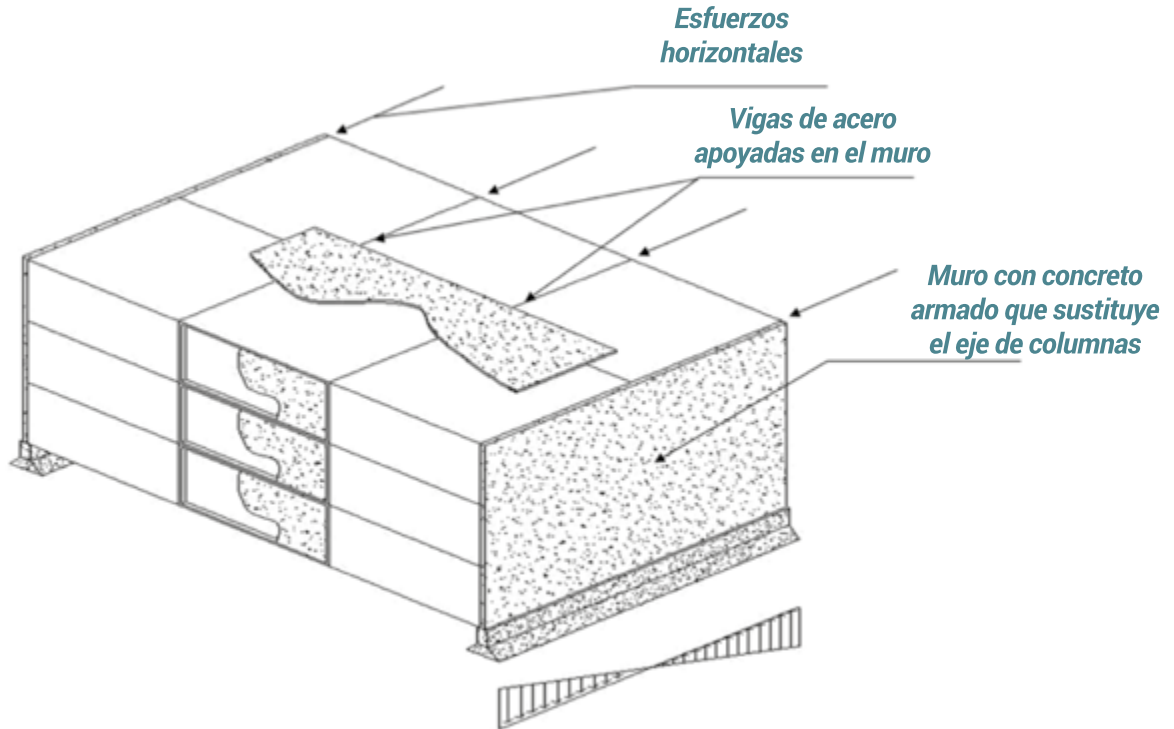
Fachada por varios tubos yuxtapuestos componiendo un sistema celular. Existe la posibilidad de variación de alturas en los núcleos de las células acompañando la volumetría de la arquitectura.



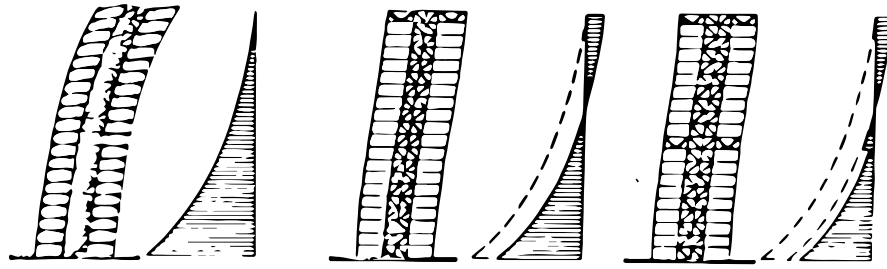
Fachadas que utilizan enrejado superior en los niveles intermedios, reduciendo sensiblemente las deformaciones ocasionadas por los esfuerzos de viento en edificios altos.

Estructuración a base de muros de cortante.



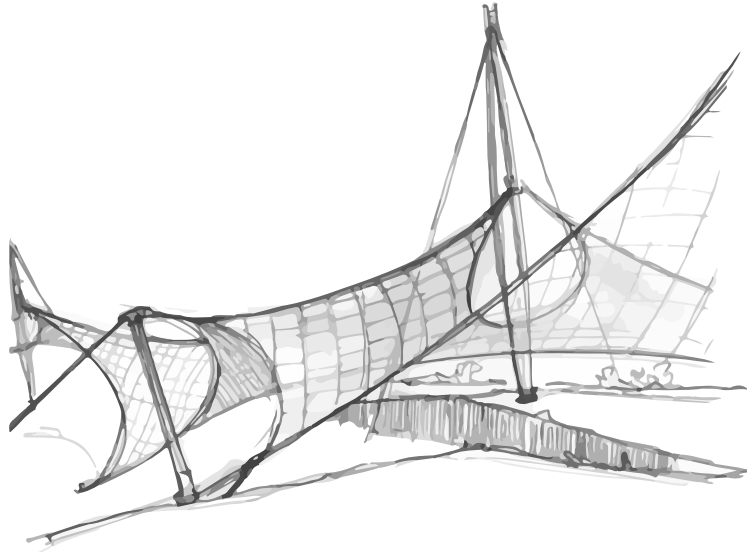


Las columnas extremas trabajan como barras en tensión y compresión apuestos al del sistema central, creando una especie de compensación que invierte los esfuerzos del enrejado.



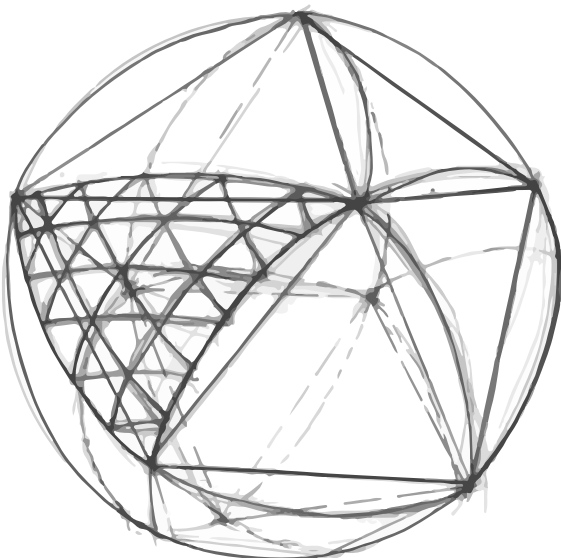
Sistema de membranas.

Son sistemas formados por membranas asociadas a cables y elementos rígidos, como tirantes o anillos de compresión. Son extremadamente ligeros, permitiendo vencer grandes claros, sin embargo solicitan grandes esfuerzos de tensión en sus puntos de anclaje. Por ejemplo tenso-estructuras



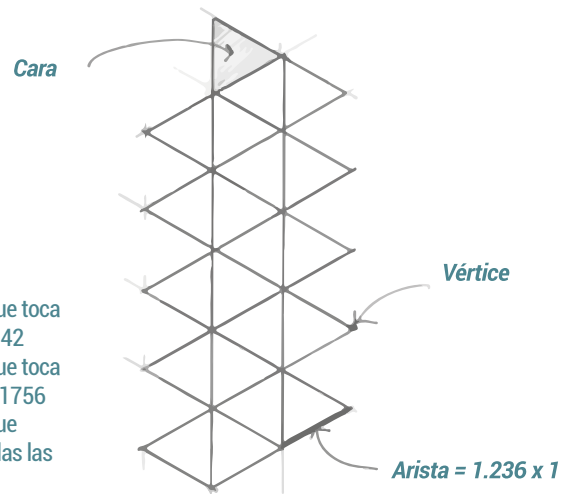
Sistemas tridimensionales.

Son sistemas en que los nodos son vértices y las barras son aristas de un sólido geométrico. En estos sistemas, las barras únicamente trabajan bajo fuerzas axiales, y se ajustan a la función de equilibrar estos esfuerzos. Por ejemplo geodésicas y estructuras espaciales.



ICOSAEDRO

- 12 vértices
- 30 aristas
- 20 caras
- Radio de la esfera que toca todas las caras 0.9342
- Radio de la esfera que toca todos los vértices 1.1756
- Radio de la esfera que toca el centro de todas las aristas

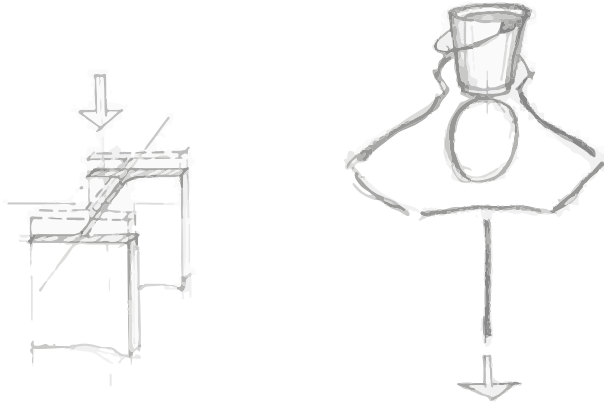


3.3.3 Esfuerzos solicitantes y resistentes.

Los trabajos realizados por las piezas estructurales, sobre el efecto de las acciones solicitantes (cargas), son:

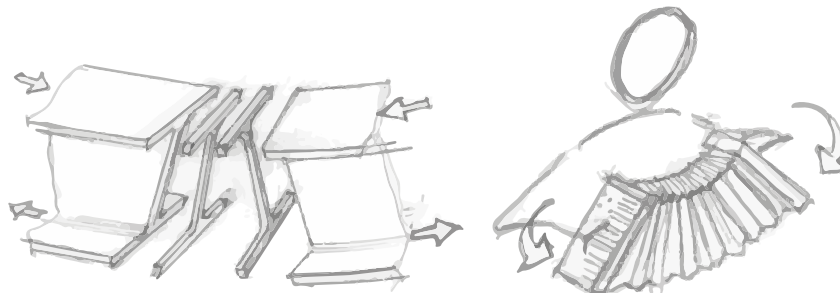
Axiales.

Son efectos a lo largo del eje de las barras, pueden ser de tensión o de compresión. En tensión los esfuerzos son resistidos por el área de la sección, en la que se descuentan agujeros en el caso de conexiones atornilladas. En compresión, así como el área, es importante la forma del perfil, la esbeltez de la barra, ya que está vinculado el pandeo, estado crítico a partir del cual la pieza pierde capacidad de utilización. Esos son los tipos de esfuerzos que solicitan las barras de un enrejado, tirantes, anclajes y columnas.



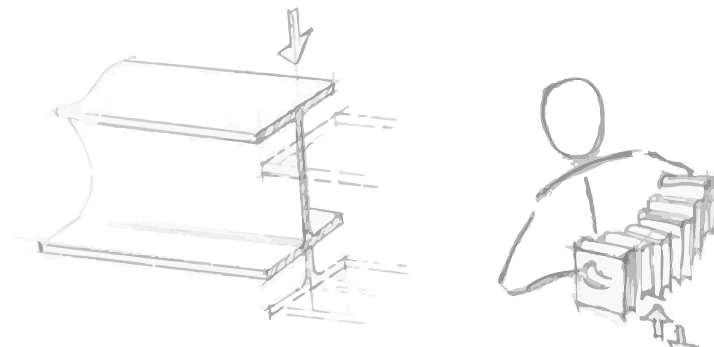
Flexión.

Son los esfuerzos perpendiculares a la sección de las barras, que son resistidos por el módulo de sección. Tienden a girar la sección de la barra, en torno al eje, denominado línea neutra, que divide las áreas en tensión y compresión. En el caso de la flexión la forma de la sección es extremadamente importante, pues su trabajo equivale al de un par de fuerzas (doble palanca), siendo su resistencia mayor cuando más alejada esté la línea neutra, centroide o centro de gravedad de las áreas tensionadas y comprimidas.



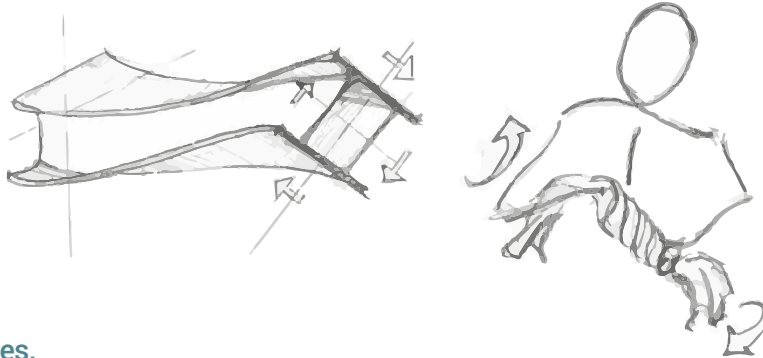
Cortante.

Son los esfuerzos tangenciales a la sección de las barras resistidos por el alma de la sección, tienden a cortar "rebanadas" de barra.



Torsión.

Es la sollicitación que tiende a girar rebanadas de la sección de la barra en torno de su eje longitudinal. Ocurre cuando la carga actúa fuera del eje de la barra, haciendo que ocurran las tensiones de cortante, que se deben equilibrar.



Deformaciones.

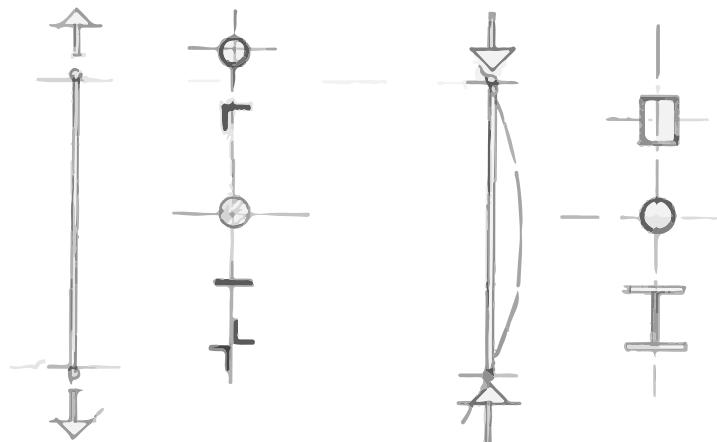
Son parte del trabajo de la estructura. Una pieza estructural precisa deformarse para entrar en función. esas deformaciones tienen límites para que no se tornen incómodas o inadecuadas para su uso. Las normas limitan las deformaciones bajo cargas accidentales, considerando que para las cargas permanentes pueden ser adoptadas con contra flechas, esto es, pueden recibir una deformación previa que compense las deformaciones que son ocasionadas por las cargas permanentes.

3.3.4 Formas de las secciones.

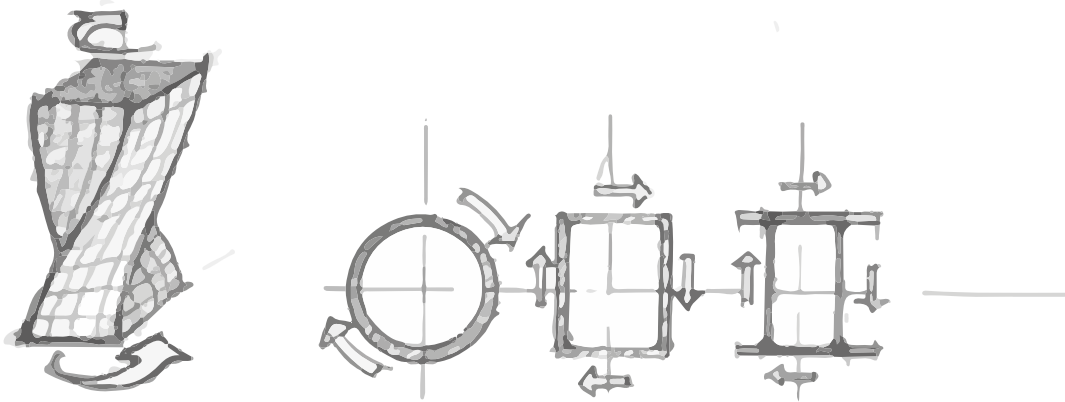
Cada una de las barras de un sistema estructural tiene una función específica, como un equipo, en el que cada uno tiene características especiales para la función que ejerce. La sección de una pieza debe tener la forma más apropiada al tipo de esfuerzo al que estará sometido.

Piezas tensionadas: Pueden ser esbeltas, esto es, tienen una masa concentrada en torno a su eje. Su capacidad depende apenas del área de la sección.

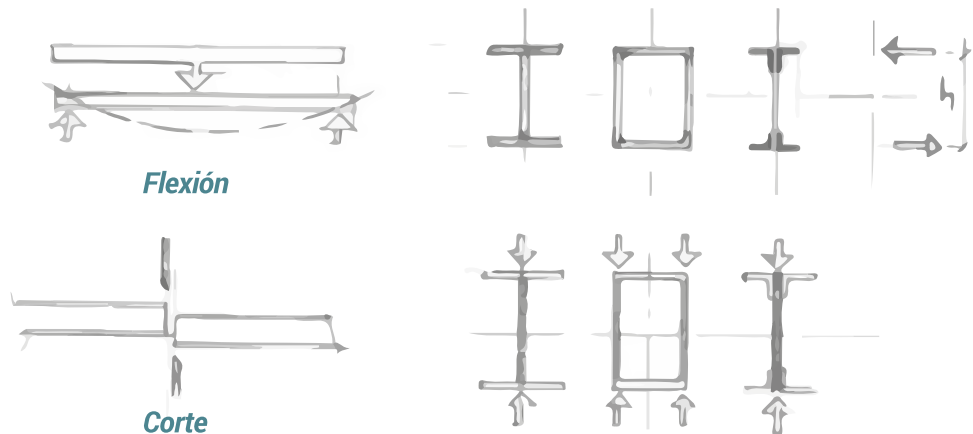
Piezas comprimidas: Tienen un trabajo similar al de las piezas tensionadas, pero corren el riesgo "de huir de la línea de presión". A este fenómeno se le da el nombre de pandeo, el cual puede ser resuelto disminuyendo la esbeltez de la pieza, esto es, la relación entre lo que se comprime (L) y la distribución de la masa en relación a su eje (r). Por ejemplo perfiles H.



Piezas bajo el efecto de torsión: Tienen su capacidad resistente en el área de la sección de la pieza.



Piezas bajo el efecto de corte: Tienen su capacidad resistente ligada al área de la sección de la pieza, y frecuentemente están asociados a otro tipo de sollicitación.



Flexión

Corte

3.3.5 Aspectos conceptuales.

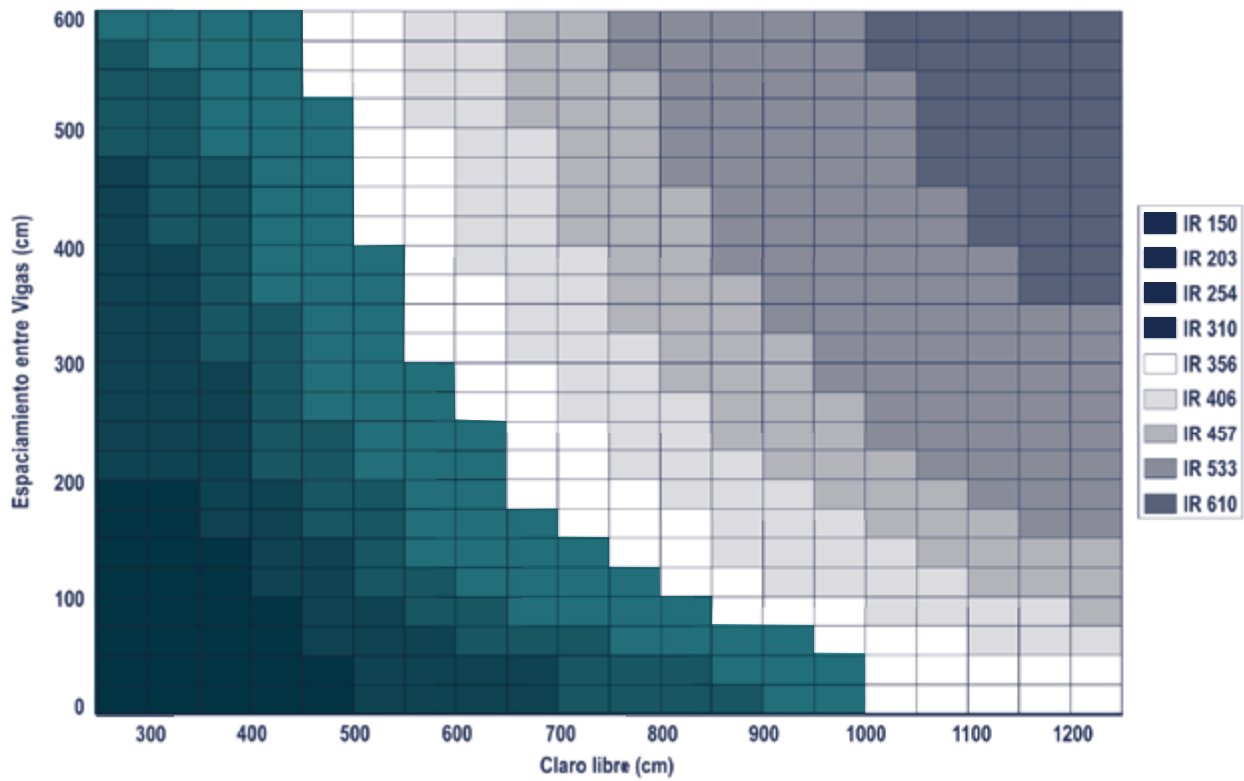
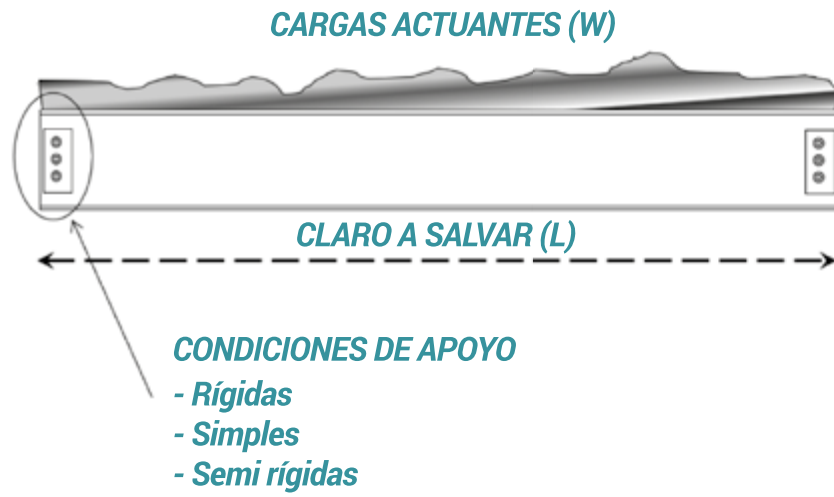
Una obra bien concebida es económica y es un reflejo del proyecto arquitectónico, respetando el material, adoptando espacios estandarizados y compatibles a su uso, optimizando las piezas, alineando los cierres y viabilizando el transporte y el montaje. Por otro lado, buenos proyectos aislados no garantizan la calidad de la obra. Es importante la compatibilización de todos estos aspectos, para el suceso del proyecto.

3.3.6 Predimensionamiento.

Es un estudio de conjunto analizando:

- *Relación entre claros y alturas*
- *Verificación de las tensiones de trabajo de las piezas sobre los esfuerzos solicitantes*
- *Verificación de las deformaciones*
- *Verificación de las condiciones de anclaje y estabilidad de piezas*

En cualquier construcción a pesar de que las cargas de utilización sean las mismas, va a depender de los claros y de los espaciamientos de las vigas. El dimensionamiento de una viga dependerá de los claros a salvar, de las cargas actuantes sobre ella y de sus condiciones de frontera ya que dependerá de la rigidez que aporten contra deformaciones y esfuerzos.



- Se recomienda que el peralte de una viga de sección I laminada o soldada se determine como sigue:

$$\frac{L}{24} < d \leq \frac{L}{28}$$

- Para armaduras de cuerdas paralelas el peralte será:

$$\frac{L}{12} < d \leq \frac{L}{15}$$

Del mismo modo, los montantes serán separados a cada peralte para ocasionar que las diagonales tengan un ángulo cercano a 45°.

- Para estructuras de tipo espacial tipo tridilosas se recomienda que su peralte se encuentre en:

$$\frac{L}{20} < d \leq \frac{L}{40}$$

- Para largueros tipo joist el peralte recomendado será:

$$d = \frac{L}{20}$$

- Para largueros tipo monten C o Z el peralte se define como el valor absoluto del claro en metros transformado directamente a pulgadas, es decir, si se tiene un claro a salvar de 10 m el larguero recomendado será de 10".

- La densidad de una estructura de multiples pisos será:

o Para estructuras sin contraventear

$$Densidad (kg/m^2) = 5 \left(\frac{N}{3} + 15 \right)$$

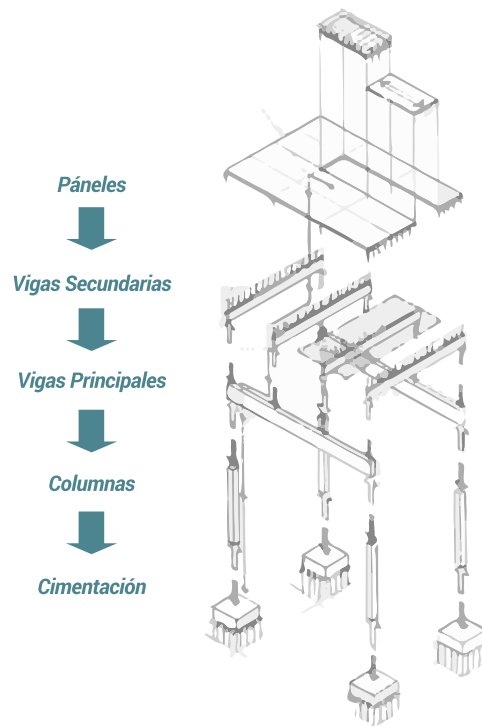
o Para estructuras contraventeadas

$$Densidad (kg/m^2) = 5 \left(\frac{N}{3} + 10 \right)$$

3.3.7 Dimensionamiento.

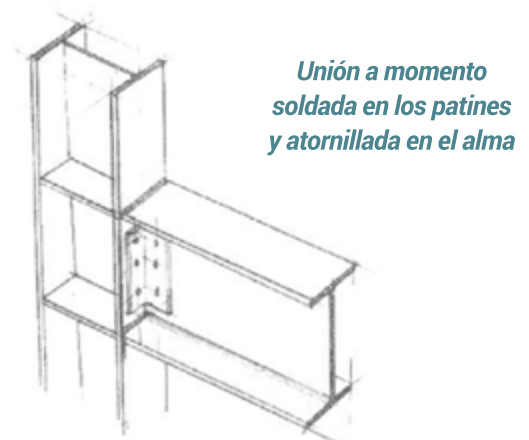
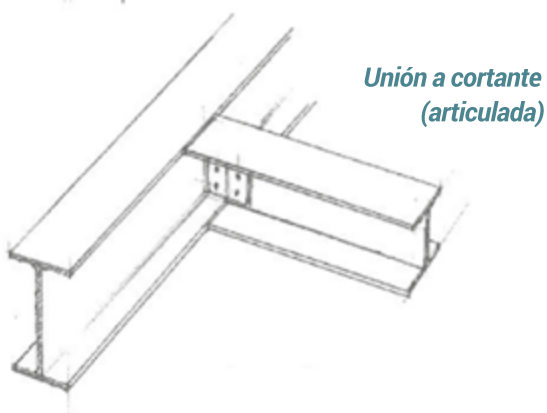
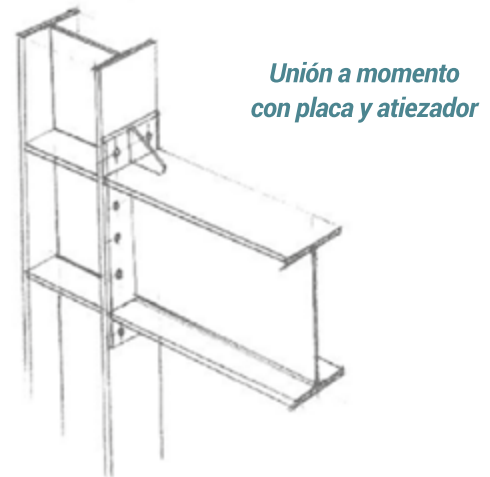
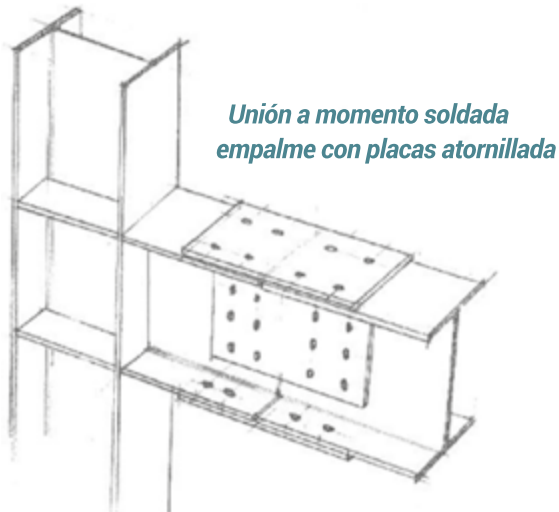
Es el cálculo riguroso de las piezas estructurales de acuerdo con la jerarquía estructural, esto es, de acuerdo a la bajada de las cargas.

Un aspecto importante en relación a las cargas, es la manera en que se transmiten de una pieza a otra, de acuerdo a la bajada de cargas hasta la cimentación. Como los pases de los jugadores hasta que logran el gol. Un buen pase permite que el jugador desarrolle plenamente su potencial, un mal pase lo obliga a buscar su propio equilibrio antes de dar continuidad a la jugada.



3.3.8 Conexiones.

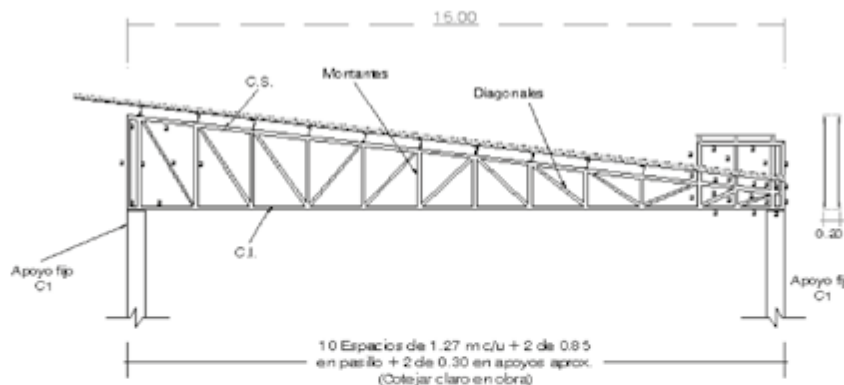
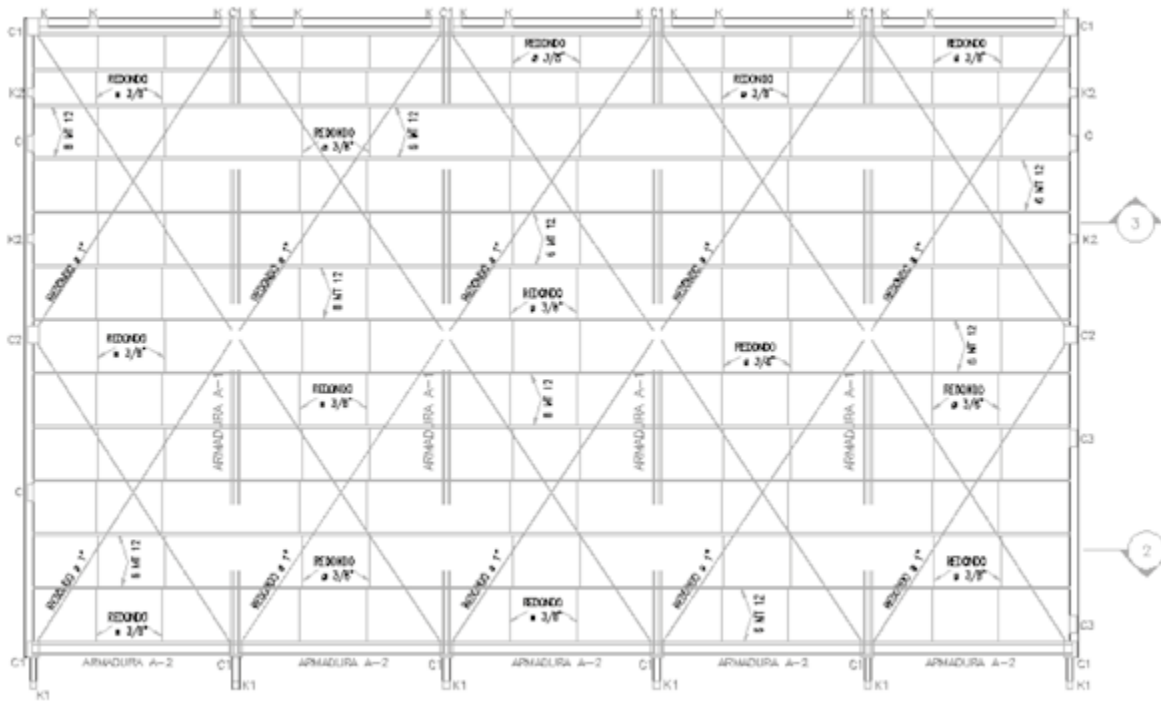
- *A través de las conexiones logramos que las piezas de la estructura trabajen como un todo.*
- *Las conexiones entre perfiles pueden ser atornilladas o soldadas.*
- *Las conexiones atornilladas pueden ser premontadas en un taller, permitiendo mayor precisión y mejor calidad en el montaje. Pueden verificarse con torquímetros o por tornillos de tensión controlada y presenten una mejor visibilidad.*
- *Cuando las conexiones soldadas son ejecutadas en el taller tienen garantía en su calidad. Las conexiones hechas en obra deben ser inspeccionadas para garantizar su calidad. La soldadura es de gran responsabilidad (sobre todo en las conexiones). Son menos visibles dando una apariencia de continuidad de las piezas.*
- *Es posible usar soldadura y tornillos en una misma conexión, más nunca en la misma función.*



3.3.9 Detallamiento.

Es compuesto por:

- Plantas y elevaciones, con la especificación de las dimensiones de los perfiles usados y la geometría de varios planos del proyecto
- Detalles de conexiones que definen el esquema estructural
- Estudio de las interfaces e interferencias
- Identificación de la utilización
- Especificación de la metodología ejecutiva de la obra



Armadura A-1

C.S. Guerd Superior	2 Ls		2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	Con placa union 2" x 1/8" en el nodo y a la mitad de su longitud.
C.I. Guerd Inferior	2 Ls		2 1/2" x 2 1/2" x 1/4"	Con placa union 2" x 1/8" en el nodo y a la mitad de su longitud
Diagonales	2 Ls		2" x 2" x 1/8"	Con placa union 2" x 1/8" en el nodo y a la mitad de su longitud
Montantes	2 Ls		2" x 2" x 1/8"	Con placa union 2" x 1/8" en el nodo y a la mitad de su longitud

NOTA:

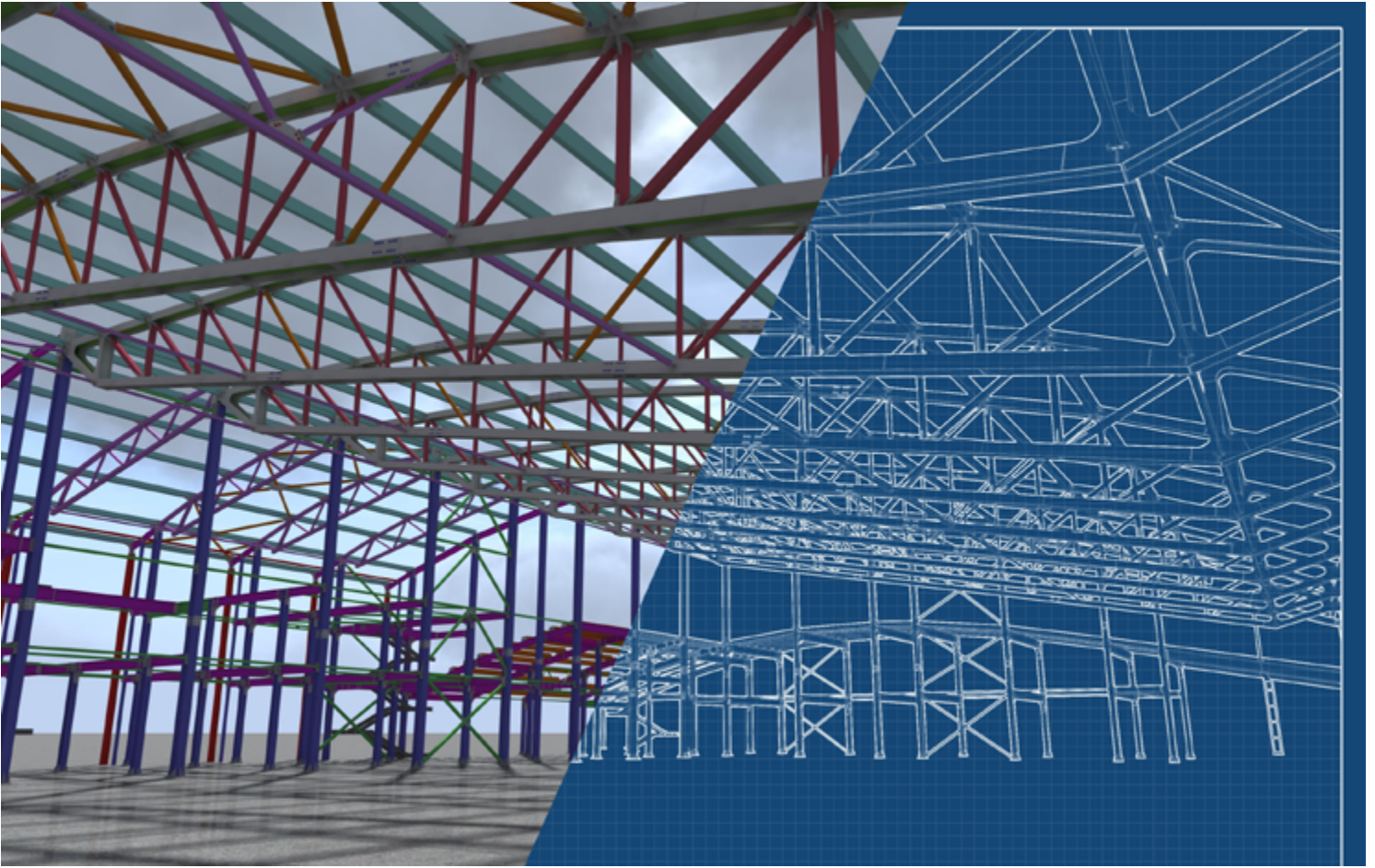
a= elemento formado por los 4 Ls formando 2 cajones.

III. MIEMBROS EN TENSIÓN

ÍNDICE

1. Introducción
2. Consideraciones generales
3. Usos de miembros en tensión
4. Clasificación de los miembros en tensión
5. Secciones transversales estructurales convenientes de miembros en tensión
6. Propiedades geométricas de miembros en tensión
7. Comportamiento básico de miembros en tensión
8. Modos de falla de miembros en tensión
9. Conexión de miembros en tensión
10. Diseño de miembros en tensión
11. Ejemplos de diseño de miembros en tensión

CBEA**DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO***Métodos DEP / DFCR*



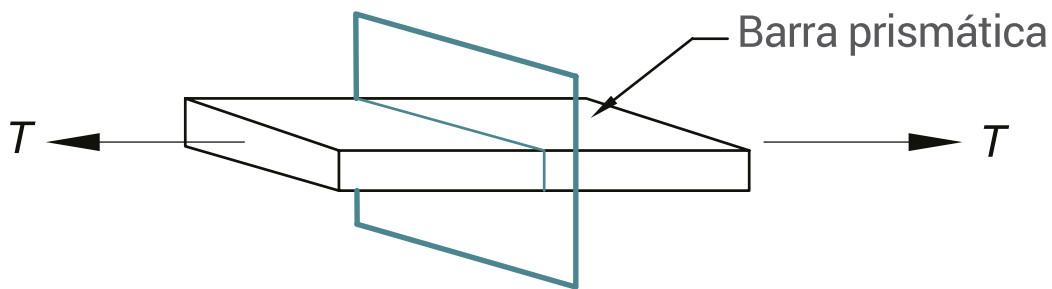
1 INTRODUCCIÓN

Esta publicación tratará los elementos sujetos a tensión pura, ciertamente hablar de elementos solicitados a tensión axial pura es incorrecto dado que este tipo de esfuerzo difícilmente se presentará de este modo por la presencia de excentricidades naturales, para tales efectos de trabajo deberá cumplirse que la carga axial por tensión deberá estar posicionada en el centroide de la sección transversal del elemento.

El trabajo bajo efectos de tensión axial en elementos de acero es el más simple, y aunque ciertamente no sufren efectos de flexión durante la aplicación de la carga y por lo tanto tampoco sufrirán efectos de pandeo es importante cuidar la esbeltez de dichos elementos por efectos de solicitaciones de servicio tales como lo son las vibraciones excesivas por la magnitud de las fuerzas, los efectos de vibración pueden producirse debido a maquinaria o por el tránsito de vehículos en puentes carreteros y a la acción de vórtices ocasionados por la acción del viento en las cubiertas ligeras de naves industriales. Cuando se espere que el elemento estructural en estudio vaya a quedar sometido durante su vida útil a un número muy elevado de ciclos de carga, en el cálculo de su resistencia de diseño se tendrá en cuenta la posibilidad de una falla por fatiga.

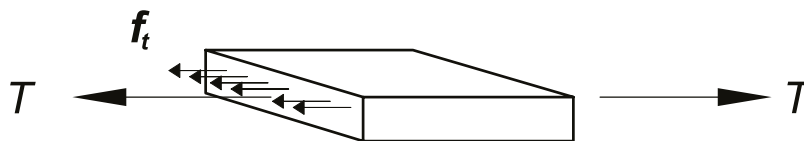
2 CONSIDERACIONES GENERALES

Los elementos que se sujetan a efectos de tensión axial normalmente tienen un eje longitudinal recto y son de sección transversal constante, para verificar los esfuerzos de tensión, la carga aplicada a estos elementos deberá estar posicionada en el centro de la sección transversal para que con esto produzcan esfuerzos que son paralelos a la fuerza y normales a la sección transversal, estos esfuerzos de tensión se presentarán de manera uniforme.



T = tensión axial

(a) Miembro en tensión axial



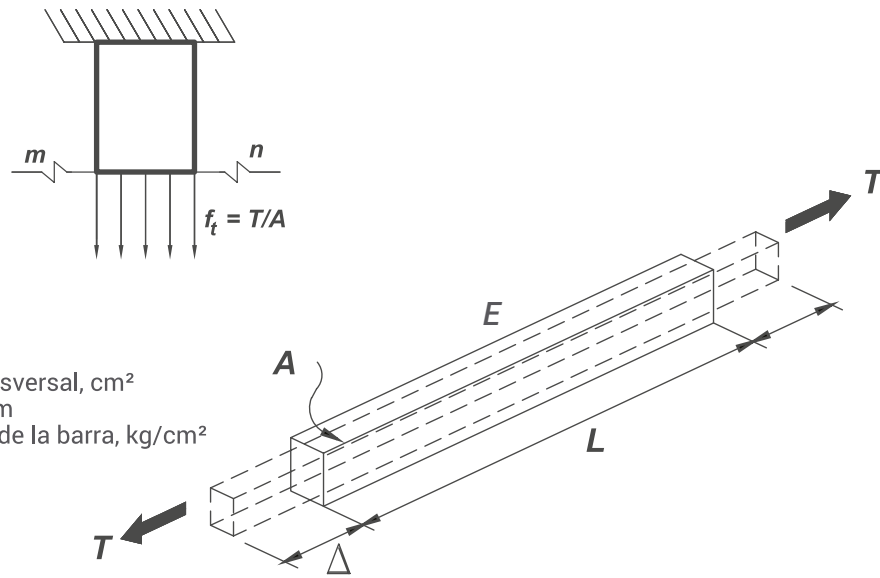
f_t = esfuerzos de tensión axial, también conocido como σ_t

(b) Distribución uniforme de esfuerzos de tensión axial

Figura 1. Definición de miembros en tensión axial.

Cuando un elemento se somete a una fuerza axial en la sección transversal y dicha fuerza se encuentra posicionada en el centro, el elemento sufrirá un incremento en su longitud de manera uniforme en dirección de la fuerza y de su eje longitudinal, esto quiere decir que todas sus fibras sufren la misma deformación o elongación, podemos concluir que internamente la barra está sometida a una fuerza que actúa de adentro hacia afuera, normal al plano de su sección transversal. A esta fuerza se le da el nombre de tensión axial.

Barra en tensión



Donde:

T = Tensión axial, kg

A = Área de la sección transversal, cm²

L = Longitud de la barra, cm

E = Módulo de elasticidad de la barra, kg/cm²

Figura 2. Barra maciza de sección transversal cuadrada sujeta a tensión axial.

Cuando se habla de una distribución uniforme de los esfuerzos se habla también de que cada partícula que conforma la sección transversal sufrirá la misma deformación, dicha deformación podrá permanecer dentro del rango elástico o posteriormente entrar en el rango plástico y desarrollar su ductilidad, esto dependerá de si se alcanza o no el esfuerzo de fluencia. En este caso, el equilibrio interno se obtiene cuando el material es suficientemente resistente para soportar los esfuerzos que, ocasionados por las fuerzas de tensión axial, tratan de separar las partículas que constituyen el material.

Ningún miembro estructural en tensión axial es perfectamente recto y la fuerza supuestamente axial nunca actúa a lo largo del eje longitudinal. Como resultado, siempre existirán pequeños momentos flexionantes propiciando un comportamiento distinto al que esta publicación se está refiriendo. Un miembro a tensión curvado inicialmente y con carga excéntrica tiende a enderezarse y se reducen los momentos flexionantes en todas partes, excepto en los extremos. Por esto, para curvaturas accidentales y excentricidades muy pequeñas, los esfuerzos de tensión adicionales que inducen la flexión se pueden despreciar casi siempre, a menos que se requiera un diseño por cargas repetidas para no llegar a producir fatiga en los elementos.

Concluyendo lo anterior, dependerá de mucho del diseño de conexiones para que de este modo y en todas las suposiciones de trabajo que hacemos en los modelos matemáticos se cumplan tal y cual como fueron planteadas.

Un miembro en tensión es el elemento estructural más simple de un sistema estructural, por lo que sería ideal tener una estructura en donde la mayor cantidad de elementos estén trabajando a tensión. Su eficiencia se debe fundamentalmente a que toda la sección transversal está sujeta al mismo nivel de esfuerzos y el material se aprovecha óptimamente.

3 USOS DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Se considera que trabajan en tensión axial los elementos estructurales siguientes:

- a) Las barras de armaduras con pendiente y cuerdas inferiores sobre las que no actúan directamente fuerzas exteriores, excepto cuando en sus conexiones haya excentricidades que produzcan flexiones que no puedan ignorarse en el diseño esto depende de una cuestión geométrica donde los centroides de todos los elementos conectados coinciden sin generar efectos de segundo orden.
- b) Las celosías de columnas compuestas que formen una triangulación compuesta tal que cualquier plano perpendicular al eje de la columna, corte cuando menos una diagonal o coincida con un montante.
- c) Los puntales y tirantes colocados en el sistema de contraventeo lateral de la estructura principal.
- d) Tirantes o contraflambeos que en cubiertas ligeras evitan el pandeo lateral de los largueros por efectos de succión de viento.
- e) Tensores. Estos elementos funjen como un apoyo en techos o cubiertas voladas del estilo de canopys.

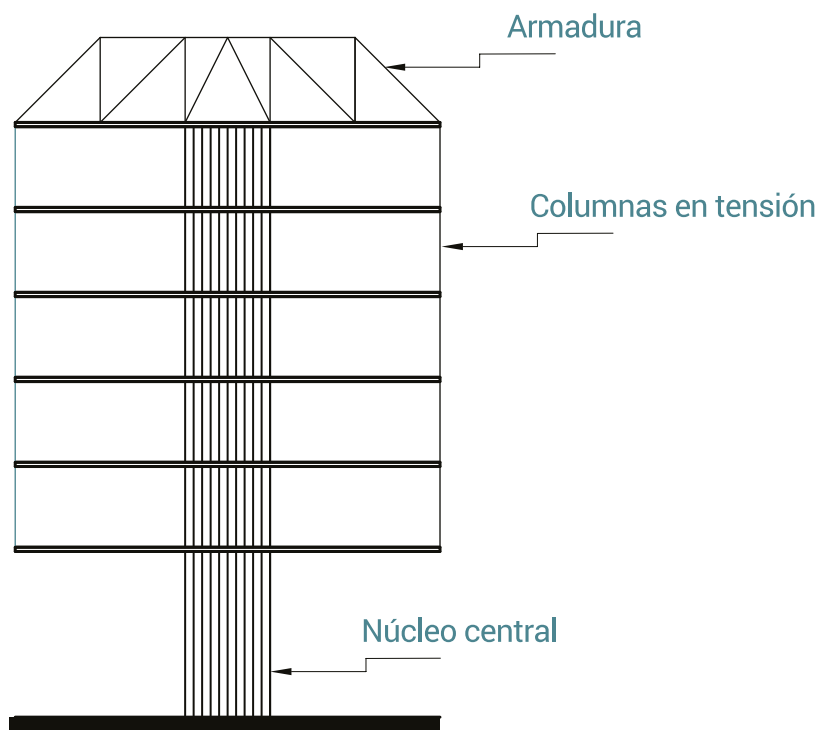


Figura 3. Columnas suspendidas de estructuras en edificios urbanos.

4 CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS EN TENSIÓN

Los distintos tipos de elementos estructurales que se utilizan para trabajar en tensión se pueden clasificar en los siguientes grupos:

- 1) *Cables: elementos flexibles.*
- 2) *Barras redondas cuadradas y planas: elementos semi rígidos.*
- 3) *Secciones de perfiles simples y secciones armadas: elementos rígidos*

4.1 CABLES DE ACERO

Los cables se definen como miembros flexibles a tensión formados por uno o más grupos de alambres, torones o cuerdas. Un torón es un arreglo de alambres colocados helicoidalmente alrededor de un alambre central para obtener una sección simétrica; y un cable es un conjunto de torones colocados también helicoidalmente alrededor de un núcleo formado, a su vez, ya sea por un torón, por otro cable de alambres, o por un cable de fibras. Los cables de alambres con núcleo de fibras se emplean casi totalmente para propósitos de izaje; los torones y cables (Foto 3), con núcleos de torones o núcleos independientes de cables de alambre son los que se usan para aplicaciones estructurales, y sus propiedades se mencionan a continuación. Se consideran primero las propiedades mecánicas de los alambres, ya que son los elementos con los que están formados los torones y cables.

Un alambre se define como una extensión simple y continua de metal, obtenida por estirado en frío a partir de alambrión de acero de cierto contenido de carbón laminado en caliente y cuya composición química es estrictamente controlada. Los alambres se recubren de zinc o zinc-aluminio, ya sea por el proceso de inmersión en caliente o por el proceso electrolítico. Aunque pueden usarse varios tipos de acero, el más común para aplicaciones estructurales es el alambre galvanizado para puentes, el cual también se usa para fabricar torones y cables.

En la tabla 1 se muestran las resistencias de fluencia y de tensión, así como la elongación, del alambre galvanizado para puentes.

RECUBRIMIENTO CLASE	DIÁMETRO PULG.	RESISTENCIA MÍNIMA A LA TENSIÓN kg/cm ²	RESISTENCIA MÍNIMA DE FLUENCIA A 0.7% DE EXTENSIÓN BAJO CARGA	ELONGACIÓN TOTAL MÍNIMA EN 10 PLG. POR CIENTO
A	0.41 y mayores	15 470	11 250	4.0
B	Todos los diámetros	14 770	10 550	4.0
C	Todos los diámetros	14 060	9 840	4.0

Tabla 1. Características mecánicas de cables de acero galvanizado para puentes.

La resistencia mínima de fluencia se mide al 0.7% de elongación bajo carga y el módulo de elasticidad del alambre varía de 1.97×10^6 hasta 2.11×10^6 kg/cm². Frecuentemente se especifica el tamaño del alambre por un número de calibre, en vez del diámetro; el estándar más común es el U.S. Steel Wire Gage. El alambre para puentes usado en torones y cables está galvanizado con un recubrimiento mínimo requerido, que depende del diámetro. El recubrimiento mínimo es el del grupo A, el grupo B tiene un recubrimiento del doble de espesor que el grupo A y el grupo C lo tienen del triple.

Los torones y cables que se usan para propósitos estructurales se fabrican a partir de componentes formados helicoidalmente, por lo que su comportamiento es algo distinto del de las varillas, barras de ojo, y del de los alambres individuales de que están hechos. Cuando se aplica una carga de tensión a un torón o a un cable, la elongación resultante consistirá de (a), un alargamiento estructural ocasionado por los ajustes radiales y axiales de los alambres y torones bajo las cargas, y (b), el alargamiento elástico de los alambres.

4.2 DISEÑO DE CABLES

El diseño de cables trabajando como miembros a tensión es directo, se basa en la resistencia máxima a la tensión del cable utilizado, de acuerdo con los datos proporcionados por el fabricante; conocida la carga total que debe soportar el cable se busca en la tabla de resistencias del cable que se va a emplear, cuya resistencia sea igual ó mayor que la carga multiplicada por el factor de seguridad, cuyo valor se toma entre 3 y 4 para estructuras.

Es importante verificar el alargamiento máximo que tendrá el cable y que esté dentro de los límites admisibles. Este alargamiento o elongación se determina con la fórmula:

$$\Delta = \frac{TL}{AE}$$

Donde:

T = Carga en el cable, kg

L = Longitud del cable, cm

A = Área de la sección metálica del cable, cm²

E = Módulo de elasticidad del cable, kg/cm²

4.3 BARRAS REDONDAS, CUADRADAS Y PLANAS

Las barras redondas y cuadradas son los elementos más sencillos utilizados para trabajar en tensión axial. Las barras redondas se suelen utilizar con los extremos roscados con objeto de poder ajustar su longitud en el montaje. En ocasiones se suele aumentar el diámetro de los extremos, ya sea forjándolos ó soldando una barra redonda de mayor diámetro, con objeto de que el área neta en la sección de la rosca sea igual o un poco mayor que el área de la sección transversal donde no hay rosca.

Si los extremos de estas barras se conectan con soldadura es conveniente utilizar un templador intermedio para evitar que quede floja la barra dicho templador puede ser hecho a base de placas y tuercas en el caso de la utilización de redondos sólidos. Las barras redondas se utilizan para diagonales de torres, para el arriostamiento o contraventeo de naves industriales no muy grandes, para tirantes de arcos etc. No deben usarse donde haya equipo o maquinaria que transmita algún movimiento a la estructura, ya que fácilmente pueden vibrar y, aparte de la molestia que esto ocasiona por el ruido, pueden fallar por fatiga.

Las barras planas generalmente se conectan con un pasador (Figura 4) denominados clevis. Se utilizan principalmente para transmitir la carga de un cable de acero a alguna parte de la estructura o a la cimentación.

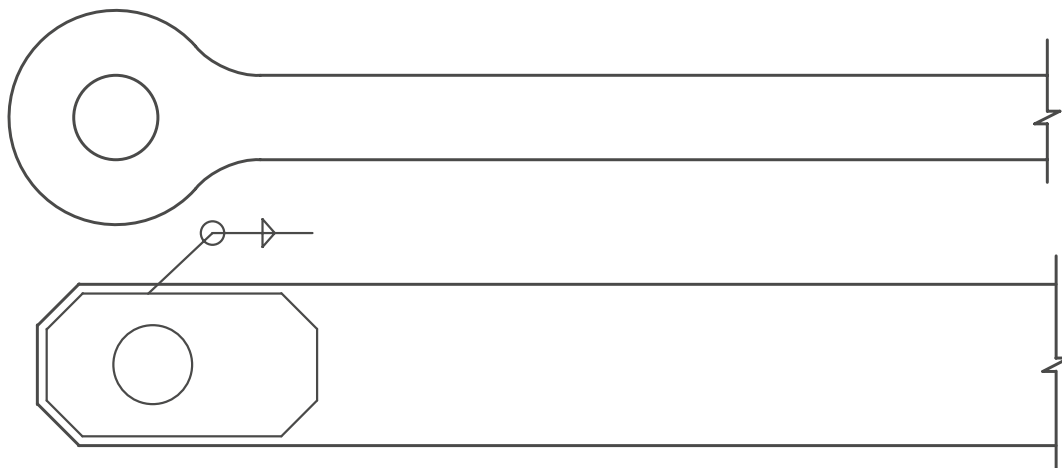


Figura 4. Barras planas para conectar elementos en tensión.

En pruebas de laboratorio se ha visto que el tipo de falla que se puede presentar en la conexión con pasador es alguno de los siguientes:

- 1) *Fractura de la placa en dirección paralela al eje, en la parte posterior del perno. Esta falla se presenta cuando el agujero queda muy cerca de la orilla (Figura 5a).*
- 2) *Falla en la sección neta en donde se encuentra el agujero, en dirección perpendicular al eje de la barra. Este tipo de falla si el área de la sección neta es igual o menor al área de la sección bruta de la barra (Figura 5b).*
- 3) *Falla por pandeo local debido a que en la parte posterior del perno la relación ancho espesor de la placa es muy grande (Figura 5c).*

Para lograr que la falla se produzca en la parte principal de la barra y no en los extremos, las normas y especificaciones definen los criterios para dimensionar estos.

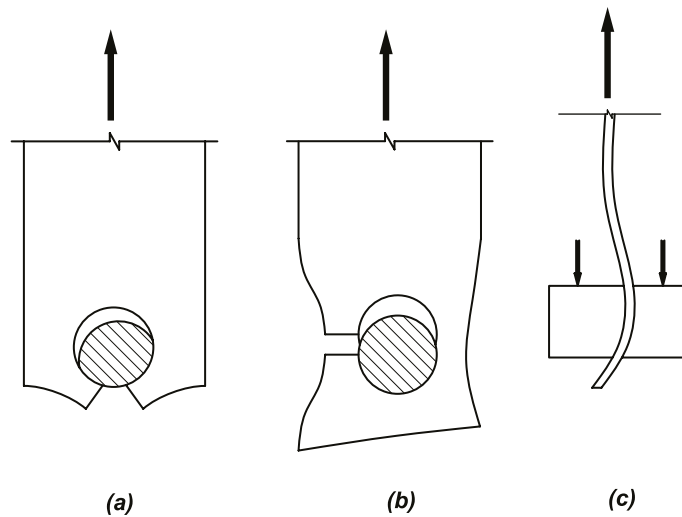


Figura 5. Modos de falla en conexiones con pasador.

4.4. SECCIONES DE PERFILES SIMPLES Y SECCIONES ARMADAS

Cuando la magnitud de la fuerza de tensión es elevada, se recurre generalmente al empleo de un perfil laminado de dimensiones superiores. Existen muchos arreglos para estos perfiles, aunque generalmente se recurre al empleo de ángulos, canales y placas para formar secciones en cajón esto también va dirigido a cierto grado de rigidez en el sentido de desplazamientos producidos por efectos de cargas accidentales tales como sismo o viento. Asimismo, cuando se prevé por inversión de esfuerzos cierta compresión, los elementos semi rígidos 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, pero teniendo el debido cuidado en la catenaria que se produce en ellos por la escasa inercia y aumenta el problema cuando queremos estirarlos no tienen un dispositivo para hacerlo. En casos donde se requiere mayor área, se puede emplear uno 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, mismo que se refleja en las conexiones. Estas pueden hacerse con tornillos y con soldadura.

Los perfiles laminados simples y las secciones armadas se utilizan cuando se requiere un cierto grado de rigidez o cuando puede presentarse una inversión de carga que cause que la pieza trabaje a compresión bajo ciertas condiciones de carga; por ejemplo, en diagonales y montantes de armaduras. Las secciones compuestas se utilizan, cuando las cargas son de mayor intensidad y las secciones simples no tienen la resistencia necesaria. También se puede requerir una sección armada para aumentar la rigidez de la barra. Las secciones armadas se construyen con perfiles simples conectados entre si por medio de celosías, placas interrumpidas o placas continuas.

5 SECCIONES TRANSVERSALES ESTRUCTURALES CONVENIENTES DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Los perfiles estructurales utilizados comúnmente como miembros en tensión se muestran en la figura siguiente.

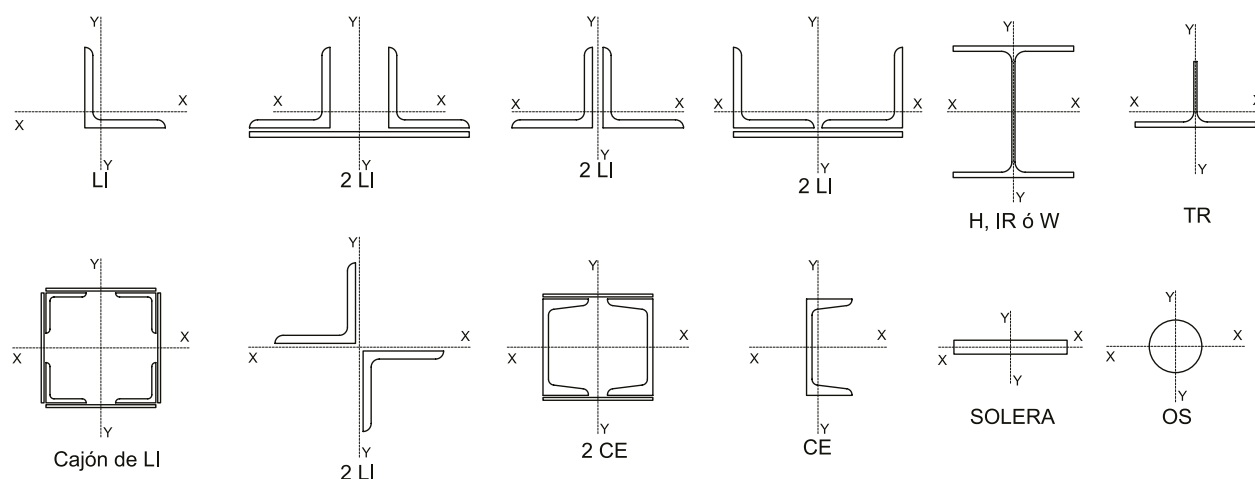


Figura 6. Secciones típicas de miembros en tensión.

Las secciones estructurales convenientes para miembros en tensión son: redondo sólido liso, solera, perfiles laminados (ángulos, canales), etc.

6 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE MIEMBROS EN TENSIÓN

6.1 ÁREA TOTAL, ÁREA NETA Y ÁREA EFECTIVA

El área total de un miembro, A_{g_r} , es el área completa de su sección transversal, y las áreas netas, A_{n_r} y neta efectiva, A_{e_r} son las que se obtienen al hacer las deducciones correspondientes por la presencia de agujeros para tornillos y por el efecto de concentración de esfuerzo de cortante, producto de la perforación.

El área total A_{g_r} es igual a la suma de los productos del grueso por el ancho de todos los elementos que componen la sección, medidos en un plano perpendicular al eje del miembro en las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA viene especificadas las áreas para todas las secciones comerciales.

La diferencia fundamental entre el área total y el área neta, es que la segunda se mide en la zona de un perfil donde se han hecho agujeros para tornillos de alta resistencia para desarrollar una conexión; a su vez, el área neta efectiva es igual al área neta afectada por un coeficiente de reducción que depende del tipo de unión del miembro en tensión y de la forma en que se transmiten las fuerzas que actúan en ellos. El procedimiento para calcular el área total, área neta y área neta efectiva se indica más adelante.

6.2. ÁREA NETA DE MIEMBROS EN TENSION

El área neta de un miembro en tensión, A_n , se obtiene sumando los productos del grueso de cada una de las partes que lo componen por su ancho neto, que se determina como sigue:

- a) Únicamente para el cálculo del área neta de barras en tensión, el diámetro de los agujeros para remaches o tornillos se toma 1.5 mm (1/16") mayor que el diámetro nominal del agujero, medido normalmente a la dirección de los esfuerzos, más 1.5 mm (1/16"), por considerar el daño del material por efecto de su forma de ejecución. Es decir, se considerarán 3.0 mm (1/8") mayor que el diámetro del tornillo, para fines de cálculo, sabiendo que la holgura será solamente de 1.5 mm (1/16").
- 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.

Σd_{BARRi} = Área de los agujeros en la trayectoria de falla considerada, cm^2

s = paso = Separación longitudinal centro a centro entre dos agujeros consecutivos, cm

g = gramil = Separación transversal entre centros de agujeros

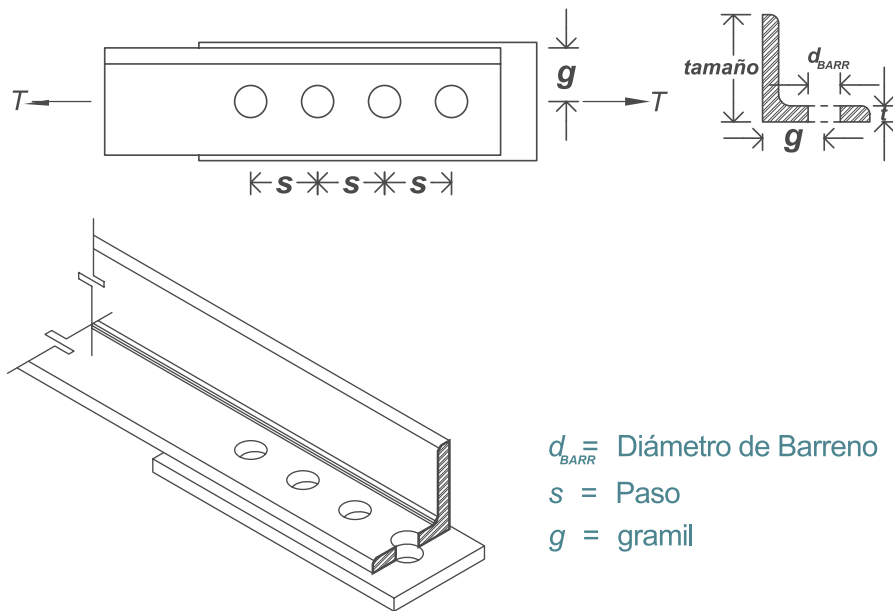


Fig. 7. Definición de área neta.
Agujeros dispuestos en una normal al eje de la pieza.

- c) Cuando los agujeros están dispuestos en una línea diagonal respecto al eje de la pieza o en zigzag, se deben estudiar todas las trayectorias posibles de falla para determinar a cuál de ellas le corresponde el ancho neto menor, que es el que se utiliza para calcular el área neta. El ancho neto de cada una de las partes que forman la sección, correspondiente a cada trayectoria, se obtiene restando del ancho total la suma de los anchos de todos los agujeros que se encuentran sobre la trayectoria seleccionada, y sumando para cada espacio entre agujeros la cantidad $s^2/4g$, donde s es la separación longitudinal centro a centro entre los dos agujeros considerados (paso), y g la separación transversal centro a centro entre ellos (gramil).

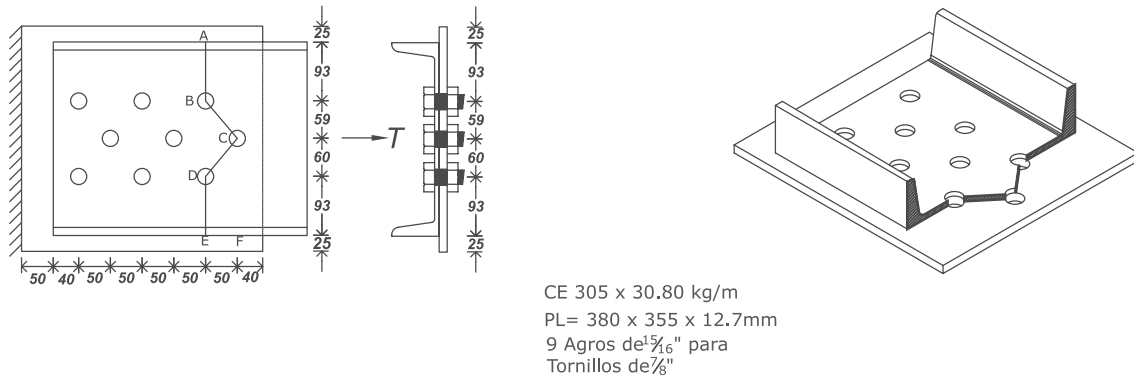


Figura 8. Definición de área neta agujeros dispuestos en una línea diagonal.

Trayectorias de falla:

- Trayectoria de falla ABCDE
- Trayectoria de falla ABDE
- Trayectoria de falla ABCF

$$A_n = A_g - \sum d_{BARR}t + \sum \frac{s^2}{4g}t$$

Fórmula diferencial versión

(Método empírico de V.H. Cochrane, 1922)

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 de éste.

Al determinar el área neta a través de soldadura de tapón o de ranura no debe tenerse en cuenta el metal de aportación.

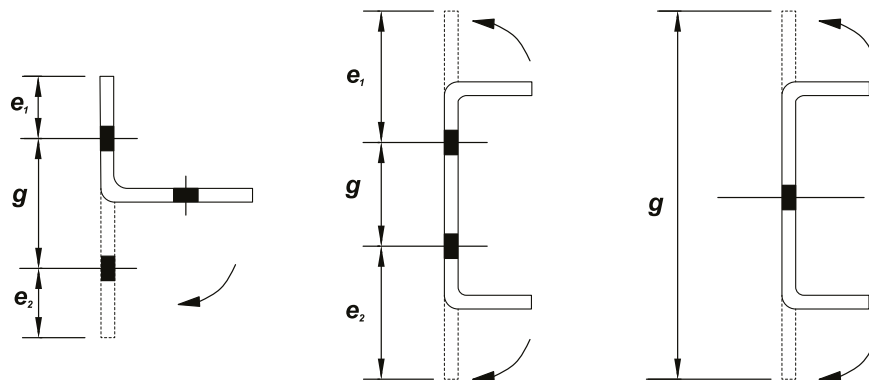


Figura 9. Perfiles estructurales de lámina tratados como placa.

6.3 ÁREA NETA EFECTIVA DE MIEMBROS EN TENSIÓN

El área neta efectiva de miembros en tensión se calcula como sigue:

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, en proporción a sus áreas transversales, el área neta efectiva A_e es igual al área neta A_n en miembros en tensión.

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:

Miembros en tensión:

$$A_e = UA_n \quad (\text{D3-1}) \text{ IMCA 5ta. edición}$$

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:

$$A_e = UA_g$$

Donde U es un coeficiente de reducción del área, cuyos valores se indican a continuación; pueden utilizarse valores más grandes cuando se justifiquen con pruebas u otros criterios reconocidos.

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} \leq 0.9 \quad \text{excepto en los casos indicados más adelante. Caso 2, Tabla D3.1, IMCA 5ta. edición}$$

Factores de concentración de esfuerzos por Cortante para conexión de miembros en tensión, Manual IMCA 5ta. edición.

Donde:

X = *excentricidad de la conexión* (distancia del centroide del miembro al plano en el que se transmite la fuerza cortante; las secciones I o H se tratan como dos tés); y l = *longitud* de la conexión en la dirección de la carga.

a) Conexiones remachadas o atornilladas.

Como alternativa, pueden utilizarse los valores de U indicados en los casos 7 y 8 de la Tabla D3.1 IMCA 5ta. edición:

b) Conexiones soldadas.

Cuando la fuerza de tensión o compresión se transmite por medio de soldaduras transversales colocadas en algunas de las partes que componen la sección, pero no en todas, el área neta efectiva es igual al área de los elementos conectados directamente.

Cuando la fuerza de tensión se transmite a una placa por medio de soldaduras colocadas a lo largo de sus dos bordes longitudinales, en el extremo de la placa, se aplican los valores de U estipulados en el caso 5 de la Tabla D3.1, IMCA 5ta. edición.

FACTOR CORTANTE DIFERIDO U PARA CONEXIONES DE MIEMBROS EN TENSION

CASO	DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS		FACTOR	EJEMPLO
1	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite directamente, con tornillos o soldaduras a cada uno de los elementos que forman su sección transversal (excepto en los casos 3,4,5 y 6).		$U = 1.0$	
2	Todos los miembros en tensión excepto las placas y perfiles OR y OC en los que la fuerza se transmite con tornillos o soldaduras longitudinales a algunos, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal (en sección IR e IE puede usarse como una alternativa, el caso 7).		$U = 1 - \bar{X} / \ell$	
3	Todos los miembros en tensión en los que la fuerza se transmite con soldaduras transversales a algunas, pero no todos los elementos planos que forman su sección transversal.		$U = 1.0$ y A_n = área de los elementos conectados directamente	
4	Placa en las que toda fuerza de tensión se transmite con soldaduras longitudinales.		$\ell \geq 2w$ $U = 1.00$ $2w > \ell \geq 1.5w$ $U = 0.87$ $1.5w > \ell \geq w$ $U = 0.75$	
5	Perfil OC con una placa de conexión concéntrica		$\ell \geq 1.3D$ $U = 1.0$ $D \leq \ell \leq 1.3D$ $U = 1 - \bar{X} / \ell$ $\bar{X} = D / a$	
6	Perfil OR	Con una sola placa de conexión concéntrica	$\ell \geq H$ $U = 1 - \bar{X} / \ell$ $\bar{X} = \frac{b^2 + bH}{4b + HJ}$	
		Con dos placas de conexión laterales	$\ell \geq H$ $U = 1 - \bar{X} / \ell$ $\bar{X} = \frac{b^2}{4b + HJ}$	
7	Perfil IR, IE, TR, TE cortadas de ellos (pueden calcularse U como en el caso 2 y utilizar el valor más grande)	Con patines conectados con 3 o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$b_c \geq 2Bd$ $U = 0.90$ $b_c < 2Bd$ $U = 0.85$	
		Con alma conectada con 4 o más tornillos en la dirección de la fuerza	$U = 0.70$	
8	Un solo ángulo (puede calcularse U como en el caso 2 y utilizar el valor mayor)	Con 4 o más tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$U = 0.80$	
		Con 2 ó 3 tornillos por línea, en la dirección de la fuerza	$U = 0.60$	

ℓ = longitud de la conexión, w = ancho de la placa, x = excentricidad de la conexión, b = ancho total del perfil OR medido perpendicularmente al plano de la conexión, A_n = peralte total de un perfil OR medido en el plano de la conexión.

7 COMPORTAMIENTO DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Al aplicar una fuerza de tensión axial a una barra prismática (barra de sección constante), todos los puntos de una sección transversal cualesquiera, quedan sujetos al mismo esfuerzo $F_t = T/A$ (Figura 11a). Al incrementar la fuerza T el esfuerzo se incrementará uniformemente en la sección hasta alcanzar el valor del esfuerzo de fluencia F_y , momento a partir del cual las deformaciones quedan sin restricción debido a que se encuentra en el rango plástico del material (Figura 11b). La capacidad de la barra será:

$$T_{\max} = AF_y$$

A área de sección transversal, cm^2 .
 F_y esfuerzo de fluencia del acero, kg/cm^2

El alargamiento elástico está dado por la fórmula:

$$\Delta = \frac{TL}{AE}$$

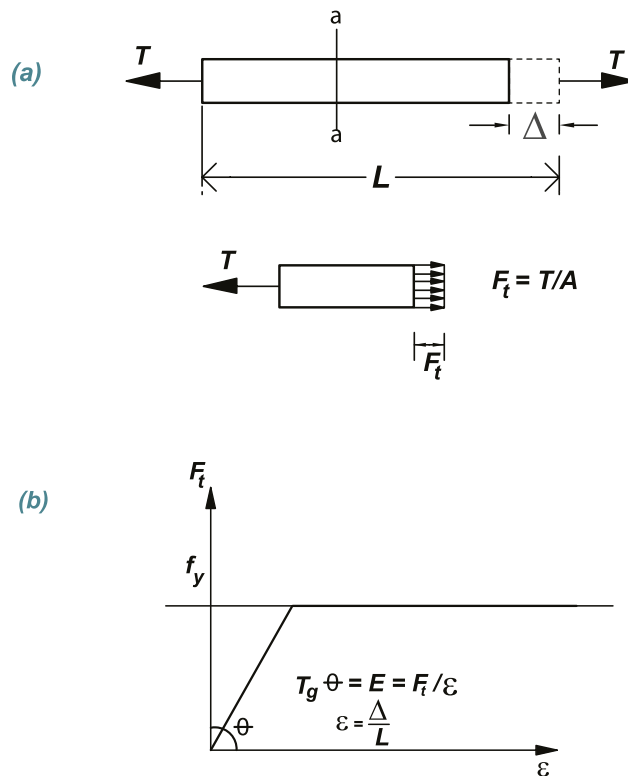


Figura 11. Comportamiento de una barra en tensión axial.

Cuando existen un agujero por la presencia de tornillos de alta resistencia, existe discontinuidad en la distribución del esfuerzo, dicha discontinuidad ocasiona concentración de esfuerzos en la sección en que se encuentra y es natural, debido a que en ese punto el área de la sección transversal es menor y recibe la misma cantidad de fuerza (Figura 12 a), motivo por el cual el comportamiento en este caso será diferente al de la barra sin discontinuidades.

A continuación, se presenta el comportamiento de una barra con un agujero sujeta a una fuerza de tensión axial.

El esfuerzo máximo se presenta en la orilla del agujero, alcanza un valor de aproximadamente 3 veces el valor del esfuerzo promedio en la sección neta, en términos generales en este punto la sección trabaja más rápido para alcanzar el esfuerzo de fluencia y entrar en el rango plástico, del mismo modo, llegará más rápido a la fractura.

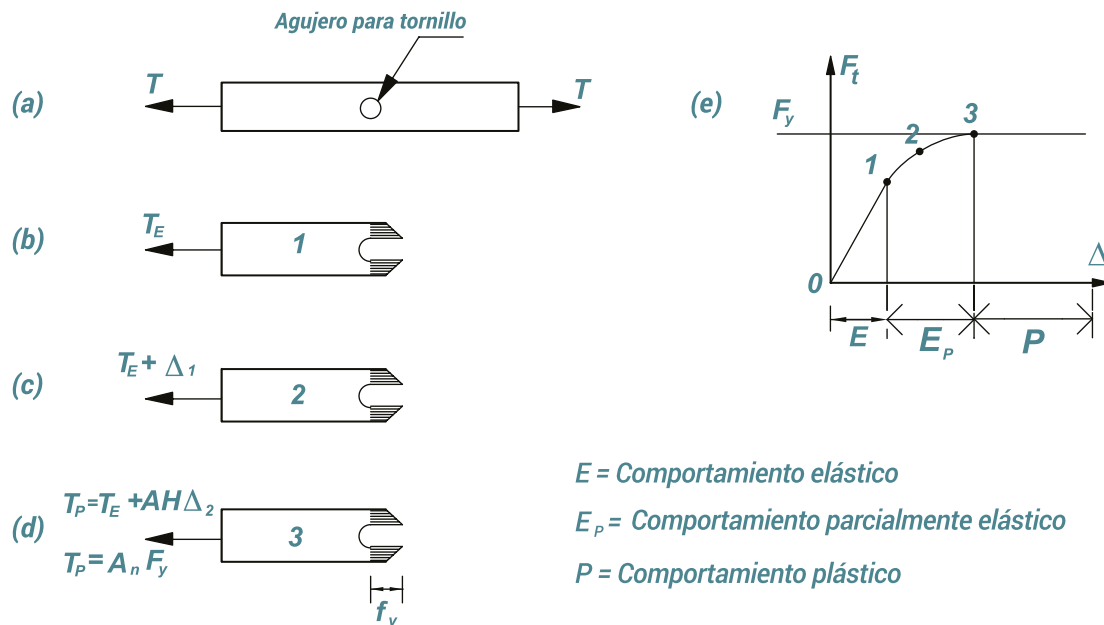


Figura 12. Comportamiento de una barra plana con agujero.

Se aplica una fuerza T que se va incrementando hasta que el esfuerzo máximo alcance el valor de F_y . La gráfica esfuerzo deformación queda representada por la recta 0-1 (Figuras 12 e). Al seguir incrementando la fuerza T , se alcanzará el esfuerzo de fluencia en otros puntos de la sección transversal (fig. 12 c), y la gráfica esfuerzo deformación seguirá la curva 1-2 (Figuras 12 e), y las deformaciones estarán restringidas por la zona elástica de la sección. Se prosigue incrementando la fuerza T hasta alcanzar el esfuerzo F_y en toda la sección, la curva esfuerzo deformación sigue hasta el punto 3; a partir de este punto la pieza se deforma sin restricción. En este caso la capacidad de carga máxima de la barra es de:

$$T_{mx} = A_n F_y$$

$$A_n = \text{Área neta}$$

La eficiencia con que trabaja una barra sujeta a un sistema de cargas, depende de la distribución de esfuerzos en ella; la eficiencia máxima se alcanza cuando todas las secciones transversales están trabajando el esfuerzo máximo permisible. Esta situación solo se presenta en las barras prismáticas sujetas a tensión axial.

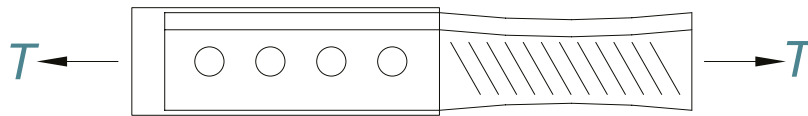
8 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Los principales modos de falla de miembros en tensión son:

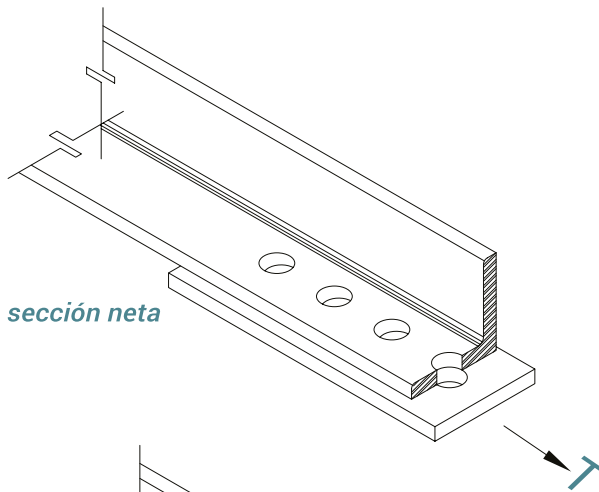
1. *Flujo plástico en la sección total según lo especificado en el capítulo D de las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición.*
2. *Fractura en la sección neta según lo especificado en el capítulo D de las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición.*
3. *Fractura en bloque de cortante y tensión combinados según lo especificado en el capítulo J de las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición.*
4. *Aplastamiento y desgarre según lo especificado en el capítulo J de las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición.*

La figura siguiente ilustra los tres modos de falla indicados.

1) Flujo plástico en la sección total



2) Fractura en la sección neta



3) Fractura en bloque de cortante y tensión combinados

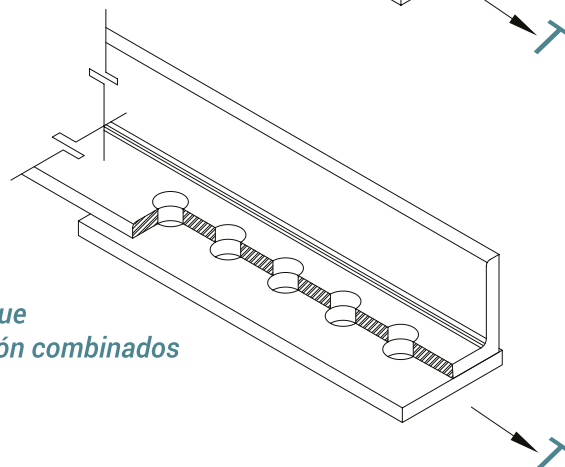


Figura 13. Modos de falla de miembros en tensión.

9 CONEXIÓN DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Debido a que un miembro en tensión debe unirse en sus extremos al resto de la estructura, deberá investigarse el comportamiento de la conexión y resolver los detalles correspondientes.

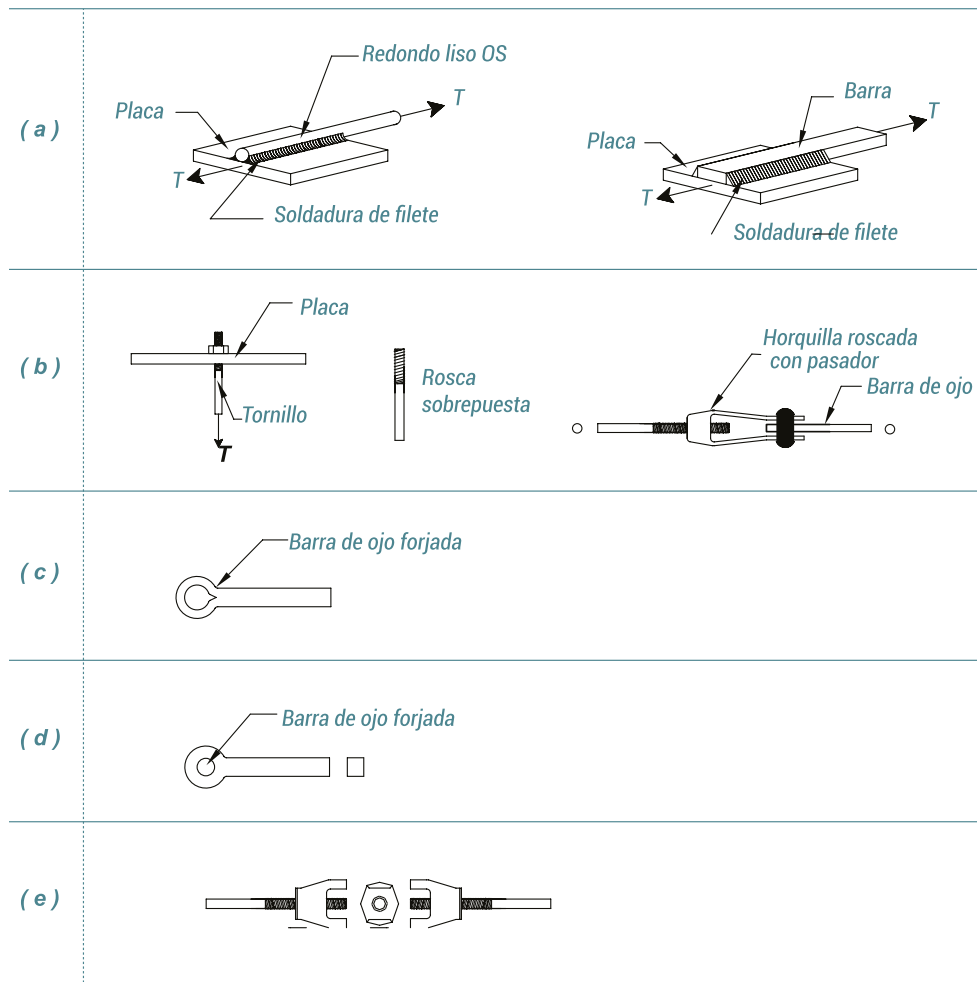


Figura 14. Conexiones de miembros en tensión.

Para lograr que un miembro en tensión trabaje correctamente, las conexiones de extremo se deben diseñar para que sean más resistentes que el miembro. Si el miembro en tensión se somete a una carga de tensión axial creciente hasta que se produzca su falla, no solamente alcanzará el esfuerzo de fluencia, sino que lo sobrepasará hasta llegar a la resistencia última del material.

10 DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN

El diseño de este tipo de elementos se rige por la especificación del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición específicamente en el capítulo D de dicho manual, sin embargo, se emiten recomendaciones relacionadas con los elementos de conexión que se especifican en el capítulo J y la combinación de esfuerzos de flexión y tensión indicados en el capítulo H.

Los ejemplos que se presentan a continuación están resueltos con las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta. edición, utilizando el criterio de diseño simultáneo de diseño por esfuerzos permisibles y diseño utilizando factores de carga y resistencia.

Los miembros a tensión se dimensionan de modo que los esfuerzos nominales no excedan el esfuerzo de tensión permisible o tensión resistente, que se define en las especificaciones IMCA 5ta. edición como un porcentaje del esfuerzo de fluencia. El esfuerzo nominal de tensión F_t se obtiene simplemente dividiendo la carga de tensión axial entre el área A del miembro en la sección en estudio. En el caso de miembros conectados por medio de soldadura se considera únicamente el estado límite de fluencia debido a que no existen agujeros que puedan disminuir el área esforzada, y para elementos conectados con pasadores, tornillos o remaches, se revisarán los estados límites mencionados en la especificación IMCA 5ta. edición para calcular F_t .

$$F_t = \frac{T_a}{A} \quad (\text{DEP}) \quad \text{y} \quad F_t = \frac{T_u}{A} \quad (\text{DFCR})$$

Es conveniente procurar reducir al mínimo las causas que originan concentración de esfuerzos, especialmente en los casos de cargas variables con gran número de repeticiones que pueden provocar fatiga. Los esfuerzos provenientes de las concentraciones mencionadas no se suman a los esfuerzos promedios. Se ha comprobado experimentalmente en pruebas llevadas hasta la falla, que las zonas donde se presenta una fluencia localizada del material en piezas bien diseñadas y bien fabricadas, no impidan que la sección total alcance el límite de fluencia y que lo sobrepase, alcanzando a desarrollar la resistencia completa de la barra antes de fallar.

Cuando una estructura está sujeta a cargas variables que se repiten miles y a veces millones de veces, pueden aparecer grietas en el acero que se van extendiendo en la sección hasta ocasionar la ruptura de la pieza. A esta falla se llama falla por fatiga.

La falla por fatiga se presenta principalmente cuando existen esfuerzos de tensión. Las concentraciones de esfuerzos aumentan la susceptibilidad a falla por fatiga. Los aceros de altas resistencias presentan una resistencia a la fatiga similar al acero NOM-B 254 (ASTM A 36).

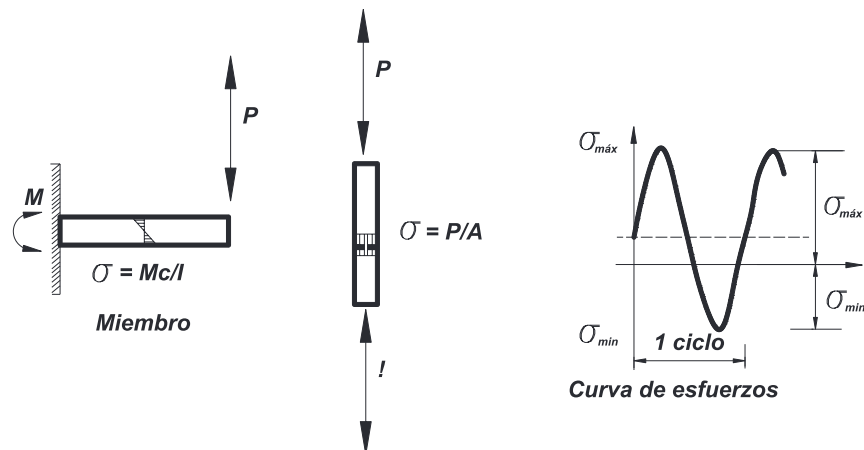


Figura 15. Miembro estructural sometido a variación cíclica de carga.

En las últimas ediciones de las especificaciones AISC se ha introducido un enfoque que simplifica considerablemente el diseño de las barras sujetas a cargas repetidas. Se basa en el valor del Intervalo de esfuerzo comprendido entre el valor máximo y el valor mínimo del esfuerzo en la sección. El intervalo de esfuerzo es igual a la diferencia algebraica entre los valores máximo y mínimo del esfuerzo que se presenta en un ciclo completo de carga.

El intervalo de esfuerzo permitido depende del número de ciclos y de las características locales de la sección que se revisa. En las especificaciones se establecen cuatro condiciones de carga de acuerdo con el número de repeticiones, y seis categorías de esfuerzo de acuerdo con las características de la sección.

Por otro lado, solamente la sección transversal de los miembros en tensión es importante en el diseño; la forma del perfil seleccionado no influye en la capacidad o resistencia de diseño.

El perfil ideal para soportar la tensión axial es por consiguiente aquel que tenga la mayor área de la sección transversal al precio más bajo del acero.

Como se mencionó anteriormente, las barras prismáticas sujetas a fuerzas axiales de tensión se pueden dimensionar utilizando el criterio de diseño elástico o el plástico.

En el primer caso la sección propuesta debe tener un área A , tal que al multiplicarla por el esfuerzo permisible F_t proporcione una fuerza igual o mayor que la fuerza actuante T , es decir:

$$T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t} \quad (DEP) \qquad T_u \leq \phi_t T_n \quad (DFCR)$$

$$T_n = AF_t$$

$$T_a \leq \frac{AF_t}{\Omega_t} \quad (DEP) \qquad T_u \leq \phi_t AF_t \quad (DFCR)$$

$$A \geq \frac{T_a}{F_t/\Omega_t} \quad (DEP) \qquad A \geq \frac{T_u}{\phi_t F_t} \quad (DFCR)$$

Donde:

ϕ_t = Factor de resistencia

Ω_t = Factor de seguridad

En el diseño de miembros en tensión de acuerdo con las Especificaciones IMCA 5ta. edición, se consideran los estados límite de flujo plástico en la sección total, de fractura en el área neta y de ruptura en bloque por cortante y tensión.

Resistencia de diseño en tensión

La resistencia de diseño $\phi_t T_n$ y la resistencia permisible en tensión T_n / Ω_t , de un elemento estructural en tensión es la menor de las calculadas con alguna de las ecuaciones estipuladas en el Capítulo D, Especificaciones IMCA 5ta. edición.

a) Estado límite de fluencia.

$$T_n = A_g F_y$$

$$T_u \leq \phi_t T_n \qquad T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t}$$

$$\phi_t = 0.9 \text{ (DFCR)} \qquad \Omega_t = 1.67 \text{ (DEP)}$$

b) Estado límite de ruptura.

$$T_n = A_e F_u$$

$$T_u \leq \phi_t T_n \qquad T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t}$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (DFCR)} \qquad \Omega_t = 2.00 \text{ (DEP)}$$

c) Estado límite por aplastamiento y desgarre.

T_n = Hacer Referencia al Capítulo J.3-10 y J.7 de la especificación IMCA 5ta Edición.

$$T_u = A_e F_u$$

$$T_u \leq \phi_t T_n \qquad T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t}$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (DFCR)} \qquad \Omega_t = 2.00 \text{ (DEP)}$$

d) Estado límite por bloque de cortante.

$$T_n = 0.6 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$U_{bs} = 1.0 ; \text{ Cuando la tensión es uniforme.}$$

$$U_{bs} = 0.5 ; \text{ Cuando la tensión es no uniforme.}$$

$$T_u \leq \phi_t T_n \qquad T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t}$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (DFCR)} \qquad \Omega_t = 2.00 \text{ (DEP)}$$

e) Estado límite de tornillos por cortante al aplastamiento.

$$T_n = F_{nv} A_b$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ (DFCR)} \qquad \Omega_t = 2.00 \text{ (DEP)}$$

T_n = Hacer Referencia al Capítulo J.3-6 de la especificación IMCA 5ta. edición.

Donde:

ϕ_t = Factor de resistencia.

Ω_t = Factor de seguridad.

A_g = Área total de la sección transversal del miembro.

A_e = Área neta efectiva, calculada de acuerdo con la sección D3.3.

F_y = Valor mínimo garantizado del esfuerzo correspondiente al límite inferior de fluencia del material.

F_u = Esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tensión.

En miembros sin agujeros, conectados por medio de soldaduras colocadas en todas las partes que componen su sección transversal, en proporción a sus áreas, el área neta efectiva de la ecuación **b)** es igual al área total.

11 EJEMPLOS DE DISEÑO DE MIEMBROS EN TENSIÓN

Ejemplo 1. Seleccionar una barra plana de acero con límite de fluencia de 2530 kg/cm² acero ASTM A36, que sea capaz de soportar una carga de 40 ton. El factor de carga será de 1.4 para criterios DFCD (ver NTC de RCDF).

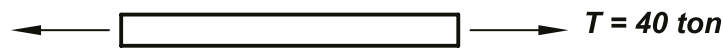


Figura 16. Barra plana en tensión.

DEP

$$A_g \geq \frac{40,000}{2530/1.67} = 26.40 \text{ cm}^2$$

De las tablas de propiedades y dimensiones de Gerdau Corsa, se propone una solera: SOL 152 X 19, con un área = 29.03 cm² y peso de 22.788 kg/m.

DFCD

$$A_g \geq \frac{(1.4)(40,000)}{(0.9)(2530)} = 24.59 \text{ cm}^2$$

De las Tablas de Propiedades y Dimensiones de Gerdau Corsa, se propone una solera: SOL 102 X 25, con un Área = 25.807 cm² y peso de 20.256 kg/m.

Si bien los dos criterios son aceptables al diseñar una barra a tensión axial, sin embargo, existe un diferencial relativamente pequeño entre ambos, podemos concluir que el método DEP es un poco más conservador.

Ejemplo 2. Estudiar el comportamiento de la estructura de la figura 17 a, formada por tres barras sujetas a una carga vertical T. el área de la sección transversal de las barras diagonales es A₁ y la de la barra central es A₂; el límite de fluencia de las tres barras es F_y.

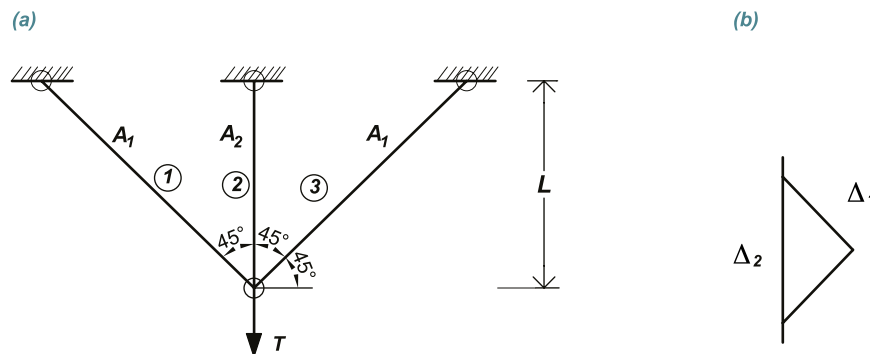


Figura 17. Estructura hiperestática formada por 3 barras.

Del diagrama de alargamientos o elongaciones (Figura 17 b) se tiene:

$$\Delta_2 \cos 45^\circ = \Delta_1 \quad (1)$$

Sustituyendo a Δ_1 y Δ_2 en función de T_1 y T_2 , de la fórmula 7.2:

$$\frac{T_2 L}{A_2 E} \cos 45^\circ = \frac{T_1 L}{(\cos 45^\circ) A_1 E} \quad (2)$$

Simplificando, se tiene:

$$\frac{T_1}{A_1} = \frac{T_2}{2A_2} \quad (3)$$

$$F_1 = \frac{T_1}{A_1} \text{ esfuerzo en las barras 1 y 3}$$

$$F_2 = \frac{T_2}{A_2} \text{ esfuerzo en las barras 2}$$

De la ecuación (3), se concluye que, en esta estructura, en el intervalo elástico, el esfuerzo en las barras 1 y 3 vale la mitad del esfuerzo de la barra 2. La capacidad elástica de la estructura se alcanza cuando el esfuerzo en la barra 2 vale F_y . El valor máximo de la carga T con el criterio elástico se obtiene del equilibrio del nudo C (Figura 17 a):

$$T = 2T_1 \cos 45^\circ + T_2 \quad (4)$$

Se sustituyen los valores de T_1 y T_2 en función de las áreas A_1 y A_2 , y del esfuerzo de fluencia F_y en el momento en que la barra central alcanza el esfuerzo F_y , la carga máxima (TE), vale:

$$T_E = \frac{2A_1 F_y \cos 45^\circ}{2} + A_2 F_y$$

$$T_E = (A_1 \cos 45^\circ + A_2) F_y \quad (5)$$

Sin embargo, la estructura aún tiene capacidad de carga, debido a que el esfuerzo en las barras diagonales no ha alcanzado el límite de fluencia. Se puede incrementar la carga T hasta que el esfuerzo en estas barras valga F_y . A partir de este momento la estructura sufre desplazamientos sin restricción, señal de que ha alcanzado su capacidad máxima de carga, (TP). Su valor se obtiene sustituyendo en la ecuación (4) los valores de T_1 y T_3 en función de F_y :

$$T_p = 2A_1 F_y \cos 45^\circ + A_2 F_y$$

$$T_p = (2A_1 \cos 45^\circ + A_2) F_y \quad (6)$$

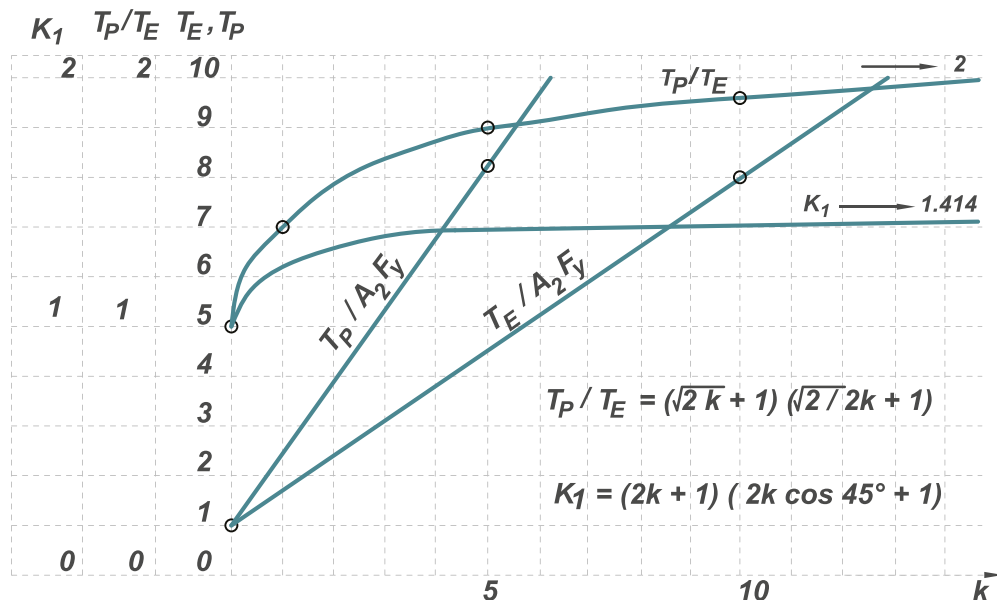


Figura 18. Gráfica comportamiento de una estructura formada por tres barras en tensión.

La capacidad de carga de la estructura es función de las áreas y de los esfuerzos de fluencia de las tres barras. A continuación, se estudiará la variación de las capacidades elástica (T_E), y plástica (T_P), con la variación de las áreas A_1 y A_2 .

$$T_E = (A_1 \cos 45^\circ + A_2) F_y$$

$$K = \frac{A_1}{A_2}$$

$$T_E = (K \cos 45^\circ + 1) A_2 F_y$$

$$T_P = (2K \cos 45^\circ + 1) A_2 F_y$$

Se calcula la suma de las áreas de las secciones transversales (A_r), de las tres barras en función de A_2 y K para la máxima resistencia plástica:

$$A_1 = K A_2$$

$$A_2 = \frac{T_p}{(2K \cos 45^\circ + 1) F_y}$$

$$A_r = 2A_1 + A_2$$

$$A_r = (2K + 1) A_2$$

$$A_r = \frac{T_p (2K + 1)}{(2K \cos 45^\circ + 1) F_y}$$

$$A_r = \left(\frac{T_p}{F_y} \right) \left(\frac{2K + 1}{2K \cos 45^\circ + 1} \right)$$

$$K_1 = \frac{2K + 1}{2K \cos 45^\circ + 1}$$

$$A_r = K_1 \frac{T_p}{F_y}$$

Cuando A_1 tiende a 0, K tiende a infinito y se tiene:

$$A_r = \left(\frac{T_p}{F_y} \right) \left(\frac{1}{\cos 45^\circ} \right)$$

$$A_r = 1.414 \frac{T_p}{F_y}$$

En la fig. 18 se ha graficado los resultados anteriores. Los valores de T_E y T_P coinciden cuando A_1 y A_2 valen 0, como era de esperarse pues existirá solamente una barra a tensión. Conforme aumentan los valores de A_1 y A_2 , aumentan T_E y T_P ; siendo más rápido el aumento de T_P .

La relación entre T_P y T_E tiende a 1.0 cuando K tiende a 0, y tiende a 2.0 cuando K tiende a infinito.

El volumen total de acero para los casos extremos será:

$$A = \frac{T_p}{f_y} \quad \text{Para } A_1 = 0: V_1 = AL \quad \text{Para } A_2 = 0: V_2 = K_1^2 LA = 2AL$$

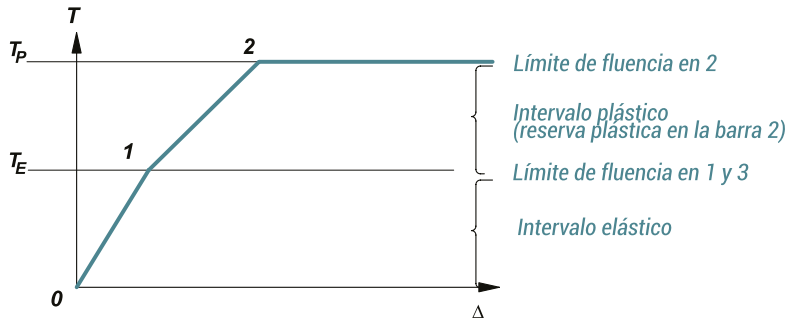
$$\frac{V_2}{V_1} = \frac{2AL}{AL} = 2$$

A continuación, se presenta el comportamiento de la estructura cuando el límite de fluencia de las barras 1 y 3 (F_{y1}) es diferente del límite de fluencia de la barra 2 (F_{y2}). Se pueden presentar los siguientes casos:

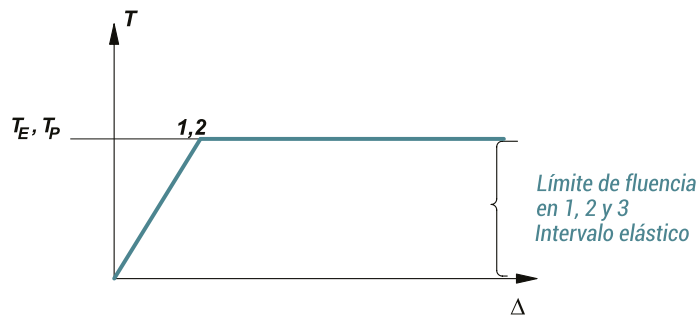
$$1) f_{y1} < \frac{f_{y2}}{2} \quad 2) f_{y1} = \frac{f_{y2}}{2} \quad 3) f_{y1} > \frac{f_{y2}}{2}$$

En la Figura 19 se muestran las gráficas que describen el comportamiento de los tres casos. Del estudio que se ha realizado de esta estructura se puede concluir lo siguiente: Las capacidades máximas T_E y T_p serán iguales sólo en el caso de que el esfuerzo de fluencia de la barra 2 sea el doble del esfuerzo de fluencia en las barras 1 y 3. En los demás casos será mayor T_p . La reserva plástica puede estar en las barras 1 y 3 ó en la barra 2 dependiendo de los valores relativos de los límites de fluencia F_{y1} y F_{y2} . El valor de la reserva plástica dependerá de la diferencia entre F_{y1} y $F_{y2}/2$: mientras mayor sea la diferencia, mayor será la reserva plástica.

(a) 1) $f_{y1} < f_{y2}/2$



(b) 2) $f_{y1} = f_{y2}/2$



(c) 3) $f_{y1} > f_{y2}/2$

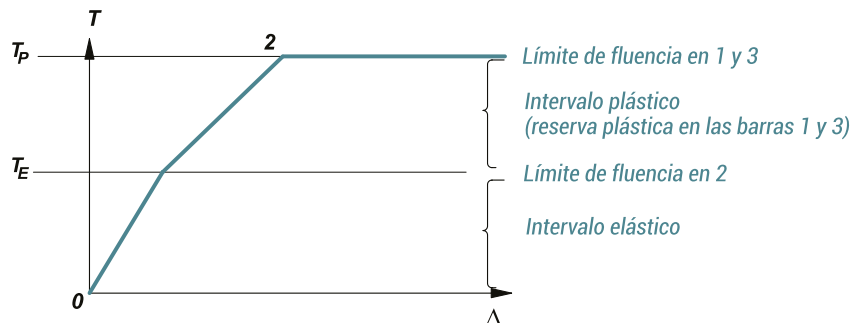


Figura 19. Comportamiento de las barras de la estructura hiperestática.

Ejemplo 3. Seleccionar, con las especificaciones AISC 2005, el tirante del marco rígido que se muestra en la figura y que está sometido a una fuerza de tensión axial de 10 ton; Carga Muerta de 8 ton y carga viva de 2 ton. El tirante es una barra circular maciza OS de acero $F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$ (NOM-B-254 ó ASTM A36), y tiene una longitud de 15 m.

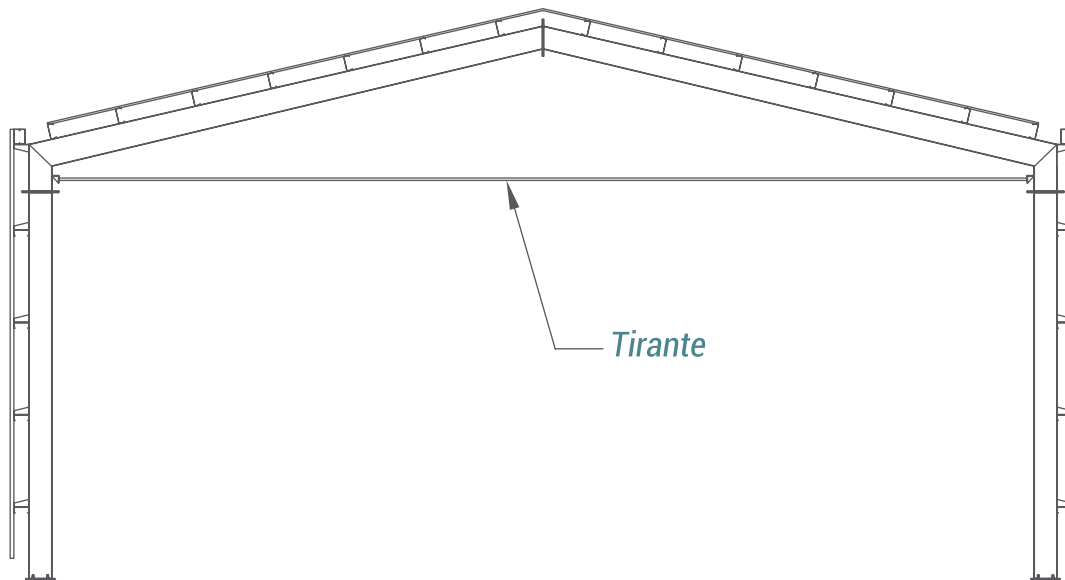


Figura 20. Tirante de marco.

SOLUCION:

Acciones de diseño y de servicio.

$$T_u = 1.2CM + 1.6CV = 1.2(8) + 1.6(2) = 12.8 \text{ ton}$$

$$T_a = CM + CV = 8 + 2 = 10.0 \text{ ton}$$

La resistencia de diseño del tirante queda regida por el estado límite de flujo plástico en el área total.

Cálculo de la resistencia plástica disponible en tensión:

$$T_n = A_g F_y$$

• Para DFCR

Flujo plástico en la sección total.

$$\phi_t = 0.90 \quad T_u \leq \phi_t T_n$$

$$A_g \geq \frac{T_u}{\phi_t F_y}$$

$$A_g \geq \frac{12,800}{(0.90)(2530)} = 5.62 \text{ cm}^2$$

Elegiremos un redondo sólido OS de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA.

El redondo sólido OS=1 1/8" tiene un área $A_g = 6.413 \text{ cm}^2$

$$\phi_t T_n = \phi_t A_g F_y = (0.90)(6.413)(2530) = 14,602.40 \text{ kg}$$

• Para DEP

Flujo plástico en la sección total

$$\Omega_t = 1.67 \quad T_a \leq \frac{T_n}{\Omega_t}$$

$$A_g \geq \frac{\Omega_t T_a}{F_y}$$

$$A_g \geq \frac{(1.67)(10,000)}{2530} = 6.60 \text{ cm}^2$$

Elegiremos un redondo sólido OS de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA. El redondo sólido OS=1 1/4" tiene un área $A_g=7.917\text{cm}^2$

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{A_g F_y}{\Omega_t} = \frac{(7.917)(2530)}{1.67} = 11,994.02 \text{ kg}$$

Conclusión: Al igual que en el ejemplo 1 vemos que el método DEP es más conservador que el DFCR y que dependerá del diseñador elegir cuál es el más adecuado.

REVISIÓN DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

De acuerdo con las especificaciones AISC-2005, la relación de esbeltez de miembros en tensión, varillas y cables, no tiene límite. Este requisito es recomendable pero no obligatorio.

Ejemplo 4. Determinar la resistencia de diseño y la capacidad permisible de la placa central de acero NOM B 254 (ASTM A36), de 20 cm x 2.5 cm que se muestra en la figura. Los esfuerzos de fluencia y de ruptura en tensión del acero son 2 530 y 4 080 kg/cm², respectivamente. Los tornillos tienen un diámetro de 2.22 cm (7/8"), y los agujeros son punzonados.

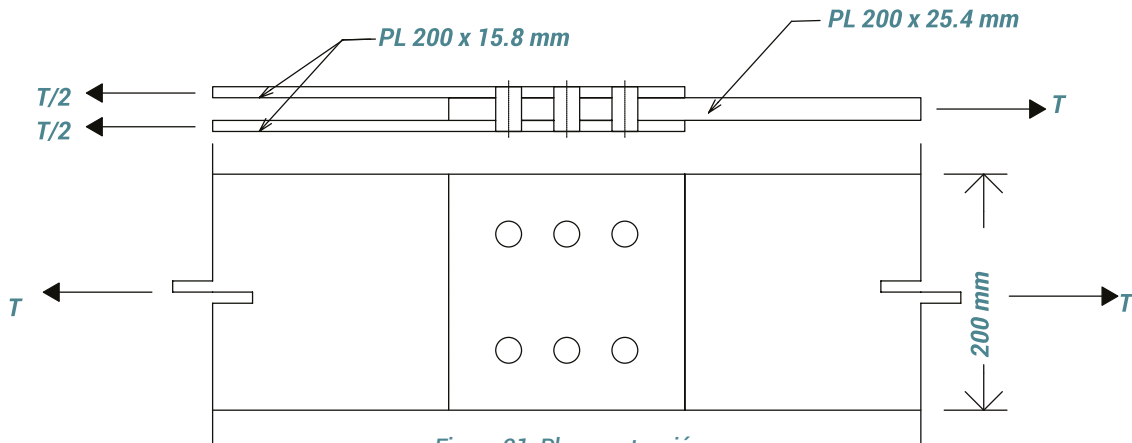


Figura 21. Placa en tensión.

SOLUCIÓN:

a) Estado límite de fluencia:

$$T_n = A_g F_y$$

$$A_g = (20)(2.54) = 50.8 \text{ cm}^2$$

$$T_n = (50.8)(2530) = 128,524.00 \text{ kg}$$

$$T_n = 128.52 \text{ ton}$$

- Para DFCR $\phi_t T_n = (0.90)(126.50) = 113.85 \text{ ton}$

- Para DEP $\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{126.50}{1.67} = 75.75 \text{ ton}$

b) Estado límite de ruptura:

Se considerará una sola trayectoria de falla, que consiste en una línea normal a los agujeros, en la dirección en que está aplicada la carga de tensión axial.

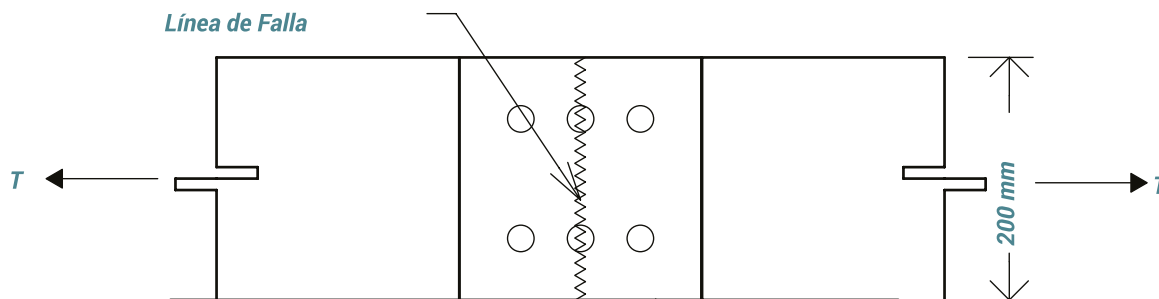


Figura 22. Placa en tensión.

$$T_n = A_e F_u$$

$$A_n = b_n \cdot t$$

$$b_n = 20 - (2) \left[\frac{7''}{8} + \frac{1''}{8} \right] = 14.92 \text{ cm}$$

$$A = (14.92)(2.5) = 37.3 \text{ cm}^2$$

El área neta efectiva A_e es igual a A_n en este caso, ya que los tornillos transmiten la fuerza de tensión a cada uno de los elementos que constituyen la sección transversal de la junta, proporcionalmente a sus áreas respectivas.

$$A_e = A_n = 37.3 \text{ cm}^2$$

$$T_n = (37.3)(4080) = 152,184.00 \text{ kg}$$

$$T_n = 152.184 \text{ ton}$$

- Para DFCR $\phi_t T_n = (0.75)(152.184) = 114.14 \text{ ton}$

- Para DEP $\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{152.184}{2.00} = 76.092 \text{ ton}$

En problemas de diseño se suelen calcular las dos resistencias de diseño con cada método DFCR y DEP, y se toma la menor como resistencia de diseño. En este caso, la resistencia de diseño (DFCR), y la capacidad disponible (DEP), está regida por el estado límite de fluencia en el área total.

$$\phi_t T_n = (0.90)(126.50) = 113.85 \text{ ton (DFCR)}$$

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{126.50}{1.67} = 75.75 \text{ ton (DEP)}$$

Ejemplo 5. La estructura de la figura es un sistema hiperestático de primer grado y está formada por tres barras verticales del mismo tipo de acero NOM-B-254 (ASTM A36), con $F_y = 2\,530 \text{ kg/cm}^2$, unidas por una barra horizontal rígida. Suponga que las tres barras tienen la misma sección transversal, de área $A = 5.0 \text{ cm}^2$, y que la capacidad de deformación del acero es ilimitada. Estudiar el comportamiento de la estructura en el intervalo elástico e inelástico, comparar los esfuerzos actuantes con los permisibles de las Especificaciones AISC- ASD. Tomar $L_1 = 1.5 \text{ m}$ y $L_2 = 1.2 \text{ m}$.

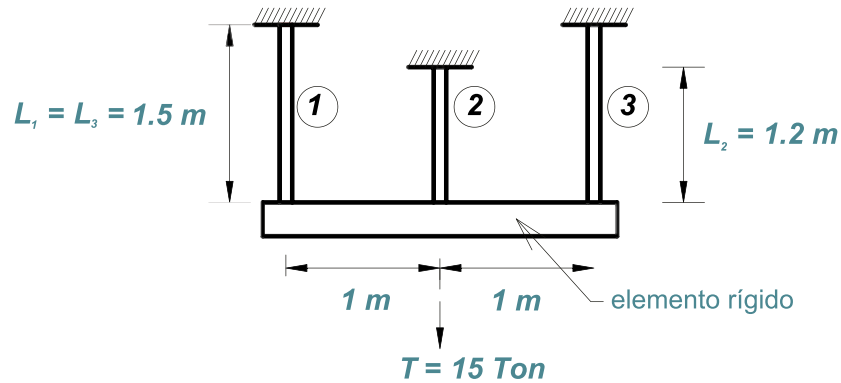


Figura 23. Estructura hiperestática formada por tres barras.

SOLUCIÓN:

Los métodos de diseño elástico y plástico pueden llevar a resultados muy diferentes cuando se aplican a estructuras hiperestáticas, debido a la redistribución de fuerzas que se presenta en el intervalo plástico, antes de la falla.

1. ESTÁTICA

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 \qquad T_1 a - T_3 a &= 0 \qquad (1) \\ T_1 &= T_3 \end{aligned}$$

Las fuerzas en las dos barras laterales son iguales por simetría, y las dos se alargan lo mismo.

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 \qquad T_1 + T_2 + T_3 &= T \qquad (2) \\ 2T_1 + T_2 &= 15 \end{aligned}$$

2. RESISTENCIA DE MATERIALES

Como la estructura es hiperestática de primer grado, para determinar las fuerzas en las tres barras verticales se requiere una ecuación de compatibilidad de deformaciones, además de las únicas dos ecuaciones de equilibrio de la estática que se aplicaron anteriormente.

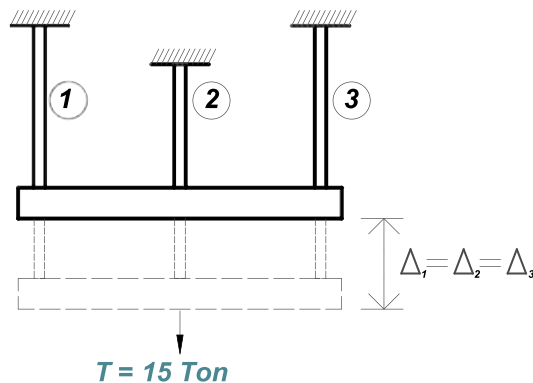


Figura 24. Fuerzas y alargamientos en las barras.

$$\Delta_1 = \Delta_3 = \frac{T_1 L_1}{AE} = \frac{T_3 L_3}{AE}$$

$$\Delta_2 = \frac{T_2 L_2}{A E}$$

Como los desplazamientos en las 3 barras se suponen son iguales $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta_3$

$$\frac{T_1 L_1}{AE} = \frac{T_2 L_2}{A E}$$

Además:

$$L_1 = 1.5 \text{ m} \quad L_2 = 1.2 \text{ m}$$

$$\frac{L_2}{L_1} = \frac{1.2}{1.5} = 0.8$$

Por lo tanto:

$$T_1 = \frac{T_2 L_2}{L_1} = 0.80 T_2 \quad (3)$$

Se sustituye T_1 en la ecuación 2:

$$2T_1 + T_2 = 15$$

$$2(0.8T_2) + T_2 = 15$$

$$1.6T_2 + T_2 = 15$$

$$2.6T_2 = 15$$

$$T_2 = 5.77 \text{ ton}$$

Se sustituye el valor de T_2 en ecuación 3:

$$T_1 = T_3 = 0.80 T_2$$

$$T_1 = 0.80 (5.77)$$

$$T_1 = 4.62 \text{ ton}$$

Esfuerzos actuantes

$$f_i \leq F_t$$

Para DFCD

$$F_t = \varphi_t F_y$$

$$F_t = (0.90)(2530) = 2277.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t1} = \frac{T_1}{A} = \frac{(4620)(1.4)}{5.0} = 1293.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t1} < F_t$$

$$f_{t2} = \frac{T_2}{A} = \frac{(5770)(1.4)}{5.0} = 1615.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t2} < F_t$$

Para DEP

$$F_t = \frac{F_y}{\Omega_t}$$

$$F_t = \frac{2530}{1.67} = 1514.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t1} = \frac{T_1}{A} = \frac{4620}{5.0} = 924.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t1} < F_t$$

$$f_{t2} = \frac{T_2}{A} = \frac{5770}{5.0} = 1154.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{t2} < F_t$$

3. DISEÑO ELÁSTICO

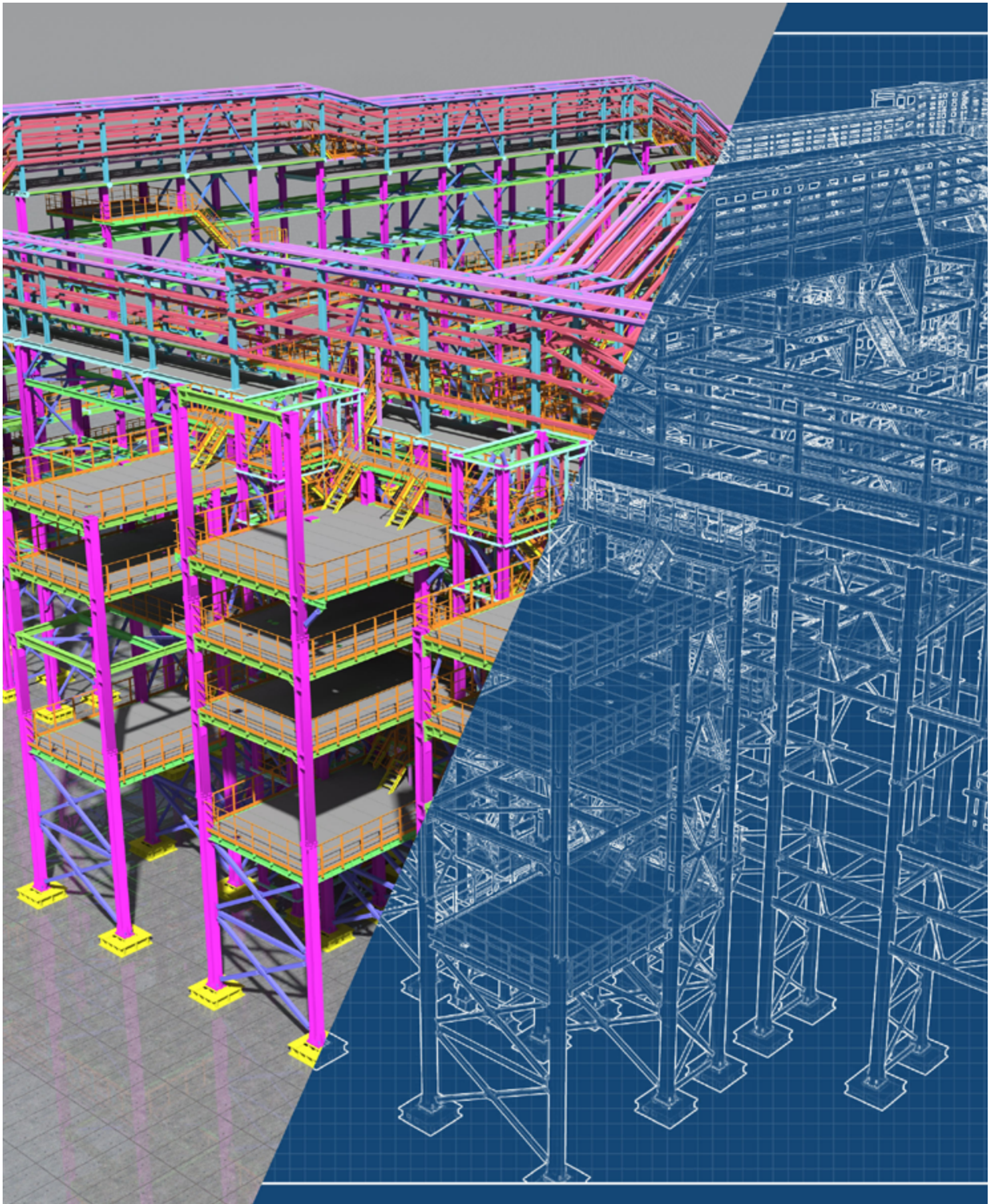
El comportamiento elástico termina cuando aparece el esfuerzo de fluencia F_y en alguna de las barras, lo que en este caso ocurriría primero en la barra central, pues en ella la fuerza es mayor ($T_2 = 5.77 \text{ ton} > T_1 = 4.62 \text{ ton}$).

Cuando la barra central se plastifica; ya no soporta carga adicional y se deforma plásticamente, mientras que las barras laterales se mantienen en el intervalo elástico. La fuerza que ocasiona el flujo plástico de la barra central es:

$$T_2 = A F_y$$

$$T_2 = (5.0)(2530) = 12,650.00 \text{ kg}$$

$$T_2 = 12.65 \text{ ton}$$



4. DISEÑO PLÁSTICO

La aparición del esfuerzo de fluencia en la barra central no implica la falla de la estructura, pues las barras laterales se mantienen todavía en el intervalo elástico; se presenta así un flujo plástico restringido por las partes de la estructura que se comportan elásticamente.

Capacidad de carga

La resistencia máxima de la estructura corresponde a la plastificación de las tres barras verticales que la forman, bajo el sistema de fuerzas que se muestra en la figura.

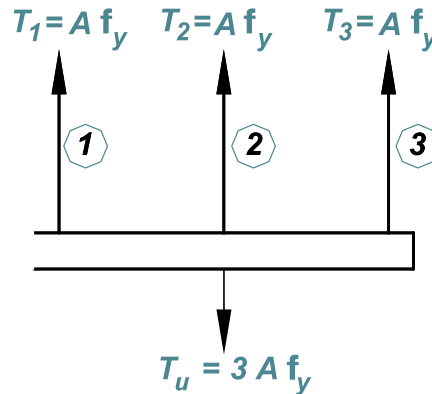


Figura 25. Fuerza en las barras en la estructura plastificada.

Dado que las tres barras tienen la misma sección transversal sabemos que la carga que las plastifica es la misma, $T_{123} = 12.65$ ton, la barra 2 adquiere la plastificación antes que las barras 1 y 3, sin embargo, una vez que se encuentra en esta fase, la barra 2 ya no resistirá una carga mayor y esto permitirá que las barras 1 y 3 alcancen su plastificación. En la figura 27, se esquematiza que las fuerzas de tensión son las mismas y por equilibrio tendremos la carga de tensión total, como todas las barras tienen las mismas propiedades, la carga T_{max} es:

$$T_{max} = 3 A F_y$$

$$T_{max} = (3)(5.0)(2530) = 37,950.00$$

$$T_{max} = 37.95 \text{ ton}$$

Cuando la barra 2 se plastifica con una carga de $T_2 = 12.65$ ton, las barras 1 y 3 aún se encuentran en su fase elástica con una fuerza de tensión de $T_1 = T_3 = 0.80 T_2 = 10.12$ ton, por consiguiente la carga en estas condiciones será de $T = 32.89$ ton.

Ejemplo 7. Determinar la capacidad de carga nominal por tensión T_n , de la siguiente conexión, el acero de la placa es ASTM A572-50 y el del perfil CE es ASTM A529-50. Los tornillos serán A325 con las roscas dentro del plano de corte.

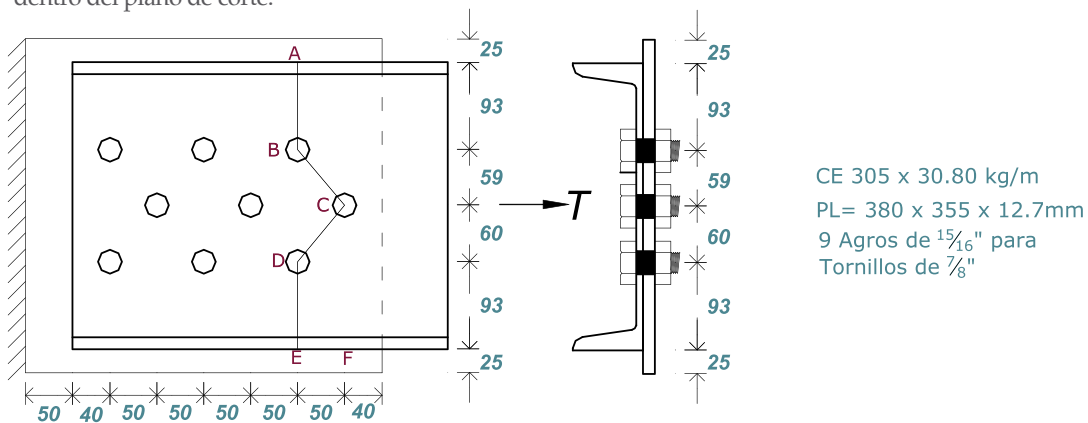


Figura 26.

Datos:

$$f_y = 3515.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{A529-50}) \rightarrow \text{Perfil CE}$$

$$f_u = 4920.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{A529-50}) \rightarrow \text{Perfil CE}$$

$$f_y = 3515.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{A572-50}) \rightarrow \text{Placa}$$

$$f_u = 4570.00 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{A572-50}) \rightarrow \text{Placa}$$

1.- OBTENCIÓN DE LAS PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL PERFIL CE EN LAS TABLAS DE DIMENSIONES Y PROPIEDADES DE GERDAU CORSA

$$d = 30.5 \text{ cm}$$

$$t_w = 0.716 \text{ cm}$$

$$b_f = 7.473 \text{ cm}$$

$$A_g = 39.29 \text{ cm}^2$$

2.- ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA

- Para el Perfil CE

$$T_n = (39.29 \text{ cm}^2)(3515 \text{ kg/cm}^2) = 138,104.35 \text{ kg}$$

$$T_n = 138.10 \text{ Ton}$$

- Para la Placa

$$A_{PL} = (35.5 \text{ cm})(1.27 \text{ cm}) = 45.085 \text{ cm}^2$$

$$T_n = (45.085 \text{ cm}^2)(3515 \text{ kg/cm}^2) = 158,473.775 \text{ kg}$$

$$T_n = 158.47 \text{ Ton}$$

En la revisión del estado límite de fluencia rige la tensión nominal del perfil $T_n = 138.10 \text{ Ton}$.

3.- ESTADO LÍMITE DE RUPTURA

Cálculo del ancho neto para el perfil CE

$$b_n(ABCF) = 30.5 - (2)(2.54) + \frac{5^2}{4(5.9)} = 26.48 \text{ cm}$$

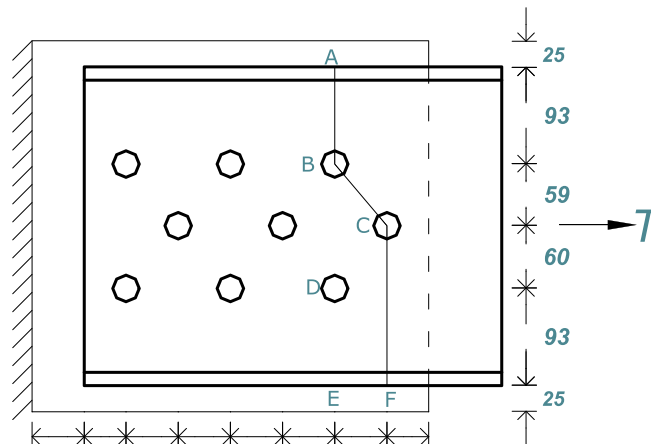


Figura 27.

$$b_n(ABCDE) = 30.5 - (3)(2.54) + \frac{5^2}{4(5.9)} + \frac{5^2}{4(6)} = 24.98cm$$

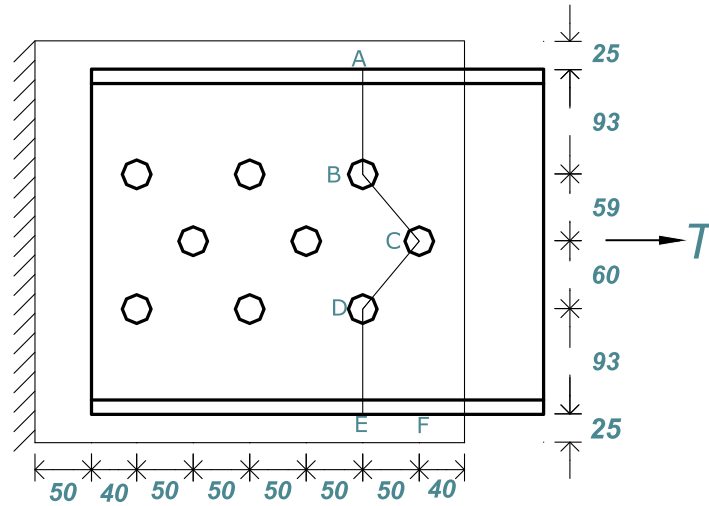


Figura 28.

$$b_n(ABDE) = 30.5 - (2)(2.54) = 25.42cm$$

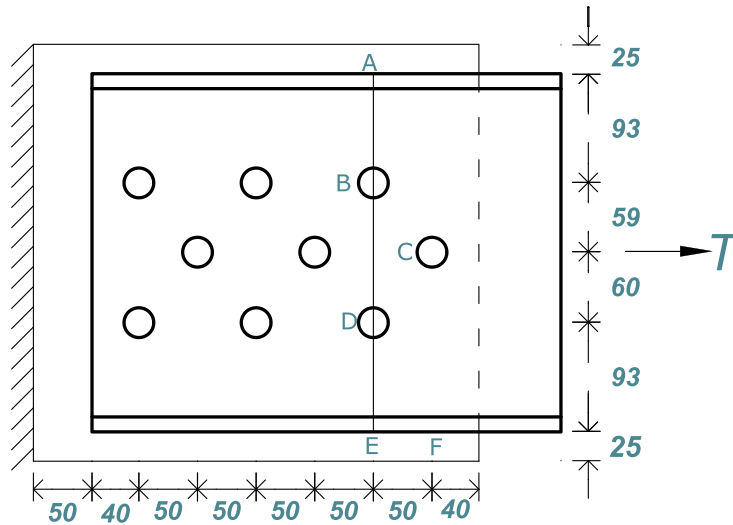


Figura 29.

Se toma el menor de los valores calculados para b_n , en este caso la línea de influencia menor es en la línea de falla (ABCDE), por lo tanto, $b_n = 24.98$ cm.

$$A_n = A_T - dt_w + b_n t_w$$

$$A_n = 39.29 - (30.5)(0.716) + (24.98)(0.716)$$

$$A_n = 35.33cm^2$$

$$U = 0.85$$

$$A_e = (35.33)(0.85) = 30.03cm^2$$

$$T_n = (A_e)(F_u) = (30.03)(4920) = 147,747.60kg$$

$$T_n = 147.75 \text{ Ton}$$

• Cálculo del ancho neto para la placa

El ancho neto de la placa lo podemos obtener de manera práctica sumando lo que sobresale del perfil en este caso es 25 mm a cada lado del perfil.

$$\begin{aligned}
 b_n &= 24.98\text{cm} + 5.00\text{cm} = 29.98\text{cm} \\
 A_n &= (29.98\text{cm})(1.27\text{cm}) = 38.0746\text{cm}^2 \\
 U &= 0.85 \\
 A &= (0.85)(38.0746) = 32.36\text{cm}^2 \\
 T_n &= (32.36\text{cm}^2)(4570.00\text{kg/cm}^2) = 147,900.78\text{kg} \\
 T_n &= 147.90 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

En la revisión del estado límite de ruptura la tensión nominal que rige es la del perfil CE $T_n = 147.75 \text{ Ton}$

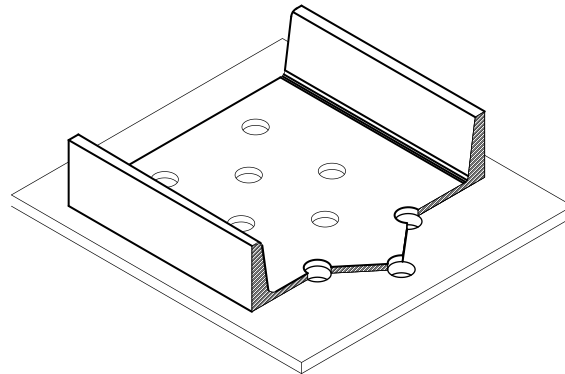


Figura 30.

4.- ESTADO LÍMITE POR APLASTAMIENTO Y DESGARRE

$$\begin{aligned}
 T_n &= 1.2L_c t f_u \leq 2.4d_b t F_u \\
 L_c &= 40\text{mm} - \frac{d_{BARR}}{2} = 40\text{mm} - 1.27\text{mm} = 27.3\text{mm} \\
 T_n &= (1.2)(2.73)(0.716)(4920) \leq (2.4)(2.22)(0.716)(4920) \\
 T_n &= 11,540.43 \leq 18,769.05
 \end{aligned}$$

La tensión nominal para un solo tornillo es de $T_n = 11,540.43 \text{ kg}$

La tensión nominal para los 9 tornillos es de $T_n = 103.86 \text{ kg}$

No es necesario revisar el aplastamiento de la placa ya que tiene mayor espesor y el mismo diámetro de barreno.

5.- ESTADO LÍMITE POR BLOQUE DE CORTANTE

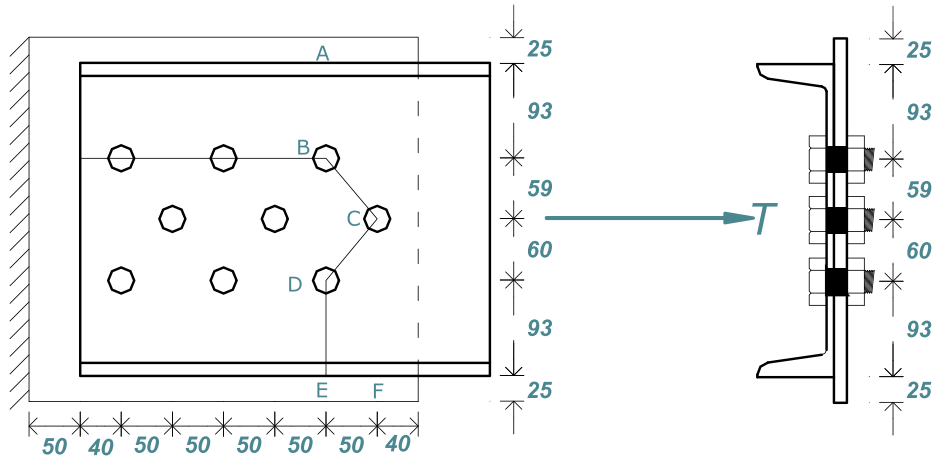


Figura 31.

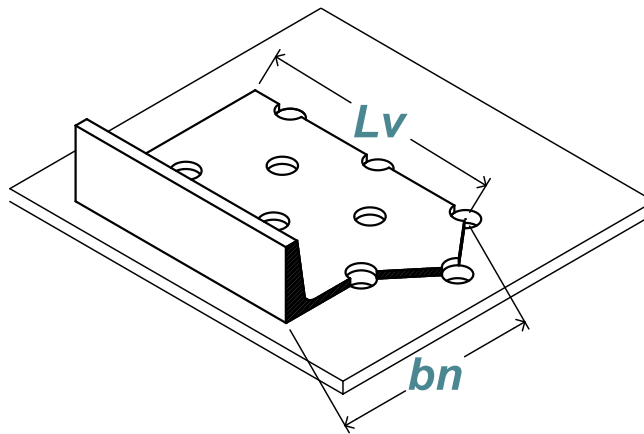


Figura 32.

$$T_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

$$A_{gv} = (24\text{cm})(0.716\text{cm})$$

$$A_{gv} = 17.184\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 2.5(d_{BARR})(t_w)$$

$$A_{nv} = 17.184\text{cm}^2 - 2.5(2.54)(0.716)$$

$$A_{nv} = 17.184 - 4.55$$

$$A_{nv} = 12.64\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = b_{nt} t_w + A_f$$

$$b_{nt}(EBFG) = 21.2 - 2.5(2.54) + \frac{5^2}{4(5.9)} + \frac{5^2}{4(6.0)} = 16.95\text{cm}$$

$$b_{nt}(EBC) = 21.2 - 1.5(2.54) + \frac{5^2}{4(5.9)} = 18.45\text{cm}$$

$$b_{nt}(EFG) = 21.2 - 1.5(2.54) = 17.39\text{cm}$$

El ancho efectivo en tensión es el que se encuentra en la línea de falla (EBFG), por lo tanto $b_u=16.95$ cm

$$A_f = \frac{A_g - d \cdot t_w}{2}$$

$$A_f = \frac{39.29\text{cm}^2 - (30.5\text{cm})(0.716)}{2} = 8.726\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = (16.95\text{cm})(0.716\text{cm}) + 8.726\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = 20.86\text{cm}^2$$

$$T_n = 0.6(4920)(12.64) + (1.0)(4920)(20.86) \leq 0.6(3515)(17.184) + (1.0)(4920)(20.86)$$

$$T_n = 37,313.28 + 102,631.2 \leq 36241.06 + 102,631.2$$

$$T_n = 139,944.48 \leq 138,872.26$$

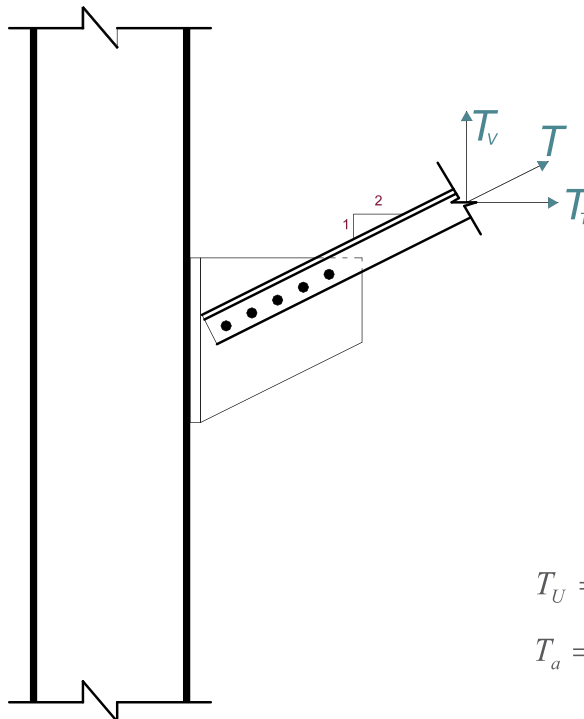
$$T_n = 139.94 \text{ Ton}$$

6.- CAPACIDAD NOMINAL DE LOS TORNILLOS POR APLASTAMIENTO

$$T_n = \#(TOR) \cdot V_n$$

$$T_n = (9)(13074) = 117,666.00 \text{ kg}$$

Ejemplo 8. Diseñar el contraviento mostrado en la Figura 33 capaz de soportar una fuerza de $T = 85$ ton, además, diseñar la conexión tipo aplastamiento con tensión y cortante actuando simplemente, utilice tornillos A325 ó A490 suponiendo que las roscas están dentro del plano de corte. El contraviento será de ángulo LI estándar doble espalda con espalda de acero A529 – 50.



$$T_u = (1.4)(85) = 119 \text{ Ton}$$

$$T_a = 85 \text{ Ton}$$

Figura 33.

1.- ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA

Para DFCR

$$A_g = \frac{T_U}{\phi_t F_y} = \frac{119000}{(0.9)(3515)} = 37.62 \text{ cm}^2$$

Para DEP

$$A_g = \frac{\Omega_t T_a}{F_y} = \frac{(85000)(1.67)}{3515} = 40.38 \text{ cm}^2$$

Dividimos el área entre 2 para poder seleccionar un ángulo LI de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA.

Para DFCR

$$A_{g1} = 18.81 \text{ cm}^2.$$

Para DEP

$$A_{g1} = 20.19 \text{ cm}^2$$

2 LI ESTÁNDAR DE 3 ½ X ½

$$A_{g1} = 20.97 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 41.94 \text{ cm}^2$$

Para DFCR

$$\phi_t T_n = (0.9)(41.94)(3515) = 132,677.19 \text{ kg}$$

$$\phi_t T_n = 132.68 \text{ Ton} > T_U$$

Para DEP

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{(41.94)(3515)}{1.67} = 88,275.00 \text{ kg}$$

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = 88.26 \text{ Ton} > T_a$$

2.- CÁLCULO DE LOS TORNILLOS POR APLASTAMIENTO

Para DFCR

$$N_b = \frac{\phi_t T_n}{V_n(N_V)}$$

Para DEP

$$N_b = \frac{T_n / \Omega_t}{V_n(N_V)}$$

Supongamos Tornillos A325 de 7/8" incluyendo las roscas en el plano de corte

$$V_n = 13074 \text{ kg}$$

$$N_v = 2 \text{ Planos de corte}$$

Para DFCR

$$N_b = \frac{132680}{(13074)(2)} = 5.074 \approx 5 \text{ Tornillos}$$

Para DEP

$$N_b = \frac{88260}{(13074)(2)} = 3.37 \approx 4 \text{ Tornillos}$$

3.- ESTADO LÍMITE DE RUPTURA

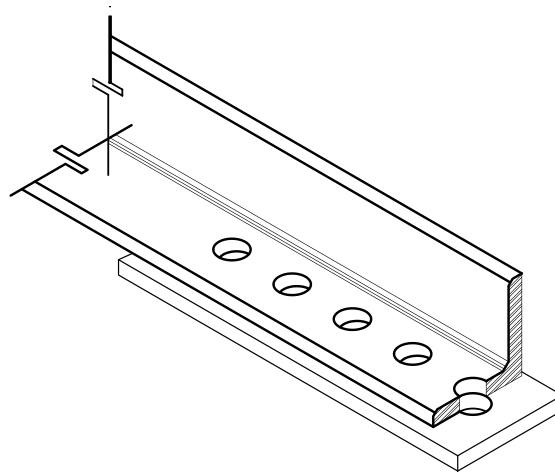


Figura 34.

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.69}{28} = 0.9 \leq 0.9$$

$$A_{n1} = A_{g1} - (d_{BARR})(t); \text{ para un solo ángulo.}$$

$$A_{n1} = 20.97 - (2.54)(1.27) = 17.74 \text{ cm}^2$$

Para los dos ángulos

$$A_n = (2)(17.74) = 35.48 \text{ cm}^2$$

$$A_e = UA_n = (0.9)(35.48) = 31.932 \text{ cm}^2$$

Para DFCR

$$\phi_t T_n = \phi_t A_e F_u$$

$$\phi_t T_n = (0.75)(31.932)(4920) = 117,829.08 \text{ kg}$$

$$E\% = \frac{119}{117.83}(100) = 100.99\%$$

Para DEP

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{A_e f_u}{\Omega_t}$$

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{(31.932)(4920)}{2.00} = 78553 \text{ kg}$$

$$E\% = \frac{85}{78.553}(100) = 108.20\%$$

4.- ESTADO LÍMITE POR APLASTAMIENTO Y DESGARRE

Para DFCR

$$\phi_t T_n = (0.75)(20469.76) = 15352.32 \text{ Kg. para un solo ángulo y un solo barreno.}$$

Para los 2 ángulos y los 5 Barrenos

$$\phi_t T_n = (2)(5)(15352.32) = 153,523.2 \text{ kg} > T_U$$

Para DEP

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{(20469.76)}{2.00} = 10234.88 \text{ Kg. para un solo ángulo y un solo barreno.}$$

Para los 2 ángulos y los 5 barrenos

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = (2)(5)(10234.88) = 102348.80 \text{ kg} > T_a$$

5.- ESTADO LÍMITE POR BLOQUE DE CORTANTE

$$T_n = 0.6 f_u A_{nv} + U_{bs} f_u A_{nt} \leq 0.6 f_y A_{gv} + U_{bs} f_u A_{nt}$$

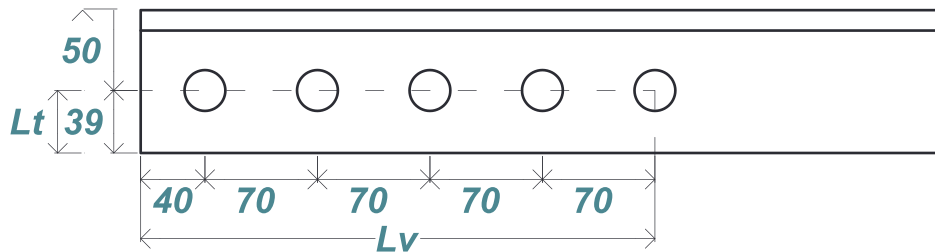
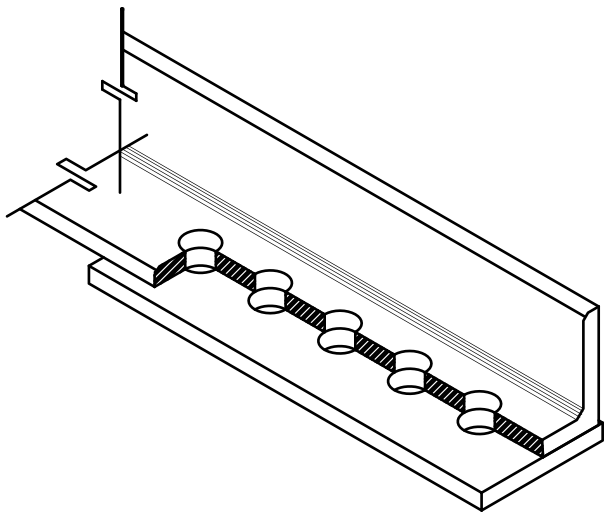


Figura 35.



$$A_{gt} = (3.9)(1.27) = 4.953 \text{ cm}^2$$

$$A_{nt} = A_{gt} - 0.5(2.54)(1.27) = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{gv} = (32)(1.27) = 40.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{nv} = A_{gv} - 4.5(2.54)(1.27) = 26.12 \text{ cm}^2$$

Figura 36.

$$T_n = 0.6(4920)(26.12) + (1.00)(4920)(3.34) \leq 0.6(3515)(40.64) + (1.00)(4920)(3.34)$$

$$T_n = 93539.04 \leq 102142.56 \text{ kg para un sólo ángulo.}$$

$$T_n = 187.08 \text{ Ton, para los 2 ángulos}$$

Para DFCR

$$\phi_t T_n = (0.75)(187.08) = 140.31 \text{ Ton, } \gggg T_U$$

Para DEP

$$\frac{T_n}{\Omega_t} = \frac{(187.08)}{2.00} = 93.54 \text{ Ton, } \gggg T_a$$

Los ángulos cumplen con los estados límites arriba mencionados, el menor de los estados límites es el de ruptura, el diseño de la placa de conexión se realizará mediante este estado límite.

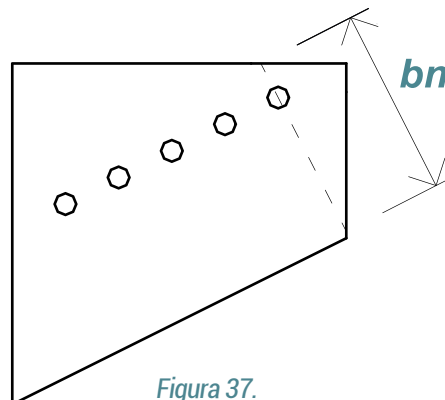
6.- DISEÑO DE PLACA DE CONEXIÓN POR ÁREA NETA EFECTIVA**Acero A-572-50**

Figura 37.

Para DFCR

$$A_e = \frac{T_U}{\phi_t f_u}$$

$$A_e = \frac{119000}{(0.75)(4570)} = 34.72 \text{ cm}^2$$

⇒ se propone placa de $\frac{3}{4}$ " (19.05 mm)

$$b_n = \frac{A_e}{U \cdot t} = \frac{34.72}{(0.9)(1.905)} = 20.25 \text{ cm}$$

$$b = b_n + d_{BARR} = 20.25 + 2.54 = 22.79 \text{ cm.}$$

Para DEP

$$A_e = \frac{\Omega_t T_a}{f_u}$$

$$A_e = \frac{(2.00)(85000)}{(4570)} = 37.20 \text{ cm}^2$$

⇒ se propone placa de $\frac{3}{4}$ " (19.05 mm)

$$b_n = \frac{A_e}{U \cdot t} = \frac{37.20}{(0.9)(1.905)} = 21.7 \text{ cm}$$

$$b = b_n + d_{BARR} = 21.7 + 2.54 = 24.24 \text{ cm.}$$

$$m = 2$$

$$c = \sqrt{a^2 + b^2} = \sqrt{1^2 + 2^2} = 2.24$$

$$\cos \alpha = \frac{2}{2.24} = 0.893$$

$$\text{sen} \alpha = \frac{1}{2.24} = 0.446$$

$$h_{p1} = (22.79)(0.893) = 20.35 \approx 20.5 \text{ cm (DFCR)}$$

$$h_{p1} = (24.24)(0.893) = 21.65 \approx 22.0 \text{ cm (DEP)}$$

El gramil y el paso son:

$$s = (70)(0.893) = 62.5 \text{ mm}$$

$$g = (70)(0.446) = 31.25 \text{ mm}$$

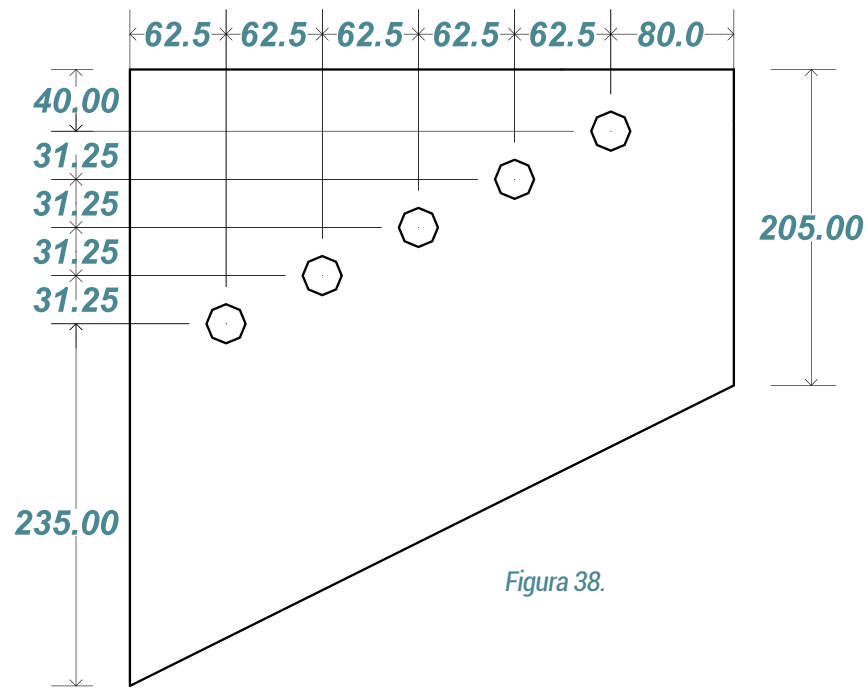


Figura 38.

7.- DISEÑO POR TENSION Y CORTANTE ACTUANDO SIMULTANEAMENTE

<i>Para DFCR</i>	$T_v = (119)(0.446) = 53.074 \text{ Ton.}$	<i>Para DEP</i>	$T_v = (85)(0.446) = 37.91 \text{ Ton.}$
	$T_T = (119)(0.893) = 106.27 \text{ Ton.}$		$T_T = (85)(0.893) = 75.91 \text{ Ton.}$

8.- CÁLCULO DE TORNILLOS

Para Tornillos A490 con las roscas incluidas en el plano de corte de 7/8" de diámetro.

Para DFCR

$$N_b = \frac{T_v}{\phi V_n(N_v)} = \frac{53074}{(0.75)(16371)(1)} = 4.32, \text{ 6 Tornillos, de manera aproximada}$$

$$N_b = \frac{T_T}{\phi T_n} = \frac{106270}{(0.75)(30842)} = 4.59 \approx 6 \text{ Tornillos}$$

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = \frac{53074}{(6)(3.87)} = 2285.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_T}{N_b A_b} = \frac{106270}{(6)(3.87)} = 4576.65 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_t = 10335 - 2.5 f_v \leq 7950$$

$$F'_t = 10335 - 2.5(2285.70) \leq 7950.00$$

$$F'_t = 4620.75 \leq 7950.00$$

$$\phi T_n = \phi F_t A_b N_b = (0.75)(4620.75)(3.87)(6) = 80470.36 \text{ kg}$$

este valor es mucho menor que T_T , por lo tanto, no pasa! .

Se proponen 8 tornillos de 7/8"

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = \frac{53074}{(8)(3.87)} = 1714.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_T}{N_b A_b} = \frac{106270}{(8)(3.87)} = 3432.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_t = 10335 - 2.5(1714.28) \leq 7950.00$$

$$F'_t = 6049.3 \leq 7950.00$$

$$\phi T_n = \phi F_t A_b N_b = (0.75)(6049.30)(3.87)(8) = 140464.75 \text{ kg, los tornillos son adecuados.}$$

Para DEP

$$N_b = \frac{\Omega_i T_v}{V_n(N_v)} = \frac{(2.00)(37910)}{(16371)(1)} = 4.63, 6 \text{ Tornillos, de manera aproximada.}$$

$$N_b = \frac{\Omega_i T_T}{T_n} = \frac{(2.00)(75910)}{(30842)} = 4.922 \approx 6 \text{ Tornillos}$$

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = \frac{37910}{(6)(3.87)} = 1632.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_T}{N_b A_b} = \frac{75910}{(6)(3.87)} = 3269.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_t = 10335 - 2.5 f_v \leq 7950$$

$$F'_t = 10335 - 2.5(1632.64) \leq 7950.00$$

$$F'_t = 6253.40 \leq 7950.00$$

$$T_n = \frac{F_t A_b N_b}{\Omega_i} = \frac{(6253.40)(3.87)(6)}{2.00} = 72601.97 \text{ kg}$$

este valor es menor que T_T , por lo tanto no pasa en 5%

Se proponen 8 tornillos de 7/8"

$$f_v = \frac{T_v}{N_b A_b} = \frac{37910}{(8)(3.87)} = 1224.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_t = \frac{T_T}{N_b A_b} = \frac{75910}{(8)(3.87)} = 2451.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_t = 10335 - 2.5(1224.48) \leq 7950.00$$

$$F'_t = 7273.80 \leq 7950.00$$

$$\frac{T_n}{\Omega_i} = \frac{F_t A_b N_b}{\Omega_i} = \frac{(7273.80)(3.87)(8)}{2.00} = 112598.42 \text{ kg, los tornillos son adecuados.}$$

9.- REVISAR EL ESPESOR REQUERIDO DE LA PLACA QUE ESTÁ SUJETA A LA ACCIÓN SEPARADORA

Para esta revisión determinaremos el espesor requerido para la placa que está sujeta a la acción separadora mediante la siguiente expresión:

Para DFCR

$$t = 2 \sqrt{\frac{T_{T1} b}{\phi_t f_y (l - d_{BARR}) (1 + \delta \alpha')}}$$

$$T_{T1} = \text{Tensión en cada Tornillo, } T_{T1} = \frac{106270}{8} = 13283.75 \text{ kg}$$

$b = 50$ mm, distancia del centro del barreno a la pared de la placa de conexión de los ángulos.

$a = 40$ mm, distancia del centro del barreno al borde libre de la conexión.

$l = 100$ mm, longitud de la conexión sujeta a la acción separadora.

$d_{BARR} = 1''(2.54 \text{ cm})$, diámetro del barreno.

$$\delta = \text{Factor de reducción en función del } d_{BARR} \quad l \quad \delta = 1 - \frac{d_{BARR}}{l} = 1 - \frac{25.4}{100} = 0.746$$

$\beta = \text{Factor de reducción en función de la tensión nominal del tornillo } T_n \text{ y la tensión última de cada tornillo}$

$$T_T \cdot \beta = \frac{a}{b} \left[\frac{T_n}{T_T} - 1 \right] = \frac{40}{50} \left[\frac{30842}{13283.75} - 1 \right] = 1.06$$

Si $\beta < 1$

\Rightarrow

$$\alpha' = \frac{1}{\delta} \left[\frac{\beta}{1 - \beta} \right] \leq 1$$

Si $\beta \geq 1$

\Rightarrow

$$\alpha' = 1$$

Para nuestro ejercicio

$$\beta > 1 \text{ y } \alpha' = 1$$

$$t = 2 \sqrt{\frac{(13283.75)(5)}{(0.9)(3515)(10 - 2.54)(1 + (0.746)(1))}} = 2.53 = 2.54 \text{ cm (1'')}$$

Para DEP
$$t = 2 \sqrt{\frac{\Omega_t T_{T1} b}{f_y (l - d_{BARR}) (1 + \delta \alpha')}}}$$

$$T_{T1} = \text{Tensión en cada Tornillo, } T_{T1} = \frac{75910}{8} = 9488.75 \text{ kg}$$

$b = 50$ mm, distancia del centro del barreno a la pared de la placa de conexión de los ángulos.

$a = 40$ mm, distancia del centro del barreno al borde libre de la conexión.

$l = 100$ mm, longitud de la conexión sujeta a la acción separadora.

$d_{BARR} = 1'' (2.54 \text{ cm})$, diámetro del barreno.

$$\delta = \text{Factor de reducción en función del } d_{BARR} \text{ y } l \quad \delta = 1 - \frac{d_{BARR}}{l} = 1 - \frac{25.4}{100} = 0.746$$

$\beta = \text{Factor de reducción en función de la tensión nominal del tornillo } T_n \text{ y la tensión última de cada tornillo}$

$$T_T \cdot \beta = \frac{a}{b} \left[\frac{T_n}{T_T} - 1 \right] = \frac{40}{50} \left[\frac{30842}{9488.75} - 1 \right] = 1.80$$

Si $\beta < 1$

\Rightarrow

$$\alpha' = \frac{1}{\delta} \left[\frac{\beta}{1 - \beta} \right] \leq 1$$

Si $\beta \geq 1$

\Rightarrow

$$\alpha' = 1$$

Para nuestro ejercicio $\beta > 1$ y $\alpha' = 1$

$$t = 2 \sqrt{\frac{(1.67)(9488.75)(5)}{(3515)(10 - 2.54)(1 + (0.746)(1))}} = 2.63 = 2.54 \text{ cm (1'')}}$$

la placa falla por acción separadora en 3%

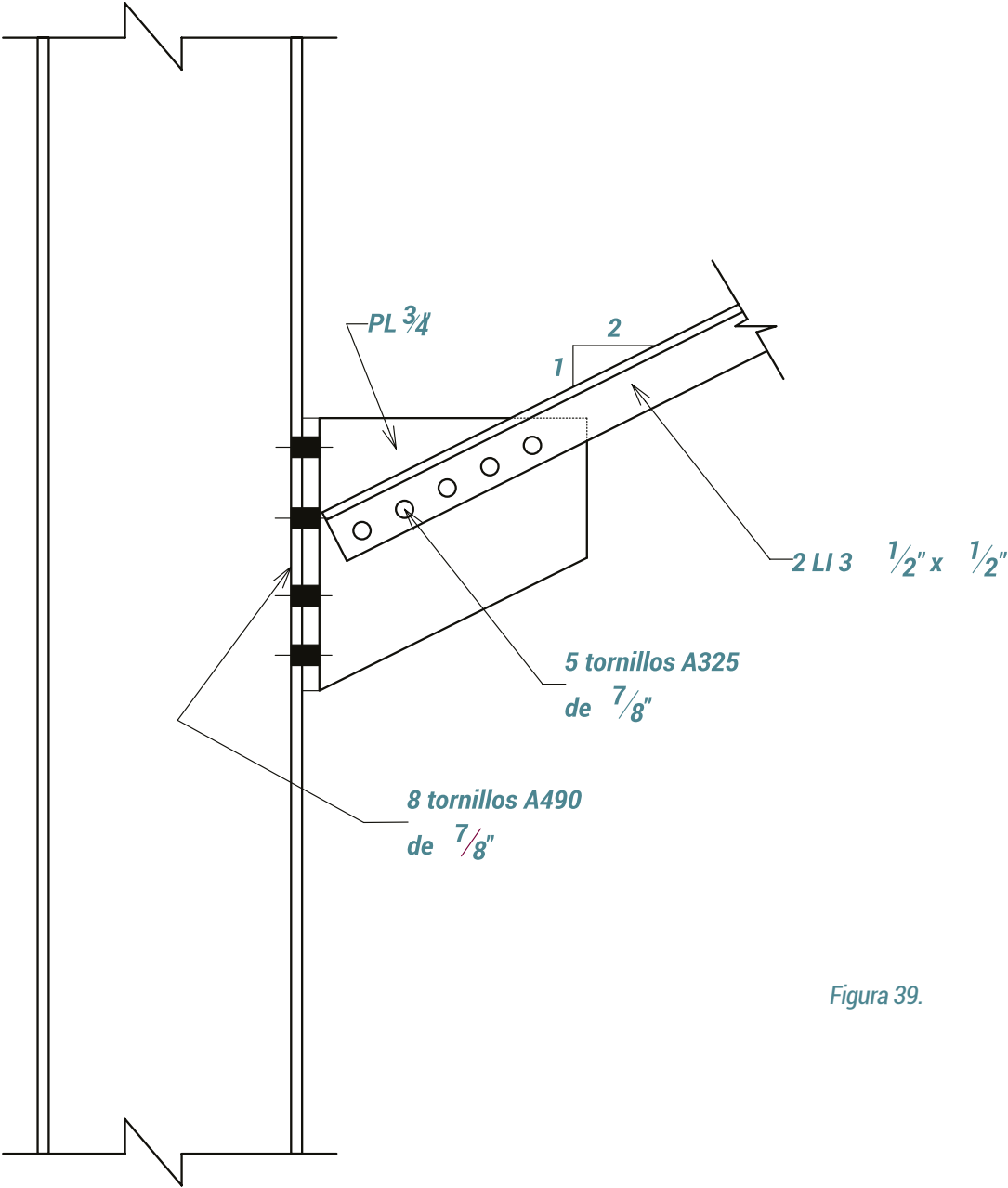
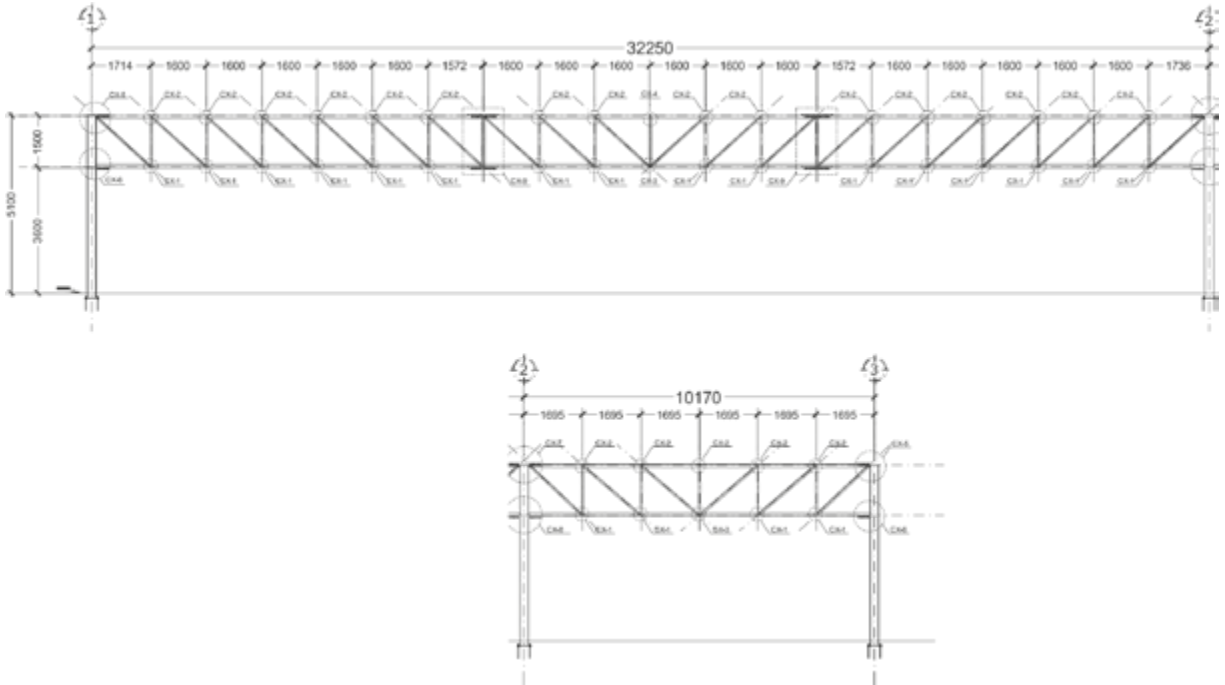


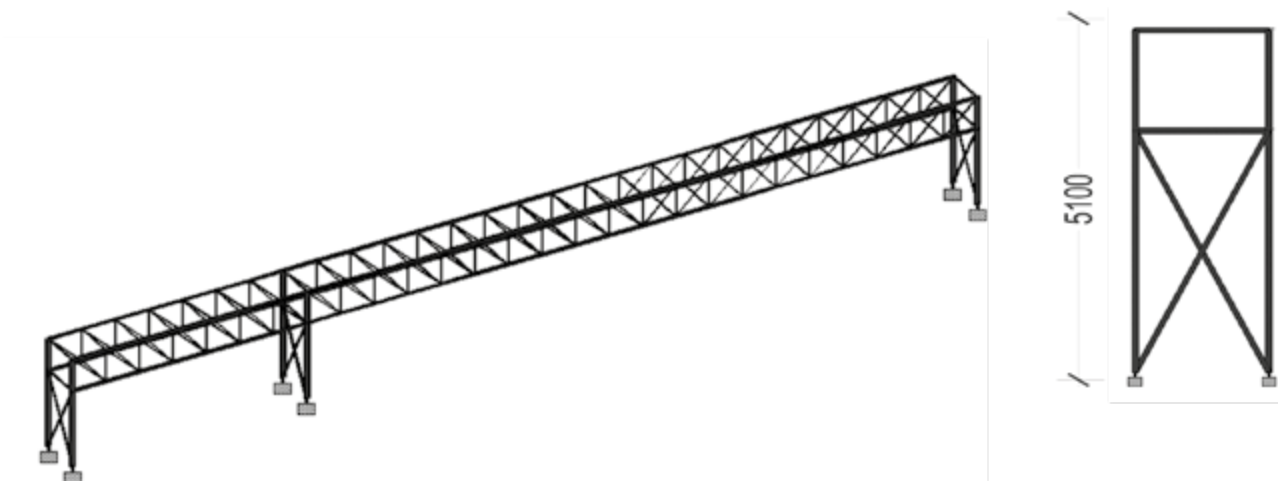
Figura 39.

Ejemplo 9. El rack está estructurado a base de 2 armaduras paralelas, cada armadura consiste en una cuerda superior y una cuerda inferior formada por elementos LI (ángulo de lados iguales) de 4" x 1/4" (102 mm x 6.4 mm), diagonales LI de 2" x 1/8" (50.8 mm x 3.2 mm) y montantes LI de 2" x 3/16" (50.8 mm x 4.8 mm).



Las armaduras están directamente conectadas a las columnas de soporte CM-1 en los ejes 1, 2 y 3 por lo que el claro libre de la armadura es de 32.25 m entre los ejes 1 y 2 y 10.17 m entre los ejes 2 y 3, dichas armaduras están conectadas mediante elementos a base de placas y tornillos de alta resistencia.

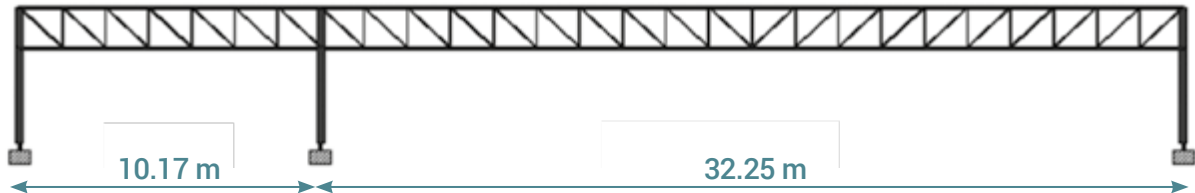
Las columnas son unidas en su sentido transversal mediante OR de 3" x 1/8" (76 mm x 3.2 mm), denominados contravientos.



1. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural se desarrolló mediante el programa Staad Pro V8i, este es un programa de computadora utilizado para desarrollar el análisis de la estructura y poder determinar los esfuerzos de cada uno de los elementos que se procederán a diseñar.

SECCIÓN TRANSVERSAL



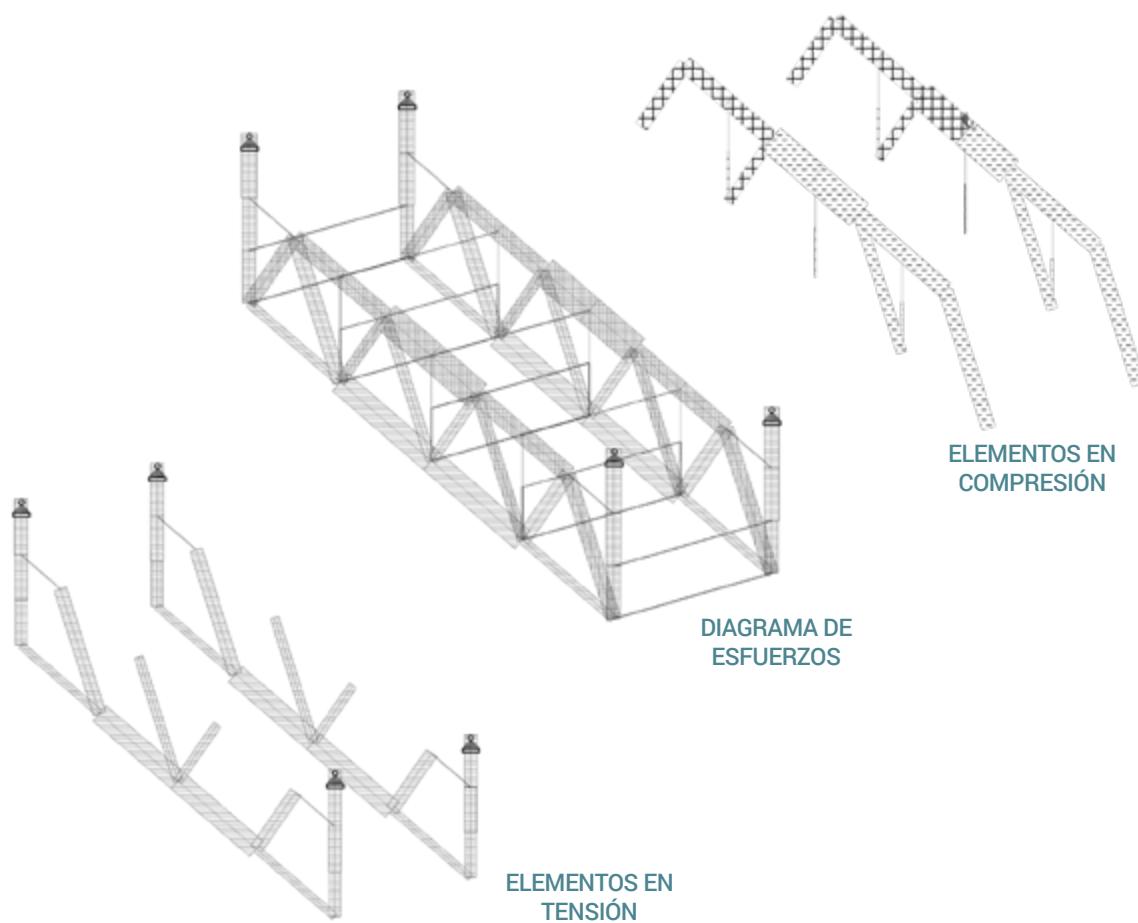
SECCIÓN LONGITUDINAL

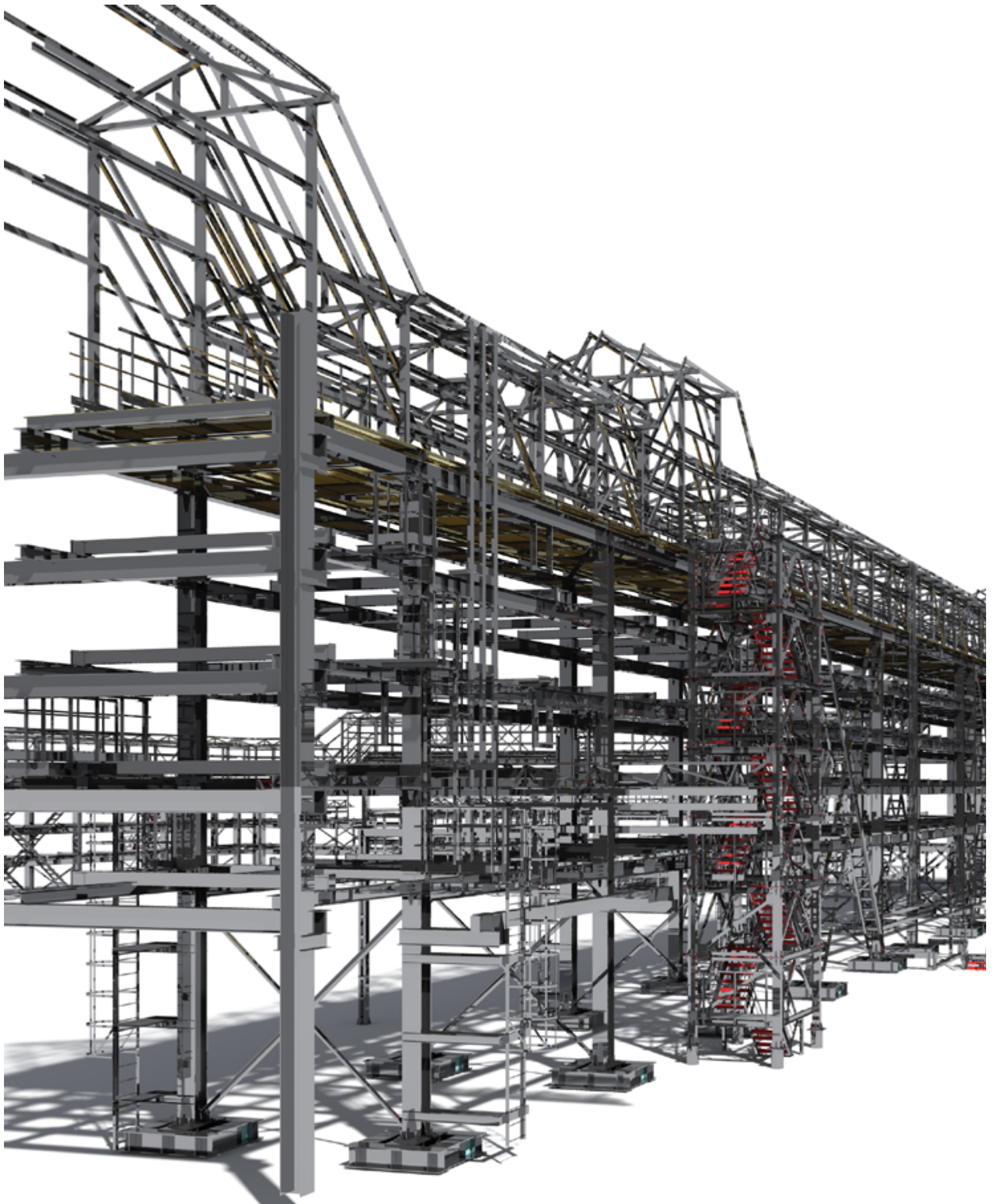
2. DISEÑO ESTRUCTURAL

2.1. Cargas consideradas.

Las cargas consideradas para este rack son dos camas de tuberías de 600 kg/m cada una sumando un total de 1200 kg/m en cada bahía.

2.2. Elementos mecánicos.





2.3 Diseño de elementos en tensión

El diseño de los elementos en tensión se desarrolla de acuerdo a lo establecido en el capítulo D de la especificación IMCA 5ta Edición, la cual establece que para que el diseño cumpla con el estado límite de falla deberá atender la siguiente solicitación:

$$P_u \leq \phi R_n$$

Donde:

P_u = Fuerza última de tensión obtenida del análisis estructural.

$R_n = F_y A_g$ Fuerza última de fluencia establecida por la ecuación (D2-1) de la especificación IMCA 5ta. edición.

$R_n = F_u A_e$ Fuerza última de fractura establecida por la ecuación (D2-2) de la especificación IMCA 5ta. edición.

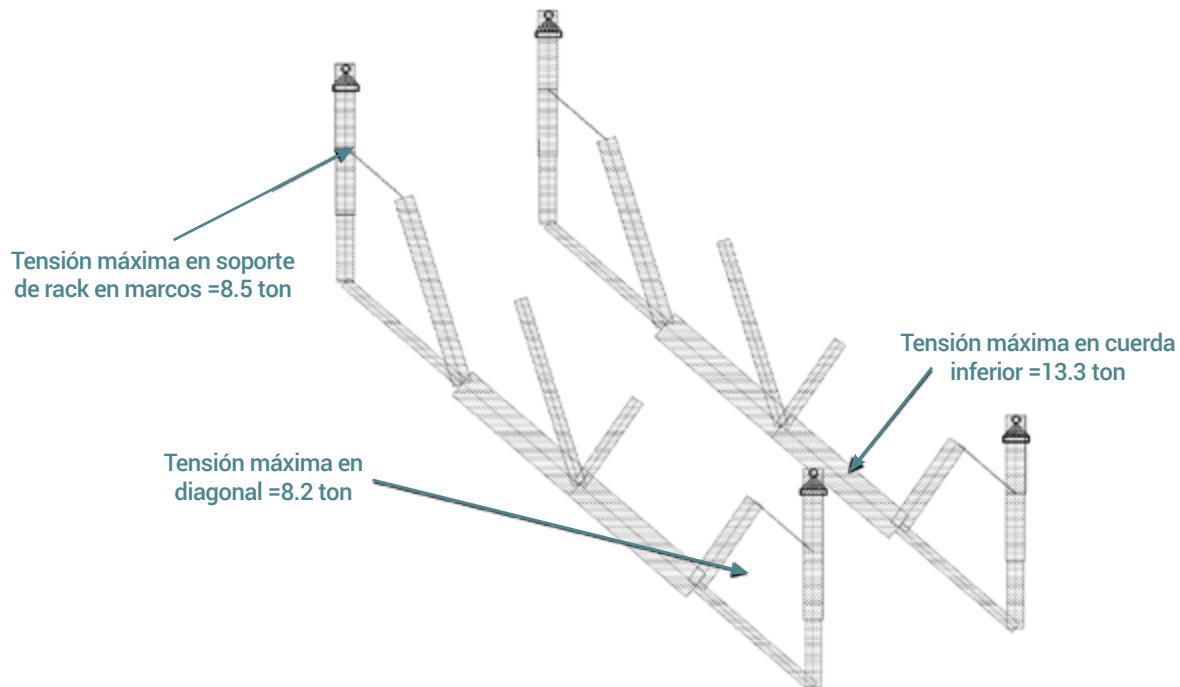
$\phi = 0.9$, factor de resistencia de fluencia para el diseño por factores de carga y resistencia definido en el capítulo D de la especificación IMCA 5ta. edición.

$\phi = 0.75$, factor de resistencia de fractura para el diseño por factores de carga y resistencia definido en el capítulo D de la especificación IMCA 5ta. edición.

A_g = Área total de la sección transversal del elemento en tensión.

A_n = Área neta de la sección transversal del elemento en tensión.

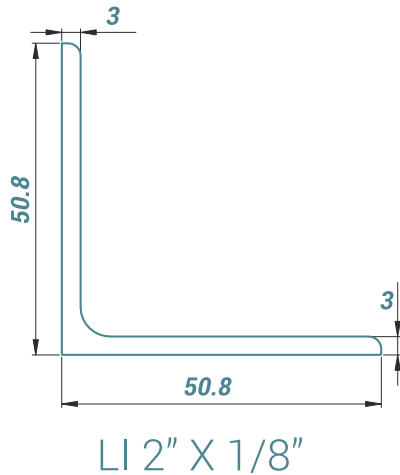
$A_e = A_n U$, Área efectiva de la sección transversal del elemento en tensión establecida por la ecuación (D3-1), de la especificación IMCA 5ta. edición.



2.3.1 Revisión de la diagonal en tensión.

El elemento que se revisará a tensión es un LI de 2" x 1/8" (50.8 mm x 3.2 mm) de acero ASTM A36 que contiene un límite de fluencia de $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

Las propiedades geométricas de la sección son:



$$A_g = 3.1 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 1.57 \text{ cm}$$

$$L_{bx} = L_{by} = 204.5 \text{ cm}$$

$$K = 1.0$$

$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = (0.9)(2,530 \text{ kg/cm}^2)(3.1 \text{ cm}^2)$$

$$\phi R_n = 7,058.7 \text{ kg}$$

$$E(\%) = \frac{P_u}{(\phi R_n)} * 100 = \frac{5.364 \text{ ton}}{7.059 \text{ ton}} * 100 = 75.99\%$$

2.3.2 Revisión de la conexión de la cuerda inferior

Para el colgante en los marcos haremos las siguientes revisiones con las especificaciones IMCA 5ta Edición, particularmente en el capítulo D y el Capítulo J.:

2.3.2.1 Estado límite de fluencia

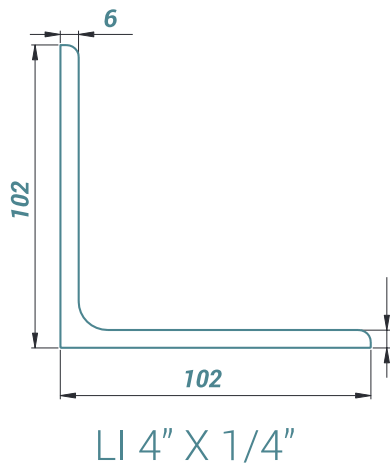
2.3.2.2 Estado límite de fractura

2.3.2.3 Estado límite de bloque de cortante

2.3.2.4 Estado límite de aplastamiento

2.3.2.5 Capacidad de los tornillos

Las propiedades de la sección de un ángulo de lados iguales LI 4" x 1/4" de acero ASTM A 36 con un $F_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$ y un $F_u = 4,080 \text{ Kg/cm}^2$ son:



$$A_g = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$d_b = 1.59 \text{ cm}$$

$$d_h = 1.905 \text{ cm}$$

$$t = 0.64 \text{ cm}$$

$$\bar{x} = 2.74 \text{ cm}$$

3.4.3.1 Estado límite de fluencia.

Este estado límite se refiere a la plastificación de la sección, es decir, cuando la sección total formada por los ángulos desarrolla todo el esfuerzo de fluencia y comienzan a ceder. En este caso la capacidad de la sección se calcula en donde no existen barrenos. Dicho de otro modo, la elasticidad del material se perdió y las deformaciones en este momento son plásticas lo cual quiere decir que ya no regresan a su estado original. Este tipo de falla se conoce como falla dúctil.

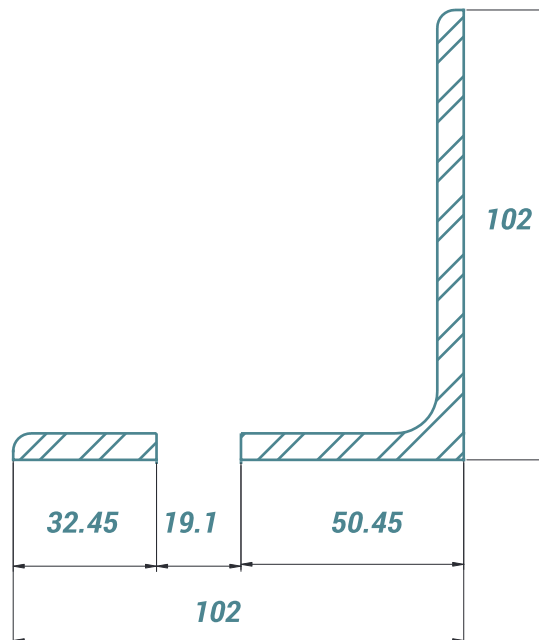
$$\phi R_n = \phi F_y A_g$$

$$\phi R_n = (0.9)(2,530 \text{ kg} / \text{cm}^2)(12.52 \text{ cm}^2)$$

$$\phi R_n = 28,462.5 \text{ kg}$$

3.4.3.2 Estado límite de fractura.

Este estado límite se refiere a la ruptura de la sección en donde existen barrenos, y se procede a calcular la sección neta, la cual quiere decir que se ha retirado área en la sección y por consiguiente existirá una concentración de esfuerzos en los bordes de los barrenos perpendiculares a la dirección de la fuerza. Este tipo de falla se considera como frágil.



$$\phi R_n = \phi F_u A_e$$

$$A_e = U A_n$$

$$A_n = (12.52 \text{ cm}^2) - (1.905 \text{ cm})(0.64) = 11.28 \text{ cm}^2$$

$$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l} = 1 - \frac{2.74 \text{ cm}}{24 \text{ cm}} = 0.88$$

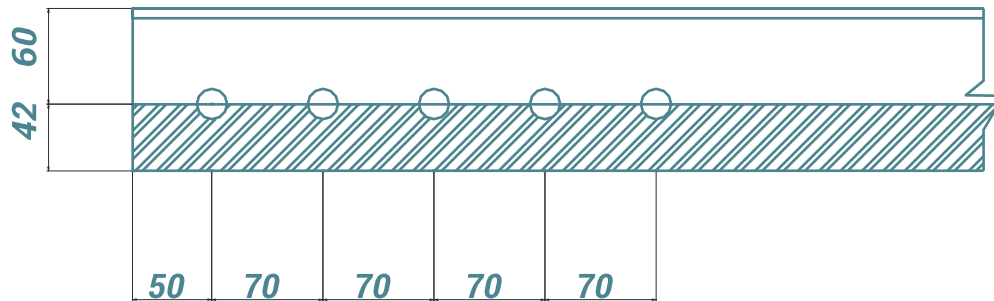
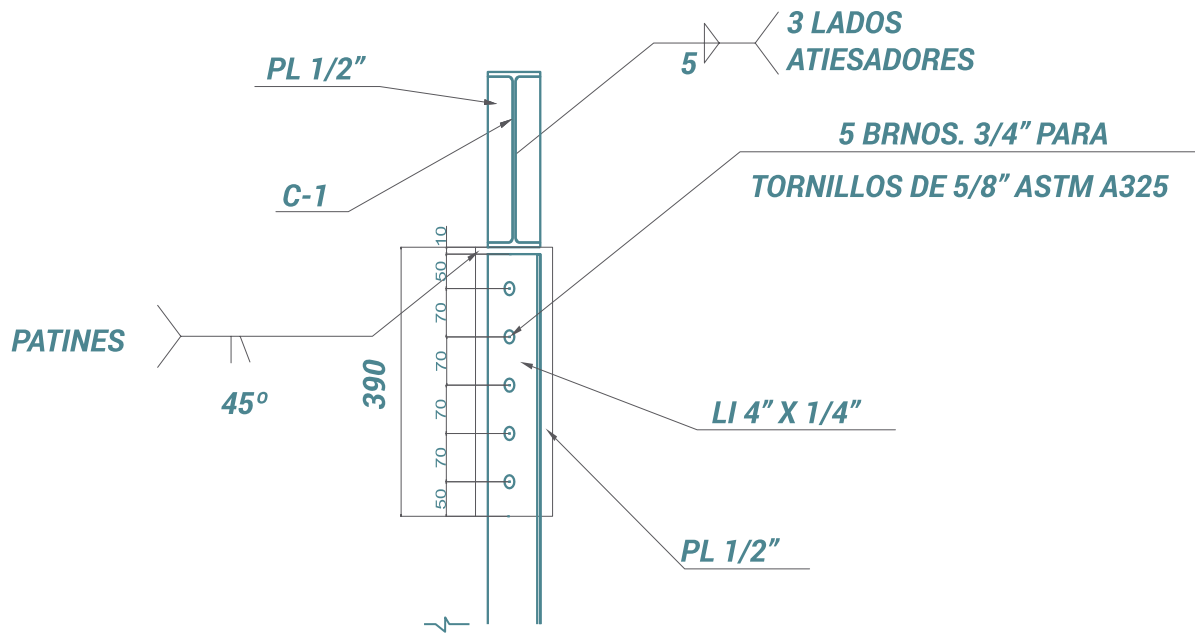
$$A_e = U A_n = (11.28 \text{ cm}^2)(0.88) = 9.93 \text{ cm}^2$$

$$\phi R_n = (0.75)(4080 \text{ kg} / \text{cm}^2)(9.93 \text{ cm}^2)$$

$$\phi R_n = 30,385.8 \text{ kg}$$

3.4.3.3 Estado límite de bloque de cortante.

Este estado límite se refiere a la combinación de una tensión y un esfuerzo de corte. Esta interacción entre ambos esfuerzos se conoce como Bloque de Cortante. También podemos llamarle desgarramiento. Este tipo de falla es frágil.



$$A_{gv} = (33\text{cm})(0.64\text{cm}) = 21.12\text{cm}^2$$

$$A_{nv} = (21.12\text{cm}^2) - (4.5)(1.905\text{cm})(0.64\text{cm}) = 15.64\text{cm}^2$$

$$A_{nt} = 2.07\text{cm}^2$$

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs}F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs}F_u A_{nt}$$

$$R_n = (0.60)(4,080\text{kg/cm}^2)(15.64\text{cm}^2) + (1.0)(4,080\text{kg/cm}^2)(2.07\text{cm}^2) = 46,732.32\text{kg}$$

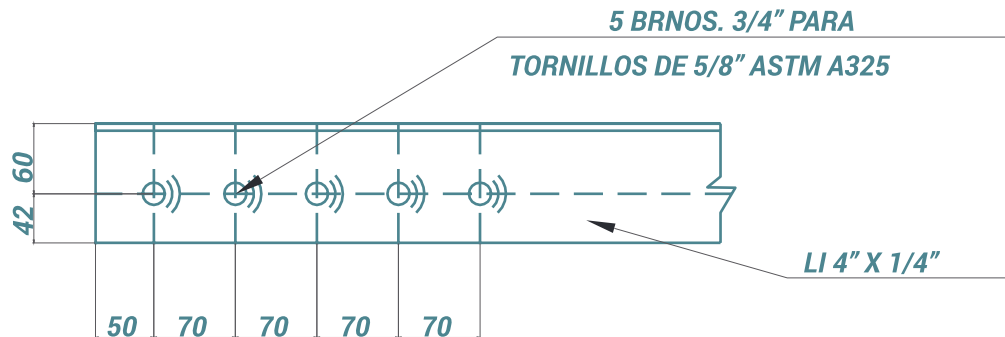
$$R_n = (0.60)(2,530\text{kg/cm}^2)(21.12\text{cm}^2) + (1.0)(4,080\text{kg/cm}^2)(2.07\text{cm}^2) = 40,505.76\text{kg}$$

$$\phi R_n = (0.75)(40,505.76\text{kg})$$

$$\phi R_n = 30,307.92\text{kg}$$

3.4.3.4 Revisión al aplastamiento.

El aplastamiento en el acero se presenta únicamente en dirección de la fuerza de tensión, se tiene que tomar el borde más pequeño entre la distancia de paño a paño de barrenos o bien la distancia del paño del barreno al borde de la parte conectada.



Para un barreno

$$R_n = 1.2l_c t F_u \leq 2.4d_b t F_u$$

$$l_c = 4.05 \text{ cm.}$$

$$R_n = (1.2)(4.05 \text{ cm})(0.64 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2) = 12,690.43 \text{ kg}$$

$$R_n = (2.4)(1.59 \text{ cm})(0.64 \text{ cm})(4,080 \text{ kg/cm}^2) = 9,964.34 \text{ kg}$$

Para 5 barrenos

$$\phi R_n = (0.75)(5)(9,964.34 \text{ kg}) = 37,366.27 \text{ kg.}$$

3.4.3.5 Capacidad de los tornillos por cortante al aplastamiento.

La capacidad de los tornillos se considera frágil, la zona en donde se revisan los tornillos es en la rosca ya que debido a que hay una pérdida de área su capacidad disminuye, la revisión de los tornillos se hará de acuerdo con lo establecido en el capítulo J3 de la especificación AISC 14 th Edition.

$$\phi R_n = \phi F_{nv} A_b n_b n_v$$

$$T_u \leq \phi R_n$$

$$T_u = \phi F_{nv} A_b n_b n_v$$

$$n_b \geq \frac{T_u}{\phi F_{nv} A_b n_v}$$

Para tornillos de 5/8" ASTM A325

$$n_b \geq \frac{12,939 \text{ kg}}{(0.75)(3,796)(1.98)(1)} = 2.29 \approx 3 \text{ tornillos}$$

Para tornillos de 5/8" ASTM A307

$$n_b \geq \frac{12,939 \text{ kg}}{(0.75)(1,898)(1.98)(1)} = 4.59 \approx 5 \text{ tornillos}$$

CONCLUSIÓN: El estado límite de fluencia en el apartado 3.4.3.1 es la resistencia mínima de la sección, es decir, la mínima carga que soporta esta cuerda en el punto de la conexión es de 28.463 ton, esta carga es mucho mayor a la necesaria, por lo consiguiente el ángulo que soporta el rack es suficiente.

La eficiencia de los ángulos que soportan el rack desde los marcos estará dada por la relación que existe entre el esfuerzo requerido y el esfuerzo mínimo establecido en el apartado 3.4.3.1. Estado límite de fluencia.

$$E(\%) = \frac{P_u}{(\phi R_n)} * 100 = \frac{12.939 \text{ ton}}{28.463 \text{ ton}} * 100 = 45.46\%$$

¡La sección es adecuada!

4. REVISIÓN DE LA PLACA DE CONEXIÓN



4.1 Fluencia.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_y A_g \\ A_g &= (15 \text{ cm})(1.27 \text{ cm}) = 19.05 \text{ cm}^2 \\ \phi R_n &= (0.9)(2,530 \text{ kg/cm}^2)(19.05 \text{ cm}^2) \\ \phi R_n &= 43,376.85 \text{ kg}\end{aligned}$$

4.2 Fractura.

$$\begin{aligned}\phi R_n &= \phi F_u A_n \\ A_n &= 19.05 \text{ cm}^2 - (1.905 \text{ cm})(1.27 \text{ cm}) = 16.63 \text{ cm}^2 \\ \phi R_n &= (0.75)(16.63 \text{ cm}^2)(4,080 \text{ kg/cm}^2) \\ \phi R_n &= 50,887.8 \text{ kg}\end{aligned}$$

CONCLUSIÓN: El estado límite de fluencia en el apartado 4.1 es la resistencia mínima de la sección, es decir, la mínima carga que soporta la placa en el punto de la conexión es de 43.377 ton, esta carga es mucho mayor a la soportada por ambas cuerdas, por lo consiguiente la placa en la conexión es suficiente.

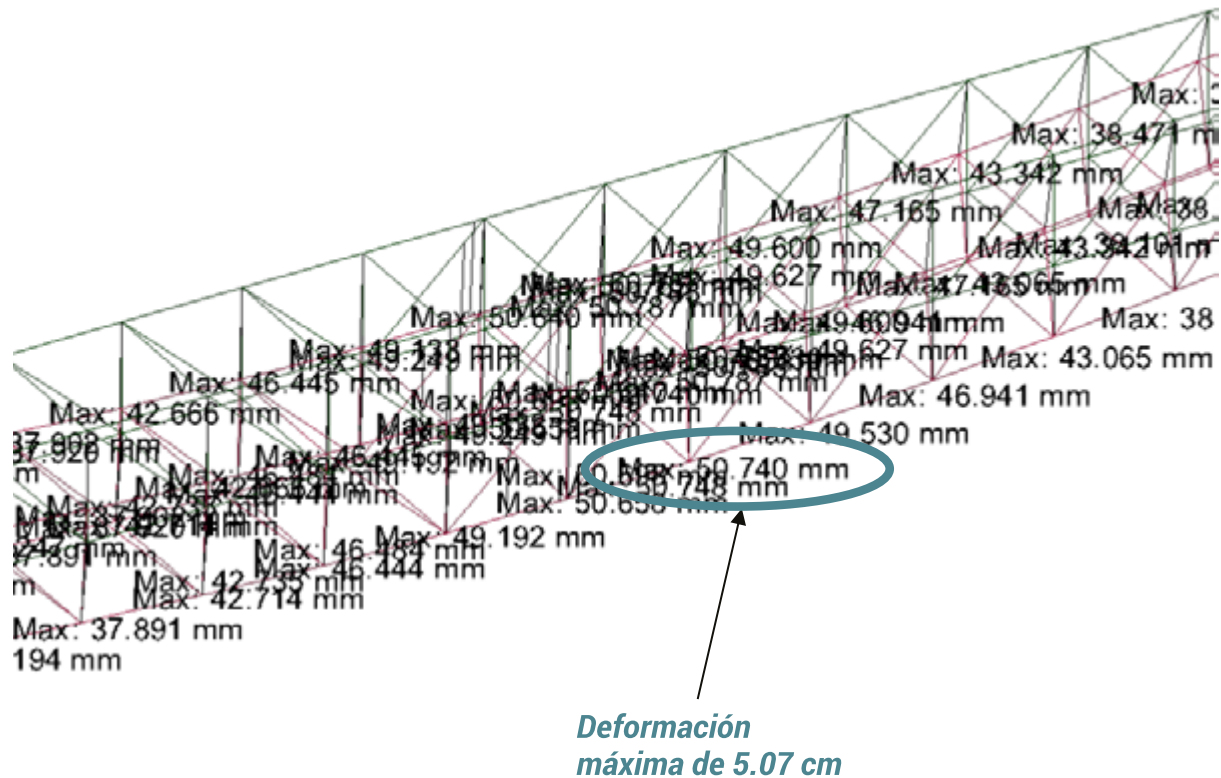
5. REVISIÓN DE LAS DEFORMACIONES (ESTADO LÍMITE DE SERVICIO)

Las deformaciones permisibles están dadas por la siguiente ecuación de acuerdo con las normas técnicas complementarias de criterios y acciones para el diseño de las edificaciones del reglamento de construcciones del Distrito Federal:

$$\Delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$$

Para nuestro caso la deformación máxima que se puede presentar al centro del rack es de:

$$\begin{aligned}\Delta_{perm} &= \frac{3225 \text{ cm}}{240} + 0.5 \text{ cm} \\ \Delta_{perm} &= 13.94 \text{ cm}\end{aligned}$$



La deformación vertical al centro del claro más largo del rack es de 5.07 cm la máxima, la sección propuesta está totalmente dentro de lo establecido en la normatividad vigente, la eficiencia por deformación del rack está dada por la relación que existe entre la deformación actuante y la deformación permisible multiplicada por 100:

$$E(\%) = \frac{\Delta_E}{\Delta_{perm}} * 100 = \frac{5.07cm}{13.94cm} * 100 = 36.37\%$$

Ejemplo 10. Diseño de un templador para tensar un contraviento. Es importante hacer mención que la norma para estructuras metálicas indica lo siguiente:

CONEXIONES DE LAS DIAGONALES DE CONTRAVIENTO

Deberán minimizarse las excentricidades.

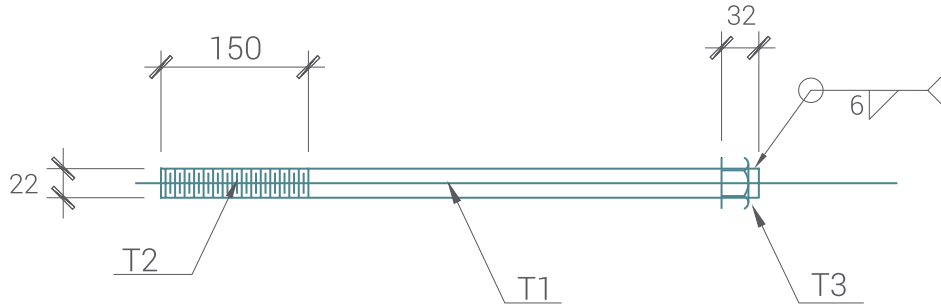
a) Resistencia requerida. Las conexiones de diagonales de estructuras ubicadas en las zonas II y III deberán tener una resistencia no menor que la más pequeña de las siguientes:

- 1) *la resistencia nominal en tensión del elemento de contraviento, calculada como $R_y F_y A$.*
- 2) *La fuerza máxima indicada por el análisis que se puede ser transmitida a la diagonal*

1. CONTRAVIENTO EDIFICIO 1

La tensión máxima presentada en el contraviento vertical en el edificio de Chemical es de $T_u=5.32$ ton:

a) Revisión de las partes de la barra.



1.1. Revisión de la tensión por fluencia de la barra que funciona como contraviento vertical de 22 mm de diámetro T1:

$$R_n = F_y A_g$$

$$R_n = (3,558.15 \text{ kg/cm}^2)(3.88 \text{ cm}^2)$$

$$R_n = 13,805.64 \text{ kg}$$

se anexa certificado de calidad del material

$$\phi R_n = T1 = (0.9)(13,805.64 \text{ kg})$$

$$T1 = 12,425.08 \text{ kg}$$

1.2. Revisión de la tensión por ruptura en la sección neta (zona de rosca), de la barra que funciona como contraviento vertical de 22 mm de diámetro T2:

$$R_n = F_u A_n$$

$$R_n = (5,010.16 \text{ kg/cm}^2)(2.71 \text{ cm}^2)$$

$$R_n = 13,577.53 \text{ kg}$$

se anexa certificado de calidad del material

$$\phi R_n = T2 = (0.75)(13,577.53 \text{ kg})$$

$$T2 = 10,183.15 \text{ kg}$$

1.3. Revisión de la tensión que resiste la soldadura que se encuentra todo alrededor en la tuerca de la barra que funciona como contraviento vertical de 22 mm de diámetro T3:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

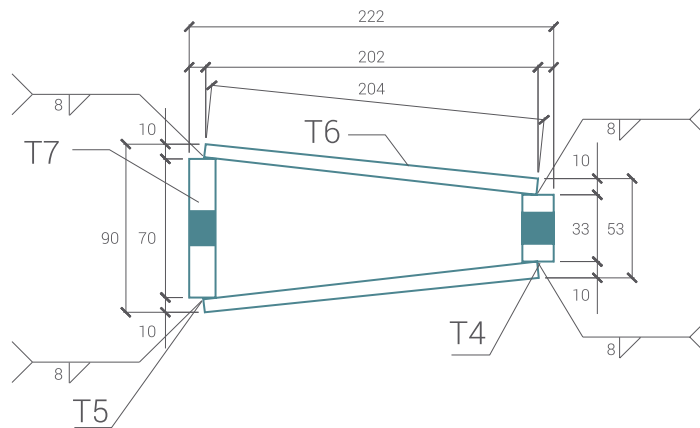
$$R_n = \left[(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.6 \text{ cm} * \pi * 2.22) \right]$$

$$R_n = 11,330.025 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T3 = (0.75)(11,330.025 \text{ kg})$$

$$T3 = 8,497.52 \text{ kg}$$

b) Revisión de las partes del templador.



1.1 Revisión de la tensión que resiste la soldadura que existe entre la tuerca y las placas horizontales T4:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

$$R_n = [(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.8 \text{ cm} * 2.4 \text{ cm})] \quad (2)$$

$$R_n = 10,396.99 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T4 = (0.75)(10,396.99) \text{ kg}$$

$$T4 = 7,797.75 \text{ kg}$$

1.2 Revisión de la tensión que resiste la soldadura que existe entre la placa vertical perforada y las placas horizontales T5:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad R_n = [(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.8 \text{ cm} * 7 \text{ cm})] \quad (2)$$

$$R_n = 30,3244.58 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T5 = (0.75)(30,324.58) \text{ kg}$$

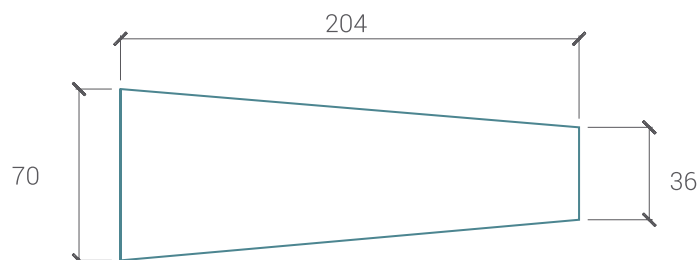
$$T5 = 22,743.44 \text{ kg}$$

1.3. Revisión de la tensión que resisten las placas horizontales del templador con espesor de 9.5 mm (3/8") T6:

$$R_n = F_y A_g$$

Se considera acero ASTM A572 - 50 con un $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$

Las dimensiones de la placa se muestran a continuación:



Se toma en consideración el menor ancho, en este caso es de de 36 mm (3.6 cm).

$$A_g = (3.60\text{cm})(0.95\text{cm}) = 3.42\text{cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia será:

$$R_n = (3,515)(3.42)$$

$$R_n = 12,021.3\text{kg}$$

$$\phi R_n = T6 = (0.9)(12,021.3)\text{kg}$$

$$T6 = 10,819.17\text{kg}$$

para una sola placa, el templador está compuesto por 2 idénticas, por lo que la resistencia será:

$$T6 = 21,638.34\text{kg}$$

1.4 Revisión de la tensión que resiste la placa vertical del templador, esta placa tiene un espesor de 19.05 mm (3/4") T7:

La tensión producida por la barra es tal que genera un momento flexionante en la placa que da soporte a la barra en el templador, por lo anterior, se determina una ecuación basada en momento flexionante para la determinación de la tensión que soporta dicha placa.

Se considera que la placa tiene apoyos simples en los extremos, por lo que el momento que se genera debida a la tensión será:

$$M_u = \frac{(T7)L}{4}$$

La resistencia de un elemento a la flexión pura es la siguiente:

$$\phi M_n = F_y Z_x$$

Para que el diseño sea óptimo se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$M_u < \phi M_n$$

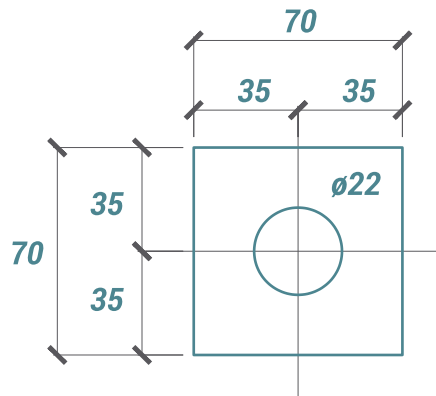
Entonces en términos algebraicos será:

$$\frac{(T7)L}{4} < \phi F_y Z_x$$

Ahora despejando **T7** tenemos:

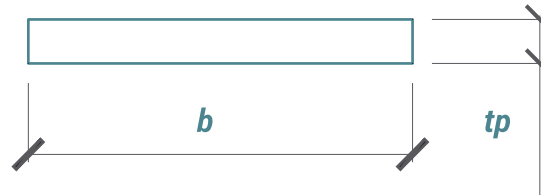
$$T7 = \frac{(\phi F_y Z_x) * 4}{L}$$

Las dimensiones de la placa se muestran a continuación:



El módulo de sección plástico Z_x para un aplaca rectangular está dado por:

$$Z_x = \frac{(t_p^2)(b)}{4}$$



Sustituyendo la ecuación de módulo de sección en la de fuerza de tensión T7 tenemos:

$$T7 = \frac{\phi F_y t_p^2 b}{L}$$

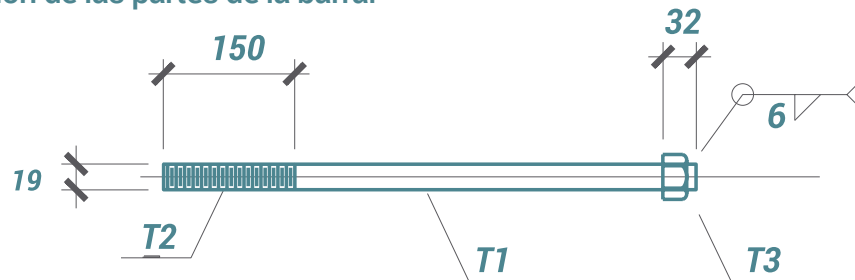
$$T7 = \frac{(0.9)(3,515)(1.905)^2(7)}{7}$$

$$T7 = 11,480.42 \text{ kg}$$

2. CONTRAVIENTO EDIFICIO 2

La tensión máxima presentada en el contraviento vertical en el edificio de Chiller es de $T_u = 5.60 \text{ ton}$:

a) Revisión de las partes de la barra.



2.1 Revisión de la tensión por fluencia de la barra que funciona como contraviento vertical de 19 mm de diámetro T1:

$$R_n = F_y A_g$$

$$R_n = (3,628.95 \text{ kg/cm}^2)(2.85 \text{ cm}^2)$$

$$R_n = 10,342.51 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T1 = (0.9)(10,342.51 \text{ kg})$$

$$T1 = 9,308.26 \text{ kg}$$

2.2 Revisión de la tensión por ruptura en la sección neta (zona de rosca), de la barra que funciona como contraviento vertical de 19 mm de diámetro T2:

$$R_n = F_u A_n$$

$$R_n = (5,586.14 \text{ kg/cm}^2)(2.01 \text{ cm}^2)$$

$$R_n = 11,228.14 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T2 = (0.75)(11,228.14 \text{ kg})$$

$$T2 = 8,421.11 \text{ kg}$$

2.3 Revisión de la tensión que resiste la soldadura que se encuentra todo alrededor en la tuerca de la barra que funciona como contraviento vertical de 22 mm de diámetro T3:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

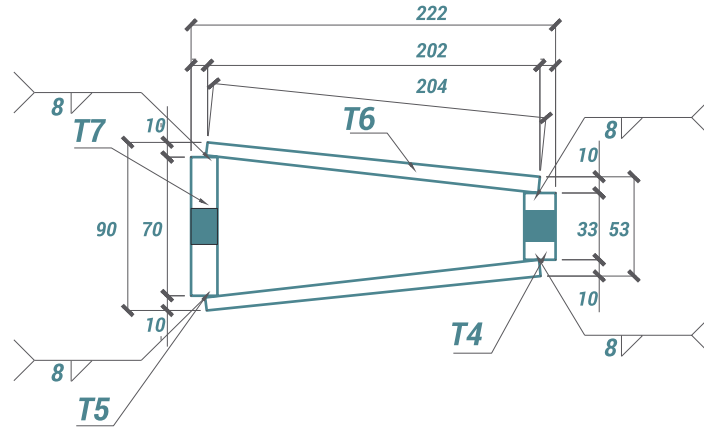
$$R_n = [(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{ seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.6 \text{ cm} * \pi * 1.905)]$$

$$R_n = 9,722.39 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T3 = (0.75)(9,722.39) \text{ kg}$$

$$T3 = 7,291.79 \text{ kg}$$

b) Revisión de las partes del templador.



2.1 Revisión de la tensión que resiste la soldadura que existe entre la tuerca y las placas horizontales T4:

$$R_n = F_{nw} A_{we}$$

$$R_n = [(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{ seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.8 \text{ cm} * 2.4 \text{ cm})] \quad (2)$$

$$R_n = 10,396.99 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T4 = (0.75)(10,396.99) \text{ kg}$$

$$T4 = 7,797.75 \text{ kg}$$

2.2 Revisión de la tensión que resiste la soldadura que existe entre la placa vertical perforada y las placas horizontales T5:

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad R_n = [(0.6)(4,920 \text{ kg/cm}^2)(1 + 0.5 \text{ seno}^{1.5} 45)(0.707 * 0.8 \text{ cm} * 7 \text{ cm})] \quad (2)$$

$$R_n = 30,324.58 \text{ kg}$$

$$\phi R_n = T5 = (0.75)(30,324.58) \text{ kg}$$

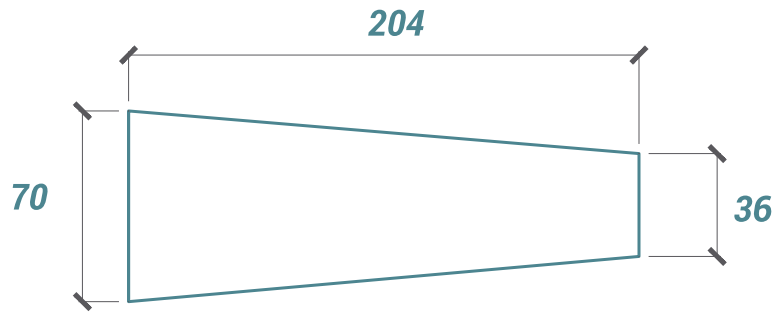
$$T5 = 22,743.44 \text{ kg}$$

2.3 Revisión de la tensión que resisten las placas horizontales del templador con espesor de 9.5 mm (3/8") T6:

$$R_n = F_y A_g$$

Se considera acero ASTM A572-50 con un $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$

Las dimensiones de la placa se muestran a continuación:



Se toma en consideración el menor ancho, en este caso es de 36 mm (3.6 cm)

$$A_g = (3.60\text{cm})(0.95\text{cm}) = 3.42\text{cm}^2$$

Por lo tanto, la resistencia será:

$$R_n = (3,515)(3.42)$$

$$R_n = 12,021.3\text{kg}$$

$$\phi R_n = T6 = (0.9)(12,021.3)\text{kg}$$

$$T6 = 10,819.17\text{kg}$$

para una sola placa, el templador está compuesto por 2 idénticas, por lo que la resistencia será:

$$T6 = 21,638.34\text{kg}$$

2.4 Revisión de la tensión que resiste la placa vertical del templador, esta placa tiene un espesor de 19.05 mm (3/4") T7:

La tensión producida por la barra es tal que genera un momento flexionante en la placa que da soporte a la barra en el templador, por lo anterior, se determina una ecuación basada en momento flexionante para la determinación de la tensión que soporta dicha placa.

Se considera que la placa tiene apoyos simples en los extremos, por lo que el momento que se genera debida a la tensión será:

$$M_u = \frac{(T7)L}{4}$$

La resistencia de un elemento a la flexión pura es la siguiente:

$$\phi M_n = F_y Z_x$$

Para que el diseño sea óptimo se debe cumplir la siguiente desigualdad:

$$M_u < \phi M_n$$

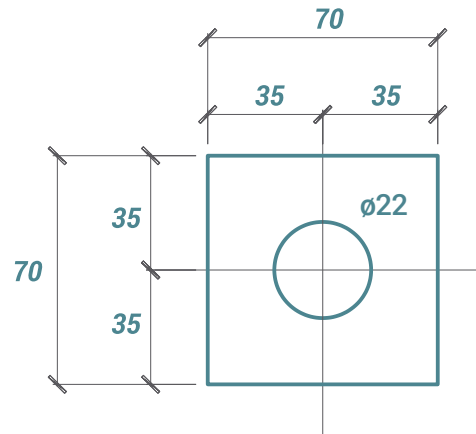
Entonces en términos algebraicos será:

$$\frac{(T7)L}{4} < \phi F_y Z_x$$

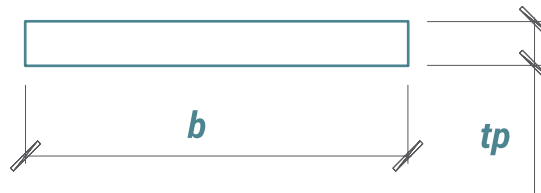
Ahora despejando T7 tenemos:

$$T7 = \frac{(\phi F_y Z_x) * 4}{L}$$

Las dimensiones de la placa se muestran a continuación:



El módulo de sección plástico Z_x para una placa rectangular está dado por:



$$Z_x = \frac{(t_p^2)(b)}{4}$$

Sustituyendo la ecuación de módulo de sección en la de fuerza de tensión T7 tenemos:

$$T7 = \frac{\phi F_y t_p^2 b}{L}$$

$$T7 = \frac{(0.9)(3,515)(1.905)^2(7)}{7}$$

$$T7 = 11,480.42kg$$







IV. MIEMBROS EN COMPRESIÓN

ÍNDICE

1. Introducción
2. Características generales
3. Uso de miembros en compresión axial
4. Secciones estructurales convenientes
5. Factores que influyen en el comportamiento básico de miembros en compresión axial
6. Formas de pandeo de columnas
7. Longitud efectiva de columnas aisladas y relaciones máximas de esbeltez
8. Diseño de columnas de acuerdo con IMCA 5ta. edición
9. Modelo estructural
10. Diseño estructural

CBEA**DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO***Métodos DEP / DFCR*



1 INTRODUCCIÓN

En esta publicación se tratará acerca del diseño de elementos sujetos a compresión axial pura, se hará referencia a la normatividad vigente. El elemento más recurrente de este modo de trabajo es la columna aislada, y su función principal es transmitir la carga de compresión axial de un punto de la estructura a otro punto sobre todo a la cimentación. Por esta razón, el nombre correcto de este tipo de acción estructural es "compresión axial".

Las columnas reales trabajan generalmente en flexocompresión (acción simultánea de flexión y compresión axial) y suelen estar unidas a otros elementos estructurales, de manera que su comportamiento dependerá del conjunto. Sin embargo, el estudio de la columna aislada comprimida axialmente constituye para resolución el problema de los elementos estructurales flexocomprimidos.

Las columnas aisladas dependerán en totalidad desde la concepción del material hasta la correcta instalación. Las columnas reales tienen imperfecciones geométricas iniciales, además, con la inclusión de calor en los procesos de fabricación para la instalación de atesadores y diversas placas de conexión, sufren deformaciones por efectos de contracción de la propia soldadura y aunque existen procedimientos para corrección de estas imperfecciones no son del todo controlables al 100%. Ni sus ejes centroidales son una línea recta, ni las cargas están aplicadas exactamente en los centroides de las secciones transversales. Esto hace que la compresión no sea rigurosamente axial por lo que ocasiona, desde el inicio, deflexiones laterales y momentos flexionantes que aumentan con rapidez y causan, eventualmente, la falla del miembro por la acción combinada de compresión axial y flexión en dos direcciones (flexocompresión). Sin embargo, durante muchos años las columnas se trataron como si fuesen perfectas y su falla se produjese por pandeo, conservándose rectas hasta el agotamiento de su rigidez lateral.

2 CARACTERÍSTICAS GENERALES

Los miembros en compresión son elementos estructurales prismáticos, sometidos a esfuerzos de compresión axial producidos por fuerzas que actúan a lo largo de sus ejes centroidales. Para garantizar una compresión axial pura debería de colocarse perfectamente la fuerza en el centro de la sección transversal. Aún controlando esta situación dependerá de muchos otros factores para que el elemento comprimido reacciones a una compresión uniforme, en la figura 1 se muestra el elemento cargado axialmente en el centro geométrico de la sección transversal, mismo que se traduce en esfuerzos paralelos a la fuerza con la misma magnitud en toda la sección transversal.

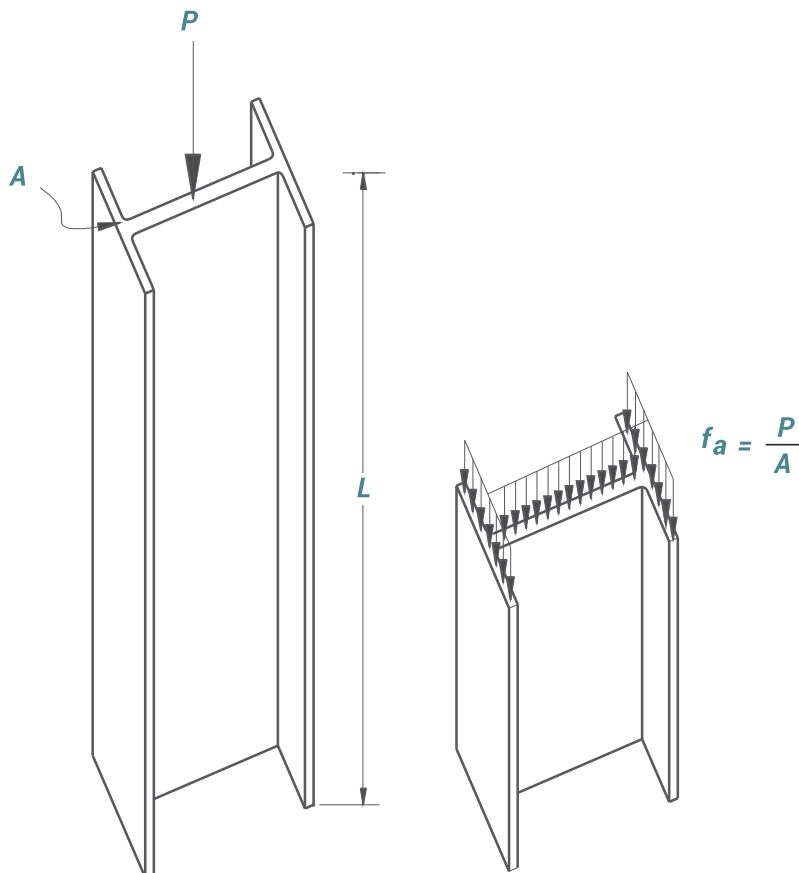


Figura 1. Miembro en compresión axial.

Existen dos diferencias importantes en el diseño de miembros sometidos a tensión y en compresión axial.

1. En un miembro en tensión, las cargas que actúan tratan de mantenerlo recto, mientras que las cargas de compresión axial ocasionan deflexiones laterales fuera del plano donde se aplica la carga, en términos generales, los elementos en tensión no sufren pandeos y los elementos en compresión sí.
2. La presencia de agujeros en miembros en tensión, necesarios para colocar los tornillos de alta resistencia y unir los elementos con el resto de la estructura, reducen el área de la sección transversal total, que resiste los esfuerzos actuantes, mientras que en los elementos sometidos a compresión axial, los sujetadores llenan los agujeros y no hay reducción de área para soportar los esfuerzos actuantes. Cabe destacar que las partes conectadas a través de tornillos de alta resistencia si pueden ocasionar efectos de aplastamiento y desgarre que se presentan también en las conexiones atornilladas sujetas a tensión axial.



3 USO DE MIEMBROS COMPRESIÓN AXIAL

Se considera que trabajan en compresión axial los elementos estructurales siguientes:

- a) Las barras de armaduras trianguladas y de estructuras espaciales o tridimensionales respetando siempre que los centroides generales de cada parte conectada tengan intersección entre ellos, así mismo que confluyan directamente con el posicionamiento de la carga axial.
- b) Las celosías de columnas armadas con varios perfiles, así como las celosías horizontales que forman armaduras planas en travesaños con travesaños de acompañamiento.
- c) Las diagonales colocadas en el sistema de contraventeo lateral de la estructura principal.
- d) Las columnas sometidas a flexocompresión (flexión y compresión axial).

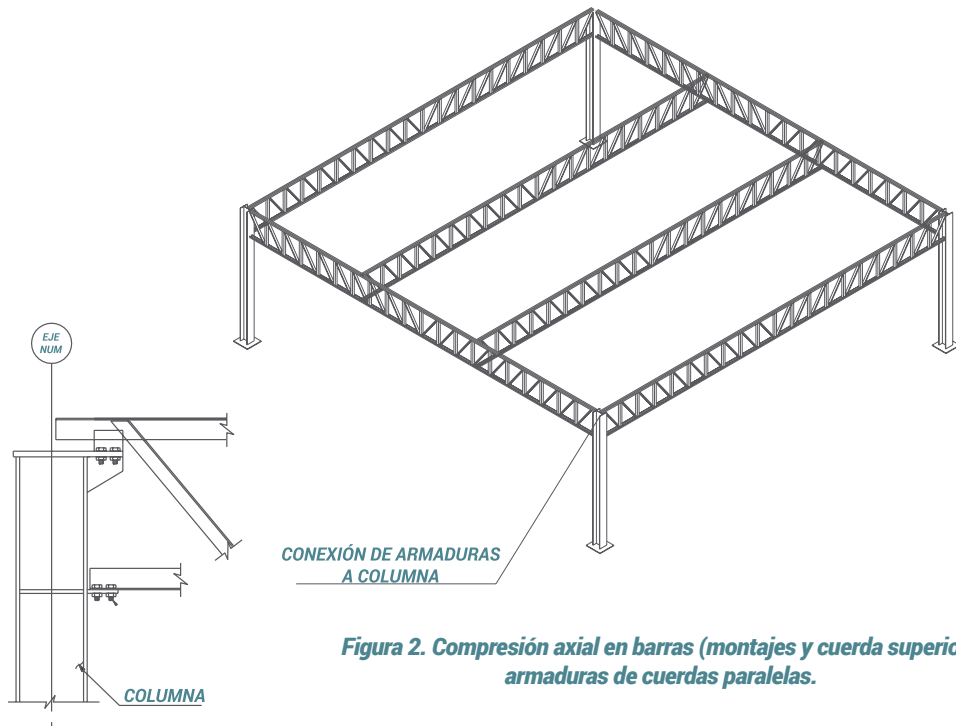
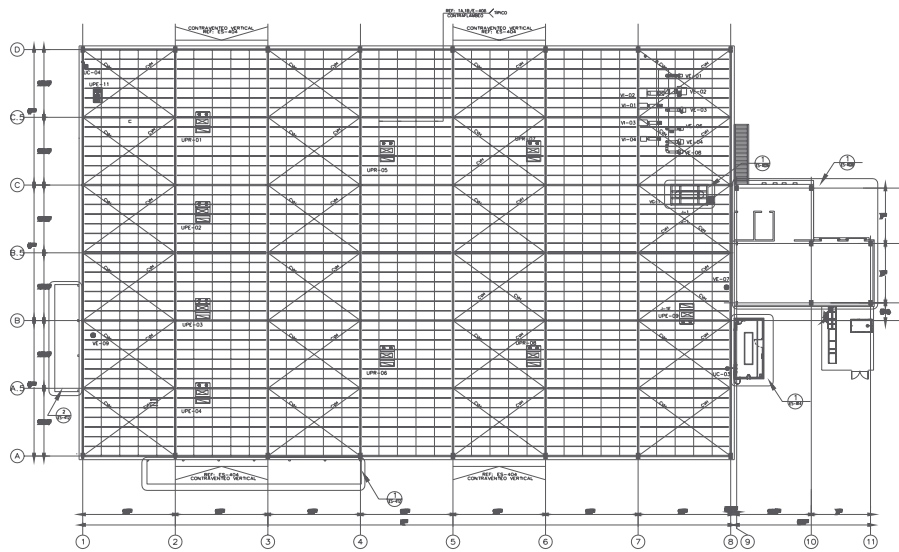
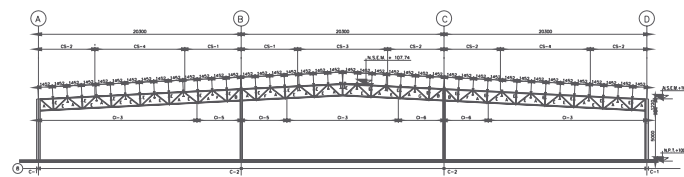


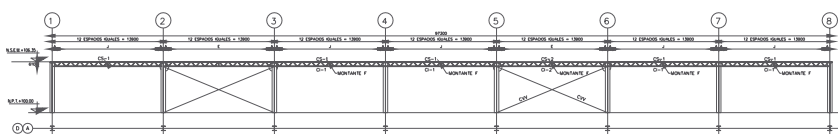
Figura 2. Compresión axial en barras (montajes y cuerda superior), armaduras de cuerdas paralelas.



Planta general de cubierta contraventada



Elevación de marco transversal



Elevación de marco longitudinal con contraventeo vertical

Figura 3. Miembros en compresión axial en estructuras industriales.

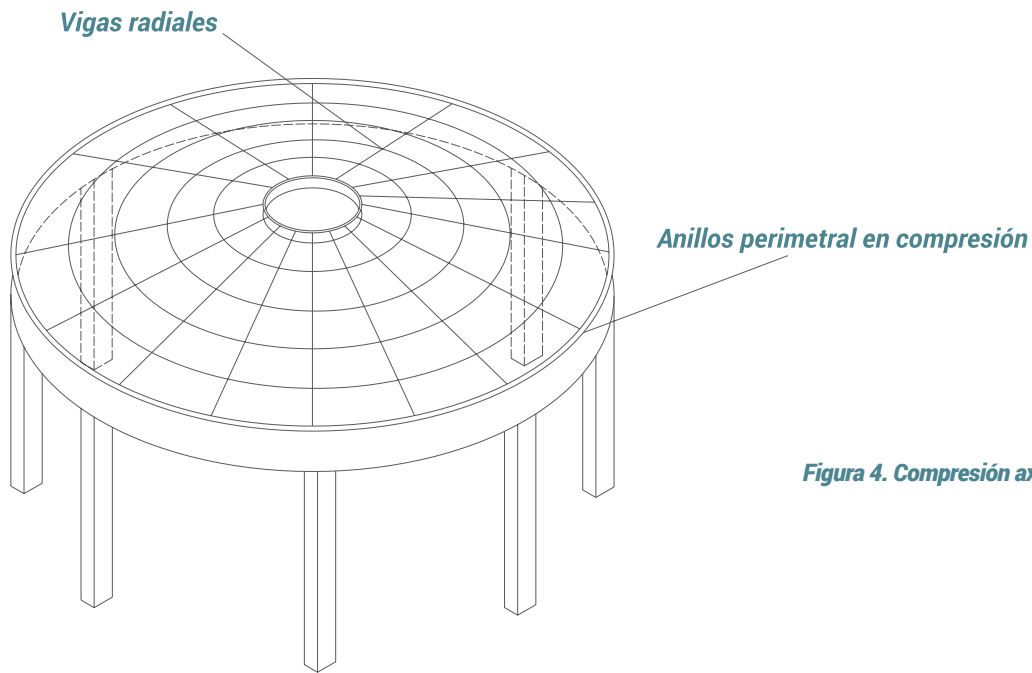


Figura 4. Compresión axial en estructuras de grandes claros.

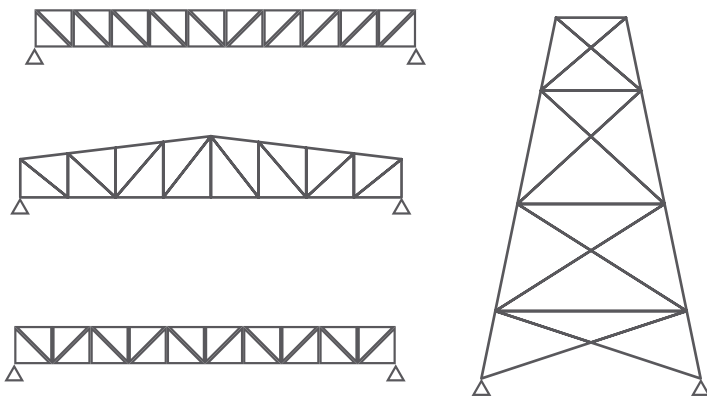


Figura 5. Compresión axial en barras de armaduras.

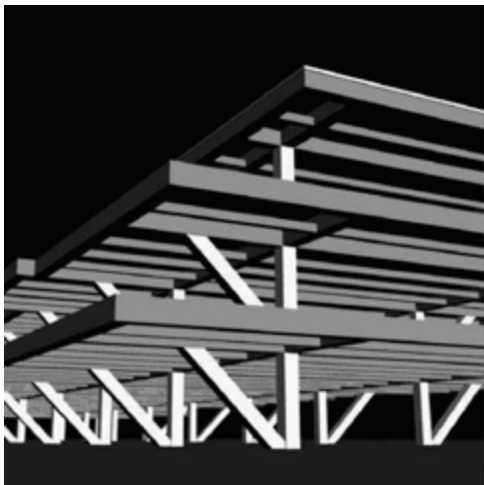


Foto 1. Diagonales o tornapuntas en compresión para soportar grandes volados.



Foto 2. Barras en compresión de armaduras aisladas tridimensionales.



Foto 3. Contraventeos en compresión axial en estructuras de edificios altos.



4 SECCIONES ESTRUCTURALES CONVENIENTES

En la figura siguiente se ilustran los perfiles estructurales laminados utilizados comúnmente como miembros en compresión.

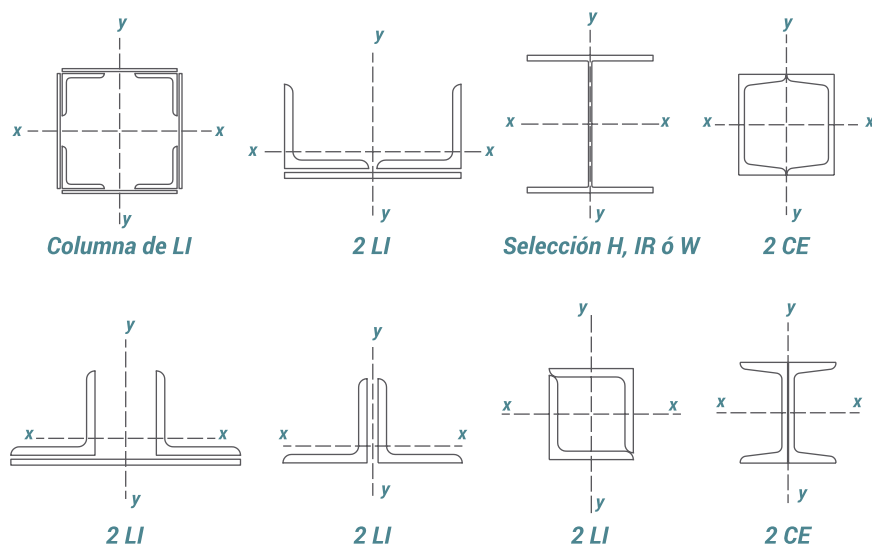


Figura 6. Secciones transversales típicas de miembros en compresión axial.



5 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN

Los factores que influyen de manera determinante en la resistencia de una columna en compresión axial son:

1. **Tipo de acero.** Totalmente dirigido con la calidad del material, en este caso va directamente relacionado con el esfuerzo de fluencia y con el módulo de elasticidad tanto al esfuerzo de tensión como al esfuerzo cortante.
2. **Proceso de fabricación.** Que sea un proceso de obtención de perfiles laminados en caliente o perfiles laminados en frío ciertamente no modifica su gráfica esfuerzo deformación, sin embargo, deberán hacerse consideraciones de otro tipo en el diseño ya que los esfuerzos residuales que guarda cada uno de estos procesos puede ocasionar fallas locales, adicionalmente los efectos de soldaduras en los talleres que se dedican a la transformación.
3. **Propiedades geométricas de la sección transversal.** Las especificaciones marcan que el área es el elemento fundamental para determinar la capacidad de la columna, pero es importante resaltar que las propiedades de radio de giro, inercias, constantes de alabeo y constantes de torsión, serán de suma importancia para entender el comportamiento general del elemento bajo efectos de compresión axial sobre todo en secciones de simetría simple o asimétricas.
4. **Desviaciones e imperfecciones en la columna.** En este caso se evalúa en función de las coordenadas centroidales de los extremos conectados del elementos, esto permite que los efectos de 2do. orden sean menores o mayores para ocasionar esfuerzos combinados.
5. **Excentricidad en la aplicación de la carga.** Normalmente no podemos desarrollar una conexión capaz de permanecer en el centro de la sección transversal, por lo que estas excentricidades modifican la magnitud y distribución de los esfuerzos.
6. **Condiciones de frontera.** Será importante la manera en la que desarrollemos el modelo matemático ya que está relacionado el comportamiento con las condiciones de apoyo, si existe restricción al giro o no, o bien, si se encuentra libre en algún extremo.

El método de fabricación es uno de los factores principales en la resistencia de columnas ya que refleja la forma y distribución de los esfuerzos residuales, (ver artículo: Elección del tipo de acero para estructuras).

Todos estos factores mencionados se toman 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, solamente se consideran de manera explícita los más importantes. El número y la variedad de los factores que interviene en el problema hacen que no sea conveniente utilizar una sola curva para determinar la resistencia de diseño de todos los tipos de columnas, ya que al utilizar una curva única se penalizan las secciones más eficientes, o se diseñan los menos eficientes con una seguridad inadecuada. Para obtener un nivel de seguridad uniforme, cualquiera que sea el método que se utilice en la determinación de las curvas de diseño, han de utilizarse varias, que correspondan a grupos de columnas de características similares; se llega así al concepto de las curvas múltiples.

5.1 CLASIFICACIÓN DE LAS COLUMNAS AISLADAS DE ACUERDO CON SU LONGITUD

Las columnas aisladas se clasifican en:

Cortas. Su falla es por aplastamiento, no hay pandeo. Este tipo de elementos no se analizan debido a que en la gráfica de esfuerzo crítico vs. relación de esbeltez no se conoce ningún valor para delimitar este comportamiento.

Intermedias. Las columnas fallan por inestabilidad en el intervalo inelástico (falla por pandeo inelástico), el parámetro de esbeltez que determina este comportamiento depende directamente de la calidad, de sus condiciones de apoyo y de su sección transversal.

Largas. Su falla se presenta en el intervalo elástico.

Una columna muy corta puede desarrollar una resistencia prácticamente igual a la de un miembro en tensión. Si la columna es larga, fallará con una carga menor que la anterior, que es proporcional a la rigidez a la flexión, al módulo de elasticidad E , al momento de inercia I , y a su longitud, y es independiente de la resistencia del material. Finalmente, si la columna tiene longitud intermedia, deben tomarse en cuenta otros factores en la determinación de su resistencia.

5.2 TIPOS DE EQUILIBRIO

Se consideran tres estados de equilibrio de una columna cargada en compresión axial, analizando los efectos que tiene sobre la misma la aplicación de una carga transversal unitaria y que produce una deformación lateral.

- 1. Equilibrio estable.** Se supone un elemento cargado axialmente y cuando al remover la carga axial, la columna regresa a su posición inicial.
- 2. Equilibrio indiferente.** Se supone un elemento cargado axialmente y cuando se remueve la carga axial, la columna permanece en la posición deformada.
- 3. Equilibrio inestable.** Se supone un elemento cargado axialmente y cuando se remueve la carga axial, la columna continúa deformándose.

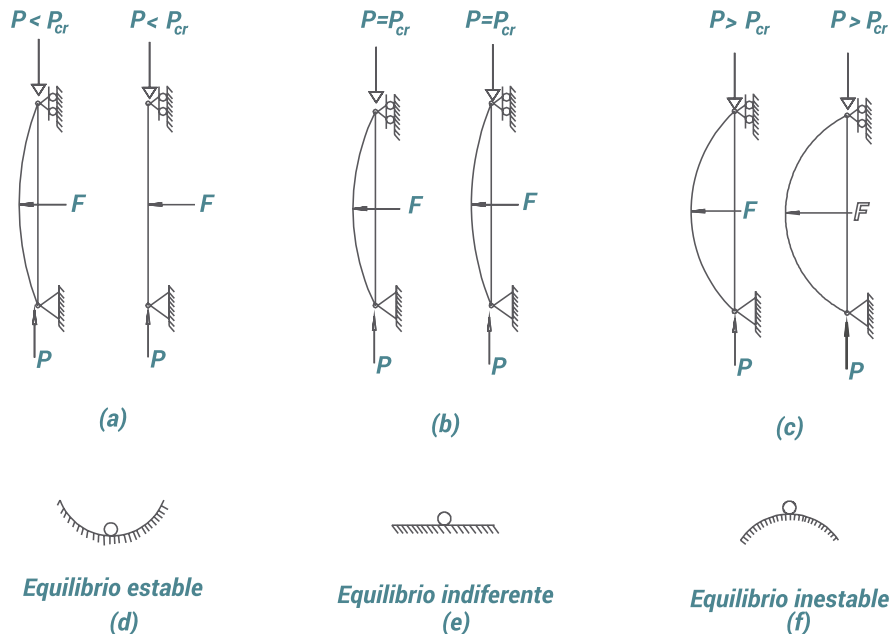


Figura 7. Tipos de equilibrio en columnas aisladas en compresión axial.

6 FORMAS DE PANDEO DE COLUMNAS

La resistencia de un miembro en tensión es independiente de su longitud, mientras que en una columna tanto la resistencia como el modo de falla dependen de la longitud entre soportes laterales o longitud efectiva de la columna.

La falla de una columna incluye el fenómeno de inestabilidad conocido como pandeo. Se denomina pandeo por flexión o pandeo de Euler, en honor al matemático suizo que analizó por primera vez el comportamiento de columnas aisladas esbeltas que exhiben un comportamiento elástico. Cuando una columna soporta una carga de compresión axial creciente, al inicio experimenta un acortamiento, es decir, sufre deformaciones en la misma dirección de la carga. Sin embargo, cuando se alcanza una determinada magnitud de la carga, conocida como carga crítica o de pandeo, comienza a presentarse deformaciones laterales. Por lo tanto, el problema de pandeo general es entonces un problema de estabilidad y no de resistencia.

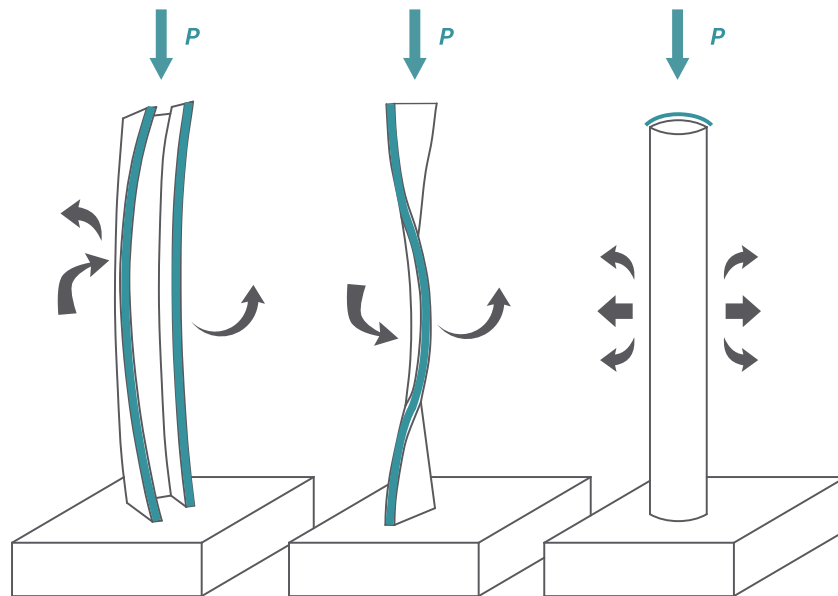


Figura 8. Modo de pandeo de columnas aisladas comprimidas axialmente.

La carga crítica de Euler es la carga máxima que puede soportar una columna que se pandea con esfuerzos menores al límite de proporcionalidad del acero y depende de la forma de la sección transversal de la columna, de las condiciones de apoyo de las secciones extremas de la columna y de su longitud efectiva.

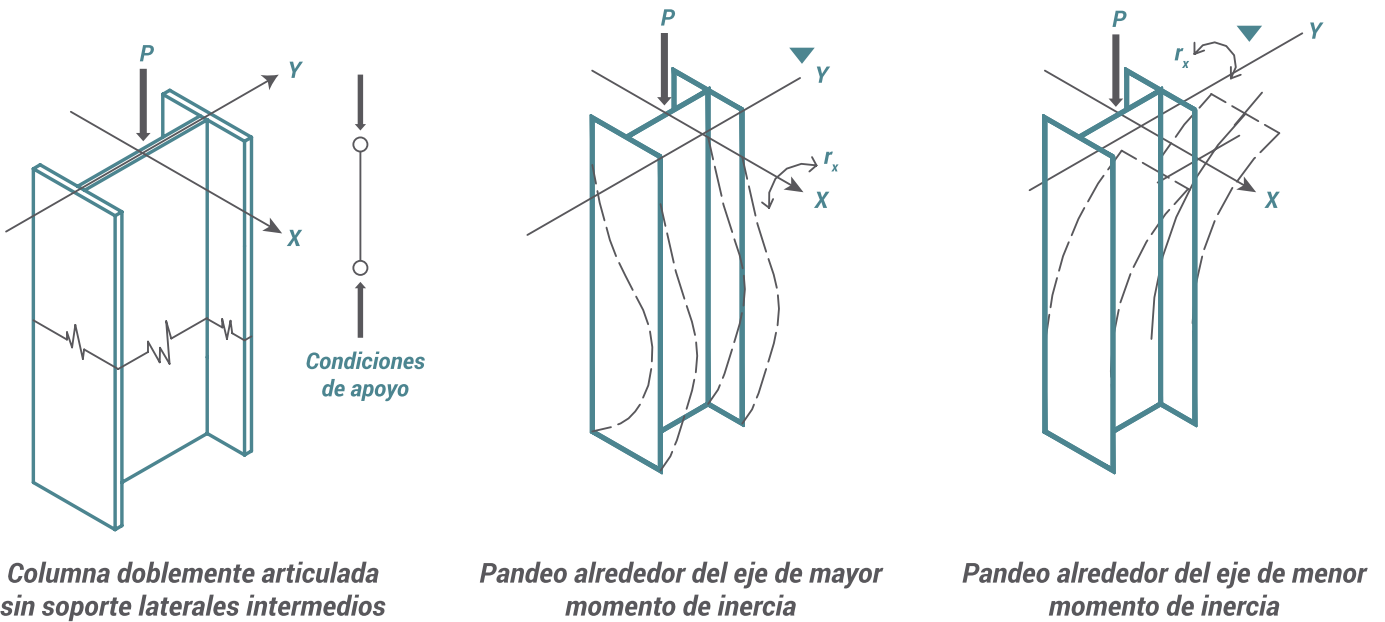
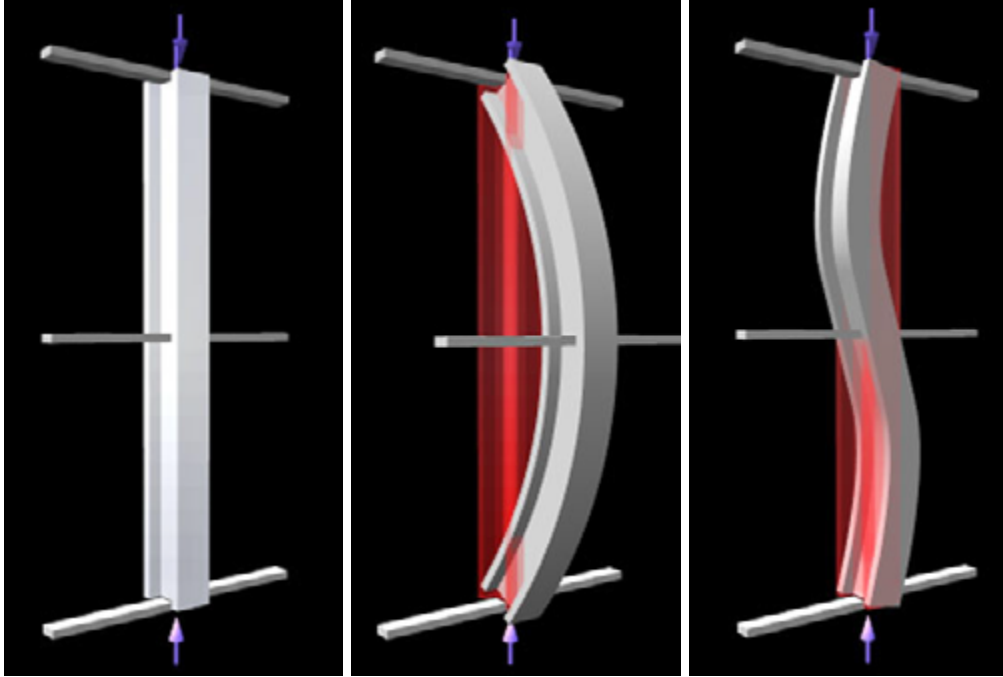
La carga de pandeo, carga crítica o carga de Euler, es el valor de referencia con respecto al cual la resistencia de columnas reales se compara mediante la sustitución de una longitud equivalente o longitud efectiva en vez de la longitud real de la columna.

Consecuentemente, de acuerdo con el tipo de apoyo de las secciones extremas de la columna, dimensiones de la sección transversal y longitud de la columna, la carga crítica puede aumentar o disminuir.

Existen tres modos principales de pandeo de miembros en compresión axial:

a) Pandeo general.

Es una deformación lateral, alrededor de los dos ejes principales y centroidales de la columna y suele ser crítico alrededor del eje de menor resistencia, esto tiene que ver también con las restricciones laterales en donde a veces ocasionan que el eje fuerte sea el más crítico.



— — — — La línea punteada indica la forma de la columna pandeada

Figura 9. Modo de pandeo general de una columna con dos ejes de simetría.

b) Pandeo local.

Esta deformación ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes de que alguno de los otros pandeos pueda ocurrir. La susceptibilidad de una columna a pandearse localmente se mide por la relación ancho/grueso de patines y almas. Estas relaciones ancho/espesor se clasifican en la tabla B4.1a de las especificaciones del manual IMCA 5ta. edición.

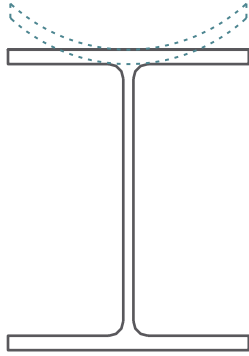


Figura 10. Pandeo local de patines.

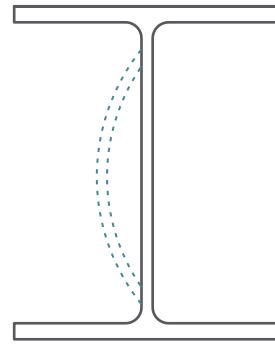


Figura 11. Pandeo local de alma.



TABLA B4.1 a
RAZONES ANCHO-ESPESOR: ELEMENTOS EN COMPRESIÓN
MIEMBROS SUJETOS A COMPRESIÓN AXIAL

CASO	DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RAZÓN ANCHO-ESPESOR	RAZÓN LÍMITE ANCHO-ESPESOR λ_R (ESBELTO-NO ESBELTO)	EJEMPLOS	
ELEMENTOS NO-ATIESADOS	1	Alas de perfiles laminados, planchas conectadas a perfiles laminados, alas de pares de ángulos conectados continuamente, alas de canales y alas de secciones T	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos laminados conectados a secciones soldadas	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ [a]	
	3	Alas de perfiles ángulos laminados; alas de pares de ángulos con separadores y todo tipo de elementos no atiestados	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4	Almas de secciones T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
ELEMENTOS ATIESADOS	5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones HSS rectangulares y cajones de espesor uniforme	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores o soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todo elemento atiesador	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Tubos circulares	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

c) Pandeo por flexotorsión.

En columnas de baja rigidez a la torsión, como en el caso de secciones transversales abiertas de paredes delgadas, es necesario tomar en cuenta la posibilidad de que ocurra el fenómeno de torsión.

El pandeo por torsión o flexotorsión, es un modo de falla de las columnas cuya sección transversal es asimétrica o tienen un eje de simetría, pero baja resistencia a la torsión, como las columnas fabricadas con ángulos, y de las secciones que tienen dos ejes de simetría en forma de cruz, constituida por placas delgadas y ocurre cuando las placas se pandean por flexión simultáneamente y en la misma dirección.

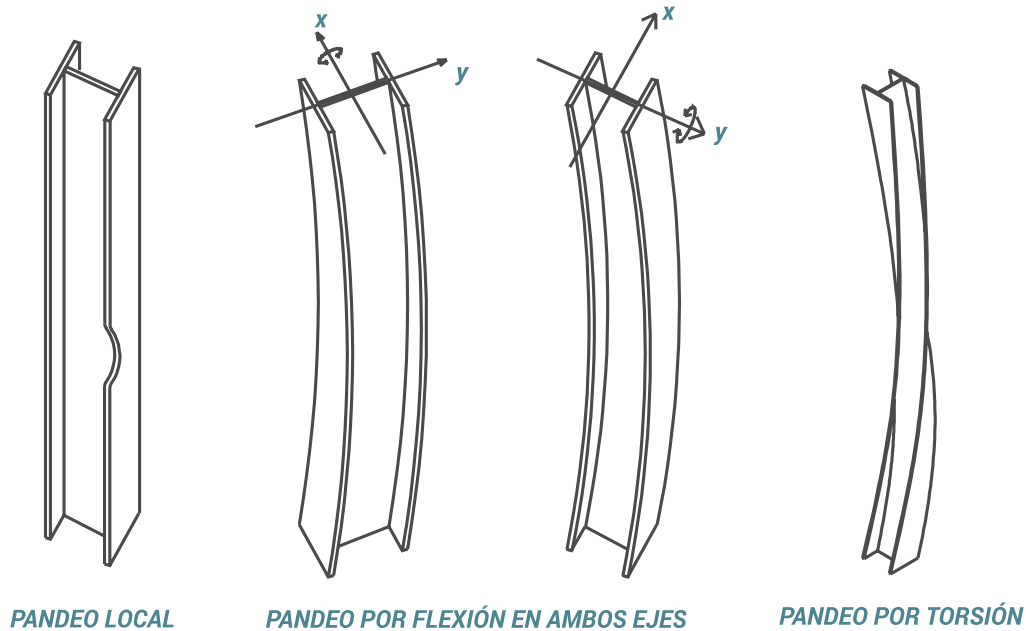
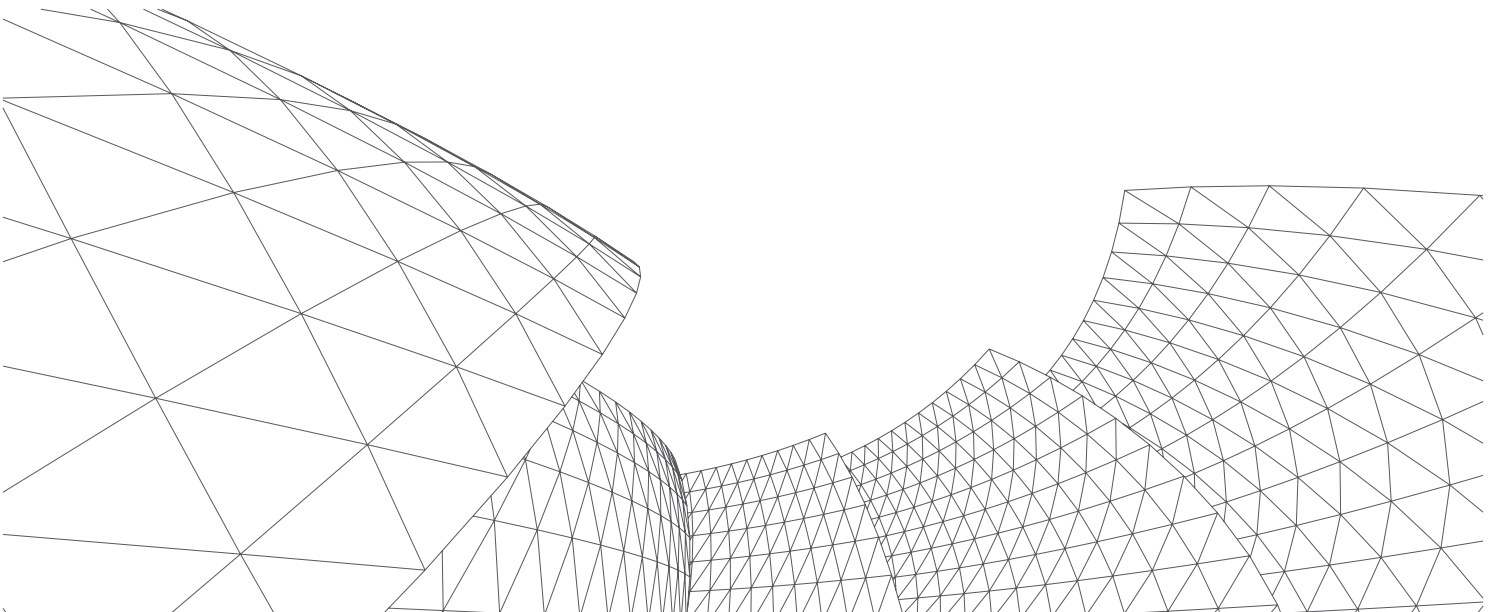


Figura 12. Resumen de pandeo.

Para que una columna fabricada con una sección con dos ejes de simetría se pandee por torsión, se requiere que su rigidez torsional sea muy pequeña de manera que la carga crítica resulte menor que la correspondiente al pandeo lateral.









7 LONGITUD EFECTIVA DE COLUMNAS AISLADAS Y RELACIONES MÁXIMAS DE ESBELTEZ

Indicado en términos sencillos, el concepto de longitud efectiva es un método que permite convertir matemáticamente el problema de evaluar la carga crítica de columnas en estructuras reticulares completas al de una columna aislada equivalente, doblemente articulada, con desplazamientos laterales impedidos.

Indudablemente, el concepto de longitud efectiva fue durante muchos años el método más popular para tomar en cuenta de manera aproximada los efectos de interacción de la estructura completa con las piezas en estudio y se recomendó en las especificaciones del AISC en muchas ediciones anteriores.

El factor de longitud efectiva "K", depende de las restricciones existentes en los apoyos de las columnas. En la literatura especializada se pueden consultar los valores de este factor para seis casos típicos de columnas aisladas y los nomogramas para columnas que forman parte de marcos rígidos ortogonales.

Valor de K teórico	0.50	0.70	1.00	1.00	2.00	2.00
Valor de K de diseño (recomendado)	0.65	0.80	1.20	1.00	2.10	2.00
Símbolos para condiciones de apoyo	 Se impide rotación y traslación  Se permite rotación y se impide traslación  Se impide rotación y se permite traslación  Se permite rotación y traslación					

NOTA: ESTOS VALORES SE UTILIZAN CUANDO LAS CONDICIONES REALES SE APROXIMAN A LAS IDEALES

Figura 13. Factor de esbeltez K para diferentes condiciones de apoyo.

En la figura anterior se han incluido los valores de K para seis casos típicos, de acuerdo con el IMCA 5ta. edición, atendiendo al hecho de que es muy difícil garantizar que en un empotramiento, teóricamente perfecto, no se presente algún giro, así sea muy pequeño. La condición de todos los casos, excepto el tercero, se logra cuando la columna se apoya fijamente a una cimentación rígida, mientras que en los demás casos puede lograrse uniendo la columna a una trabe de gran rigidez.

El diseño de los miembros aislados de una estructura requiere la determinación de la longitud efectiva del elemento en estudio, para tener en cuenta la interacción de éste con el resto de la estructura. En una columna que forma parte de un marco rígido, K podrá ser menor o igual a la unidad, si el marco no está sujeto a desplazamientos laterales, como ocurre en los marcos contraventeados (desplazamiento lateral impedido), marcos rígidos con muros de rigidez de concreto reforzado, etc., pues en el caso más desfavorable, es decir, si las vigas no ofrecen ninguna restricción al giro en los extremos, la columna se comportará como una columna articulada en sus extremos con una longitud efectiva igual a la real, y a su vez, en la medida en que las vigas sí restrinjan el giro, la longitud efectiva será menor que la real.

En cualquier caso, el sistema de contraventeo vertical empleado deberá ser adecuado para evitar el pandeo general de la estructura y proporcionar la rigidez lateral necesaria según se determine por medio de un análisis racional.

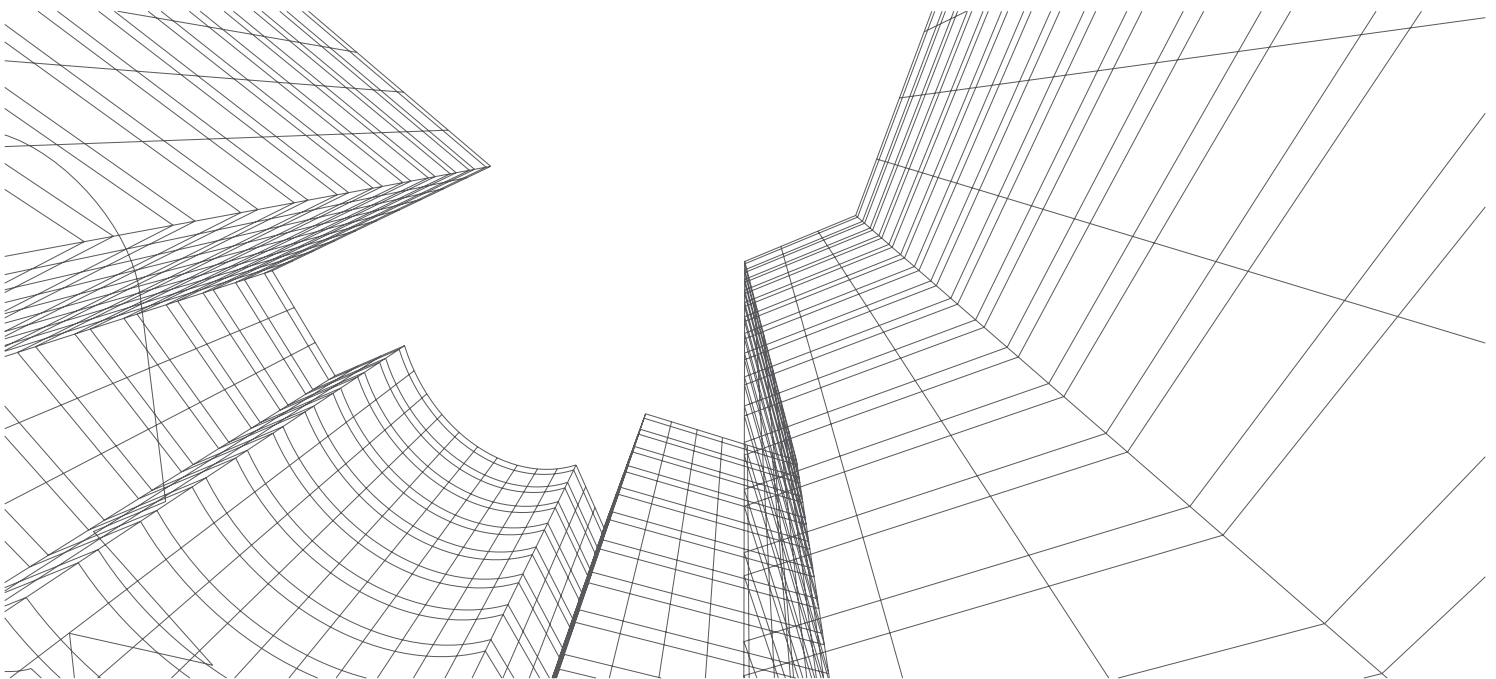
Por el contrario, si el marco está sujeto a desplazamientos laterales, su estabilidad lateral depende exclusivamente de la rigidez a la flexión de las trabes y columnas unidas rígidamente. En este caso, el valor del factor de longitud efectiva, K , será mayor o cuando menos igual a la unidad. Los muros de mampostería pueden considerarse como elementos que proporcionan contraventeo a la estructura, al igual que una estructura adyacente que tenga estabilidad lateral adecuada y losas de piso o de techo unidas horizontalmente por muros o contraventeos paralelos al plano del marco.

Por otra parte, los nomogramas que se utilizan para determinar el valor del factor de longitud efectiva, K , cuando la columna forma parte de un marco rígido, con desplazamiento permitido o impedido, provienen del estudio del pandeo de subconjuntos muy simplificados, constituidos por la columna en estudio y los miembros que concurren en sus extremos y se encuentran en el plano en que se determina la longitud efectiva; esto más las hipótesis necesarias para deducir las ecuaciones de las que proviene, hacen que sólo proporcionen resultados razonables cuando las estructuras son regulares, y todas sus columnas contribuyen a la rigidez lateral de la estructura.

Cada columna individual se diseña con las ecuaciones de interacción, en las que se incluye el factor de longitud efectiva correspondiente por ser parte de una estructura continua, teniendo en cuenta las restricciones en sus extremos que le proporcionan los elementos que se conectan a ella.

Si la columna pertenece simultáneamente a dos marcos que se interceptan en ella, se determinan dos factores de longitud efectiva, K , para pandeo general en el plano de cada marco.

De acuerdo con las Especificaciones IMCA 5ta. edición, la relación de esbeltez, KL/r , de una columna o elemento principal sometido a compresión axial preferentemente no excederá de 200, aunque ciertamente esto solo es una recomendación, en caso contrario las fórmulas de Euler determinan correctamente la capacidad de columnas largas aunque superen este valor de esbeltez.



8 DISEÑO DE COLUMNAS DE ACUERDO CON IMCA 5TA. EDICIÓN

De acuerdo con las especificaciones del Manula IMCA 5ta. edición para edificios de acero estructural basadas en diseño por factores de carga (DFCR), y diseño por esfuerzos permisibles (DEP), la resistencia nominal de miembros cargados axialmente que no fallan por pandeo local ni por pandeo por torsión o flexotorsión, está dada por:

$$P_n = A_g F_{cr}$$

En el caso de que el diseño se elabore de acuerdo a las especificaciones IMCA 5ta. edición (DFCR), la resistencia nominal por compresión será afectada por el factor de resistencia ϕ_c , y será comparada con la carga última de diseño P_u la cual será menor que este estado límite y está basada en factores de carga.

$$\phi_c = 0.90 \text{ (DFCR)}$$

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

En el caso de que el diseño se elabore de acuerdo a las especificaciones IMCA 5ta. edición (DEP), la resistencia nominal por compresión será afectada por el factor de seguridad Ω_c , y será comparada con la carga actuante de diseño P_a la cual será menor que este estado límite. Cabe mencionar que las combinaciones de carga que se desarrollan en esta especificación no son afectadas por ningún factor de carga y son tomadas tal y como son obtenidas por el análisis de carga y de acuerdo al destino de la edificación.

$$\Omega_c = 1.67 \text{ (DEP)}$$

$$P_u \leq P_n / \Omega_c$$

- P_u , Carga última, kg (DFCR).
- P_a , Carga actuante, kg (DEP).
- P_n , Resistencia nominal en compresión axial, kg.
- F_{cr} , Esfuerzo crítico de pandeo en compresión, kg/cm².
- ϕ_c , Factor de disminución de la resistencia.
- Ω_c , Factor de seguridad.

Para F_{cr} , se proporcionan dos fórmulas para analizar la resistencia a la compresión, una es para pandeo elástico y otra para pandeo inelástico. Estas fórmulas están delimitadas por $\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$, donde F_e es el esfuerzo de Euler $F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2}$ sustituyendo esta fórmula en λ_c , obtendremos la siguiente:

$$\lambda_c = \frac{KL}{r \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

Para elementos en compresión intermedios, donde algunas fibras alcanzan el esfuerzo de fluencia y otras no; fallarán tanto por fluencia como por pandeo, y su comportamiento se denomina inelástico, estos elementos se encuentran en el rango donde $\lambda_c \leq 1.5$.

$$F_{cr} = \left(0.658^{\lambda_c^2}\right) F_y$$

Para elementos en compresión largos, la fórmula de Euler predice muy bien su resistencia, en este caso el esfuerzo axial de pandeo permanece por debajo del límite proporcional, dichos elementos fallan elásticamente, estos elementos se encuentran en el rango de $\lambda_c > 1.5$.

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

En ambas ecuaciones se consideran los efectos de los esfuerzos residuales y la falta de rectitud inicial de los elementos en compresión.

8.1 EJEMPLOS DE DISEÑO

A continuación, se presentan varios ejemplos típicos de columnas aisladas diseñadas con las especificaciones IMCA 5ta. edición.

Ejemplo 1. Determinar la resistencia de diseño en compresión axial de una columna fabricada con un perfil IR 356x178.8 kg/m (14x120 lb/ft) de 4.5 m de longitud, de acero ASTM A992. Los factores de longitud efectiva se obtendrán de la figura. 13 de acuerdo a las condiciones de apoyo. Las condiciones de apoyo en la parte inferior se permitirá rotación y se impedirá traslación y en la parte superior se impedirá rotación y se permitirá traslación (caso 6 figura. 13) $K_x = 2.00$ y $K_y = 2.00$. La columna carece de soportes intermedios. Suponga, sin demostrarlo, que el pandeo local no es crítico.

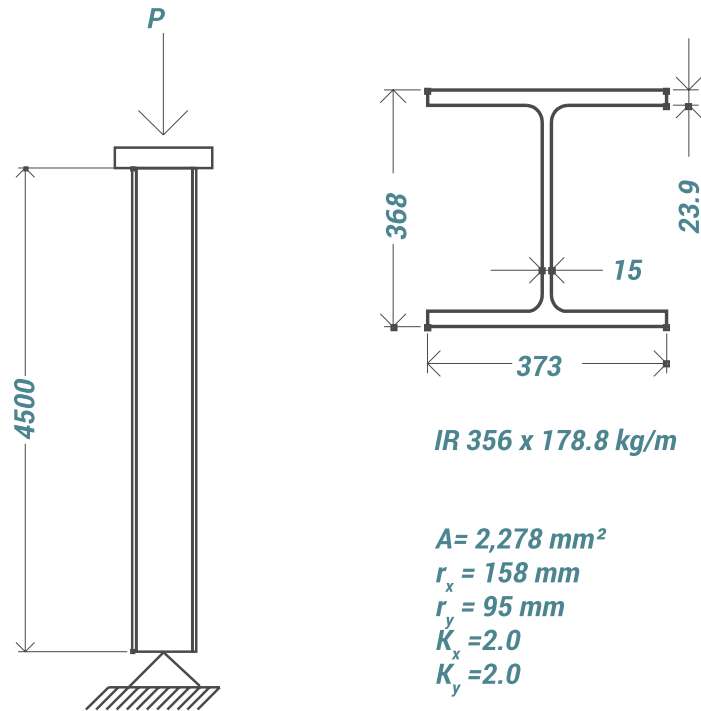


Figura 14. Columna aislada.

Solución:

Relaciones de esbeltez:

$$\frac{K_x L}{r_x} = \frac{(2.00)(450)}{15.8} = 56.96$$

$$\frac{K_y L}{r_y} = \frac{(2.00)(450)}{9.5} = 94.74$$

Para calcular el esfuerzo de Euler se toma el máximo valor de relación de esbeltez.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K_x L/r_x)^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)}{(94.74)^2} = 2,242.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515}{2,242.08}} = 1.25$$

$$\lambda_c < 1.5$$

La sección no está sometida a pandeo por torsión o flexotorsión. El esfuerzo crítico nominal se determina con la ecuación $F_{cr} = (0.658 \lambda_c^2) F_y$. Esta ecuación es aplicable a 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.

La ecuación anterior es la fórmula de Euler escrita en términos de esfuerzos.

$$F_{cr} = \left(0.658^{(1.25)^2}\right)(3,515) = 1,827.69 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia nominal en compresión P_n , es:

$$P_n = A_g F_{cr}$$

Donde:

A_g = Área total de la sección transversal, en cm^2

F_{cr} = Esfuerzo crítico nominal, en kg/cm^2

$$P_n = (227.8)(1,825.69) = 416,348.50 \text{ kg}$$

DEP

$$\Omega_c = 1.67$$

$$P_n / \Omega_c = 416.35 / 1.67 = 249.31 \text{ ton}$$

DFCR

$$\phi_c = 0.90$$

$$\phi_c P_n = (0.90)(416.35) = 374.72 \text{ ton}$$

Es importante señalar, que la capacidad de carga obtenida por el DFCR, deberá verse afectada por el factor de seguridad de la combinación de cargas para la cual se está revisando; si consideramos un promedio de factor de seguridad de las cargas muertas y vivas de 1.4, resulta que la capacidad será:

$$P_a = \frac{374.72}{1.4} = 267.65 \text{ ton}$$

Ejemplo 2. Diseñar la cuerda superior de la armadura de cuerdas paralelas que se muestra en la figura 15. La fuerza de compresión debido a la carga muerta es de $P_D=2.0$ ton y debido a la carga viva es de $P_L=8.0$ ton. El factor de longitud K será obtenido de la Figura 13 y se considera que la condición de apoyo de todos los elementos que componen la armadura están simplemente apoyados en ambos extremos (caso 4 Figura 13) y que para la revisión de la longitud efectiva se tomará como máximo la separación entre montantes para la dirección alrededor del eje X, en el eje Y no se revisa la relación de esbeltez ya que el radio de giro es mayor.

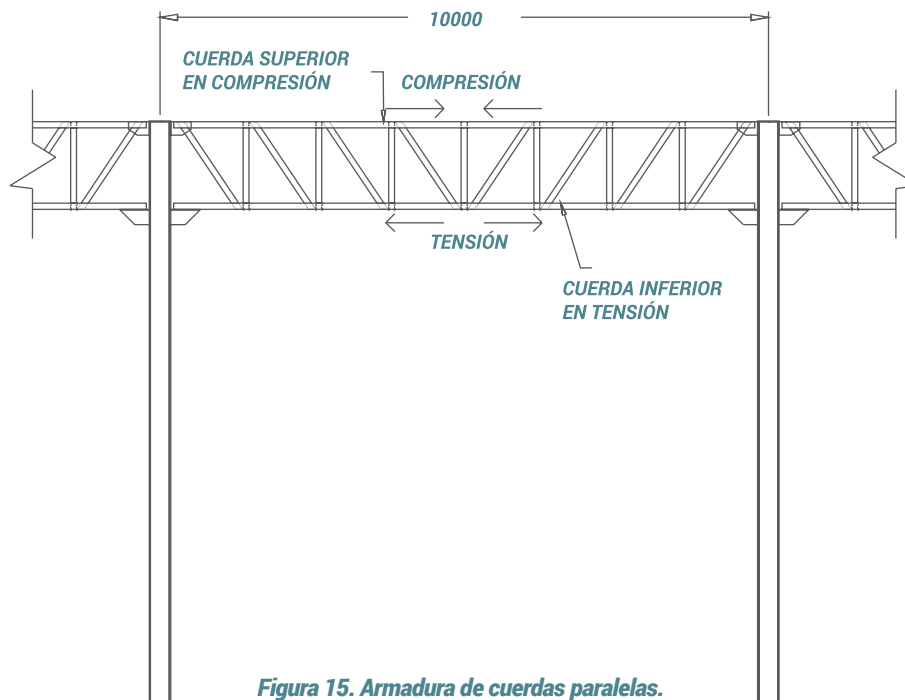


Figura 15. Armadura de cuerdas paralelas.

Se propone una sección de 2 LI de 2" x 5/32" con acero ASTM A529-50 figura 15a.

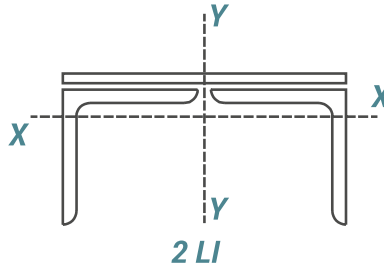


Figura 15a. Cuerda superior.

Para 1 LI 51 x 3.97 mm (2" x 5/32")

$$A_g = 3.87 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = I_{yy} = 9.66 \text{ cm}^4$$

$$r_{xx} = r_{yy} = 1.58 \text{ cm}$$

Para la sección compuesta, es necesario calcular el radio de giro solamente en el eje y-y, ya que para el eje x-x, el radio de giro será el mismo: $r_{xx} = 1.60 \text{ cm}$. El cálculo del radio de giro en eje y-y, de la sección formada por los 2 LI es como sigue.

$$I_{yy} = (I_g + A_g d^2) = [9.66 + (3.87)(3.66)^2] 2 = 123.00 \text{ cm}^4$$

$$r_{yy} = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A_g}} = \sqrt{\frac{123.00}{(2)(3.87)}} = 3.99 \text{ cm}$$

Como el radio de giro mínimo es alrededor del eje x-x, la longitud de esbeltez es de 125 cm, por lo que:

$$\frac{K_x L_x}{r_{xx}} = \frac{(1.0)(125)}{1.58} = 79.11 < 200$$

El esfuerzo de Euler es:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K_x L_x / r_{xx})^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)}{(79.11)^2} = 3,215.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3515}{3215.54}} = 1.045 < 5.1$$

El esfuerzo crítico será:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = (0.658^{(1.045)^2})(3515) = 2224.57 \text{ kg/cm}^2$$

(También se puede obtener este valor del folleto "Información técnica de GERDAU CORSA")

$$P_n = (2)(3.87)(2,224.57) = 17,218.18 \text{ kg}$$

DEP

$$P_a = P_D + P_L$$

$$P_a = 2.0 + 8.0 = 10.0 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{17.22}{1.67} = 10.31 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} > P_a$$

¡La sección es adecuada!

DFCR

$$P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L$$

$$P_u = 1.2(2.0) + 1.6(8.0) = 15.2 \text{ ton}$$

$$\phi_c P_n = (0.90)(17.22) = 15.5 \text{ ton}$$

$$\phi_c P_n > P_u$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 3. Seleccionar un perfil IR de acero ASTM A992, para una columna que soporta una carga de compresión axial de $P_D=125$ ton y $P_L=175$ ton. La columna tiene soporte lateral a media longitud alrededor del eje "y" que es proporcionado por una viga que se encuentra conectada a cortante únicamente. Seleccionar el valor K del caso 4 de la figura 13.

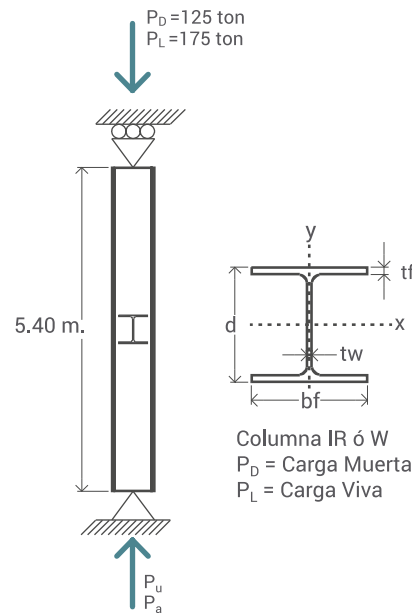


Figura 16. Columna aislada ejemplo 3.

Solución:

Se propone un Perfil IR 305 x 129.7 kg/m de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA.

$$A_g = 165.20 \text{ cm}^2$$

$$r_{xx} = 13.70 \text{ cm}$$

$$r_{yy} = 7.80 \text{ cm}$$

se recomienda que la relación de esbeltez $KL/r \leq 200$, en ambas direcciones de la sección transversal del perfil.

$$\frac{KL_x}{r_{xx}} = \frac{1.0 \ 540}{13.70} = 39.42 < 200$$

$$\frac{KL_y}{r_{yy}} = \frac{(1.0)(270)}{7.80} = 34.62 < 200$$

En la dirección en y-y sólo tomamos la mitad de la longitud ya que se encuentra soportada lateralmente por una viga intermedia.

Se toma el mayor de los valores de relación de esbeltez obtenidos para calcular el esfuerzo crítico F_{cr} .

El esfuerzo de Euler es:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} = \frac{\pi^2 E}{(39.42)^2} = 12,950.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \sqrt{\frac{3,515.00}{12,950.42}} = 0.52 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{2\lambda_c} F_y = (0.658)^{(0.52)^2} (3,515.00) = 3,138.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = (165.20)(3,138.87) = 518.54 \text{ ton}$$

DEP

$$P_a = P_D + P_L$$

$$P_a = 125 + 175 = 300 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{518.54}{1.67} = 310.50 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada!

DFCR

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$P_u = 1.2(125) + 1.6(175) = 430 \text{ ton}$$

$$\phi_c P_n = (0.90)(518.54) = 466.67 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 4. Determinar la resistencia en compresión axial disponible de un Perfil IR 356 x 56.7 kg/m (14x38), de acero ASTM A992. Las longitudes efectivas para pandeo alrededor de los dos ejes son: $KL_x = 6\text{m}$, $KL_y = 3\text{m}$. Sabiendo que el valor del módulo de elasticidad del acero $E = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

Para esta sección: **IR 356 X 56.7 kg/m** (de las tablas de propiedades y dimensiones de perfiles de GERDAU CORSA)

$A = 72.3 \text{ cm}^2$
 $d = 358 \text{ mm}$
 $bf = 172 \text{ mm}$
 $bf/2t_f = 6.6$
 $d/t_w = 45.3$

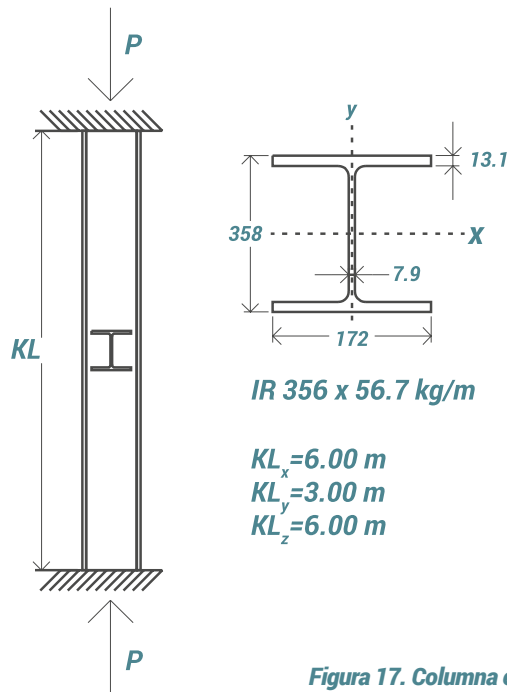


Figura 17. Columna ejemplo 4.

Solución:

Como la sección tiene dos ejes de simetría el pandeo es por flexión alrededor de alguno de los ejes centroidales y principales, o por torsión denominándolo para diferenciarlo como eje z-z.

Revisión de las relaciones ancho / grueso Tabla B4.1 de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

$$\text{Patines: } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{17.2}{2(1.31)} = 6.6 < 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.56 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 13.5$$

$$\text{Alma: } \frac{d}{t_w} = 45.3 > 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.9$$

Los patines son compactos, mientras que el alma es esbelta.

Pandeo alrededor del eje x-x

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{600}{14.9} = 40.27$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(40.27)^2} = 12,409.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515}{12,409.48}} = 0.532 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = [0.658]^{(0.532)^2} 3,515 = 3,122.33 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo alrededor del eje y-y

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{300}{3.9} = 76.92$$

Es crítica la esbeltez alrededor del eje y. Esto se sabía desde que se determinó que la columna se pandea por flexión alrededor de dicho eje.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(76.92)^2} = 3,401.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515}{3,401.25}} = 1.017 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = [0.658]^{(1.017)^2} 3,515 = 2,279.91 \text{ kg/cm}^2$$

Pandeo por torsión alrededor del eje z-z

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(K_z L_z)^2} + G J \right] \frac{I}{I_x + I_y}$$

Donde:

E= Módulo de elasticidad, kg/cm².

G= Módulo de elasticidad al esfuerzo cortante, kg/cm².

J= Constante de torsión de Saint Venant, cm⁴.

C_w= Constante de torsión por alabeo, cm⁶.

I_x, I_y Momentos de inercia de la sección transversal.

L_z= Longitud libre para pandeo por torsión alrededor del eje Z, cm.

K_x, K_y, K_z= Factores de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor de los ejes X y Y y para pandeo por torsión.

De manera práctica la constante de torsión por alabeo C_w , para miembros doblemente simétricos se calcula de la siguiente manera:

$$C_w = \frac{I_y h_0^2}{4}$$

$$C_w = \frac{(1,111)(34.49)^2}{4} = 330,400.32 \text{ cm}^6$$

$$F_c = \left[\frac{\pi^2 (2,039,000)(330,400.32)}{(600)^2} + (790,000)(33.3) \right] \frac{1}{16,025 + 1,111}$$

$$F_c = [18,469,491.11 + 26,307,000.00] \frac{1}{17,136}$$

$$F_c = 2,613.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \sqrt{\frac{3,515}{2,613.01}} = 1.16 \leq 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{(1.16)^2} (3,515) = 2,001.38 \text{ kg/cm}^2$$

En el capítulo E en la sección E7 de las especificaciones IMCA 5ta. edición se mencionan algunos factores de reducción para miembros en compresión con elementos esbeltos, es decir, que no cumplen con las disposiciones de sección compacta según la sección B4 de dicha especificación.

Para miembros en compresión con elementos atiesados esbeltos indica que se tendrá que determinar un ancho efectivo de dicho elemento.

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left[1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right] \leq b$$

En este caso particular el elemento esbelto es el alma únicamente, en esta parte el ancho b se refiere al peralte del alma, el espesor t será el espesor del alma y el esfuerzo f será el esfuerzo crítico por pandeo torsional arriba calculado.

$$b_e = 1.92(0.79) \sqrt{\frac{2,039,000}{2,001.38}} \left[1 - \frac{0.34}{45.3} \sqrt{\frac{2,039,000}{2,001.38}} \right] \leq 33.18$$

$$48.41(1 - 0.24) \leq 33.18$$

$$36.81 > 33.18$$

Como el ancho efectivo es mayor que el peralte del alma se considera que el factor $Q_a = 1.0$ y el esfuerzo crítico será el de pandeo torsional.

$$F_{cr} = (0.658)^{(1.16)^2} (3,515) = 2,001.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr}$$

$$P_n = (72.3)(2,001.38) = 144,669.77 \text{ kg}$$

$$P_n = 144.7 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño.

DEP

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{144.7}{1.67} = 86.64 \text{ ton}$$

DFCR

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c P_n = (0.9)(144.7) = 130.23 \text{ ton}$$

Ejemplo 5. Determinar capacidad de carga en compresión axial del tramo de la columna C-1 comprendido entre los niveles N-1 y N-2 y que forma parte del marco rígido que se muestra en la figura. El perfil es de acero ASTM A992, $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$.

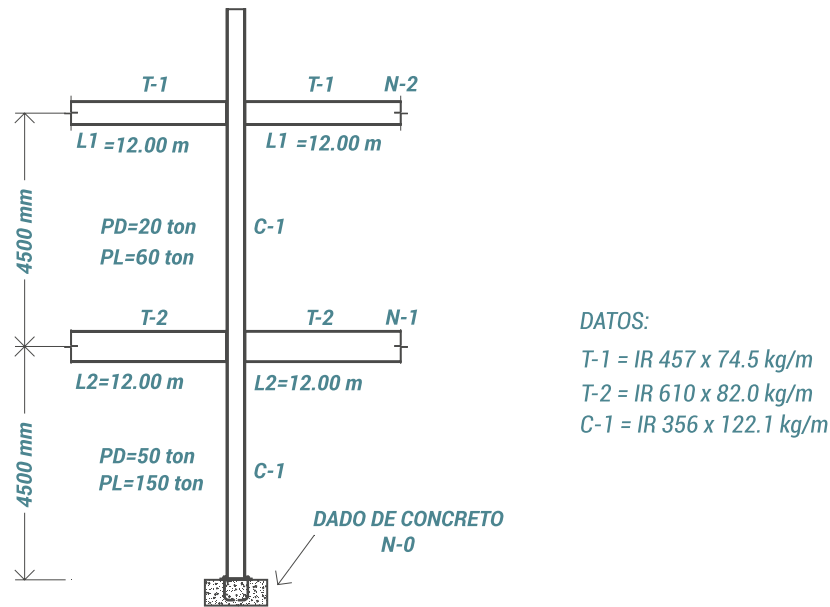


Figura 18. Columna del ejemplo 5.

MIEMBRO	DESIGNACIÓN	A_g (cm ²)	I_x (cm ⁴)	r_x (cm)	r_y (cm)
T-1	IR 457 x 74.5	94.8	33 298	18.7	4.2
T-2	IR 610 x 82.0	104.5	56 191	23.1	3.4
C-1	IR 356 x 122.1	155.5	36 711	15.4	6.3

Solución.

La determinación de la capacidad de carga en compresión axial del tramo de columna se realiza, a continuación, de acuerdo con el procedimiento recomendado en el capítulo E de las Especificaciones IMCA 5ta. edición.

Existe un nomograma para marcos con desplazamiento lateral permitido, el cual nos ayuda a determinar el factor de longitud efectiva de manera más precisa tomando en cuenta la rigidez de los miembros que se conectan a las columnas. Para la aplicación práctica del nomograma se requieren únicamente los momentos de inercia de los miembros conectados y sus respectivas longitudes.

El nomograma está basado en la obtención de unos coeficientes G el cual está determinado por la siguiente expresión:

$$G = \frac{\sum (I_c/L_c)}{\sum (I_g/L_g)}$$

Donde:

- I_c = Momento de inercia de la columna en estudio.
- L_c = Longitud de la columna en estudio.
- I_g = Momento de inercia de las traves u otro miembro que restrinja la longitud de la columna en estudio para formar el marco.
- L_g = Longitud las traves u otro miembro que restrinja la longitud de la columna en estudio para formar el marco.

Para poder utilizar el nomograma se tendrá que tener dos coeficientes obtenidos tanto en el nivel superior como en el inferior del tramo que se está estudiando.

G_A = Coeficiente del nivel superior al tramo en estudio.

G_B = Coeficiente del nivel inferior al tramo en estudio.

$$G_A = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_g/L_g} = \frac{\frac{36,711}{450}}{2\left(\frac{33,298}{1,200}\right)} = \frac{81.58}{55.497} = 1.47$$

$$G_B = \frac{\sum I_c/L_c}{\sum I_g/L_g} = \frac{2\left(\frac{36,711}{450}\right)}{2\left(\frac{56,191}{1,200}\right)} = \frac{163.16}{93.652} = 1.742$$

Según el nomograma de las especificaciones IMCA 5ta. edición y de acuerdo a los coeficientes G_A y G_B obtuvimos un valor de $K=1.59$. Este nomograma también se puede encontrar en el manual IMCA 5ta. edición en la página 351.

$$KL_x = (1.59)(450) = 715.5 \text{ cm}$$

$$\frac{KL_x}{r_x} = \frac{715.5}{15.4} = 46.46$$

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{(46.46)^2} = 9,322.645 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \sqrt{\frac{3,515}{9,322.645}} = 0.614 < 1.5$$

$$F_{cr} = (0.658)^{(0.614)^2} (3,515) = 3,001.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = (3,001.91)(155.5) = 466,797.0 \text{ kg}$$

$$P_n = 466.8 \text{ ton}$$

Para DEP

$$\Omega_c = 1.67$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{466.8}{1.67} = 279.52 \text{ ton}$$

$$P_a = 20 + 60 = 80 \text{ ton}$$

$$P_a < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

¡La sección es adecuada!

Para DFCR

$$\phi_c = 0.9$$

$$\phi_c P_n = (0.9)(466.8) = 420.12 \text{ ton}$$

$$P_a = 1.2(20) + 1.6(60) = 152 \text{ ton}$$

$$P_u < \phi_c P_n$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 6. Diseñar una columna aislada sometida a compresión axial que soporta una carga muerta de $P_D = 30$ ton y una carga viva de $P_L = 42$ ton, la columna será tipo IR con acero ASTM A992. La columna se encuentra doblemente empotrada (caso 1 Fig. 13) por lo que el factor de longitud efectiva $K=0.65$. También determinar las dimensiones de una placa base de acero ASTM A36 y su espesor sabiendo que descansa sobre un dado de concreto con $f'_c = 250$ kg/cm².

Solución:

Tomaremos un IR 305 x 52.2 kg/m de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA.

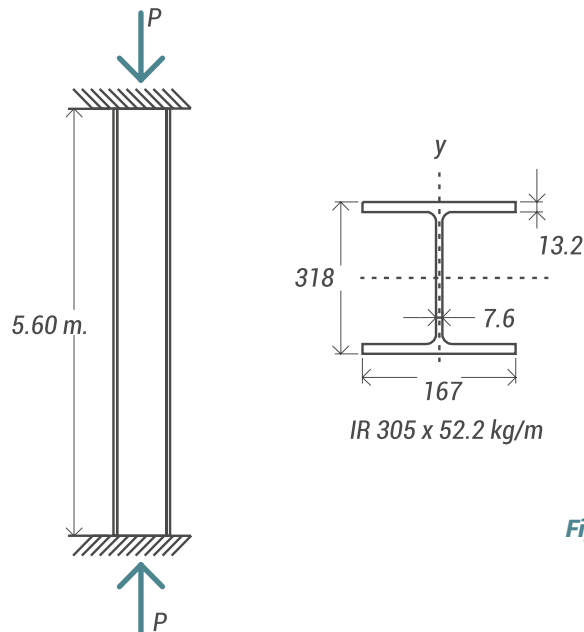


Figura 19. Columna ejemplo 6.

$$\frac{K_y L_y}{r_{yy}} = \frac{(0.65)(560)}{3.9} = 93.33 < 200$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(K_y L_y / r_{yy})^2} = \left(\frac{\pi^2 (2,039,000)}{(93.33)^2} \right) = 2,310.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515}{2,310.33}} = 1.23 < 1.5$$

$$\therefore F_{cr} = (0.658)^{\lambda_c^2} F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{(1.23)^2}) (3,515) = 1,866.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = A_g F_{cr} = (66.5) (1,866.03) = 124,091.18 \text{ ton}$$

Para DEP

$$P_a = 30 + 42 = 72 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{124.09}{1.67} = 74.31 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada!

Para DFCR

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L$$

$$P_u = 1.2(30) + 1.6(42) = 103.20 \text{ ton}$$

$$\phi_t P_n = (0.9)(124.09) = 111.68 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 7. Diseñar una columna en celosía formada por 4 ángulos de lados iguales estándar A529-50. Las condiciones de apoyo en los extremos de la columna son simplemente apoyadas, caso 4 figura 13, $K=1.0$. La columna deberá ser capaz de resistir una carga muerta de $P_D = 15$ ton y una carga viva de $P_L = 25$ ton. La celosía será de solera A529-50.

Diseño de la columna:

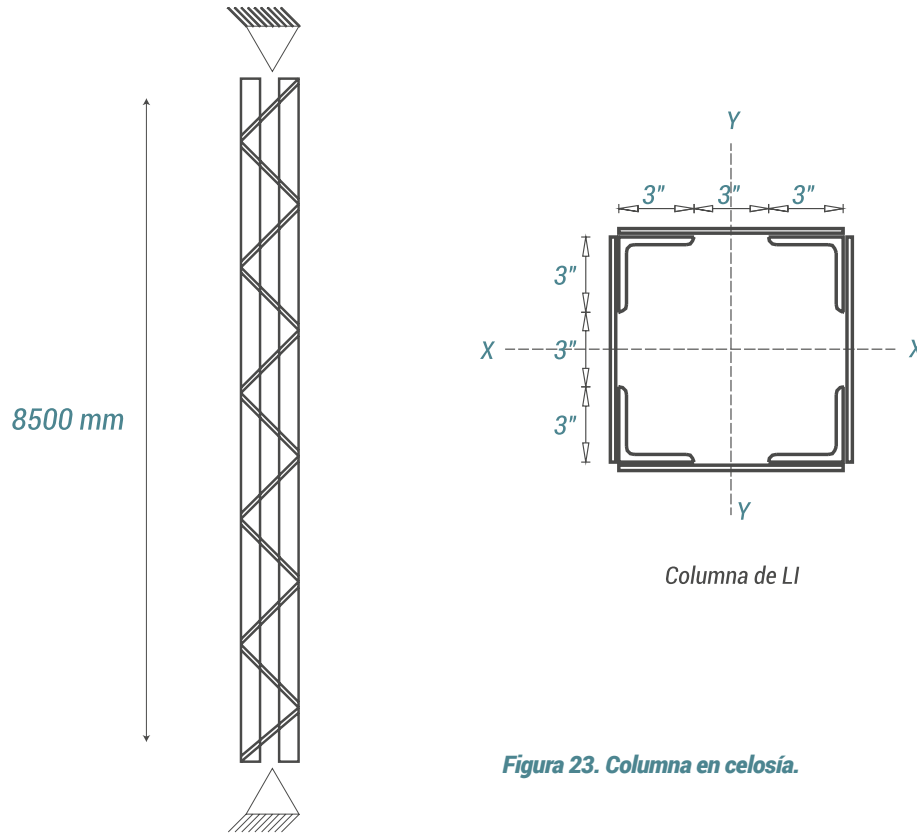


Figura 23. Columna en celosía.

Se propone una columna formada por 4 LI 3" x 1/4".

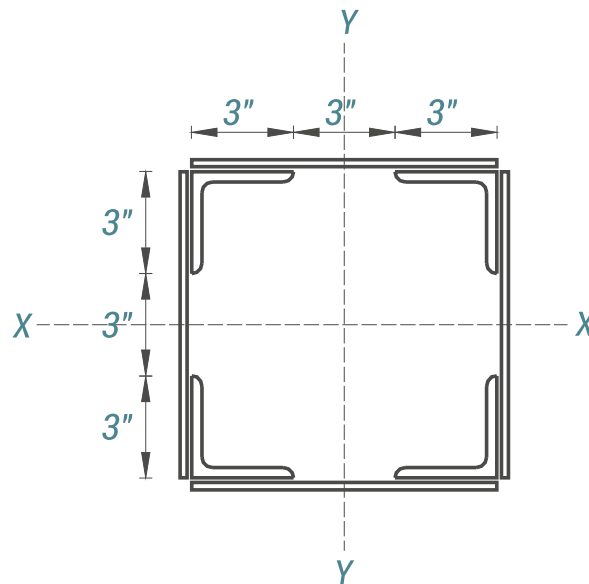


Figura 24. Columna ende LI.

Para 1 LI las propiedades mecánicas son:

$$\begin{aligned}A_g &= 9.29 \text{ cm}^2 \\I_{xx} &= 51.60 \text{ cm}^4 \\x &= y = 2.13 \text{ cm}\end{aligned}$$

En este caso tendremos que calcular en primera instancia las propiedades mecánicas para la sección formada por los 4 ángulos.

Siguiendo en teorema de los ejes paralelos o teorema de Steiner se tiene:

$$I_{xx} = I_{yy} = I_g + A_g d^2$$

Donde:

I_g = Inercia propia de la sección simple.

A_g = Área de la sección transversal simple.

d = Distancia centroidal de la sección sencilla a la sección formada.

$$I_{xx} = I_{yy} = [51.60 + (9.29)(9.3)^2]4 = 3,420.37 \text{ cm}^4$$

$$r_{xx} = r_{yy} = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{3,420.37}{(4)(9.29)}} = 9.59 \text{ cm}$$

Calculamos la relación de esbeltez de la sección total:

$$\frac{KL}{r} = \frac{(1.0)(850)}{9.59} = 88.63$$

Calculamos el esfuerzo de Euler para verificar el rango en el cual se encuentra la columna:

$$F_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{(3.1416)^2 (2,039,000.00)}{(88.63)^2} = 2,561.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = \sqrt{\frac{3,515.00}{2,561.86}} = 1.17 < 1.5$$

La columna se encuentra en el rango inelástico por lo que el valor del esfuerzo crítico será:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y = (0.658^{(1.17)^2})(3,515) = 1,981.96 \text{ kg/cm}^2$$

Este valor de esfuerzo crítico también se puede obtener directamente con la relación de esbeltez en la tabla de esfuerzo crítico que contiene la información técnica de GERDAU CORSA.

La resistencia nominal por compresión axial de la columna es:

$$P_n = A F_{cr} = (4)(9.29)(1,981.96) = 73,649.61 \text{ kg}$$

Para DEP

$$\begin{aligned}\Omega_c = 1.67 \quad \frac{P_n}{\Omega_c} &= \frac{73.65}{1.67} = 44.101 \text{ ton} \\P_a = P_D + P_L &= 15 + 25 = 40.0 \text{ ton} \\ \frac{P_n}{\Omega_c} &> P_a\end{aligned}$$

Debido a que la resistencia admisible es mayor que la carga actuante **¡La sección es adecuada!**

Para DFCR

$$\begin{aligned}\phi_c = 0.90 \quad \phi_c P_n &= (0.90)(73.65) = 66.29 \text{ ton} \\P_u = 1.2 P_D + 1.6 P_L &= 1.2(15.0) + 1.6(25.0) = 58 \text{ ton} \\ \phi_c P_n &> P_u\end{aligned}$$

Debido a que la carga resistente es mayor que la carga última **¡La sección es adecuada!**

Diseño de la celosía:

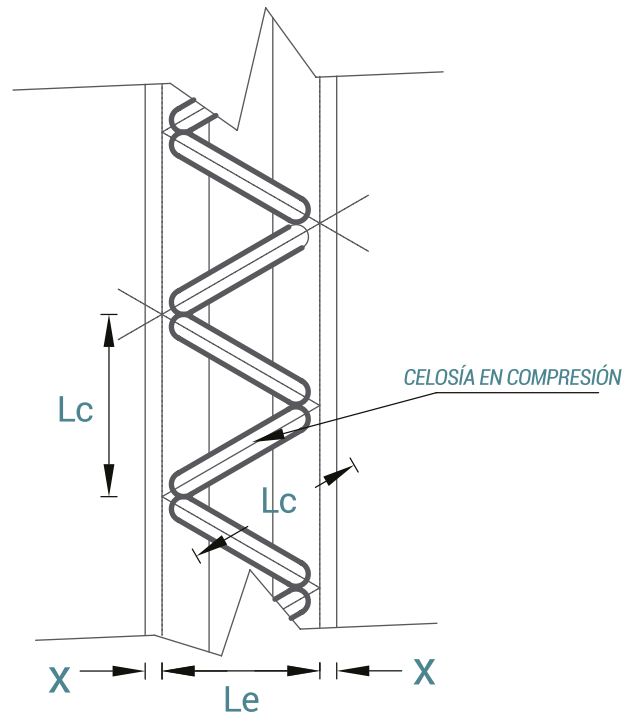


Figura 25. Celosía.

Según la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas en el capítulo 4.2.3 del RCDF de 2004, el diseño de la celosía deberá constituir que la separación en donde se conectan tendrá una relación de esbeltez menor o igual que la calculada para el elemento principal, la celosía debe diseñarse de tal modo que sea capaz de soportar por lo menos el 2.5% de la carga resistente (DFCD), o de la resistencia admisible (DEP), perpendicular al eje longitudinal y con relación de esbeltez menor que 140.

La separación total de las partes conectadas será de L_c como se indica en la figura debido a que el ángulo de inclinación es de $\Theta = 60^\circ$. Tendremos los centroides de las celosías deberán coincidir con los centroides de los perfiles que constituyen la columna, en este caso los centroides de las soleras deberán coincidir con los centroides de los LI. La longitud marcada como L_e , es la distancia que existe entre centroides de los perfiles que constituyen la columna.

$$L_e = 22.86 - 2(2.13) = 18.6 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{L_e}{\cos \theta}$$

$$L_c = \frac{18.6}{0.866} = 21.50 \text{ cm}$$

Para un solo ángulo la relación de esbeltez $\left(\frac{L_b}{r_{\min}}\right) \leq 80$ y la relación de esbeltez $\left(\frac{KL_b}{r_{\min}}\right) \leq 72 + 0.75\left(\frac{L_b}{r_{\min}}\right)$.

Para nuestro caso las propiedades mecánicas de un solo ángulo son:

$$\frac{L_b}{r_{xx}} = \frac{21.50}{2.36} = 9.11 < 80$$

$$\frac{KL_b}{r} = 72 + 0.75(9.11) = 78.83 < 88.63$$

¡La separación de la celosía es adecuada!

Consideraremos que la celosía se encuentra simplemente apoyada por lo que aplicaremos el caso 4 de la fig. 13. Con un factor de longitud efectiva $K=1.0$. La longitud de la celosía será debido a que se encuentra a 60° será de $L_c = 21.50$ cm.

Proponemos una celosía de SOL 32 x 10 mm (1 1/4" x 3/8")

Sus propiedades mecánicas son:

$$A_g = 2.52 \text{ cm}^2 \quad \frac{KL_c}{r_{yy}} = \frac{(1.0)(21.50)}{0.275} = 78.18 < 140$$

$$r_{yy} = 0.275 \text{ cm}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_c}{r_{yy}}\right)^2} = \frac{(3.1416)^2 (2,039,000.00)}{(78.18)^2} = 3,292.51 \text{ kg/cm}^2$$

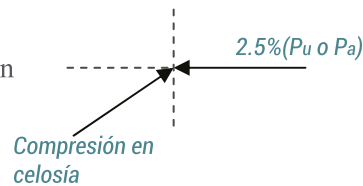
$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515.00}{3,292.51}} = 1.03 > 1.5$$

La celosía se encuentra en la respuesta elástica por lo que el esfuerzo crítico será:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} F_y = (0.658^{(1.03)^2})(3,515) = 2,254.66 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia nominal de la celosía es:

$$P_n = A_g F_{cr} = (2.52)(2,254.66) = 5,681.75 \text{ ton}$$



Para DEP

$$\Omega_c = 1.67 \quad \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{5.68}{1.67} = 3.40 \text{ ton}$$

$$P_{ac} = \frac{2.5\% P_u}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} = \frac{(0.025)(44.101)}{0.866} = 1.27 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} > P_{ac}$$

Debido a que la resistencia admisible es mayor que la carga actuante **¡La celosía es adecuada!**

Para DFCR

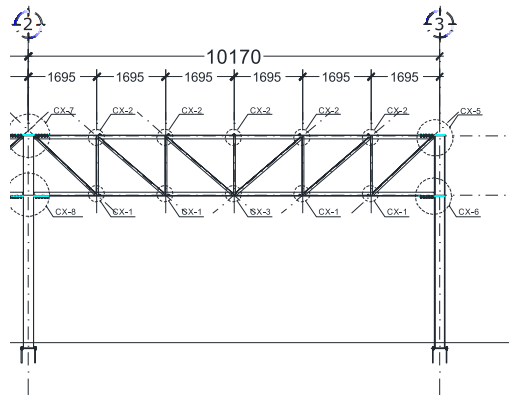
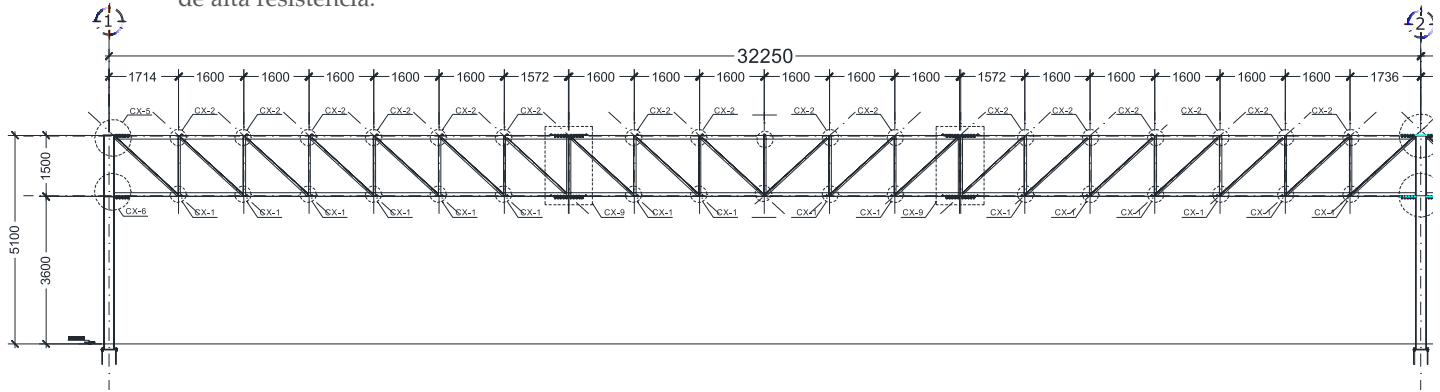
$$\phi_c P_n = (0.90)(3.23) = 2.91 \text{ ton}$$

$$P_{uc} = \frac{2.5\% P_u}{\cos\left(\frac{\theta}{2}\right)} = \frac{(0.025)(66.29)}{0.866} = 1.91$$

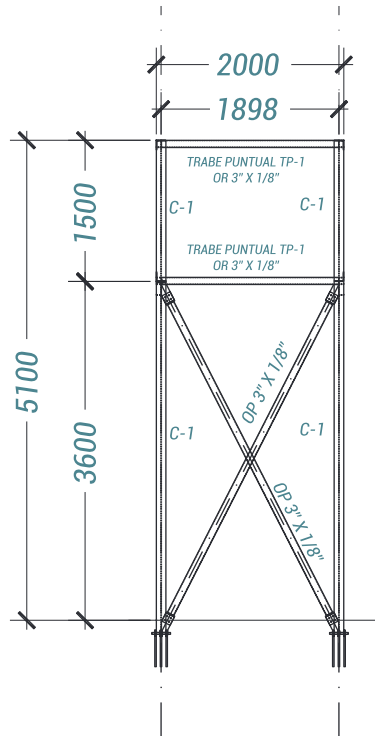
$$\phi_c P_n > P_{uc}$$

Debido a que la carga resistente es mayor que la carga última **¡La celosía es adecuada!**

Ejemplo 8. El rack está estructurado a base de 2 armaduras paralelas, cada armadura consiste en una cuerda superior y una cuerda inferior formada por elementos LI (Angulo de Lados Iguales) de 4" x 1/4" (102 mm x 6.4 mm), diagonales LI de 2" x 1/8" (50.8 mm x 3.2 mm) y montantes LI de 2" x 3/16" (50.8 mm x 4.8 mm). Las armaduras están directamente conectadas a las columnas de soporte CM-1 en los ejes 1, 2 y 3 por lo que el claro libre de la armadura es de 32.25 mts. entre los ejes 1 y 2 y 10.17 mts. entre los ejes 2 y 3, dichas armaduras están conectadas mediante elementos a base de placas y tornillos de alta resistencia.

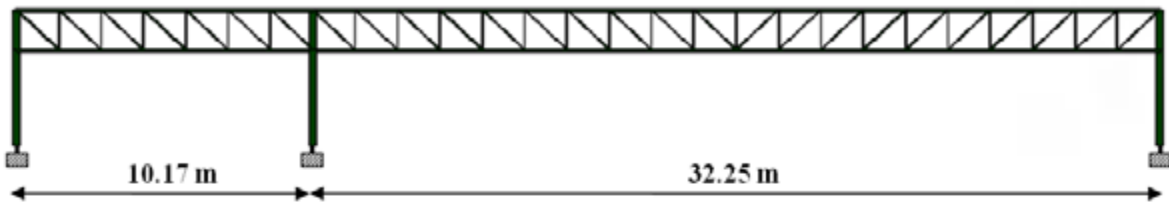


VISTA LONGITUDINAL ARMADURA R-1 CLARO 2



9 MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural se desarrolló mediante el programa Staad Pro V8i, este es un programa de computadora utilizado para desarrollar el análisis de la estructura y poder determinar los esfuerzos de cada uno de los elementos que se procederán a diseñar.

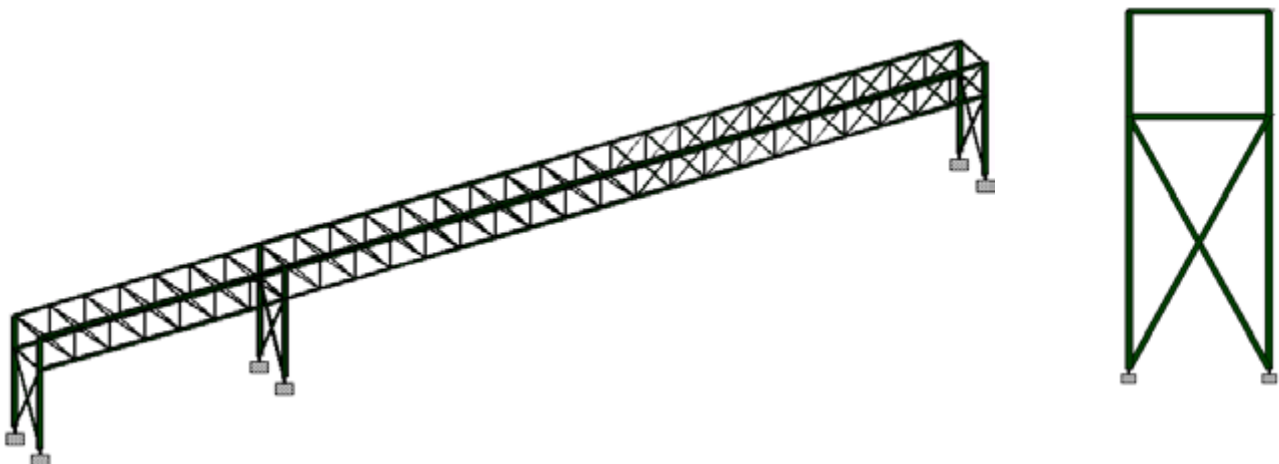


SECCIÓN LONGITUDINAL

10 DISEÑO ESTRUCTURAL

10.1 Cargas consideradas.

Las cargas consideradas para este rack son dos camas de tuberías de 600 kg/m cada una sumando un total de 1200 kg/m en cada bahía.



10.2 Elementos mecánicos.



ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

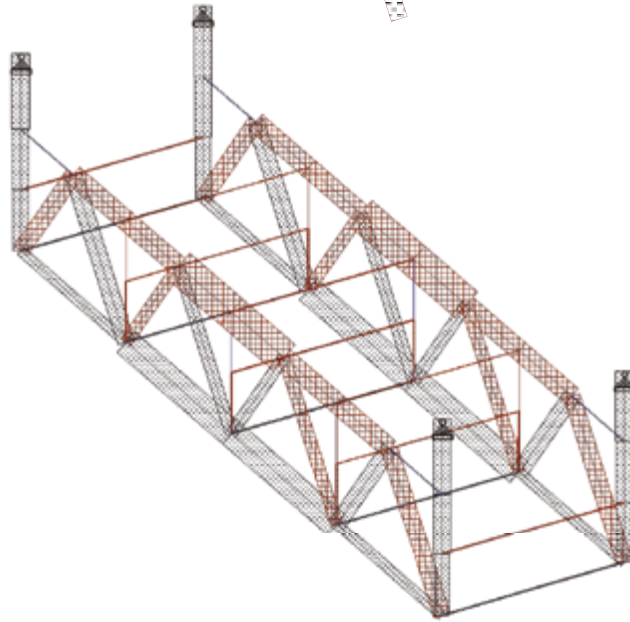
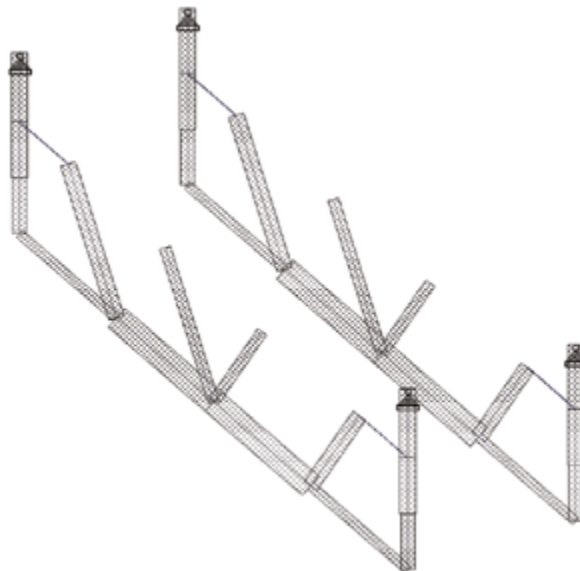


DIAGRAMA DE ESFUERZOS



ELEMENTOS EN TENSIÓN

10.3 DISEÑO DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

El diseño de los elementos en compresión se desarrolla de acuerdo a lo establecido en el capítulo E de la especificación IMCA 5ta Edición, la cual establece que para que el diseño cumpla con el estado límite de falla deberá atender la siguiente solicitación:

$$P_u \leq \phi R_n$$

Donde:

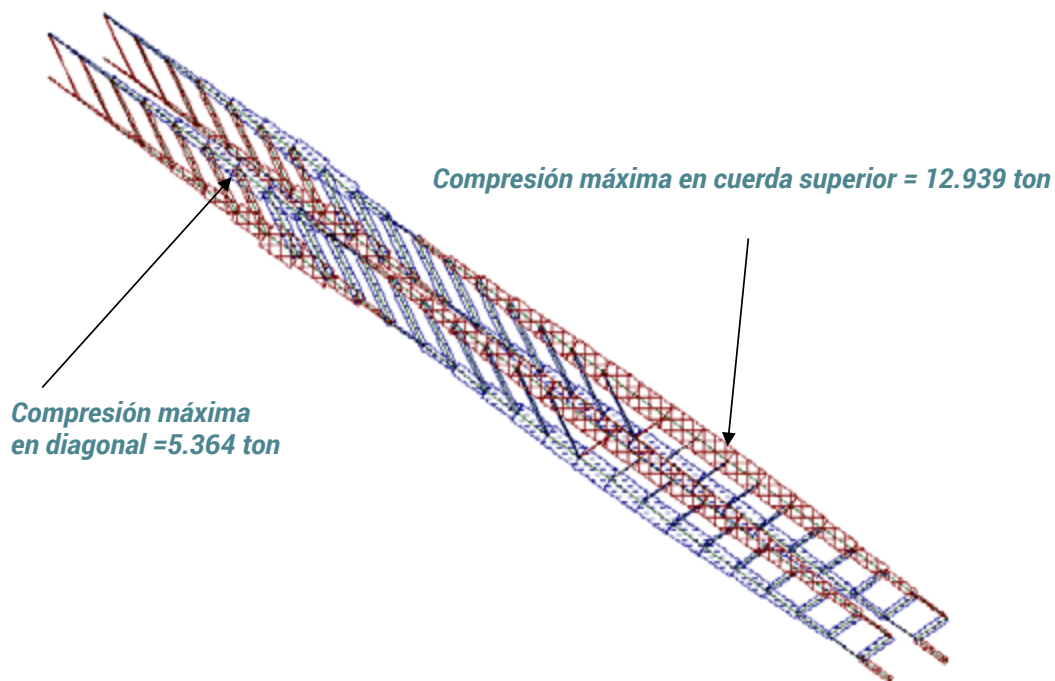
P_u = Fuerza última de compresión obtenida del análisis estructural.

$R_n = F_{cr} A_g$ Fuerza nominal de compresión establecida por la ecuación (E3-1), de la especificación IMCA 5ta Edición.

$\Omega_c = 0.90$, Factor de resistencia para el diseño por factores de carga y resistencia definido en el capítulo C de la especificación IMCA 5ta. edición.

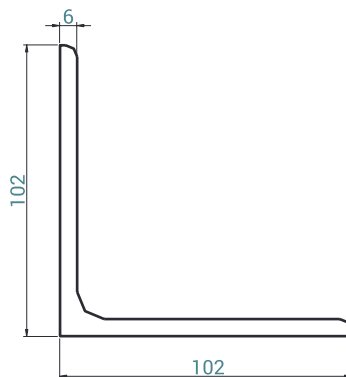
F_{cr} = Esfuerzo crítico definido en por las ecuaciones (E3-2) y (E3-3), según los parámetros de esbeltez de los elementos comprimidos.

A_g = Área total de la sección transversal del elemento comprimido.



10.3.1 Revisión de la cuerda superior en compresión.

El elemento que se revisará en compresión es un LI de 4" x 1/4" (102 mm x 4.8 mm), de acero ASTM A36 que contiene un límite de fluencia de $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.



LI 4" X 1/4"

Las propiedades geométricas de la sección son:

$$A_g = 12.5 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 3.18 \text{ cm}$$

$$L_{bx} = L_{by} = 161.25 \text{ cm}$$

$$K = 1.0$$

La relación de esbeltez del elemento se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$L_b / r \leq 80$$

$$KL_b / r = 72 + 0.75 L / r$$

$$L_b / r \leq 80$$

$$KL_b / r = 32 + 1.25 L / r \leq 200$$

Por lo tanto:

$$(161.25 \text{ cm}) / 3.18 \text{ cm} = 50.7 \leq 80$$

$$KL_b / r = 72 + 0.75 (161.25 / 3.18) = 110.025$$

Una vez determinada la relación de esbeltez se procede a calcular el esfuerzo de Euler que está dado por la ecuación (E3-4) de la especificación IMCA 5ta. edición como sigue:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,039,000 \text{ kg/cm}^2)}{(110.025)^2} = 1,662.39 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de Euler nos permite decidir el rango en el cual se encuentra nuestro elemento en compresión de acuerdo con la relación de esfuerzos F_y / F_e .

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2,530.00 \text{ kg/cm}^2}{1,662.39 \text{ kg/cm}^2} = 1.52 < 2.25$$

Debido a que la relación de esfuerzos es menor que 2.25 nuestro elemento se considera un elemento intermedio que tendrá su resistencia en el rango de pandeo inelástico. Para este caso el esfuerzo crítico se determina como sigue:

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

$$F_{cr} = \left[0.658^{1.52} \right] (2,530.00 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F_{cr} = 1,339.13 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia por compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$\phi P_n = (0.9)(1,339.13 \text{ kg/cm}^2)(12.5 \text{ cm}^2)$$

$$\phi P_n = 15,065.25 \text{ kg}$$

La resistencia del elemento es mayor que la que se requiere la eficiencia estará dado por la relación que existe entre la carga requerida dividida entre la carga resistente y multiplicada por 100 para ver el porcentaje.

$$E(\%) = \frac{P_u}{(\phi P_n)} * 100 = \frac{12.939 \text{ ton}}{15.065 \text{ ton}} * 100 = 85.89\%$$

¡La sección es adecuada!

10.3.2. Revisión del montante en compresión.

El elemento que se revisará en compresión es un LI de 2" x 3/16" (50.8 mm x 4.8 mm) de acero ASTM A36 que contiene un límite de fluencia de $F_y = 2,530 \text{ kg/cm}^2$.

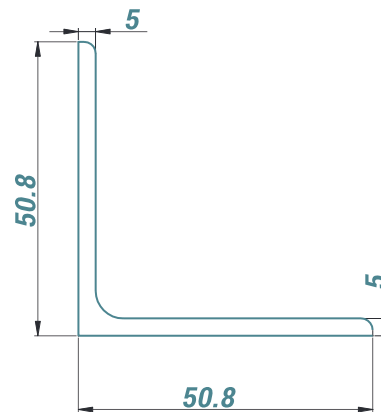
Las propiedades geométricas de la sección son:

$$A_g = 4.6 \text{ cm}^2$$

$$r_x = r_y = 1.55 \text{ cm}$$

$$L_{Bx} = L_{By} = 150 \text{ cm}$$

$$K = 1.0$$



LI 2" x 3/16"

La relación de esbeltez del elemento se determina de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{L_b}{r} \leq 80$$

$$\frac{KL_b}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r}$$

$$\frac{L_b}{r} \geq 80$$

$$\frac{KL_b}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r} \leq 200$$

Por lo tanto:

$$\frac{(150 \text{ cm})}{1.55 \text{ cm}} = 96.77 \geq 80$$

$$\frac{KL_b}{r} = 32 + 1.25 \frac{150}{1.55} = 152.96$$

$$152.96 \leq 200$$

Una vez determinada la relación de esbeltez se procede a calcular el esfuerzo de Euler que está dado por la ecuación (E3-4) de la especificación IMCA 5ta. edición como sigue:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL_b}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 (2,039,000 \text{ kg/cm}^2)}{(152.96)^2} = 860.13 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo de Euler nos permite decidir el rango en el cual se encuentra nuestro elemento en compresión de acuerdo con la relación de esfuerzos F_y/F_e .

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{2,530.00 \text{ kg/cm}^2}{860.13 \text{ kg/cm}^2} = 2.94 > 2.25$$

Debido a que la relación de esfuerzos es mayor que 2.25 nuestro elemento se considera un elemento intermedio que tendrá su resistencia en el rango de pandeo elástico. Para este caso el esfuerzo crítico se determina como sigue:

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

$$F_{cr} = 0.877 (860.13 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F_{cr} = 754.33 \text{ kg/cm}^2$$

La resistencia por compresión será:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g$$

$$\phi P_n = (0.9)(754.33 \text{ kg/cm}^2)(4.6 \text{ cm}^2)$$

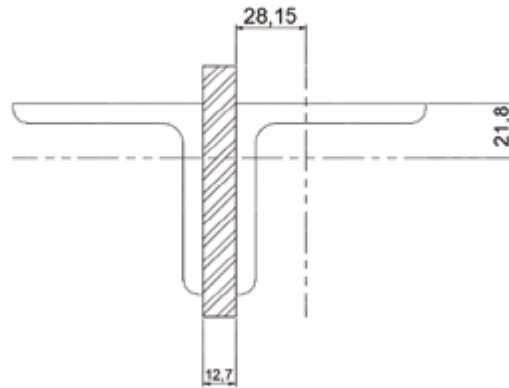
$$\phi P_n = 3,122.94 \text{ kg}$$

La resistencia del elemento es igual que la que se requiere la eficiencia estará dado por la relación que existe entre la carga requerida dividida entre la carga resistente y multiplicada por 100 para ver el porcentaje.

$$E(\%) = \frac{P_u}{(\phi P_n)} * 100 = \frac{3.14 \text{ ton}}{3.12 \text{ ton}} * 100 = 100.6\%$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 9. Contraviento vertical.



$$A = (11.5 \text{ cm}^2 * 2) = 23 \text{ cm}^2$$

$$L = 11.20 \text{ m}$$

$$b/t = 76.2 / 7.93 = 9.6$$

$$0.45 \sqrt{E / F_y}$$

$$0.45 \sqrt{2,039,000 \text{ kg/cm}^2 / 2,5300 \text{ kg/cm}^2} = 12.77$$

$$12.77 > 9.6$$

$$I_x = \sum [I_{px} + Ad_y^2]$$

$$I_x = \sum [62.40 \text{ cm} + (11.5 \text{ cm}) (0)^2] * 2$$

$$I_x = 124.8 \text{ cm}^4$$

$$I_y = \sum [I_{py} + Ad_x^2]$$

$$I_y = \sum [62.40 \text{ cm} + (11.5 \text{ cm}) (2.815)^2] * 2$$

$$I_y = 307.05 \text{ cm}^4$$

$$r_x = \sqrt{I_{px} / A_T}$$

$$r_x = \sqrt{124.8 \text{ cm} / 23} = 2.33 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{I_{py} / A_T}$$

$$r_y = \sqrt{307.06 \text{ cm} / 23} = 3.654 \text{ cm}$$

Pandeo por torsión y pandeo por flexotorsión.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cr} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{F_{cry} + F_{crz} H}{(F_{cry} + f_{crz})^2}} \right]$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r} \right)_o^2 + \left(\frac{K_1 a}{r_i} \right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{mx} = \sqrt{\left(\frac{(1)(560 \text{ cm})}{2.33 \text{ cm}} \right)_o^2 + \left(\frac{(0.5)(100 \text{ cm})}{2.33 \text{ cm}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{mx} = \sqrt{57,764.92 + 460.50}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{mx} = 241.30$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{my} = \sqrt{\left(\frac{(1)(1,120 \text{ cm})}{3.654 \text{ cm}} \right)_o^2 + \left(\frac{(0.5)(100 \text{ cm})}{2.33 \text{ cm}} \right)^2}$$

$$\left(\frac{KL}{r} \right)_{my} = \sqrt{93,950.47 + 460.50}$$

$$F_{cry} = 0.877 F_e$$

$$f_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r} \right)_m^2}$$

$$f_{ex} = \frac{\pi^2 E}{(241.30)^2}$$

$$f_{ex} = 345.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ey} = \frac{\pi^2 E}{(307.26)^2}$$

$$f_{ey} = 213.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{crx} = 0.877 (345.62)$$

$$F_{crx} = 303.11 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cry} = 0.877 (213.16)$$

$$F_{cry} = 186.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{crz} = \frac{GJ}{A_g r_o^2}$$

$$r_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

$$r_o^2 = (0)^2 + (1.7835 \text{ cm})^2 + \frac{124.8 \text{ cm}^4 + 307.06 \text{ cm}^4}{23 \text{ cm}^2}$$

$$r_o^2 = 21.98 \text{ cm}$$

$$F_{crz} = \frac{(784,000 \text{ kg/cm}^2) (2.47 \text{ cm} * 2)}{(23 \text{ cm}^2) (21.98 \text{ cm})}$$

$$F_{crz} = 7,661.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \left(\frac{F_{cry} + F_{crz}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{cry} + F_{crz} H}{(F_{cry} + F_{crz})^2}} \right]$$

$$H = 1 - \frac{x_o^2 + y_o^2}{r_o^2}$$

$$H = 1 - \frac{(0)^2 + (1.7835 \text{ cm})^2}{21.98 \text{ cm}^2}$$

$$H = 0.855$$

$$F_{cr} = \left(\frac{186.94 + 7,661.04}{2(0.5970)} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4(186.94) (7,661.04)(0.855)}{(186.94 + 7,661.04)^2}} \right]$$

$$F_{cr} = (4,589.46)(0.04)$$

$$F_{cr} = 186.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g$$

$$P_n = (186.27 \text{ kg/cm}^2)(23 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 4,284.14 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = (0.9) 284.14 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 3,855.73 \text{ kg}$$

V. MIEMBROS EN FLEXIÓN

ÍNDICE

1. Definición
2. Uso de miembros en flexión
3. Secciones transversales estructurales convenientes
4. Teoría elástica para el diseño de vigas
5. Diseño de vigas de acuerdo con la teoría plástica
6. Comportamiento básico de miembros en flexión
7. Clasificación de las secciones
8. Modos de falla de miembros en flexión
9. Diseño estructural de vigas conforme al IMCA 5ta. edición

CBEA**DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO***Métodos DEP / DFCR*

INTRODUCCIÓN

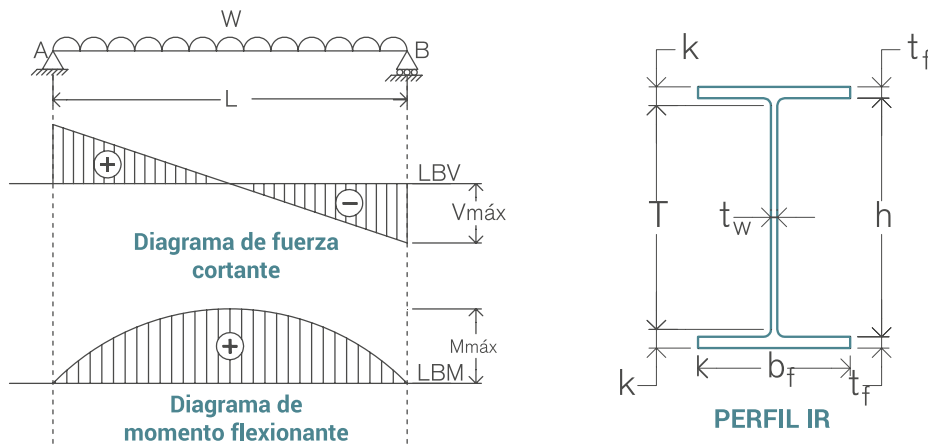
En este apartado de estructuras de acero se presenta el desarrollo y metodología para el diseño de elementos que se someten a esfuerzos de flexión, tales como son las traveses y las vigas de sistemas que conforman una estructura. Se definirá el concepto básico de funcionamiento y su correcta interpretación, del mismo modo se analizarán todos los estados límites correspondientes a las fallas, así como los estados límite de servicio. Se explica a fondo el comportamiento y su clasificación de acuerdo con las especificaciones del manual de construcción en acero IMCA 5ta edición, capítulo F.



1 DEFINICIÓN

Se definirá un elemento a flexión a aquel que soporta cargas longitudinales en cualquiera de sus ejes y que someten al elemento dentro de su sección transversal a tener solicitaciones de tensiones y compresiones con la misma magnitud, de manera simultánea y separadas la distancia a las fibras exteriores de cada sección tal y como se muestra en la Figura 2. A esto se denominará flexión, al mismo tiempo, la carga soportada a lo largo del eje longitudinal producirá esfuerzos cortantes que resistirán las almas de cualquier sección transversal.

El trabajo más común que se tratará en este tema será la viga y la trabe, ya que, dentro de los sistemas de estructuras de edificios y cubiertas, son los elementos capaces de soportar las cubiertas y los pisos cualesquiera que sean los materiales.



W = Carga uniformemente repartida kg/m.
 L = Claro libre (longitud de la viga) m.

$V_{m\acute{a}x}$ = Fuerza cortante máxima kg.
 $M_{m\acute{a}x}$ = Momento flexionante máximo kg - m.

Figura 1. Solicitaciones de una viga típica con carga uniformemente repartida: flexión y cortante.

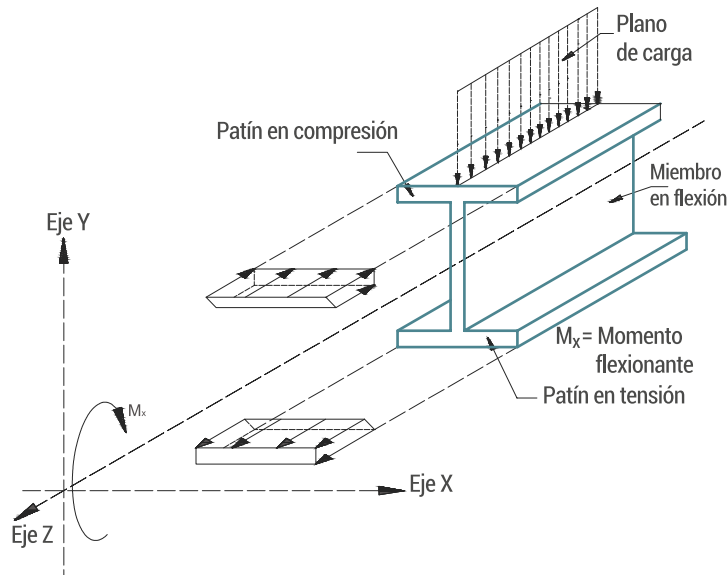


Figura 2. Definición de miembros en flexión.



2 USO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Ciertamente la flexión es la sollicitación de esfuerzos más común en cualquier tipo de estructuras (las traveses y las vigas de sistemas de marcos), aunque también podemos hablar de los largueros que soportan las cubiertas de edificios industriales o los elementos denominados vigas estabilizadoras donde su objetivo fundamental es el de dar estabilidad a muros perimetrales que forman parte de una estructura, del mismo modo y como ya se habló en los temas anteriores, los elementos columnas trabajan bajo combinación de esfuerzos de flexión, y compresión o tensión y será importante que no se descarten en los conceptos generales cuando se hable de la flexión.

Una de las secciones más convenientes para resistir momentos flexionantes, sobre todo si se habla de una flexión en un solo sentido es la sección "I" gracias a los beneficios que tiene en sus propiedades geométricas en unos de sus ejes, podremos en medida de lo posible el utilizar secciones de perfiles IR laminados como los fabricados por GERDAU CORSA, pero, cuando la magnitud de los esfuerzos es superior se puede recurrir a la utilización de secciones armadas por 3 placas, o bien, si se habla de una flexión simultánea en ambos ejes

se puede utilizar otro tipo de secciones como lo son las estructurales huecas.

En la flexión simple sujeta a carga uniformemente distribuida, la carga se aplica en el plano del alma del perfil, produciéndose así flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de la sección transversal de la viga. La carga pasa por el centro de cortante de la sección, por lo que no produce torsión y las secciones planas permanecen planas después de la flexión. En tales condiciones los esfuerzos se obtienen con las fórmulas siguientes:

$$f_b = \frac{M}{I} \cdot y$$

Esfuerzos de flexión

$$f_v = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} = t$$

Esfuerzos cortantes

El problema de flexión aparentemente es simple de resolver, si no fuera por la posibilidad de que se presente el pandeo lateral torsional, este se produce por el componente en compresión que existe dentro de la sección transversal y debido a la baja esbelteza de las secciones "I" en la dirección perpendicular al alma se ocasiona un problema de inestabilidad similar al de una columna sometida a compresión axial.

En el caso de las traveses y vigas, el planteamiento y la solución del pandeo lateral torsional es complejo pues involucra a la torsión, lo que da lugar a expresiones que contienen una gran cantidad de variables, pero, que las soluciones podrán resultar sencillas.

En traveses de gran peralte aparecen problemas de pandeo local en los patines sometidos a compresión y, el alma puede arrugarse lo que da lugar eventualmente a la necesidad de rigidizar la sección transversal con placas denominadas atiesadores.

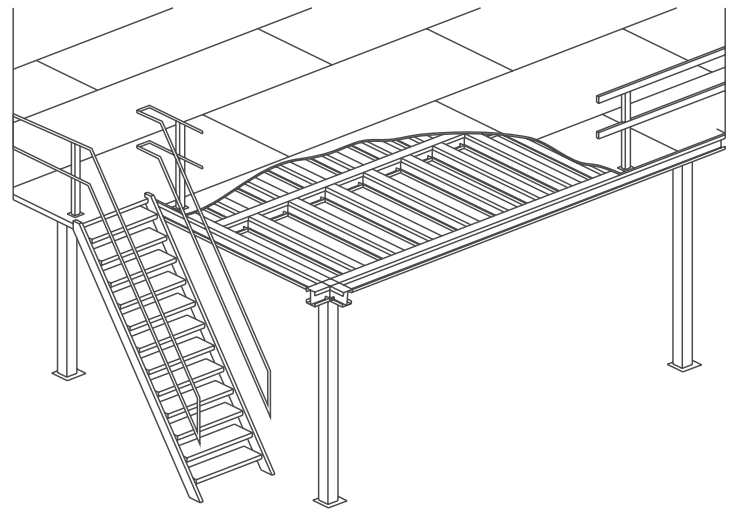


Figura 3. Vigas de un sistema de piso de un mezzanine.

3 SECCIONES TRANSVERSALES ESTRUCTURALES CONVENIENTES

Como el eje de flexión de las vigas es siempre el de mayor momento de inercia (eje X-X), se requieren secciones estructurales de mayor peralte que el de las utilizadas como columnas flexo-comprimidas. Las vigas están sujetas preponderantemente a flexión uniaxial y cuando se utilizan perfiles IR se cargan en el plano de simetría que corresponde al de menor momento de inercia.

que producen momentos flexionantes elevados y que pueden causar pandeo lateral torsional. Las secciones abiertas (armaduras) se utilizan eventualmente cuando se necesita espacio para canalizar las instalaciones eléctricas, hidrosanitarias o de aire acondicionado a través del alma de la viga, o para cargas ligeras y grandes claros, como las cubiertas de naves industriales.

Las secciones armadas de sección transversal distinta a la de los perfiles I se utilizan en vigas que soportan cargas de gran magnitud

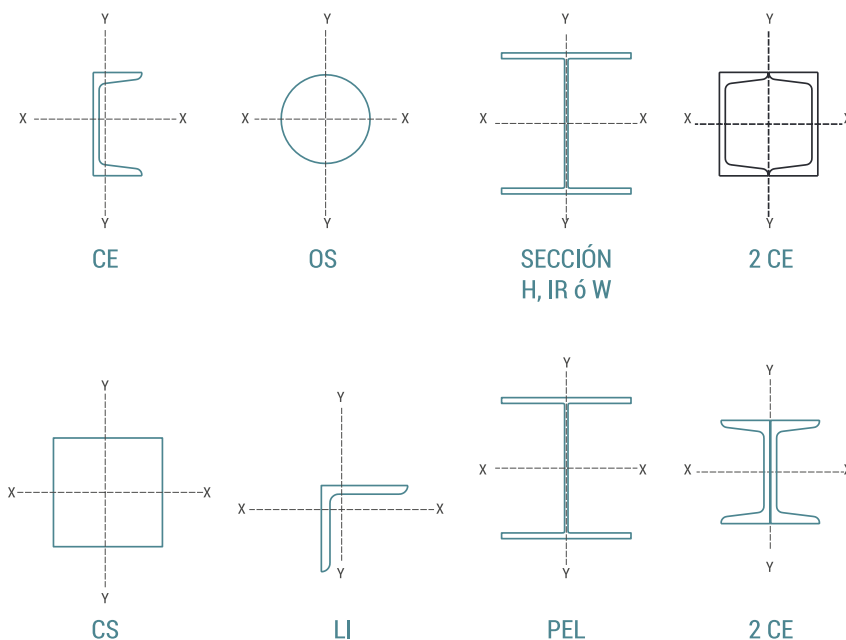


Figura 4. Secciones transversales típicas de miembros en flexión.

4 TEORÍA ELÁSTICA PARA EL DISEÑO DE VIGAS

Los principios fundamentales del diseño elástico son ampliamente utilizados a nivel mundial en estructuras de acero desde hace más de un siglo. Para entender las diferencias entre el diseño elástico y plástico, se considera una viga doblemente empotrada y que soporta una carga uniformemente repartida. El diseño elástico se basa en una distribución lineal de esfuerzos y deformaciones.

El criterio de diseño de la viga estipula que los esfuerzos de flexión máximos en las fibras extremas de ésta, ocasionados por la carga actuante, no deben exceder los esfuerzos permisibles de flexión estipulados en las Especificaciones del IMCA 5ta. edición, sin embargo, en mecanismos de falla debe hacerse la suposición de plastificación para desarrollar que el elemento trabe se plastifique antes que el elemento columna.

En el comportamiento elástico la viga tiene una reserva de capacidad a flexión y su comportamiento es lineal, los momentos flexionantes máximos (negativos), se presentan en los apoyos empotrados y en la sección media de la viga se presenta el momento flexionante máximo positivo, cuyo valor corresponde a la mitad del momento flexionante negativo en los apoyos, por ello, si es que la sección fallara en los extremos podríamos concluir que pasaría de ser un elemento hiperestático a un elemento isostático.

Lo anterior significa que la viga todavía puede soportar carga; sin embargo, en el diseño elástico no se permite que se formen las articulaciones plásticas en los apoyos y en la sección media de la viga, ya que esta hipótesis es la base del diseño plástico.

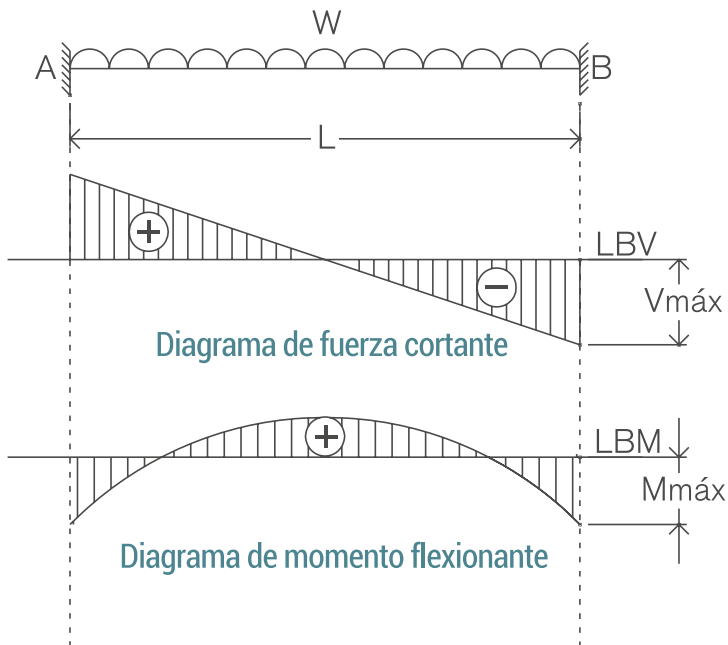


Figura 5. Teoría elástica: Viga doblemente empotrada con carga uniformemente repartida.



5 DISEÑO DE VIGAS DE ACUERDO CON LA TEORÍA PLÁSTICA SIMPLE

La base para calcular la carga última (resistencia máxima plástica), de una viga es la resistencia del acero en el intervalo plástico. El acero estructural tiene la propiedad de deformarse plásticamente después de alcanzar el punto de fluencia, pero con la particularidad de que no se rompe después de esto, con esto podremos ver que su comportamiento desarrollará ductilidad.

Así, cuando ciertas secciones transversales de una estructura alcanzan el esfuerzo de fluencia, éstas se mantienen al mismo nivel de esfuerzo bajo deformación creciente, mientras que otras partes menos esforzadas se deforman elásticamente, hasta que alcanzan también la condición de plastificación o fluencia.

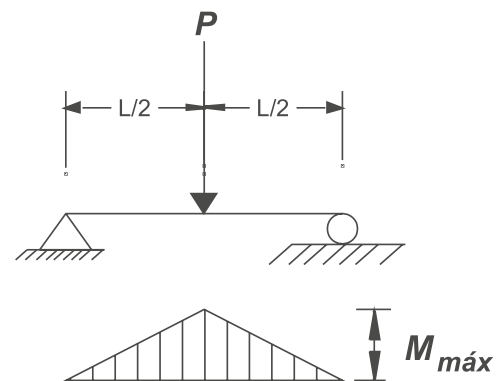
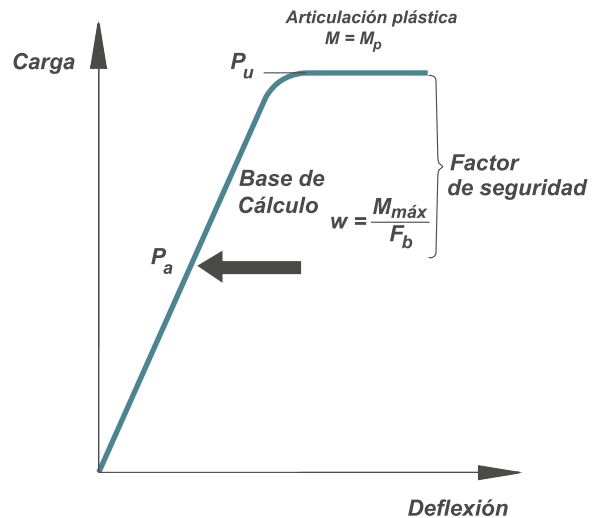
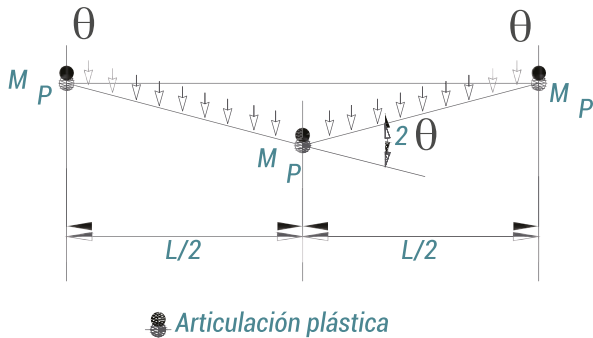


Figura 6. Gráfica carga-deflexión de una viga libremente apoyada sujeta a una carga concentrada en la sección media.

Puesto que finalmente, todas las secciones transversales críticas de la viga alcanzan la condición de fluencia o plastificación, el análisis se simplifica considerablemente, debido a que solamente se necesita considerar este hecho.

No es importante reconocer cómo se redistribuyen los momentos flexionantes en la estructura sino solamente debe reconocerse que efectivamente se redistribuyen.



Mecanismo de colapso de un tramo interior de una viga continua

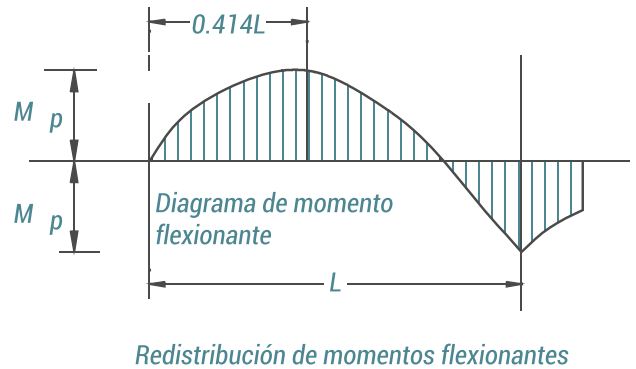
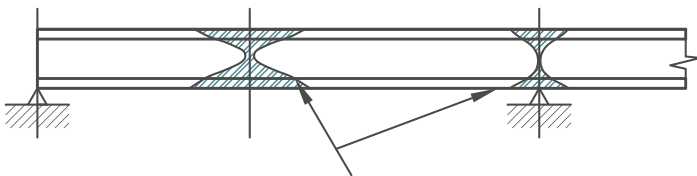


Diagrama de momentos correspondientes a la condición de colapso en el tramo extremo de una viga continua



Secciones críticas donde se forman las articulaciones plásticas

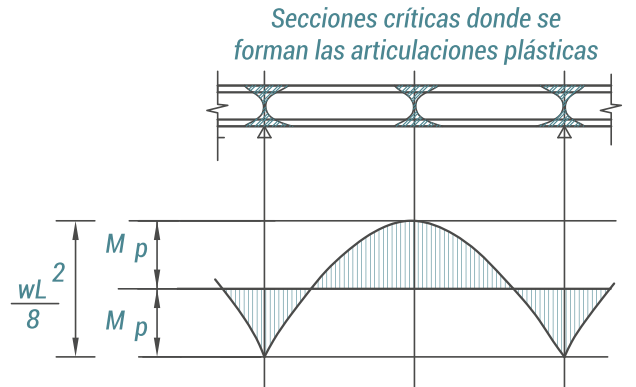


Figura 7. Redistribución de momentos flexionantes en una viga continua.

En todos los ensayos de vigas fabricadas con perfiles laminados IR se ha confirmado de manera satisfactoria las hipótesis y predicciones de la teoría plástica simple. Esta teoría ignora factores como la fuerza normal, la fuerza cortante y cualquier modo de pandeo de la viga (pandeo local, pandeo lateral o pandeo por flexo-torsión), pero el diseñador experimentado sabe que están presentes en la mayoría de las estructuras y está acostumbrado a tenerlos en cuenta en el diseño de una estructura de acero.



6 COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

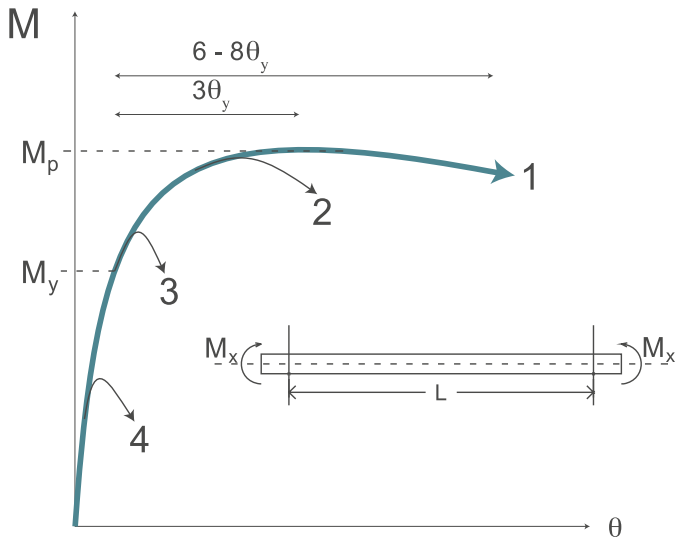
Las primeras investigaciones sobre el comportamiento de vigas o miembros en flexión fueron realizadas por Leonardo da Vinci en el siglo XV. A principio del siglo XVII, Galileo trabajó en el estudio de los esfuerzos producidos por las cargas verticales en una viga en voladizo. Pero sólo dos siglos después, Navier formuló las ecuaciones de la flexión simple. A pesar de que se han desarrollado a lo largo del tiempo varias teorías más complejas con base en las investigaciones efectuadas sobre el pandeo lateral torsional que las de Navier, su teoría sobre vigas es aún vigente para el diseño de miembros en flexión o vigas.

Por otro lado, el efecto de la torsión en barras fue investigado a principio del siglo XVIII por C. A. Coulomb y T. Young. El primer tratamiento riguroso de la torsión, involucrando el alabeo y la flexión, fue propuesto por St. Venant en 1853. En 1903 L. Prandtl introdujo la analogía de la membrana, y en 1905, S. Timoshenko

presentó los resultados de sus investigaciones sobre la torsión no uniforme de las vigas de sección transversal "I", teniendo en cuenta la resistencia al desplazamiento lateral de los patines. Se planteó la discusión sobre la torsión de secciones abiertas de paredes delgadas, y el efecto de la deformación del alma en la torsión de las vigas "I". Algunos resultados no han sido aún incorporados en los métodos de diseño modernos. La resistencia al pandeo lateral está íntimamente relacionada con la resistencia a la torsión. L. Prandtl y G. Mitchell publicaron simultáneamente un estudio teórico sobre la estabilidad lateral en 1899, seguido de S. Timoshenko, H. Wagner y otros. Consideró que la deformación plástica de los materiales dúctiles, St. Venant inició un nuevo campo en el de la mecánica de materiales, que dió origen al análisis plástico de las estructuras. Un número importante de investigaciones en este campo a partir de la segunda guerra mundial permitieron plantear el método de diseño plástico.

7 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES

Las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos en función de las relaciones ancho/grueso máximas de sus elementos planos que trabajan en compresión axial, en compresión debida a flexión, en flexión o en flexo-compresión.



- Secciones tipo 1 y 2 = compactas
- Secciones tipo 3 = no compactas
- Secciones tipo 4 = esbeltas

Figura 8. Clasificación de las secciones de acero.

Las secciones tipo 1 (secciones para diseño plástico y para diseño sísmico), pueden alcanzar el momento plástico en vigas, y el momento plástico reducido por compresión en barras flexo-comprimidas, y conservarlo durante las rotaciones inelásticas necesarias para la redistribución de momentos en la estructura, y para desarrollar las ductilidades adoptadas en el diseño de estructuras construidas en zonas sísmicas.

Las secciones tipo 2 (secciones compactas y para diseño sísmico), pueden alcanzar el momento plástico como las secciones tipo 1, pero tienen una capacidad de rotación inelástica limitada, aunque suficiente para ser utilizadas en estructuras diseñadas plásticamente, bajo cargas predominantemente estáticas, y en zonas sísmicas, con factores de comportamiento sísmico reducidos.

Las secciones tipo 3 (secciones no compactas), pueden alcanzar el momento correspondiente a la iniciación del flujo plástico en vigas, pero no tienen capacidad de rotación inelástica. La falla de estas secciones ocurre por pandeo inelástico de uno de sus elementos. Pueden ser utilizadas cuando las solicitaciones han sido determinadas por un análisis elástico y las cargas son predominantemente estáticas.

Las secciones tipo 4 (secciones esbeltas), tienen como estado límite de resistencia el pandeo local elástico de alguno de los elementos planos que las componen. Estas secciones no son capaces de

desarrollar el momento plástico de la sección y no tienen capacidad de rotación inelástica post pandeo.

Las relaciones ancho/espesor de los elementos planos de los dos primeros tipos de secciones definidos arriba no deben exceder los valores de λ_p y λ_r respectivamente, lo que asegura que las secciones de los tipos 1 y 2 podrán alcanzar sus estados límite de resistencia sin que se presenten fenómenos prematuros de pandeo local.

Las secciones en las que al menos un elemento excede los límites correspondientes a las del tipo 1 y 2 son tipo 3.

Las secciones en las que al menos un elemento excede los límites correspondientes a las del tipo 3 son tipo 4.

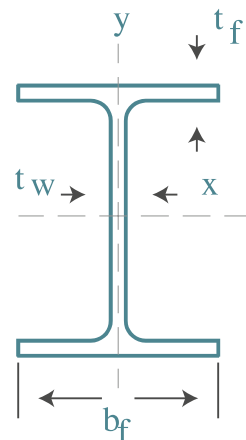
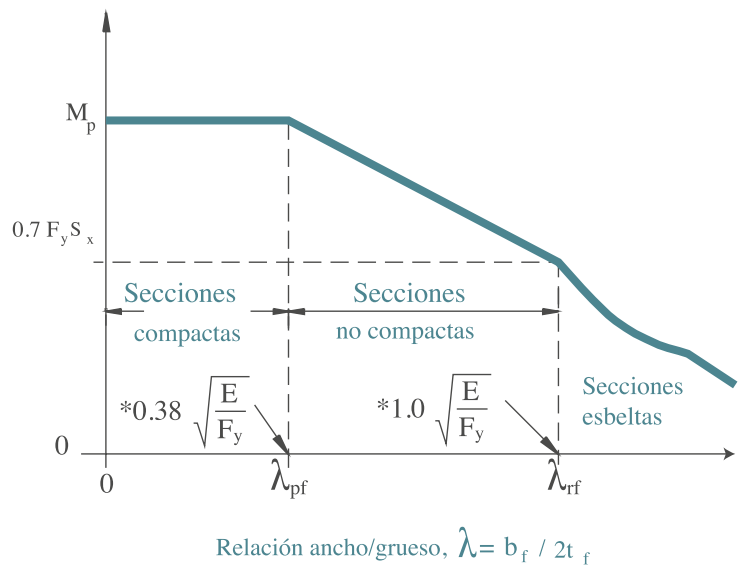


Figura 9. Curva de momento plástico versus relación ancho/grueso de patines.

Se considera en la figura anterior el caso de secciones estructurales en las que algunos de sus elementos planos no son compactos o esbeltos.

$$\lambda_{pf} \leq \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{rf}$$

En este caso, los factores de reducción de la resistencia y de seguridad ($\phi = 0.90$ y $\Omega = 1.67$) siguen siendo los mismos, pero es necesario tener en cuenta, además de los estados límite de plastificación y pandeo lateral por flexo-torsión ya mencionados, el estado límite de pandeo local de los elementos que componen la sección. Para que una sección clasifique en uno de los tipos, todos los elementos planos que la componen deben satisfacer las relaciones ancho/espesor propias de ese tipo. La siguiente ilustra el efecto de la esbeltez de los elementos planos de la sección de acuerdo con la Tabla B4.1B de las Especificaciones IMCA 5ta. edición. Para esta zona de relaciones ancho/grueso intermedias, las Especificaciones IMCA 5ta. edición consideran una transición lineal entre el momento plástico y el momento de primera fluencia. Si el alma del perfil I es no compacta, es necesario modificar las expresiones del momento crítico de pandeo lateral torsional elástico e inelástico para considerar el pandeo inelástico del alma.

TABLA B4.1B						
RAZONES ANCHO-ESPESOR: ELEMENTOS EN COMPRESIÓN DE MIEMBROS EN FLEXIÓN						
CASO	DESCRIPCIÓN DEL ELEMENTO	RAZÓN ANCHO ESPESOR	RAZONES ANCHO-ESPESOR LÍMITE		EJEMPLOS	
			λ_p (COMPACTA- NO COMPACTA)	λ_r (ESBELTO- NO ESBELTO)		
ELEMENTOS NO-ANTIESADOS	10	Flexión en alas de perfiles I laminados, canales y tes	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Alas de secciones I soldadas con el doble y simetría	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{k_c E}{F_L}}$ [a] [b]	
	12	Alas de ángulo simple	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Alas de toda doble t y canal en torno a su eje más débil	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de tes	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.03 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
ELEMENTOS ANTIESADOS	15	Almas de doble T simétrica y canales	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones doble T con un solo eje de simetría	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_s} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ [c] $(0.54 \frac{M_x}{M_y} - 0.09)^2$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	17	Almas de secciones tubulares y secciones cajón de espesor uniforme	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	18	Alas de sobre planchas y planchas diafragma entre líneas de conectores y soldaduras	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	19	Alma de tubo rectangulares y secciones cajón	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubos redondos	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$		

8 MODOS DE FALLA DE MIEMBROS EN FLEXIÓN

Existen tres modos principales de falla de los miembros en flexión.

1. *Fluencia o plastificación.*
2. *Pandeo local de los patines o del alma.*
3. *Pandeo lateral.*

El modo de falla predominante dependerá de la clasificación de la viga. A continuación, se presentan estos modos.

8.1 FLUENCIA O PLASTIFICACIÓN

El primer modo de falla representa un estado límite de la sección transversal del miembro en flexión. Los aceros dúctiles se pueden idealizar, antes de la zona de endurecimiento por deformación, como un material elástico que al llegar a la fluencia se comporta plásticamente desarrollando su máxima capacidad.

Para que esta falla se presente deberemos tener en consideración las fallas subsecuentes de este documento, ya que el desarrollo de este tipo de falla depende en su totalidad de la sección transversal en tanto a las relaciones ancho espesor y en los soportes que contenga a lo largo de su eje longitudinal que permitirán evitar pandeos inelásticos o elásticos y que propicien algún tipo de inestabilidad.

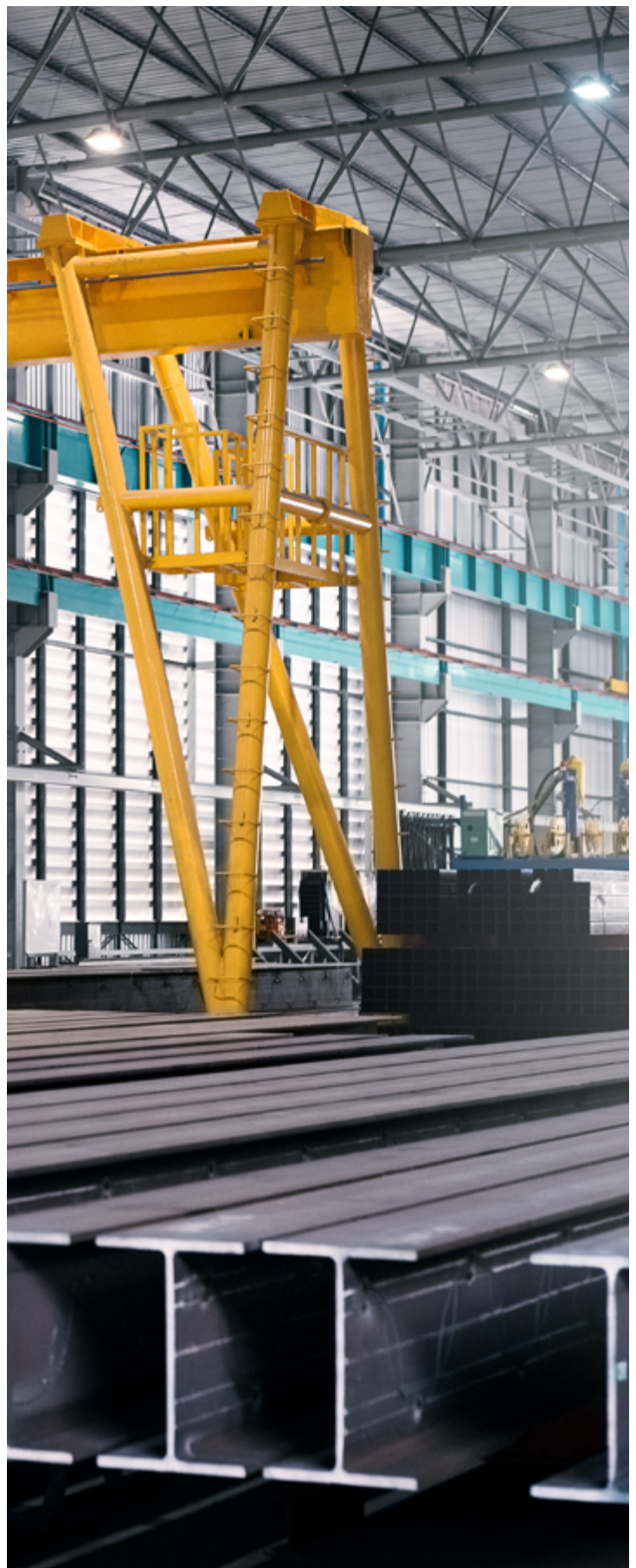
8.2 PANDEO LOCAL DE ALMAS Y PATINES DE PERFILES IR UTILIZADOS COMO VIGAS

El pandeo local es un fenómeno de inestabilidad en el estado elástico o inelástico que afecta los elementos planos que forman la sección transversal de un miembro estructural (viga o columna), comprimidos en sus planos.

Cualquier sección transversal puede tener fallas locales hablando de patines y almas, esto depende en su totalidad de la relación que exista entre el ancho y el espesor de cada parte por la que está formada la sección transversal, teniendo también la consideración que si se habla de un elemento atiesado o de un elemento no atiesado según se hace la diferencia de la tabla B4.1B de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

Este modo de falla afecta a vigas y columnas. Es importante mencionar que estos fenómenos ocurren únicamente en la parte comprimida de la sección transversal. Entre más delgado sea el elemento será más susceptible a tener una falla por inestabilidad local y que posteriormente la plastificación se alcance de manera más rápida propiciando la falla global del miembro.

Debido a la incapacidad de la viga para mantener la forma de su sección transversal, su resistencia a flexión se reducirá; el pandeo local de patines y del alma evitará que la sección soporte el momento plástico, durante un tiempo suficiente para que se formen en alguna otra sección las articulaciones plásticas.



Como consecuencia, para satisfacer el requisito de la capacidad de deformación (rotación adecuada bajo momento plástico), los elementos de la sección transversal comprimidos deben tener una relación ancho/espesor suficiente para impedir el pandeo local prematuro tal como lo establece una sección compacta en la tabla B4.1B de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

De igual manera, para evitar el pandeo local del alma, las especificaciones de diseño estipulan relaciones peralte/grueso del alma que deben tener los perfiles utilizados como vigas. Cabe señalar que la mayoría de los perfiles estructurales laminados comerciales satisfacen el requisito de relaciones ancho/grueso patines y alma (criterio de sección compacta), sin embargo, los esfuerzos a los que se someten estos elementos sobre todo en vigas son muy bajos y propician a tener secciones más pesadas que las formadas por 3 placas.

Las secciones estructurales fabricadas con placas soldadas que no cumplan con las relaciones ancho grueso de patines pueden atiesarse localmente en la región donde se forman eventualmente las articulaciones plásticas. O bien, revisar los estados límite especificados para las secciones no compactas o esbeltas de acuerdo con las especificaciones IMCA 5ta. edición. En la siguiente figura se muestran algunas recomendaciones para lograr lo anterior.



Figura 10. Formas de rigidizar perfiles tipo IR para evitar inestabilidad local.

Obviamente estas recomendaciones aumentan el costo de la estructura por efectos de fabricación y kilos de estructuras adicionales, debiéndose utilizar cuando se está razonablemente seguro de que el problema no se resuelve con otro perfil. Cabe mencionar a este respecto que la sección "IR en cajón" (Figura 5). Tiene la ventaja de poseer un factor de forma más grande y este hecho mejora sustancialmente la resistencia al pandeo lateral.

8.3 PANDEO LATERAL TORSIONAL

El efecto del pandeo lateral es similar al del pandeo local. De hecho, en muchas pruebas de laboratorio de vigas fabricadas con perfiles IR se presentan simultáneamente, aunque ciertamente depende de otros factores como la longitud no soportada lateralmente y del radio de giro de la sección a $1/3$ del peralte en la parte de compresión de la sección transversal.

También puede considerarse que el pandeo lateral está impedido cuando el sistema de piso compuesto acero-concreto, o la cubierta de la estructura, están formados por láminas de acero acanaladas soldadas al patín comprimido de la viga, sin embargo, esta práctica no es común, para poder proveer un arriostramiento estable se tendrá que referir al apéndice 6 de las especificaciones IMCA 5ta. edición. El pandeo lateral puede presentarse, cualquiera que sea la longitud libre, en vigas de sección transversal circular o cuadrada, maciza o hueca, de cualquier tipo, o cuando la flexión se presenta alrededor del eje de menor momento de inercia de las secciones transversales, sin embargo, este último no se revisa en secciones laminadas o soldadas tipo "I"; en todos esos casos las vigas son estables desde el punto de vista de esa forma de pandeo.

El problema consiste en determinar cuál es la resistencia al pandeo lateral de un tramo en flexión según el eje de mayor resistencia, y, en segundo lugar, debe determinarse la rotación requerida en una articulación plástica dada para que la estructura en conjunto pueda alcanzar la carga última calculada.

La siguiente figura muestra la relación momento curvatura indeseable; el momento no se mantiene en un valor constante durante rotaciones suficientemente grandes. Este resultado se obtuvo en un ensaye realizado a una viga fabricada con perfiles IR, libremente apoyada, sometida a cargas concentradas aplicadas simétricamente y con un claro intencionalmente grande para que fuera inevitable el pandeo lateral prematuro.

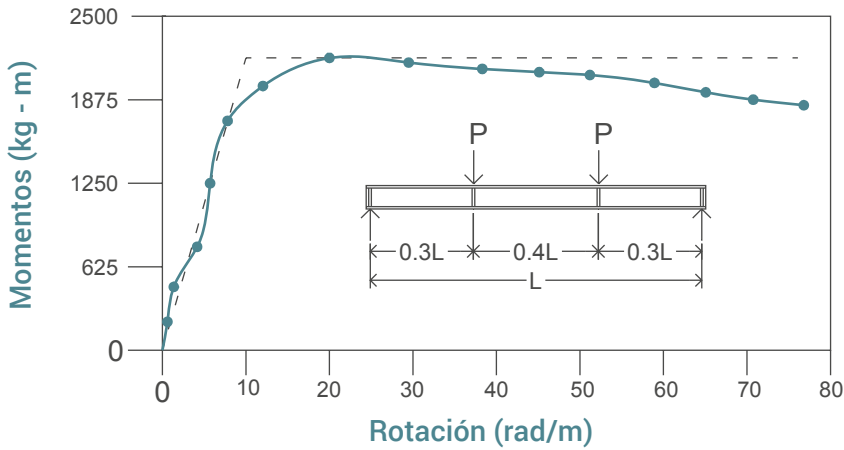
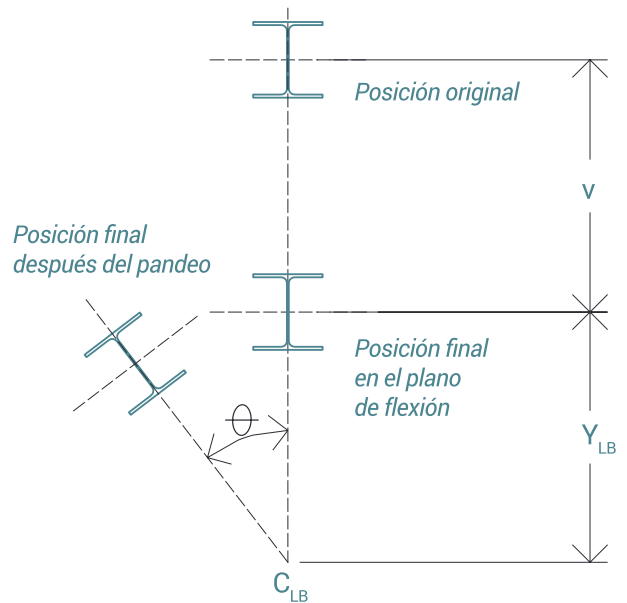


Figura 11. Curva momento-rotación que ilustra el efecto del pandeo lateral.

Figura 12. Pandeo lateral de viga.



Los elementos estructurales con los que se proporciona soporte lateral a las vigas de acero deben impedir el desplazamiento lateral y el giro de las secciones transversales.

8.4 PANDEO LATERAL DE VIGAS DE SECCIÓN TRANSVERSAL "I"

Este modo de falla es fundamental en el diseño de miembros en flexión, fabricados con perfiles de sección transversal "I". La figura siguiente muestra una viga sujeta a una carga transversal y que produce flexión; compresión en el patín superior y tensión en el patín inferior.

A falta de elementos exteriores que impidan el desplazamiento lateral del patín superior, esta placa se deforma de la misma manera que una columna aislada sometida a compresión axial. El patín inferior evita el desplazamiento lateral del patín superior, ya que éste no se pandea, pero al no tener suficiente rigidez es incapaz de impedirle la rotación por completo.

Cuando el apoyo lateral del patín comprimido de una viga es

adecuado, la resistencia de diseño en flexión está regida por la resistencia de las secciones transversales, que pueden fallar por pandeo local; en caso contrario, la controla la plastificación de la sección.

Este modo de falla en flexión a considerar es el pandeo lateral torsional de la viga. Es un modo de pandeo de un miembro en flexión que incluye deflexión lateral y torsión, de ahí su nombre.

Para explicar este tipo de falla, se considera una viga libremente apoyada de longitud L sometida a un momento uniforme M, cuyos patines están impedidas de desplazarse lateralmente exclusivamente en los apoyos.

En estas condiciones, puede considerarse la parte comprimida de la sección como un miembro en compresión. A medida que aumenta el momento flexionante, la compresión en este miembro se incrementa, hasta alcanzar la carga de pandeo. Si consideramos que la longitud de pandeo es la misma para los ejes 1-1 y 2-2, el patín comprimido debería pandearse alrededor del eje 1-1, ya que es el de menor momento de inercia. Sin embargo, la parte en tensión de la sección restringe ese movimiento y, por tanto, el patín comprimido

se pandea alrededor del eje 2-2. Debido, nuevamente, al efecto de la parte en tensión, el pandeo del patín comprimido no se produce libremente y la sección gira además de desplazarse. Este fenómeno de inestabilidad es lo que se conoce como pandeo lateral torsional de la viga.

Cuando se utilizan perfiles estructurales armados esbeltos en vigas, es muy probable que la falla se presente por inestabilidad antes de que la viga desarrolle su resistencia en flexión. La forma de inestabilidad adopta la forma de pandeo lateral acompañado de torsión. Este tipo de falla puede ocurrir en vigas o trabes que carecen de soporte lateral adecuado, cuando la rigidez a la flexión en el plano de la misma es muy grande con relación a su rigidez lateral.

En efecto, en vigas o trabes que tienen una longitud considerable y poco espesor, el esfuerzo que corresponde a la falla, es menor que el necesario para agotar la resistencia del material. Esto indica que, en este caso, como en el de columnas esbeltas, la falla se ha producido por inestabilidad del miembro.

De la analogía del miembro en compresión, es posible ver que la resistencia al pandeo lateral torsional de una viga depende del tipo y espaciamiento de los soportes laterales del patín comprimido de la sección.

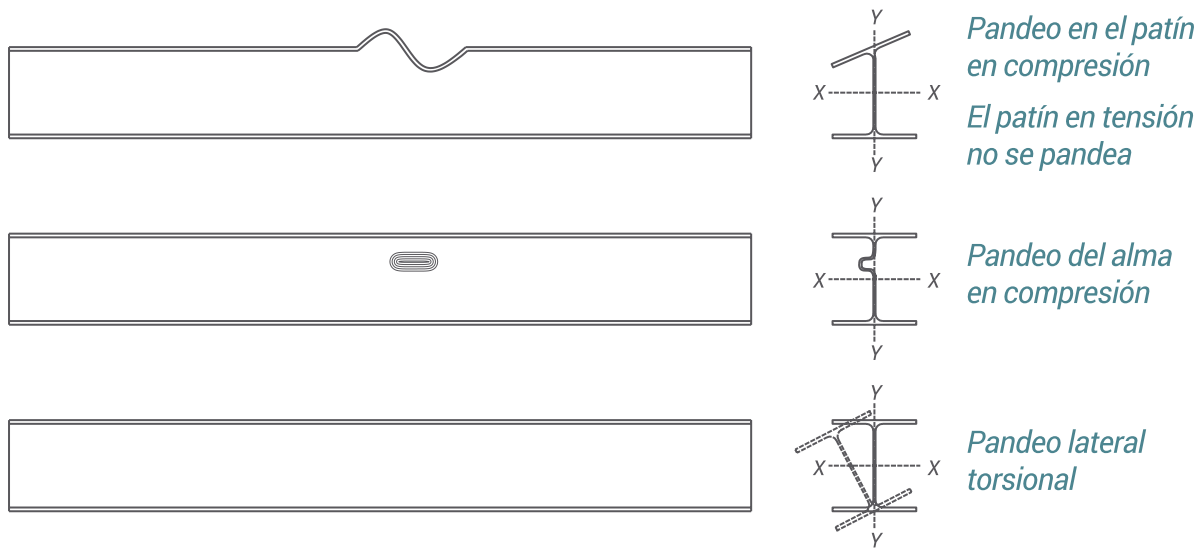


Figura 13. Modos de pandeo en vigas sometidas a flexión pura.

Las siguientes figuras ilustran los fenómenos de inestabilidad descritos anteriormente. Aunque pueda esperarse que las secciones compactas mantengan la forma de su sección transversal y retarden alguna forma de pandeo aún bajo grandes deformaciones plásticas, en el caso de secciones esbeltas puede presentarse no solamente el pandeo local de patines y alma, sino también el pandeo lateral o torsional antes de alcanzar el momento plástico.

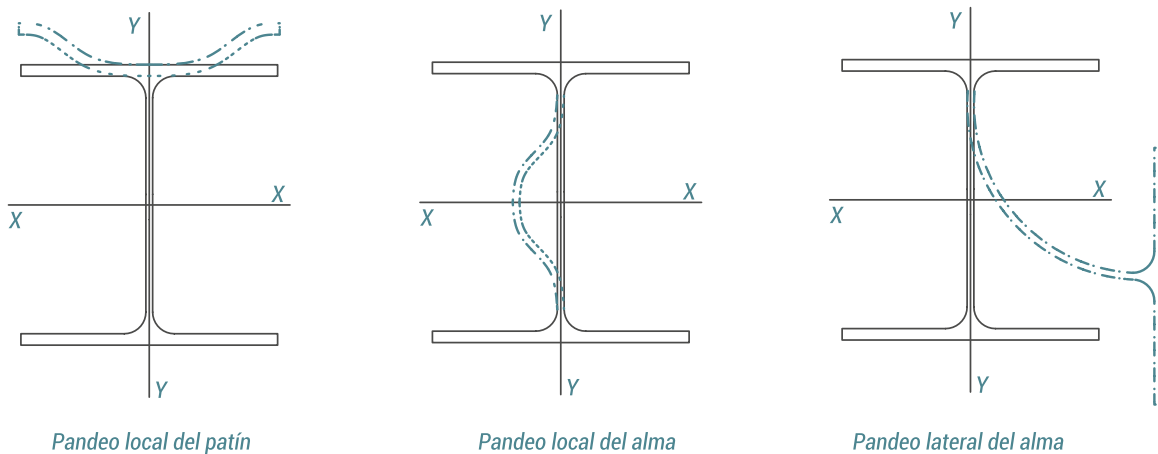


Figura 14. Modos de pandeo local.

9 DISEÑO ESTRUCTURAL DE VIGAS CONFORME AL IMCA 5TA. EDICIÓN

9.1 SOPORTES LATERALES PARA EVITAR EL PANDEO LATERAL POR FLEXO-TORSIÓN

De manera general, las vigas se pueden clasificar de acuerdo a dos parámetros, dependiendo de los cuales se comportan de manera diferente en flexión. La primera clasificación es de acuerdo al tipo de soporte lateral. Dependiendo de la distancia entre soportes laterales, las vigas se pueden dividir en vigas con soporte lateral adecuado: aquellas que están soportadas lateralmente a intervalos suficientes para asegurar que la viga no falle por inestabilidad global; y vigas sin soporte lateral: no poseen suficientes soportes laterales para evitar un modo de falla por inestabilidad global.

Para evitar el pandeo lateral de una viga, es necesario revisar si la separación propuesta entre soportes laterales es adecuada.

Cuando la distancia entre puntos soportados lateralmente es mayor que la distancia L_u que estipulan las especificaciones IMCA 5ta. edición, el estado límite de falla de vigas de sección transversal I ó H flexionadas alrededor de los ejes de mayor momento de inercia suele ser el de pandeo lateral torsional, que ocasiona disminuciones, que pueden ser muy significativas, en la resistencia a la flexión. En vigas fabricadas con secciones esbeltas pueden presentarse fallas prematuras por pandeo local, bajo solicitaciones más pequeñas.

Se distinguen dos tipos de soportes laterales de vigas:

1. Soporte lateral continuo. El patín está soportado lateralmente en toda la longitud de la viga. Es el caso de una viga secundaria en la que el patín comprimido (patín superior), está soportado lateralmente de manera continua por una losa de compuesta acero-concreto. Aunque ciertamente lo único que se encuentra soportado es la distancia a la cual se colocan los pernos.

Si la losa es de otros sistemas tales como viguetas y bovedillas o losas macizas tendrá que estudiarse si es que el perfil queda perfectamente embebido para recibir el soporte lateral continuo.

2. Apoyo lateral puntual. El patín comprimido de la viga está soportado lateralmente en puntos discretos de la viga. Por ejemplo, las vigas secundarias proporcionan soporte lateral a las vigas principales en un sistema de piso compuesto acero concreto, de la misma manera que los largueros y tornapuntas proporcionan soporte lateral a las vigas de techo en estructuras industriales teniendo en consideración lo estipulado en el apéndice 6 de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

9.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA AL PANDEO LATERAL POR FLEXO-TORSIÓN DE UNA VIGA

Existen varios factores que afectan la resistencia al pandeo lateral torsional elástico de una viga. Entre los más importantes pueden mencionarse los siguientes:

1. Condiciones de apoyo de la viga. *Influyen tanto para flexión como para torsión, dependiendo de cómo se desarrolle la conexión podremos ocasionar que existe una inversión de esfuerzos y por consiguiente que no sea suficiente arriostrar solo uno de los patines.*

2. Soportes laterales intermedios. *La presencia de soportes laterales intermedios disminuye la longitud de pandeo de la viga siempre y cuando este soporte sea estable de acuerdo con lo que se establece en el apéndice 6 de las especificaciones IMCA 5ta edición, con lo que el momento crítico de pandeo lateral torsional aumenta, además dentro de esta falla irá implícito el coeficiente de modificación por pandeo lateral torsional el cual varía de acuerdo con los soportes laterales del elemento y del diagrama de momentos flexionantes comprendidos en cada tramo.*

3. Relación de inercias. *Es posible demostrar que cuando la inercia del eje de flexión es menor o igual a la inercia del otro eje principal, el pandeo lateral torsional no ocurre. De esta manera, para flexión respecto al eje de menor momento de inercia, el estado límite de pandeo lateral torsional no es aplicable.*

4. Tipo de cargas aplicadas. *La deducción de la ecuación de resistencia nominal fue hecha para el caso de una viga sometida a momento uniforme, que es el caso más desfavorable, ya que todo el patín comprimido está sometido a la misma compresión en toda la longitud de la viga. Para casos en que el diagrama de momentos no es constante, se puede demostrar que el momento crítico de pandeo lateral torsional es mayor.*

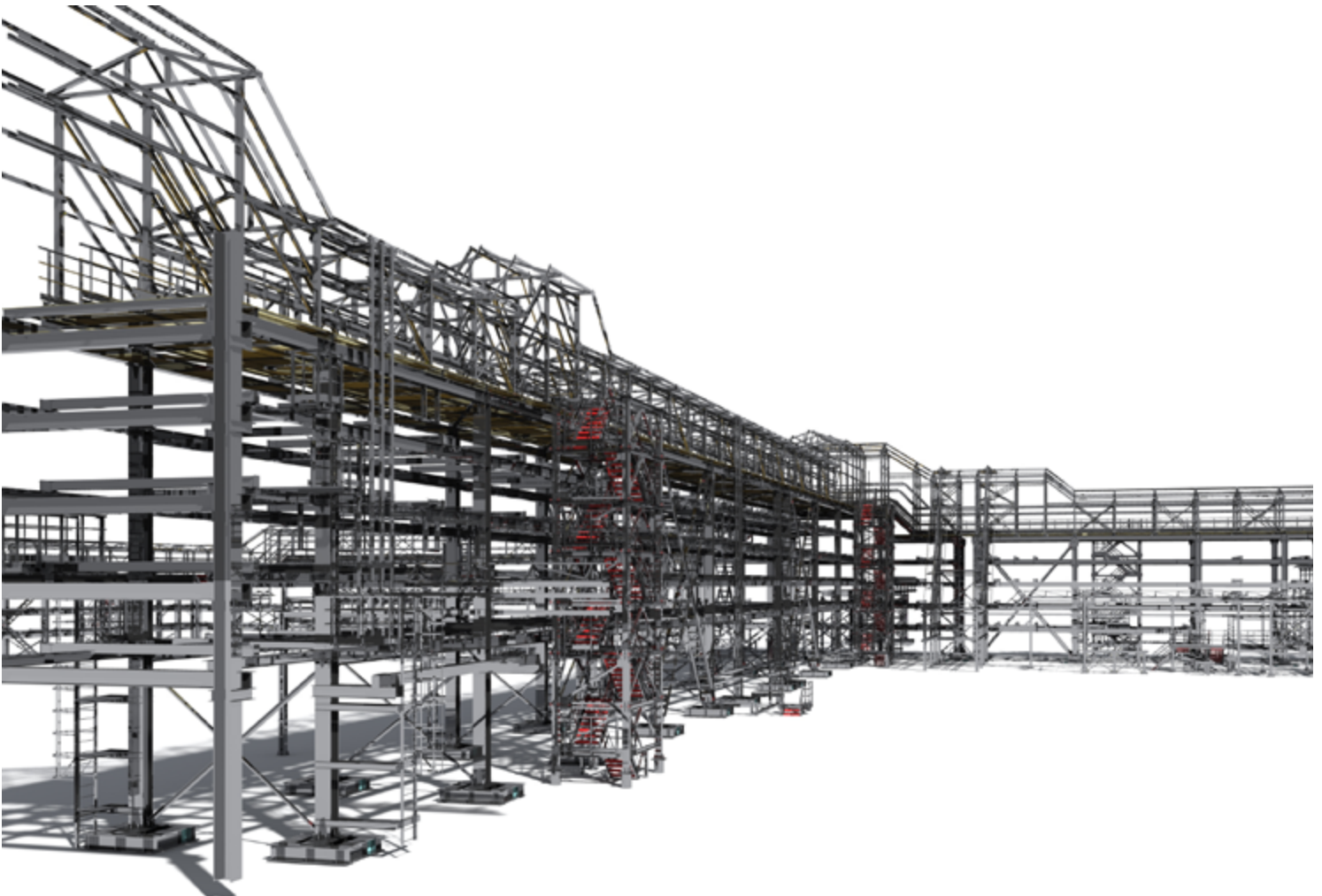
5. Punto de aplicación de la carga. *El momento crítico de pandeo lateral torsional será diferente dependiendo de si la carga es aplicada en el patín superior, el centroide o el patín inferior de la sección.*

Una viga puede fallar por pandeo lateral torsional inelástico debido a varias causas.

Si la longitud no soportada lateralmente de la viga es menor que un determinado valor que establecen las Especificaciones IMCA 5ta. edición, el momento crítico de pandeo lateral torsional elástico va a ser mayor que el momento de plastificación. Por lo tanto, no ocurre pandeo lateral torsional elástico y la viga comienza a plastificarse. Al plastificarse parcialmente, la rigidez a flexión y a la torsión se reducen, lo que puede generar el pandeo lateral torsional de la sección. El momento crítico en este caso es menor que el momento crítico elástico.

Este comportamiento es propiciado cuando existen esfuerzos residuales en la sección, ya que la fluencia o plastificación se inicia para un momento más bajo que M_y . Además, la sección se comporta como asimétrica una vez que empieza a fluir.

Por último, las imperfecciones geométricas iniciales de la viga, así como las excentricidades que las cargas generan momentos, deflexiones y torsión adicional desde un principio. Esto también redundará en que la capacidad al pandeo lateral torsional de la sección sea menor que la de la viga ideal.



9.3 LONGITUDES NO SOPORTADAS LATERALMENTE

El modo de falla de una viga, sin considerar el pandeo local, va a estar definido por la distancia entre soportes laterales o longitud no soportada lateralmente L_b . Existen dos valores límite que se deben considerar:

1. L_p es la longitud no soportada lateralmente máxima para lograr que la viga alcance el momento plástico y tenga capacidad de deformación inelástica después de este punto.

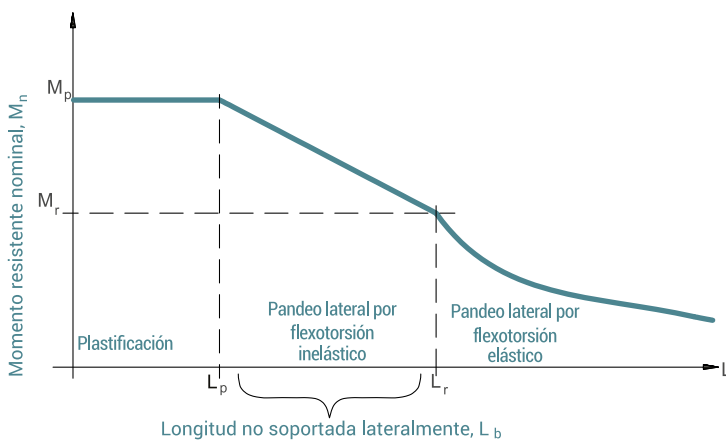
2. L_r es la longitud no soportada a partir de la cual la viga fallará por pandeo lateral torsional elástico.

La resistencia al pandeo lateral torsional va a depender de la distancia entre soportes laterales.

Para longitudes no soportadas lateralmente L_b , menores que L_p , el estado límite de plastificación controla o domina.

Para longitudes no soportadas lateralmente L_b , mayores o iguales que L_r , el estado límite de pandeo lateral por flexo-torsión elástico controla la resistencia de la viga. Está dada por el momento crítico de pandeo lateral torsional elástico, multiplicada por el factor de modificación de pandeo lateral torsional C_b para considerar el efecto y la forma del diagrama de momento.

Una primera estimación de L_p puede obtenerse igualando el momento crítico de pandeo lateral torsional M_{cr} con M_p . El valor resultante, sin embargo, no garantiza que la viga tenga capacidad de deformación inelástica y, por lo tanto, L_p debe ser menor que ese valor.



9.4 ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA DE UNA VIGA

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

Las formas de falla correspondientes de un miembro en flexión son por 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, plastificación del alma por cortante, o por flexión y cortantes combinados.

En el diseño de miembros en flexión deben considerarse también los estados límite de servicio de deformaciones excesivas y de vibraciones, así como los propios de todas las estructuras de acero, por ejemplo, el de corrosión y fatiga.

Cuando la flexión se presenta alrededor de los ejes centroidales y principales de mayor momento de inercia de las secciones transversales, y no se cuenta con elementos exteriores que impidan el desplazamiento lateral del patín comprimido, las vigas tienden a flexionarse lateralmente y retorcerse; el pandeo lateral torsional constituye el estado límite de falla.

Este problema de inestabilidad es especialmente crítico en vigas cuyas secciones transversales tienen un momento de inercia alrededor del eje de flexión varias veces mayor que alrededor del otro eje centroidal y principal, si, además, su resistencia a la torsión es baja, por ello, el pandeo lateral torsional suele ser más importante en vigas de sección I, sobre todo si son de gran peralte, que en traveses fabricadas con cuatro placas soldadas (secciones en cajón).

Para longitudes no soportadas lateralmente, L_b mayores o iguales que L_r , el estado límite de pandeo lateral torsional elástico gobierna la resistencia de la viga. Ésta está dada por el momento crítico de pandeo lateral torsional elástico, multiplicado por el coeficiente de modificación de pandeo lateral torsional C_b , para tener en cuenta el efecto y la forma del diagrama de momento flexionante en la viga. Para longitudes no soportadas lateralmente, L_b entre L_p y L_r , la resistencia está dada por una transición lineal entre M_p y M_r , el momento de primera fluencia considerando esfuerzos residuales.

Las Especificaciones IMCA 5ta. edición presentan un cambio en la determinación de M_r , el cual es igual a 0.7 veces el momento de iniciación de la fluencia en una sección, M_i ; es decir, supone que la magnitud máxima de los esfuerzos residuales es un 30% del esfuerzo de fluencia del acero, independiente de si se trata de secciones estructurales laminadas o soldadas (fabricadas con tres o cuatro placas soldadas).

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

9.5 CONSIDERACIONES COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO DE VIGAS (MIEMBROS EN FLEXIÓN)

En estructuras convencionales regulares, el cortante no suele ser una condición crítica en el diseño de las vigas o traveses; a no ser que estos miembros soporten cargas de magnitud elevada o que las cargas estén próximas a sus apoyos.

Las deflexiones o flechas son un estado límite de servicio que debe verificarse en cualquier estructura, especialmente en las vigas o traveses de gran claro.

El claro de las vigas o traveses es el parámetro que más influye en el valor de la deflexión. Las flechas dependen del claro de la viga, el cual está elevado a la tercera y cuarta potencia. Los otros parámetros son el módulo de elasticidad del material con que está construida la viga y la forma de su sección transversal, con la que se determina el momento de inercia de la sección transversal respecto al eje de mayor resistencia.

Las vibraciones, ocasionadas por el tránsito de las personas, constituyen un estado límite de servicio que se alcanza cuando se efectúa un diseño inadecuado de las vigas o traveses que forman parte de los sistemas de piso compuestos acero-concreto, y pueden afectar el funcionamiento correcto de la estructura durante su vida útil.

Las vibraciones dependen de las características dinámicas del sistema de piso: frecuencia natural, amortiguamiento, masa y rigidez.

Deberán tomarse las precauciones necesarias para reducir las vibraciones a límites tolerables.

9.6 EXTRACTO DE LAS ECUACIONES DE LAS ESPECIFICACIONES IMCA 5TA EDICIÓN PARA EL DISEÑO DE VIGAS O MIEMBROS EN FLEXIÓN

Capítulo F	Diseño de miembros en flexión (vigas).
Capítulo G	Diseño por cortante.
Sección B4	Clasificación de las secciones de acero para pandeo local.

Este capítulo es aplicable a vigas laminadas y traveses hechas con placas soldadas, de sección transversal I o en cajón, con dos ejes de simetría, cargadas en uno de los planos de simetría, y a canales.

También es aplicable a barras de sección transversal maciza, circular, cuadrada o rectangular, estas últimas flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia, y a barras de sección transversal circular hueca.

Requisitos de resistencia

Flexión	$M_u \leq \phi_b M_n$ (DFCR)	$\phi_b = 0.90$ (DFCR)	$\Omega_b = 1.67$ (DEP)
	$M_a \leq \frac{M_n}{\Omega_b}$ (DEP)	$\phi_v = 1.00$ (DFCR)	$\Omega_v = 1.50$ (DEP)
Cortante	$V_u \leq \phi_v V_n$ (DFCR)	<i>La resistencia de diseño en flexión depende de las longitudes L_y, L_p y L_r de la forma de la sección transversal del perfil y de la dirección en que esté aplicada la carga.</i>	
	$V_a \leq \frac{V_n}{\Omega_b}$ (DEP)		

Factores de reducción de resistencia en flexión y coeficientes de seguridad para miembros en flexión.

9.7 MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL I COMPACTOS CON DOS EJES DE SIMETRÍA Y CANALES FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA

Resistencia nominal, M_n

M_n es igual al menor valor de los estados límite siguientes:

- *Fluencia o plastificación*
- *Con base en el pandeo local de los patines*
- *Con base en el pandeo lateral por flexo-torsión*

1. $L_b \leq L_p$

Se considera primero la resistencia nominal de vigas de sección compacta. El factor de reducción de la resistencia $\phi_b = 0.90$ y el factor de seguridad $\Omega_b = 1.67$. Los estados límite o modos de falla a considerar son plastificación de la sección. En el caso de perfiles de sección transversal I y canales, la capacidad por plastificación es el momento plástico de la sección, calculado como el esfuerzo de fluencia F_y multiplicada por el módulo de sección plástico Z_x de la sección correspondiente respecto al eje en que se aplica la flexión.

$$M_n = F_y Z_x \quad (\text{F2-1})$$

Cuando estos miembros están flexionados alrededor del eje de menor momento de inercia, el modo de falla por pandeo lateral por flexo-torsión no es aplicable, ya que la flexión es alrededor del eje de menor resistencia del miembro. Por tanto, el único modo de falla posible es el de plastificación de la sección.

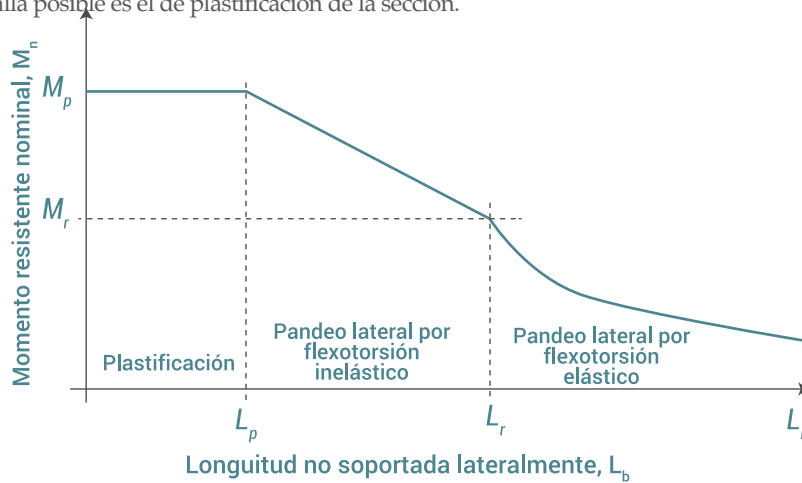


Figura 15. Curvas de momento resistente nominal-longitud no soportada lateralmente.

Las Especificaciones IMCA 5ta. edición consideran tres zonas para la determinación de la resistencia nominal en flexión, cuando no hay consideraciones de pandeo local. La primera zona corresponde a tramos de vigas que tienen una longitud entre soportes laterales menor o igual a L_p , cuya resistencia está dada por la plastificación total de la sección transversal. La segunda zona corresponde a aquellos miembros en flexión que tienen soportes laterales con separaciones mayores o iguales que L_p , cuya capacidad está determinada por el pandeo lateral por flexo-torsión elástico. La tercera y última zona corresponde a distancias entre soportes laterales intermedios, en los que la resistencia está dada por el pandeo lateral por flexo-torsión inelástico. Debido a las dificultades en incluir los efectos de las imperfecciones geométricas de los perfiles y los esfuerzos residuales en la determinación de la resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión inelástico, el IMCA optó por utilizar una transición lineal entre los momentos M_p y M_r para este rango de longitudes no soportadas lateralmente.

Para longitudes L_b comprendidas entre L_p y L_r , la resistencia está dada por una transición lineal entre M_p y M_r , el momento de primera fluencia considerando esfuerzos residuales. Las nuevas especificaciones presentan un cambio en la determinación de M_r el cual es ahora igual a 0.7 veces el momento de fluencia M_y , es decir, asume que la magnitud

máxima de los esfuerzos residuales es un 30% del esfuerzo de fluencia, independientemente de si se trata de secciones laminadas o soldadas.

2. Si $L_p < L_b \leq L_r$

Para el caso de perfiles I de patines no compactos, la resistencia nominal en flexión está dada por la transición lineal entre el momento plástico y el momento de iniciación de la fluencia. Si la sección tiene un eje de simetría y este eje coincide con el eje de aplicación de las cargas, es necesario modificar los momentos plástico y de fluencia por medio de un factor R_{pc} que toma en cuenta del efecto del pandeo inelástico del alma inducido por el pandeo del patín.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (F2-2)$$

El factor de modificación por pandeo lateral torsional o coeficiente de flexión, C_b

$$C_b = \frac{12.5M_{m\acute{a}x}}{2.5M_{m\acute{a}x} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} R_m \leq 3.0 \quad (F1-1)$$

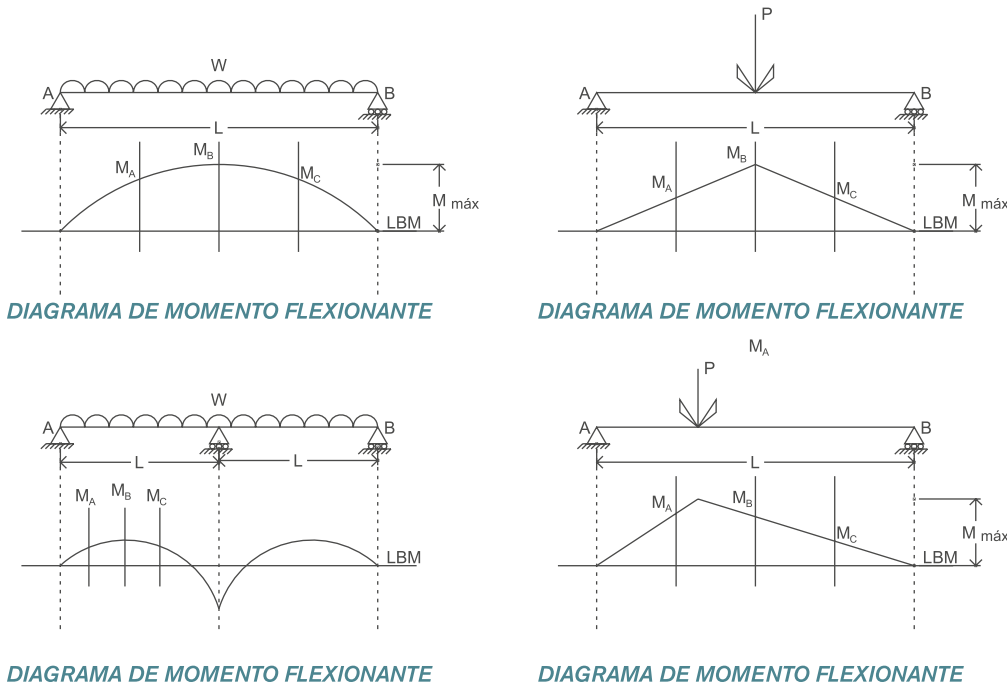


Figura 16. Diagrama de momentos para el cálculo del factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

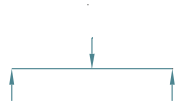

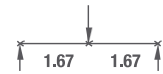
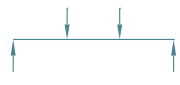
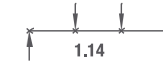

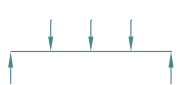


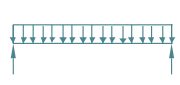

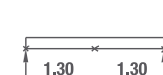
$M_{m\acute{a}x}$, valor absoluto del momento flexionante máximo en la viga, en T-m.

M_A , M_B y M_C , son los valores absolutos de los momentos flexionantes en el primer cuarto, el centro y el tercer cuarto de la viga respectivamente en T-m.

R_m , parámetro adimensional que depende de la forma de la sección transversal $R_m = 1.0$ para miembros con dos ejes de simetría y para miembros con un eje de simetría que se flexionan en curvatura doble.

El objeto del coeficiente C_b es incluir en las ecuaciones de las especificaciones IMCA 5ta. edición, Capítulo F, de manera aproximada, la influencia de la ley de variación del momento flexionante sobre la resistencia de la viga al pandeo lateral por flexo-torsión.

Tabla 3. Valores del coeficiente de flexión C_b para vigas libremente apoyadas con varias condiciones de cargas.

CARGA	SOPORTE LATERAL A LO LARGO DEL CLARO DE LA VIGA	COEFICIENTE C_b
	Ninguno	
	En los puntos de aplicación de las cargas concentradas	
	Ninguno	
	En los puntos de aplicación de las cargas concentradas	
	Ninguno	
	En los puntos de aplicación de las cargas concentradas	
	Ninguno	
	En la sección media (centro del claro)	

3. $L_b > L_r$

Pandeo por flexo-torsión

$$M_n = F_{cr} S_{xx} \leq M_p \quad (F2-2)$$

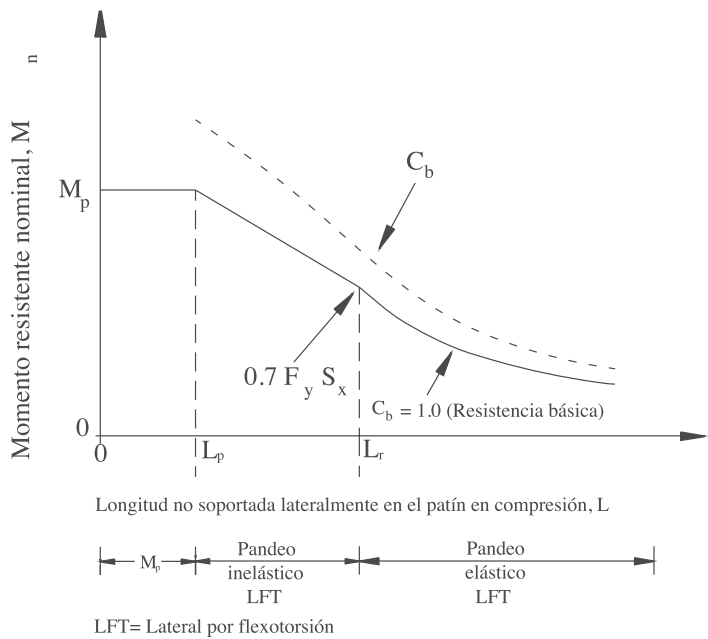


Figura 17. Curva de momento resistente nominal versus longitud no soportada lateralmente.

Para tener en cuenta el hecho de que la viga tenga un diagrama de momento no uniforme, el IMCA utiliza un coeficiente de flexión C_{fv} que depende de los valores del diagrama de momentos flexionantes en cuatro puntos entre secciones adyacentes soportadas lateralmente. Este coeficiente amplifica la resistencia nominal en flexión calculada para el caso de momento uniforme y, efectivamente aumenta la separación máxima entre soportes laterales que puede usarse para que la resistencia de la viga esté regida por plastificación de sus secciones transversales.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_T}\right)^2} \quad (F2-4)$$

L_p y L_r se calculan con las ecuaciones siguientes:

$$L_p = 1.76 r_{yy} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F2-5)$$

Cuando la sección tiene elementos no compactos, la ecuación del momento crítico cambia, por lo que las expresiones de L_p y L_r también son diferentes. En este caso, r_t es el radio de giro del área formada por el patín comprimido más un tercio del alma comprimida y a_w es el cociente del área de alma comprimida entre el área de los elementos del patín comprimido.

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_{xx} h_o} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_{xx} h_o}{E Jc}\right)^2}}} \quad (F2-6)$$

Donde: $c = 1.0$

Para perfiles I

$$\text{Para canales} \quad c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_{yy}}{C_w}}$$

$$r_T^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_{xx}}$$

r_T puede interpretarse como el radio de giro del área formada por el patín comprimido más un sexto del peralte del alma. La resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión depende de la distancia entre soportes laterales. Para longitudes no soportadas lateralmente, L_{pv} menores que L_p , el estado límite de flujo plástico (plastificación), rige el diseño de la viga.

Las especificaciones IMCA 5ta. edición consideran tres zonas en la determinación de la resistencia nominal a la flexión, cuando no hay consideraciones de pandeo local. La primera región corresponde a miembros con una distancia entre soportes laterales menor o igual

a L_p , cuya capacidad está dada por la plastificación de la sección. La segunda región corresponde a aquellos miembros donde la distancia entre soportes laterales es mayor o igual que L_p , cuya capacidad está determinada por el pandeo lateral por flexo-torsión elástico. La tercera y última región corresponde a distancias entre soportes laterales intermedios, donde la capacidad está dada por el pandeo lateral por flexo-torsión inelástico. Debido a las dificultades en incluir los efectos de las imperfecciones y tensiones residuales en la determinación de la capacidad por pandeo lateral por flexo-torsión inelástico, la IMCA optó por utilizar una transición lineal entre M_p y M_r para este rango de longitudes no arriostradas.

La última edición de las Especificaciones IMCA 5ta Edición incluye ecuaciones únicas para el cálculo de la resistencia nominal, las que deben ser multiplicadas por el factor de reducción de la resistencia o divididas por el factor de seguridad según se esté diseñando con DFCR o esfuerzos permisibles (DEP).

9.8 MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL I CON DOS EJES DE SIMETRÍA CON ALMAS COMPACTAS Y NO COMPACTAS, O PATINES ESBELTOS FLEXIONADOS ALREDEDOR DE SU EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA.

1.- $\lambda \leq \lambda_{pf}$

$$M_n = F_y Z_{xx}$$

2.- $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$

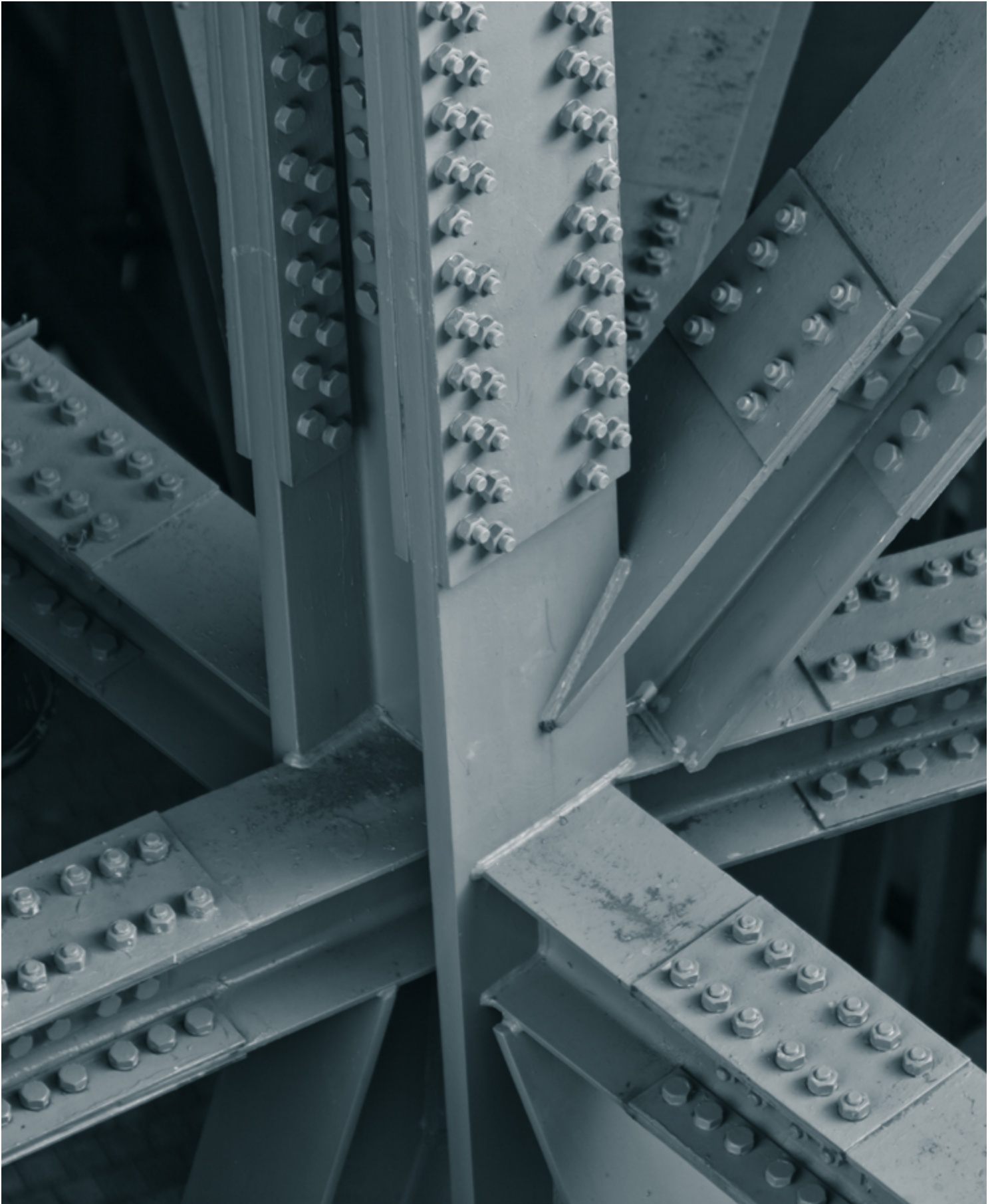
$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq M_p$$

(F3-1)

3.- $\lambda > \lambda_{rf}$

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xx}}{\lambda^2}$$

(F5-9)



9.9 OTROS MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL I CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS FLEXIONADOS ALREDEDOR DE SU EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA

- Es igual al menor valor de los estados límite siguientes.
- Flujo plástico del patín en compresión.
- Pandeo lateral por flexo-torsión.
- Pandeo local del patín comprimido.
- Flujo plástico del patín en tensión.

1.- $L_b \leq L_p$

$$M_n = R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc} \quad (F4-1)$$

2.- $L_p < L_b \leq L_r$

Además, se debe considerar un estado límite adicional que corresponde a la fluencia de los patines, ya que, si un patín se plastifica, el alma pierde su apoyo lateral y se pandea inmediatamente.

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F4-2)$$

3.- $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F4-3)$$

Donde: $M_{yc} = F_y S_{xc}$ (F4-4)

1.- MIEMBROS COMPACTOS.

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (F4-5)$$

Si $\frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.23$, $J = 0$

Valores de F_L

Si $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.7$ $F_L = 0.7 F_y$ (F4-6a)

Si $\frac{S_{xt}}{S_{xc}} < 0.7$ $F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y$ (F4-6b)

Longitud no soportada lateralmente para el estado límite de plastificación.

$$L_p = 1.1 r_T \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (F4-7)$$

Longitud no soportada L_r para el estado límite de pandeo lateral por flexo-torsión.

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{F_L S_{xc} h_o}{E J} \right)^2}} \quad (F4-8)$$

El factor R_{pc} está dado por la siguiente ecuación:

a) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$ $R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}}$ (F4-9a)

b) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (F4-9b)$$

Para perfiles I :

$$r_T = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(\frac{h_o}{d} + \frac{1}{6} a_w \frac{h^2}{h_o d} \right)}} \quad (F4-10)$$

$$a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (F4-11)$$

Donde:

b_{fc} , es el ancho del patín comprimido, cm.

t_{fc} , es el grueso del patín comprimido, cm.

a_w , es el cociente adimensional del área de alma comprimida entre el área del patín comprimido.

2.- Pandeo local del patín comprimido.

2.1.- Para secciones con patines no compactos

$$M_n = \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (F4-12)$$

2.2.- Para secciones con patines esbeltos

En el caso de perfiles I de patines esbeltos, la resistencia está dada por el momento crítico de pandeo local elástico.

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (F4-13)$$

2.3.- Flujo plástico del patín en tensión

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (F4-14)$$

Donde:

$$M_{yt} = f_y S_{xt}$$

El factor R_{pt} está dado por la siguiente ecuación:

a) Cuando $\frac{h_c}{t_w} \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (F4-15a)$$

b) Cuando $\frac{h_c}{t_w} > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (F4-15b)$$

9.10 MIEMBROS I CON DOS EJES DE SIMETRÍA Y CON UN SOLO EJE DE SIMETRÍA CON ALMAS ESBELTAS FLEXIONADOS ALREDEDOR DEL EJE DE MAYOR MOMENTO DE INERCIA

1. Flujo plástico del patín comprimido.

Cuando $L_b \leq L_p$

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (F5-1)$$

2. Pandeo lateral por flexo-torsión.

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (F5-2)$$

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

Si el alma es esbelta, se debe, además, modificar las ecuaciones para determinar la resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión de la sección.

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3f_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (F5-3)$$

Cuando $L_b > L_r$,

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_T} \right)^2} \leq F_y \quad (F5-4)$$

$$L_r = \pi r_T \sqrt{\frac{E}{0.7 F_y}} \quad (F5-6)$$

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

$$a_w \leq 10$$

3. Pandeo local del patín en compresión.

Cuando $\lambda < \lambda_{pf}$

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (F5-1)$$

Pandeo local del patín comprimido.

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (F5-7)$$

a) Patines no compactos. $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$

La ecuación del esfuerzo crítico cambia dependiendo de si los patines pueden pandearse elástica o inelásticamente. Para el caso de pandeo local inelástico (es decir, patines no compactos), la ecuación que proporcionan las especificaciones AISC-2005 es una transición lineal entre F_y y el esfuerzo correspondiente al momento de iniciación de fluencia.

$$F_{cr} = \left[f_y - (0.3 F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (F5-8)$$

b) Patines esbeltos.

$$F_{cr} = \frac{0.9 E k_c}{\left(\frac{b_f}{2 t_f} \right)^2} \quad (F5-9)$$

$$0.35 \leq k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \leq 0.76$$

4. Flujo plástico del patín en tensión

Cuando $S_{xt} \leq S_{xc}$

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc}$$

Cuando $S_{xt} > S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt}$$

9.11 MIEMBROS DE SECCIÓN TRANSVERSAL I CON DOS EJES DE SIMETRÍA Y CANALES FLEXIONADAS ALREDEDOR DEL EJE DE MENOR MOMENTO DE INERCIA

Perfiles T y TL, formados por dos ángulos en espalda, son secciones que tienen un solo eje de simetría. Cuando la carga está aplicada en este eje, la resistencia nominal está dada por los estados límite de plastificación y pandeo lateral por flexo-torsión.

En el caso de la plastificación, el momento plástico está limitado a 1.6 veces el momento de iniciación de la fluencia M_y si es que el alma se encuentra preponderantemente sometida a tensión y, a M_x si es que ésta se encuentra sometida principalmente en compresión. Esta diferencia toma en cuenta la mayor inestabilidad del alma de la sección. Para considerar este efecto, además, se considera un factor C_b igual a 1 para cualquier forma de diagrama de momento.

Como el alma se encuentra en o muy cerca del eje de flexión, sólo se considera la ocurrencia de pandeo local en los patines.

1. Fluencia ó plastificación.

Cuando $\lambda \leq \lambda_{pf}$

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (F6-1)$$

2. Pandeo local en los patines.

a) Patines no compactos.

Cuando $\lambda_{pf} < \lambda \leq \lambda_{rf}$

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (F6-2)$$

b) Patines esbeltos.

Cuando $\lambda > \lambda_{rf}$

$$M_n = F_{cr} S_{yy} \quad (F6-3)$$

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (F6-3)$$

9.11 PERFILES TES Y ÁNGULOS DOBLES CARGADOS EN EL PLANO DE SIMETRÍA

Perfiles T y TL (T formados por dos ángulos en espalda). Son secciones que tienen un solo eje de simetría. Cuando la carga está aplicada en este eje, la resistencia nominal en flexión está dada por los estados límite de plastificación y pandeo lateral por flexo-torsión.

En el caso de la plastificación, el momento plástico está limitado a 1.6 veces el momento de iniciación de la fluencia en la sección M_y si es que el alma se encuentra sometida principalmente en tensión y a M_x si se encuentra principalmente sujeta a compresión. Esta diferencia refleja la mayor inestabilidad del alma de la T. Para considerar este efecto, además, se considera el coeficiente de flexión C_b igual a 1 para cualquier forma de diagrama de momento flexionante.

1. Plastificación de la sección.

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (F9-1)$$

a) Alma en tensión.

$$M_n = M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (F9-2)$$

b) Alma en compresión.

$$M_n \leq M_y \quad (F9-3)$$

2. Pandeo lateral por flexo-torsión.

La capacidad al pandeo lateral por flexo-torsión es igual al momento crítico elástico de pandeo lateral por flexo-torsión, considerando la diferencia en resistencia cuando los extremos del alma están en tensión o compresión.

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi \sqrt{EI_y GJ}}{L_b} \left[B + \sqrt{1 + B^2} \right] \quad (F9-4)$$

Donde:

$$B = \pm 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (F9-5)$$

El signo positivo se aplica cuando el alma está en tensión y el negativo cuando está en compresión.

3. Pandeo local del patín de perfiles Tes.

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \quad (F9-6)$$

a) Secciones no compactas.

$$F_{cr} = F_y \left(1.19 - 0.50 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad (F9-7)$$

b) Secciones esbeltas.

Para perfiles T y TL, la resistencia se expresa como un esfuerzo crítico multiplicado por el módulo resistente en compresión, donde el esfuerzo se calcula utilizando la ecuación del esfuerzo de pandeo local elástico para una placa apoyada en un extremo y libre en el otro.

Lo mismo ocurre en el caso de ángulos aislados, excepto que el módulo resistente se reduce en un 20% para tener en cuenta el aumento de los esfuerzos calculados utilizando las propiedades geométricas, en lugar de aplicar las fórmulas de flexión biaxial.

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b_f}{2t_f}\right)^2} \quad (F9-8)$$

Ángulos sencillos

No es frecuente utilizar ángulos como elementos en flexión. Cuando sea el caso, o cuando la flexión inducida en éstos por la interacción con el resto de la estructura deba tomarse en cuenta, las Especificaciones IMCA 5ta edición contienen las siguientes disposiciones de diseño.

La sección puede fallar por plastificación o por pandeo lateral por flexo-torsión. En el caso de plastificación, la capacidad se limita a 1.5 veces el momento de iniciación de la fluencia M_y , donde M_y se calcula para el eje de flexión. El factor de forma de ángulos flexionados alrededor de cualquier eje excede 1.5, así es que se determinó utilizar este valor como un límite inferior de la resistencia por plastificación.

1. Fluencia o plastificación

$$M_n = 1.5M_y \quad (F10-1)$$

Si el ángulo está soportado lateralmente en forma continua, el estado límite de plastificación controlará el diseño. Si no es así, la resistencia al pandeo lateral por flexo-torsión está dada por el momento crítico elástico M_e reducido en un 25% para considerar efectos de imperfección, si es que el pandeo lateral por flexo-torsión ocurre en el rango elástico, o se toma una transición lineal entre el 75% de M_y y el momento de plastificación $1.5M_y$, si es que el pandeo lateral por flexo-torsión es inelástico.

$$\text{Si } M_e \leq M_y \quad M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_e}{M_y}\right) M_e \quad (F10-2)$$

$$\text{Si } M_e > M_y \quad M_n = \left(1.92 - 1.17\sqrt{\frac{M_y}{M_e}}\right) M_y \leq 1.5M_y \quad (F10-3)$$

El cálculo del momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión elástico M_e depende del tipo de ángulo, el eje de flexión y el tipo de apoyo lateral.

M_e es el momento elástico de pandeo lateral por flexo-torsión.

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} - 1 \right) \quad (F10-4a)$$

$$M_e = \frac{0.66Eb^4tC_b}{L^2} \left(\sqrt{1 + 0.78\left(\frac{Lt}{b^2}\right)^2} + 1 \right) \quad (F10-4b)$$

Un ángulo de alas iguales flexionado alrededor de un eje geométrico, sin restricción al pandeo lateral por flexo-torsión, se flexiona respecto a sus dos ejes principales. Esta flexión biaxial genera esfuerzos en la sección que pueden ser hasta un 25% mayores que los estimados al utilizar las propiedades geométricas con respecto a los ejes geométricos. Las Especificaciones IMCA 5ta edición proveen ecuaciones para poder estimar la capacidad de la sección sin necesidad de descomponer la flexión en los dos ejes principales.

En el caso que el ángulo esté restringido lateralmente en el punto de momento máximo, es posible tomar ventaja de un aumento en el momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión elástico y utilizar el momento de iniciación de la fluencia M_y del eje de flexión, que corresponde a un eje geométrico.

Flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de ángulos de lados iguales.

$$M_e = \frac{0.46Eb^2t^2 C_b}{L} \quad (F10-5)$$

Flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia de ángulos de lados desiguales.

En el caso de flexión respecto al eje principal de mayor momento de inercia, el momento crítico de pandeo lateral por flexo-torsión elástico está dado por una ecuación más simple. Debe notarse que, en ambos casos, la amplificación de la resistencia es considerada a través del factor C_b aplicado al momento crítico elástico, en lugar de la resistencia nominal.

En el caso de ángulos de lados desiguales flexionados respecto al eje principal mayor, el momento crítico elástico depende del factor b_w .

$$M_e = \frac{4.9EI_z C_b}{L^2} \left(\sqrt{\beta_w^2 + 0.052 \left(\frac{Lt}{r_z} \right)^2} + \beta_w \right) \quad (F10-6)$$

Este factor depende de la posición del centro de torsión respecto de los ejes principales de la sección y de la dirección del momento aplicado. Si el centro de torsión está comprimido, b_w es positivo y el momento M_e es máximo. En caso contrario, b_w es negativo y el momento crítico es reducido. Si el diagrama de momentos cambia de signo en el tramo no soportado lateralmente, debe usarse conservadoramente la resistencia asociada al b_w negativo. El factor b_w es independiente del espesor del ángulo. La tabla C-F10.1, pág. 16.1.284, de los comentarios de las Especificaciones AISC-2005 proporciona valores de b_w para diferentes tamaños de ángulos. Para flexión respecto al eje principal menor, $b_w = 0$.

Finalmente, si la flexión se aplica alrededor de uno de los ejes geométricos de un ángulo de lados desiguales, es necesario descomponer la carga en los ejes principales y considerar el problema de flexión biaxial.

1. PANDEO LOCAL DE LAS ALAS

a) Patines no compactos.

$$M_n = F_y S_c \left(2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) \quad (F10-7)$$

b) Patines esbeltos.

Para el caso de secciones asimétricas, se debe evaluar adicionalmente el estado de pandeo local elástico de sus elementos, lo cual requiere un análisis especial para determinar el esfuerzo crítico correspondiente.

$$M_n = F_{cr} S_c \quad (F10-8)$$

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (F10-9)$$

Barras rectangulares y redondas

1. Plastificación o fluencia.

$$\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y} \quad M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6M_y \quad (F11-1)$$

2. Pandeo lateral por flexo-torsión.

$$\frac{0.08E}{f_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y} \quad M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (F11-2)$$

$$\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y} \quad M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (F11-3)$$

$$F_{cr} = \frac{1.9E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (F11-4)$$

Finalmente, cuando algunos de los elementos planos que constituyen la sección transversal de un miembro en flexión son esbeltos, los valores de los factores de reducción de la resistencia y de seguridad se conservan ($\phi = 0.90$ y $\Omega = 1.67$).

A los estados límite ya mencionados, se debe agregar el de pandeo elástico de los elementos que conforman la sección.

Esfuerzo cortante

En las especificaciones IMCA 5ta. edición, las disposiciones para esfuerzo cortante para perfiles laminados IR y trabes armadas fabricadas con tres placas soldadas, con o sin consideración de efecto de campo de tensión diagonal, quedan incorporadas en el mismo capítulo. La resistencia nominal V_n queda expresada como se muestra en las ecuaciones siguientes:

Para almas de perfiles laminados con almas atiesadas o con almas no atiesadas

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

Para perfiles tipo IR con

$$\frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$C_v = 1.0$$

$$\phi_v = 1.0 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_v = 1.5 \text{ (DEP)}$$

Para todos los otros perfiles laminados con simetría simple y canales, excepto tubos circulares el coeficiente de corte del alma se evaluará de la siguiente manera:

a) Cuando $\frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $C_v = 1.0$

b) Cuando

$$1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad C_v = \frac{1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

c) Cuando $\frac{h}{t_w} < 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}}$ $C_v = \frac{1.51 k_v E}{\left(\frac{h}{t_w}\right)^2 F_y}$

El coeficiente de pandeo del alma k_v , se define de la siguiente manera:

a) Para almas no atiesadas con $\frac{h}{t_w} < 260$

$$k_v = 5.0$$

Excepto para almas de perfiles T donde: $k_v = 1.2$



b) Para almas atiesadas.

$$\text{Cuando } a/h \leq 3.0 \quad \text{ó} \quad a/h \leq \left(\frac{260}{a/h}\right)^2$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

$$\text{Cuando } a/h > 3.0 \quad \text{ó} \quad a/h > \left(\frac{260}{a/h}\right)^2$$

$$k_v = 5.0$$

Estos valores se han seleccionado para asegurar que la resistencia a esfuerzos cortantes de un perfil laminado en las especificaciones IMCA 5ta edición resulte la misma que se utilizaba en las Especificaciones ASD 1989. En términos de esfuerzos permisibles, resulta un valor para el esfuerzo cortante de $0.4F_y$, que es el valor tradicional, lo cual se traduce en un pequeño aumento en la resistencia LRFD 2005 respecto de las disposiciones LRFD 1999.

9.12 EJEMPLOS DE DISEÑO DE VIGAS

A continuación, se presentan varios ejemplos típicos de miembros en flexión (vigas), resueltos con las Especificaciones IMCA 5ta. edición.

El diseño de una viga o trabe, y de cualquier otro miembro estructural de acero, consiste en determinar su resistencia disponible y compararla con las solicitaciones que actúan en ella. El diseño es básicamente un problema de revisión, se selecciona un perfil estructural laminado que tiene determinadas propiedades geométricas y mecánicas y se determina su resistencia disponible o capacidad de carga, la cual se compara con las solicitaciones que producen las acciones nominales o de diseño.

Si la capacidad de carga o resistencia disponible es igual o un poco mayor que las solicitaciones, el diseño es adecuado, si es menor es inadecuado, y si es mucho mayor, el diseño es antieconómico.

Simultáneamente deben cumplirse requisitos de funcionalidad, incluidos en los estados límite de servicio que estipulan las especificaciones de diseño; por ejemplo, los desplazamientos laterales ocasionados por sismo, deflexiones o flechas máximas producidas por las cargas vivas exteriores, las cuales no deben exceder de ciertos valores límite que fijan las normas de diseño.

La falla estructural o colapso de una viga de acero puede corresponder a alguno de los siguientes fenómenos, los cuales pueden presentarse individualmente o combinados:

1. Exceso de flexión en el plano de cargas, con eventual formación de mecanismo de falla con articulaciones plásticas.
2. Por inestabilidad, en el intervalo elástico o aún plástico, caracterizada por pandeo lateral o pandeo lateral por flexo-torsión.
3. Pandeo local de patines o del alma.
4. Por cortante.
5. Fatiga (trabes carril que soportan grúas viajeras).

Ejemplo 1.- Seleccionar de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA y de acuerdo a las especificaciones IMCA 5ta edición un perfil tipo IR ASTM A992 para una viga que se encuentra simplemente apoyada en sus extremos como se muestra en la figura, capaz de resistir una carga muerta de $W_D=350$ kg/m y una carga viva de $W_L=500$ kg/m, la viga tiene un arriostramiento al centro del claro y la carga de servicio para la revisión de la deflexión es $W_S=550$ kg/m.

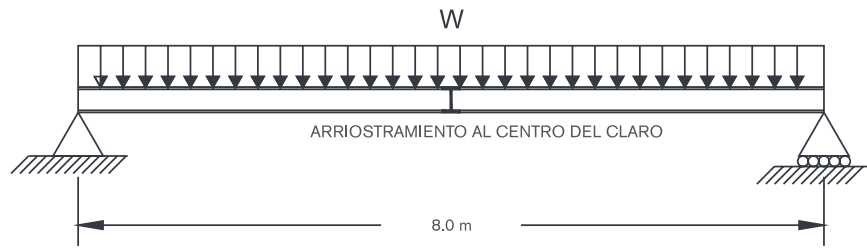


Figura 18. Viga del ejemplo 1.

Para DEP:

$$W_a = W_D + W_L$$

$$W_a = 350 + 500$$

$$W_a = 850 \text{ kg/m}$$

$$M_a = \frac{W_a + L^2}{8}$$

$$M_a = \frac{(850) + (8.00)^2}{8} = 6800 \text{ kg-m}$$

$$Z_{xx} \geq \frac{M_a \Omega_b}{F_y}$$

$$Z_{xx} \geq \frac{(6800)(1.67)}{3515}$$

$$Z_{xx} \geq 323.07 \text{ cm}^3$$

Con este dato de módulo de sección plástico entraremos a las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA para proponer un perfil tipo IR.

Propondremos un IR 254 x 38.5 kg/m (10 x 26) con las siguientes propiedades:

$$A_g = 49.1 \text{ cm}^2$$

$$Z_{xx} = 513 \text{ cm}^3$$

$$I_{yy} = 587 \text{ cm}^4$$

$$r_{yy} = 3.5 \text{ cm}$$

$$S_{xx} = 457 \text{ cm}^3$$

$$J = 16.6 \text{ cm}^4$$

$$h_0 = d - t_f = 25.08 \text{ cm}$$

$$r_t = 3.9 \text{ cm}$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 6.6$$

$$\frac{d}{t_w} = 39.7$$

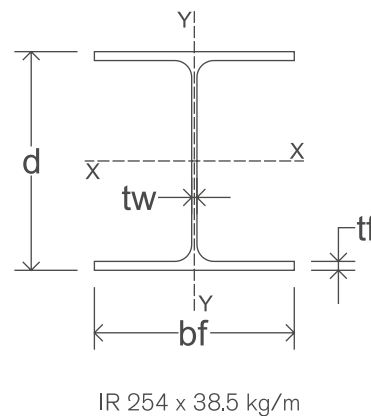


Figura 18a. Sección transversal ejemplo 1.



La viga se encuentra soportada lateralmente solo al centro del claro por lo que:

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_{yy} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_{xx} h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{0.7 F_y S_{xx} h_0}{E Jc} \right]^2}}$$

a) Si $L_b \leq L_p$

$$M_n = F_y Z_{xx}$$

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c) Si $L_r < L_b$

$$M_n = F_{cr} S_{xx} \leq M_p$$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_T} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_{xx} h_0} \left(\frac{L_b}{r_T} \right)^2}$$

Revisión de la longitud no arriostrada:

$$L_p = 1.76 (3.5) \sqrt{\frac{2039000}{3515}} = 148.36$$

$$L_r = 1.95 (3.9) \frac{2039000}{0.7 (3515)} \sqrt{\frac{(16.6)(1)}{(457)(25.08)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{0.7 (3515) (457) (25.08)}{(2039000) (16.6) (1)} \right]^2}}$$

$$L_r = 6302.21 \sqrt{0.00145} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4.693}}$$

$$L_r = (6302.21) (0.038) (1.84) = 441.57$$

$$L_p < L_b < L_r$$

∴

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cálculo del coeficiente de flexión C_b

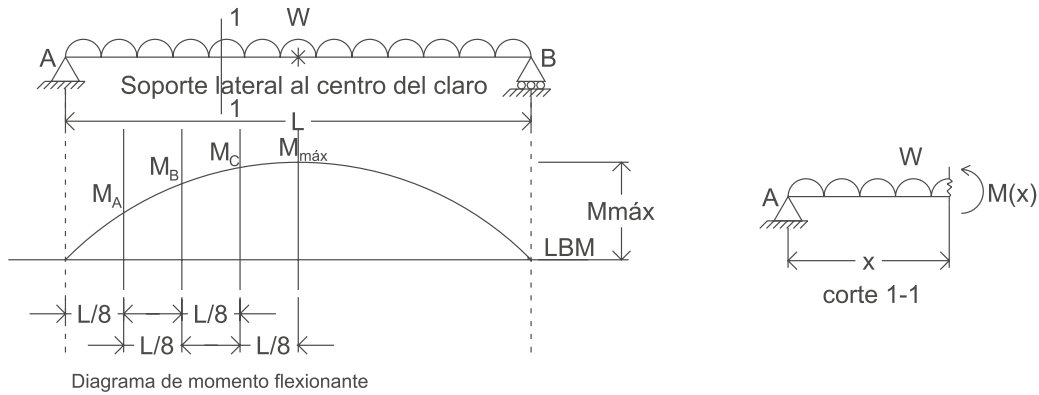


Figura 18b. Coeficiente de flexión.

$$M(x) = \frac{1}{2}WLx - \frac{1}{2}WLx^2$$

Para nuestro caso particular cuando:

$$x = \frac{L}{8} \Rightarrow M(x) = M_A = \frac{7WL^2}{128}$$

$$x = \frac{L}{4} \Rightarrow M(x) = M_B = \frac{3WL^2}{32}$$

$$x = \frac{3L}{8} \Rightarrow M(x) = M_C = \frac{15WL^2}{128}$$

$$x = \frac{L}{2} \Rightarrow M(x) = M_{\max} = \frac{WL^2}{128}$$

Los valores de momento se obtuvieron sustituyendo los valores de x en la ecuación general del momento $M(x)$.

Sustituyendo los momentos anteriormente calculados en la ecuación del factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5 \left(\frac{WL^2}{8} \right)}{2.5 \left(\frac{WL^2}{8} \right) + 3 \left(\frac{7WL^2}{128} \right) + 4 \left(\frac{3WL^2}{32} \right) + 3 \left(\frac{15WL^2}{128} \right)}$$

$$C_b = \frac{1.5625WL^2}{1.203WL^2} = 1.2988 \approx 1.3$$

Tomaremos como coeficiente de flexión $C_b = 1.3$

Revisión de la sección compacta en el perfil (relaciones ancho/grueso).

Patines:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf}$$

$$6.6 < 9.15$$

La sección es compacta en patines.

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\frac{d}{t_w} < \lambda_{pw}$$

$$39.7 < 90.56$$

La sección es compacta en alma.

Entonces el momento nominal será:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y Z_{xx}$$

$$M_p = (3515)(513) = 1803195 \text{ kg-cm}$$

$$M_p = 18.03 \text{ ton-m}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = (0.7)(3515)(457) = 1124448.50 \text{ kg-cm}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 11.24 \text{ ton-m}$$

$$M_n = (1.3) \left[18.03 - (18.03 - 11.24) \left(\frac{400 - 148.36}{441.57 - 148.36} \right) \right] \leq 18.03 \text{ ton-m}$$

$$M_n = 15.86 \text{ ton-m}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} \geq M_a$$

$$\frac{15.86}{1.67} \geq 6.8$$

$$9.497 \geq 6.8$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por cortante:

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(23.96)(0.66)(1.0)$$

$$V_n = 33,350.88 \text{ kg}$$

$$V_n = 33.35 \text{ ton}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = 19.97 \text{ ton}$$

$$V_a = \frac{W_a L}{2}$$

$$V_a = \frac{(850)(8)}{2} = 3,400 \text{ kg}$$

$$V_a = 3.40 \text{ ton}$$

¡ La sección es adecuada en cortante!

Revisión del estado límite de servicio:

La deflexión permisible está dada por:

$$\Delta_a = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_a = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm}$$

La deflexión elástica de la viga será:

$$\Delta_E = \frac{5W_s L^4}{384EI_{xx}}$$

$$\Delta_E = \frac{5(5.50)(800)^4}{384(2,039,000)(5,994)}$$

$$\Delta_E = 2.4 \text{ cm}$$

La deflexión elástica es mayor que la deflexión permisible, en este caso particular se recomienda revisar con un perfil que tenga un mayor momento de inercia en la dirección de la flexión, por ejemplo, un IR 305 x 38.7 kg/m el cual tiene una inercia de $I_{xx} = 8,491 \text{ cm}^4$

$$\Delta_E = \frac{5(5.50)(800)^4}{384(2,039,000)(9,906)}$$

$$\Delta_E = 1.69 \text{ cm}$$

¡La sección es adecuada!

Para DFCR:

$$W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$$

$$W_u = 1.2(350) + 1.6(500)$$

$$W_u = 1220 \text{ Kg/m}$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{(1220)(8.00)^2}{8} = 9760 \text{ Kg/m}$$

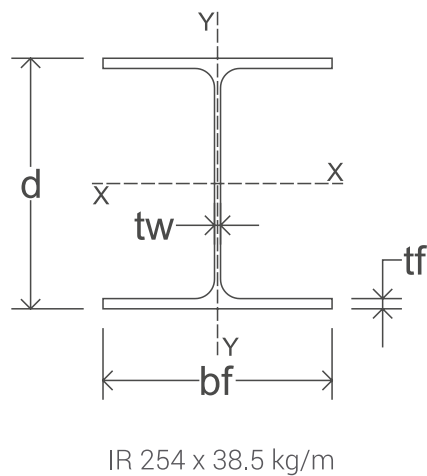
$$Z_{xx} \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$Z_{xx} \geq \frac{976000}{(0.9)(3515)}$$

$$Z_{xx} \geq 308.52 \text{ cm}^3$$

Con este dato de módulo de sección plástico entraremos a las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA para proponer un perfil tipo IR.

Propondremos un IR 254 x 38.5 kg/m (10 x 26) con las siguientes propiedades:



- $A_g = 49.1 \text{ cm}^2$
- $Z_{xx} = 513 \text{ cm}^3$
- $I_{yy} = 587 \text{ cm}^4$
- $r_{yy} = 3.5 \text{ cm}$
- $S_{xx} = 457 \text{ cm}^3$
- $J = 16.6 \text{ cm}^4$
- $h_0 = d - t_f = 25.08 \text{ cm}$
- $r_t = 3.9 \text{ cm}$
- $\frac{b_f}{2t_f} = 6.6$
- $\frac{d}{t_w} = 39.7$

Figura 18a. Sección transversal ejemplo 1.

La viga se encuentra soportada lateralmente solo al centro del claro por lo que:

$$L_b = 400 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_{yy} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_{xx} h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{0.7 F_y S_{xx} h_0}{E Jc} \right]^2}}$$

a) Si $L_b \leq L_p$ $M_n = F_y Z_{xx}$

b) Si $L_p < L_b \leq L_r$ $M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$

c) Si $L_r < L_b$ $M_n = F_{cr} S_{xx} \leq M_p$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_{xx} h_0} \left(\frac{L_b}{r_T} \right)}$$

Revisión de la longitud no arriostrada:

$$L_p = 1.76(3.5) \sqrt{\frac{2039000}{3515}} = 148.36$$

$$L_r = 1.95(3.9) \frac{2039000}{0.7(3515)} \sqrt{\frac{(16.6)(1)}{(457)(25.08)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{0.7(3515)(457)(25.08)}{(2039000)(16.6)(1)} \right]^2}}$$

$$L_r = 6302.21 \sqrt{0.00145} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 4.693}}$$

$$L_r = (6302.21)(0.038)(1.84) = 441.57$$

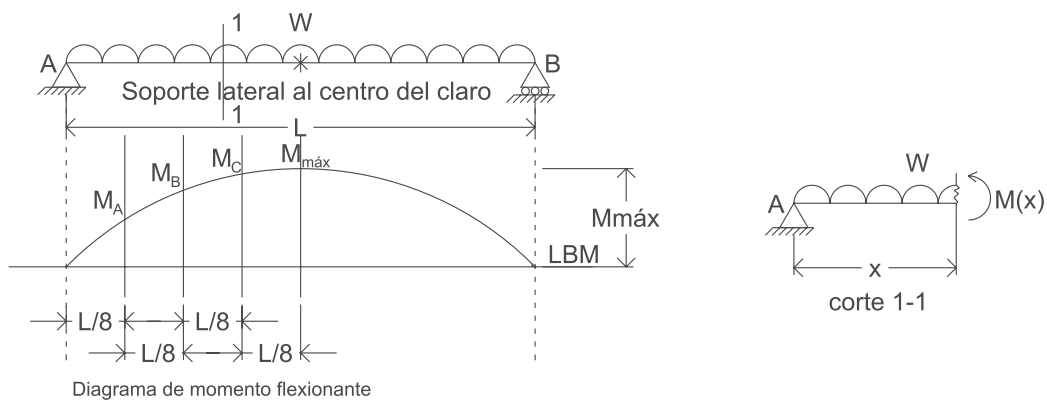


Figura 18b. Coeficiente de flexión.

$$L_p < L_b < L_r$$

∴

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Cálculo del coeficiente de flexión C_b

$$M(x) = \frac{1}{2}WLx - \frac{1}{2}WLx^2$$

Para nuestro caso particular cuando:

$$x = \frac{L}{8} \Rightarrow M(x) = M_A = \frac{7WL^2}{128}$$

$$x = \frac{L}{4} \Rightarrow M(x) = M_B = \frac{3WL^2}{32}$$

$$x = \frac{3L}{8} \Rightarrow M(x) = M_C = \frac{15WL^2}{128}$$

$$x = \frac{L}{2} \Rightarrow M(x) = M_{\max} = \frac{WL^2}{128}$$

Los valores de momento se obtuvieron sustituyendo los valores de x en la ecuación general del momento $M(x)$.

Sustituyendo los momentos anteriormente calculados en la ecuación del factor de modificación por pandeo lateral-torsional.

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5\left(\frac{WL^2}{8}\right)}{2.5\left(\frac{WL^2}{8}\right) + 3\left(\frac{7WL^2}{128}\right) + 4\left(\frac{3WL^2}{32}\right) + 3\left(\frac{15WL^2}{128}\right)}$$

$$C_b = \frac{1.5625WL^2}{1.203WL^2} = 1.2988 \approx 1.3$$

Tomaremos como coeficiente de flexión $C_b = 1.3$

Revisión de la sección compacta en el perfil (relaciones ancho/grueso).

Patines:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf}$$

$$6.6 < 9.15$$

La sección es compacta en patines.

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\frac{d}{t_w} < \lambda_{pw}$$

$$39.7 < 90.56$$

La sección es compacta en alma.

Entonces el momento nominal será:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_p = F_y Z_{xx}$$

$$M_p = (3,515)(513) = 1'803,195 \text{ kg-cm}$$

$$M_p = 18.03 \text{ ton-m}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = (0.7)(3515)(457) = 1,124,448 \text{ kg-cm}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 11.24 \text{ ton-m}$$

$$M_n = (1.3) \left[18.03 - (18.03 - 11.24) \left[\frac{400 - 148.36}{441.57 - 148.36} \right] \right] \leq 18.03 \text{ ton-m}$$

$$M_n = 15.86 \text{ ton-m}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$(0.9)(15.86) \geq 9.8$$

$$14.274 \geq 9.8$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por cortante:

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f) t_w$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(23.96)(0.66)(1.0)$$

$$V_n = 33,350.88 \text{ kg}$$

$$V_n = 33.35 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 30.015 \text{ ton}$$

$$V_u = \frac{W_u L}{2}$$

$$V_u = \frac{(1,220)(8)}{2} = 4880 \text{ kg}$$

$$V_u = 4.88 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada!

Revisión del estado límite de servicio:

La deflexión permisible está dada por:

$$\Delta_a = \frac{L}{360} \quad \Delta_a = \frac{800}{360} = 2.22 \text{ cm}$$

La deflexión elástica de la viga será:

$$\Delta_E = \frac{5W_s L^4}{384EI_{xx}} \quad \Delta_E = \frac{5(5.50)(800)^4}{384(2,039,000)(5,994)} \quad \Delta_E = 2.4 \text{ cm}$$

¡La sección es adecuada!

La deflexión elástica es mayor que la deflexión permisible, en este caso particular se recomienda revisar con un perfil que tenga un mayor momento de inercia en la dirección de la flexión, por ejemplo, un IR 305 x 38.7 kg/m el cual tiene una inercia de $I_{xx} = 8,491 \text{ cm}^4$.

$$\Delta_E = \frac{5(5.50)(800)^4}{384(2,039,000)(9,906)} \quad \Delta_E = 1.69 \text{ cm}$$

¡La sección es adecuada!

Ejemplo 2.- Se tiene una viga simplemente apoyada con carga uniformemente repartida, revisar con las especificaciones IMCA 5ta edición y seleccionar un perfil IR ASTM A992 capaz de soportar el estado límite de falla. La viga se encuentra soportada lateralmente en toda su longitud.

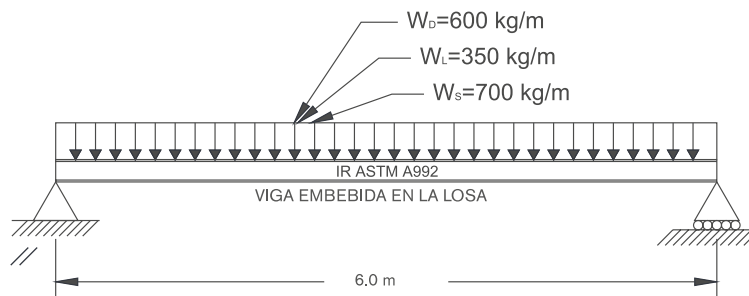


Figura 19. Viga del ejemplo 2.

Resistencia nominal de elementos en flexión:

$$M_n = F_y Z_x$$

Para DEP:

$$\Omega_b = 1.67 \quad M_a \leq \frac{M_n}{\Omega_b}$$

Cargas actuantes:

$$W_a = W_D + W_L$$

$$W_a = 600 + 350 = 950 \text{ kg/m}$$

Cálculo del momento flexionante actuante de la viga:

$$M_a = \frac{W_a L^2}{8}$$

$$M_a = \frac{(950)(6.0)^2}{8} = 4275.00 \text{ kg-m}$$

Cálculo del cortante actuante de la viga:

$$V_a = \frac{W_a L}{2}$$

$$V_a = \frac{(950)(6.0)}{2} = 2,850 \text{ kg}$$

$$V_a = 2.85 \text{ ton}$$

Predimensionamiento de la sección:

$$Z_x \geq \frac{M_a \Omega_b}{F_y}$$

$$Z_x \geq \frac{(427500)(1.67)}{3515} = 203.11 \text{ cm}^3$$

Con este módulo de sección plástico entraremos a las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA para elegir un perfil IR que cumpla con el requerimiento.

Se eligió un perfil IR 254 x 17.9 kg/m con las siguientes propiedades mecánicas.

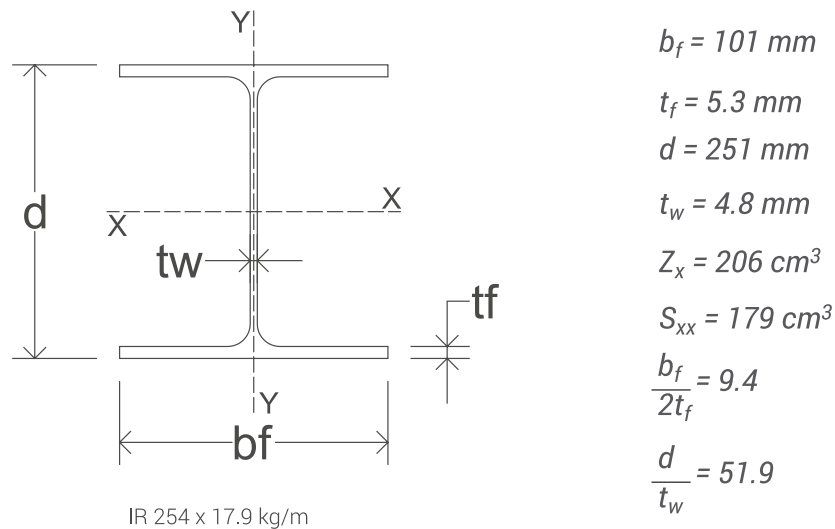


Figura 19a. Sección transversal ejemplo 2.

La longitud entre soportes laterales de la viga no se revisa ya que se encuentra soportada lateralmente en toda la longitud por lo que no se revisará este estado límite.

Revisión de las relaciones ancho/espesor:

En el patín:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 24.08$$

La relación ancho/espesor del patín en compresión $\frac{b_f}{2t_f} = 9.4$ es mayor que λ_{pw} , pero menor que λ_{rf} por lo que la sección es no compacta en patín.

En el alma:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 90.56$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 137.28$$

La relación ancho/espesor del alma $d/t_w = 51.9$ es menor que λ_{pw} , por lo que se considera que el alma de la sección es compacta.

Dado que se cumple la siguiente condición:

$$\lambda_{pf} < \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{rf}$$

El momento nominal se calculará:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{\lambda_{bf} - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = (3515)(206) = 724,090.00 \text{ kg-cm}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 0.7(3515)(179) = 440,429.50 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$M_n = \left[724,090.00 - (724,090.00 - 440429.50) \left(\frac{9.4 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right) \right]$$

$$M_n = 719,340.16 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 7193.40 \text{ kg-m}$$

$$\frac{M_n}{1.67} \geq M_a$$

$$\frac{7193.40}{1.67} \geq 4275.00$$

$$4307.42 > 4275.00$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por cortante.

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f) t_w$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(24.04)(0.48)(1.0)$$

$$V_n = 24,336.17 \text{ kg}$$

$$V_n = 24.34 \text{ ton}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = 14.57 \text{ ton}$$

$$V_a = 2.85 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada en cortante!

Revisión del estado límite de servicio.

La deflexión permisible está dada por:

$$\Delta_a = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_a = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

La deflexión elástica de la viga será:

$$\Delta_E = \frac{5W_s L^4}{384EI_{xx}}$$

$$\Delta_E = \frac{5(7.00)(600)^4}{384(2,039,000)(2,239)}$$

$$\Delta_E = 2.59 \text{ cm}$$

No se acepta la sección dado que la deflexión elástica es mayor que la permisible y revisaremos este estado límite con otro perfil.

Proponemos un IR 305 x 21.1. kg/m con una Inercia de $I_{xx} = 3,688\text{cm}^4$.

$$\Delta_E = \frac{5(7.00)(600)^4}{384(2,039,000)(3,688)}$$

$$\Delta_E = 1.57\text{cm}$$

¡La sección es adecuada en el estado límite de servicio!

Para DFCR: $\phi_b = 0.90$
 $M_u \leq \phi_b M_n$

Cargas actuantes: $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$
 $W_u = 1.2(600) + 1.6(350) = 1280 \text{ kg/m}$

Cálculo del momento flexionante actuante de la viga:

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{(1,280)(6.0)^2}{8} = 5,760 \text{ kg-m}$$

Cálculo del cortante actuante de la viga:

$$V_u = \frac{W_u L}{2}$$

$$V_u = \frac{(1,280)(6.0)}{2} = 3840 \text{ kg}$$

$$V_u = 3.84 \text{ ton}$$

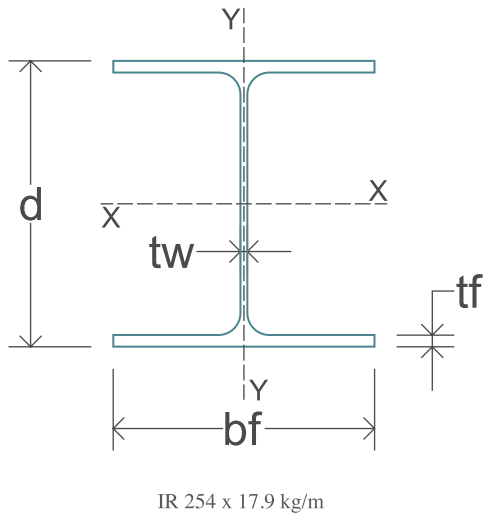
Predimensionamiento de la sección:

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$Z_x \geq \frac{576000}{(0.90)(3515)} = 182.07 \text{ cm}^3$$

Con este módulo de sección plástico entraremos a las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA para elegir un perfil IR que cumpla con el requerimiento.

Se eligió un perfil IR 254 x 17.9 kg/m con las siguientes propiedades mecánicas.



$$b_f = 101 \text{ mm}$$

$$t_f = 5.3 \text{ mm}$$

$$d = 251 \text{ mm}$$

$$t_w = 4.8 \text{ mm}$$

$$Z_x = 206 \text{ cm}^3$$

$$S_{xx} = 179 \text{ cm}^3$$

$$\frac{b_f}{2t_f} = 9.4$$

$$\frac{d}{t_w} = 51.9$$

Fig. 19a. Sección transversal ejemplo 2

La longitud entre soportes laterales de la viga no se revisa ya que se encuentra soportada lateralmente en toda la longitud por lo que no se revisará este estado límite.

Revisión de las relaciones ancho/espesor:

En el patín:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 24.08$$

La relación ancho/espesor del patín en compresión $b_f/2t_f = 9.4$ es mayor que λ_{pf} , pero menor que λ_{rf} , por lo que la sección es no compacta en patín.

En el alma:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 90.56$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 137.28$$

La relación ancho/espesor del alma $d/t_w = 51.9$ es menor que λ_{pw} , por lo que se considera que el alma de la sección es compacta.

Dado que se cumple la siguiente condición:

$$\lambda_{pf} < \frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{rf}$$

El momento nominal se calculará:

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{\lambda_{bf} - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right]$$

$$M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = (3515)(206) = 724,090.00 \text{ kg-cm}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 0.7(3515)(179) = 440429.50 \text{ kg-cm}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$M_n = \left[724,090.00 - (724,090.00 - 440429.50) \left(\frac{9.4 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right) \right]$$

$$M_n = 719,340.16 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = 7193.40 \text{ kg-m}$$

$$\phi_b M_n \geq M_u$$

$$(0.90)(7,193.40) \geq 5,750.00$$

$$6,474.06 > 4,275.00$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por cortante.

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6 f_y A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f) t_w$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(24.04)(0.48)(1.0)$$

$$V_n = 24,336.17 \text{ kg}$$

$$V_n = 24.34 \text{ ton}$$

$$\phi_b V_n = 21.91 \text{ ton}$$

$$V_u = 3.84 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada en cortante!

Revisión del estado límite de servicio.

La deflexión permisible está dada por :

$$\Delta_a = \frac{L}{360}$$

$$\Delta_a = \frac{600}{360} = 1.67 \text{ cm}$$

La deflexión elástica de la viga será:

$$\Delta_E = \frac{5W_s L^4}{384EI_{xx}}$$

$$\Delta_E = \frac{5(7.00)(600)^4}{384(2,039,000)(2,239)}$$

$$\Delta_E = 2.59 \text{ cm}$$

No se acepta la sección dado que la deflexión elástica es mayor que la permisible y revisaremos este estado límite con otro perfil.

Proponemos un IR 305 x 21.1. kg/m con una Inercia de $I_{xx} = 3,688 \text{ cm}^4$.

$$\Delta_E = \frac{5(7.00)(600)^4}{384(2,039,000)(3,688)}$$

$$\Delta_E = 1.57 \text{ cm}$$

¡La sección es adecuada en el estado límite de servicio!

Ejemplo 3.- Diseñar las vigas secundarias del entrepiso de la figura 20, la separación de las vigas es @ 610 mm y se colocarán ángulos en dirección perpendicular de las vigas secundarias @ 1,220 mm. El entrepiso tiene como destino una empresa que se dedica a la costura de las condiciones de carga que se muestran a continuación.

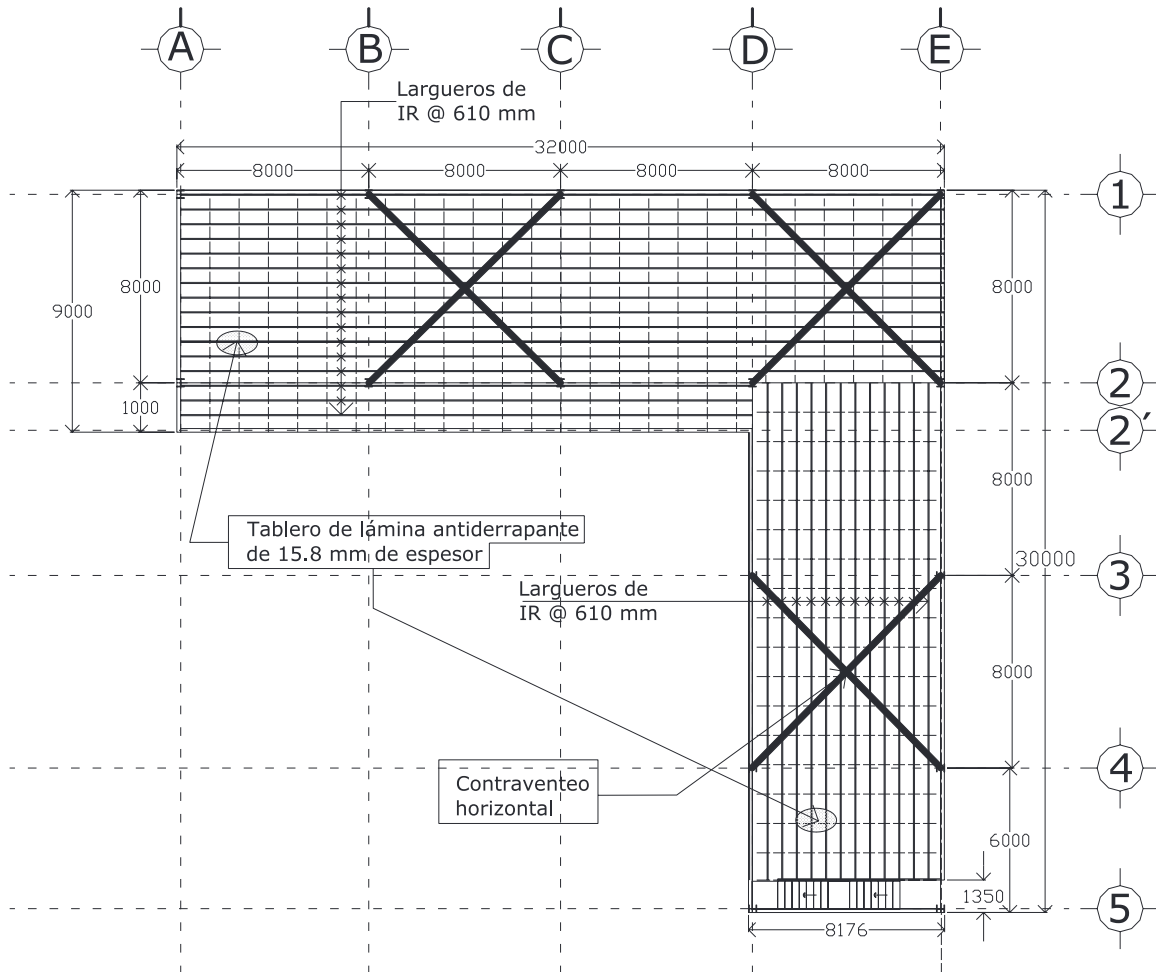


Figura 20. Configuración estructural.

1. Consideraciones de carga:

Análisis de Carga:

Elemento	Peso volumétrico	Espesor	C. Muerta	C. Viva máxima	C. Viva media
	kg/m ³	m	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
Lámina antiderrapante 5/8"	7850	0.0158	124		
Instalaciones			15		
Plafond			7		
Peso de muros			50		
Peso propio del sistema de vigas			50		
Total			246	350*	280*

*Obtenido de las tablas de dimensiones de GERDAU CORSA y hace referencia a las NTC de criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones.

**La carga viva media es utilizada para revisar el estado límite de servicio equivalente en este caso particular al 80% de la carga viva máxima.

Determinaremos la carga actuante para el estado límite de falla (DEP), la carga última para el estado límite de falla (DFCR) y la carga de servicio para el estado límite de servicio

2. Estado de cargas de la estructura

$$W_a = (CM + CV_{\max})S$$

$$W_a = (246 + 350)(0.61) = 363.56 \text{ kg/m}$$

$$W_a = 364.00 \text{ kg/m}$$

$$W_u = (1.2CM + 1.6CV_{\max})S$$

$$W_u = (1.2(246) + 1.6(350))(0.61) = 521.67 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 522.00 \text{ kg/m}$$

$$W_s = (CM + CV_{\text{med}})S$$

$$W_s = (246 + 280)(0.61) = 320.86 \text{ kg/m}$$

$$W_s = 321.00 \text{ kg/m}$$

3. Cálculo de los elementos mecánicos de las vigas.

3.1. Para DEP.

$$M_a = \frac{W_a L^2}{8}$$

$$M_a = \frac{(364.00)(8.00)^2}{8}$$

$$M_a = 2,912.00 \text{ kg/m}$$

$$M_a = 291,200.00 \text{ kg/cm}$$

$$V_a = \frac{W_a L}{2}$$

$$V_a = \frac{(364.00)(8)}{2}$$

$$V_a = 1456.00 \text{ kg}$$

3.2. Para DFCR.

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8}$$

$$M_u = \frac{(522.00)(8.00)^2}{8}$$

$$M_u = 4,176.00 \text{ kg-m}$$

$$M_u = 417,600.00 \text{ kg-cm}$$

$$V_u = \frac{W_u L}{2}$$

$$V_u = \frac{(522.00)(8)}{2}$$

$$V_u = 2,088.00 \text{ kg}$$

4. Estado límite de falla

4.1. Para DEP.

$$Z_x \geq \frac{M_a \Omega_b}{F_y}$$

$$Z_x \geq \frac{(291,200.00)(1.67)}{3,515.00}$$

$$Z_x \geq 138.35 \text{ cm}^3$$

4.2. Para DFCR.

$$Z_x \geq \frac{M_u}{\phi_b F_y}$$

$$Z_x \geq \frac{417,600.00}{(0.90)(3,515.00)}$$

$$Z_x \geq 133.00 \text{ cm}^3$$

Con este módulo de sección plástico acudimos las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA para elegir un perfil que cumpla con este estado límite.

Proponemos perfil IR 254 x 28.5 kg/m (W 10 x 19) con las siguientes propiedades mecánicas.

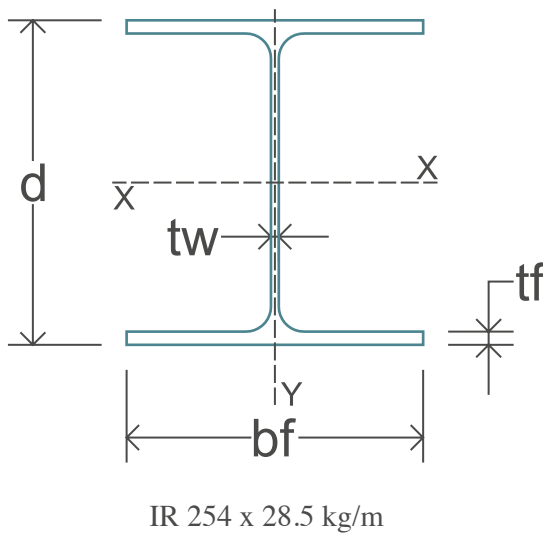


Figura 20A. Sección transversal ejemplo 3.

$$\frac{b_f}{2t} = 5.1 \quad \frac{d}{t_f} = 40.6 \quad r_T = 2.6$$

$$I_{xx} = 4,008 \text{ cm}^4 \quad S_{xx} = 308 \quad Z_x = 354 \text{ cm}^3$$

$$d = 260 \text{ mm} \quad t_w = 6.4 \text{ mm} \quad b_f = 102 \text{ mm} \quad t_f = 10$$

$$r_{yy} = 2.2 \text{ cm} \quad J = 9.6 \text{ cm}^4 \quad h_0 = d - t_f = 26.0 - 1.0 = 25.0 \text{ cm}$$

4.3. Revisión de la sección compacta del perfil.

Para este caso revisaremos las relaciones ancho/ espesor de patín y alma.

La relación ancho/ espesor de los elementos no atiesados del patín en compresión se considera **COMPACTO** cuando:

$$\lambda_{bf} \leq \lambda_{pf}$$

Para nuestro ejemplo tenemos que $\lambda_{bf} = \frac{b_f}{2t_f}$ y que $\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Entonces:

$$\lambda_{bf} = \frac{b_f}{2t_f}$$

$$\lambda_{bf} = 5.1$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\lambda_{bf} < \lambda_{pf}$$

¡La sección es compacta en patín!

La relación peralte/ espesor del alma de secciones IR y CE sometidas a flexión se considera **COMPACTO** cuando:

$$\lambda_{bw} \leq \lambda_{pw}$$

Para nuestro ejemplo tenemos que $\lambda_{bw} = \frac{d}{t_w}$ y que $\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Entonces:

$$\lambda_{bw} = \frac{d}{t_w}$$

$$\lambda_{bw} = 40.6$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\lambda_{bw} < \lambda_{pw}$$

¡La sección es compacta en alma!

La sección es compacta en patines y alma por lo que el momento nominal será igual que el momento plástico:

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = (3,515)(354)$$

$$M_p = 1,244,310.00 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

4.4 Revisión del pandeo lateral-torsional de la sección.

El pandeo lateral-torsional se presenta debido a cargas gravitacionales sobre todo en secciones que puede no estén debidamente arriostradas lateralmente en el patín en compresión.

En este caso particular se colocarán arriostramientos de ángulo @ 1.22 m.

$$L_b = 122 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76 r_{yy} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$L_p = 1.76(2.2) \sqrt{\frac{2,039,000.00}{3,515.00}}$$

$$L_p = 93.26 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_{xx} h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{0.7 F_y S_{xx} h_0}{E Jc} \right]^2}}$$

$$L_r = 1.95(2.6) \left(\frac{2,039,000.00}{(0.7)(3,515.00)} \right) \sqrt{\frac{(9.6)(1.0)}{(308)(25.0)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left[\frac{(0.7)(3,515.00)(308)(25)}{(2,039,000.00)(9.6)(1.0)} \right]^2}}$$

$$L_r = 285.66 \text{ cm}$$

El pandeo lateral torsional se revisará a continuación haciendo el cálculo del coeficiente de flexión C_b .

Para el cálculo del coeficiente de flexión tomaremos la parte central de la viga ya que ahí se concentra el mayor esfuerzo de flexión.

4.4.1 Cálculo de los momentos en los cuartos de la sección no arriostrada.

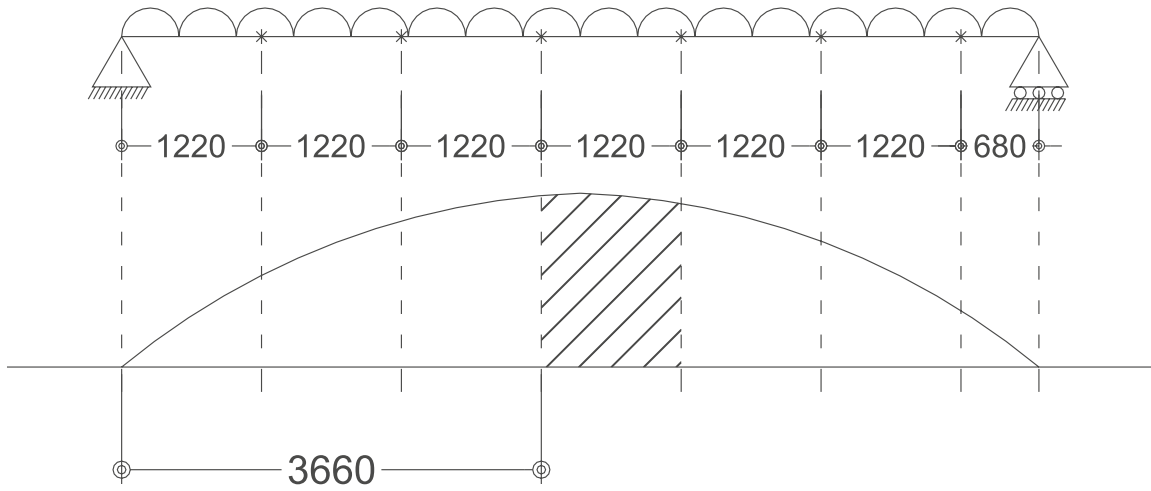


Figura 20b. Diagrama de momento flexionante.

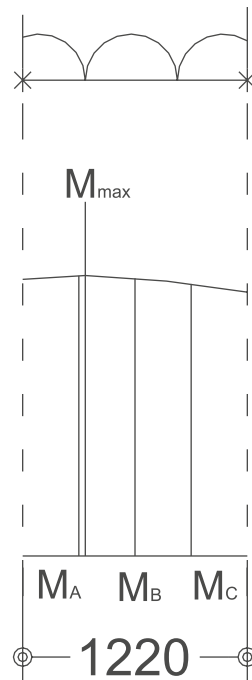


Figura 20c. Coeficiente de flexión (sección central).

$$M(x) = \frac{WL}{2}x - \frac{W}{2}x^2$$

$$\text{Para } x = 3.965\text{m} \Rightarrow M(x) = M_A$$

$$\text{Para } x = 4.00\text{m} \Rightarrow M(x) = M_{\max}$$

$$\text{Para } x = 4.27\text{m} \Rightarrow M(x) = M_B$$

$$\text{Para } x = 4.575\text{m} \Rightarrow M(x) = M_C$$

$$M_A = 2911.78 \text{ kg-m} \quad M_B = 2898.73 \text{ kg-m} \quad M_C = 2851.83 \text{ kg-m} \quad M_{\max} = 2912.00 \text{ kg-m}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

$$C_b = \frac{12.5(2912.00)}{2.5(2912) + 3(2911.78) + 4(2898.73) + 3(2851.83)}$$

$$C_b = \frac{36,400}{36165.75}$$

$$C_b = 1.006$$

4.4.2 Cálculo del momento nominal.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7S_{xx}F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

$$M_n = 1.006 \left[(3,515)(354) - ((3,515)(354) - 0.7(3,515)(308)) \left(\frac{122 - 93.26}{285.66 - 93.26} \right) \right] \leq (3,515)(354)$$

$$M_n = (1.006)[1,244,310 - (1,244,310 - 757,834)(0.149)] \leq 1,244,310$$

$$M_n = 1,178,671.87 < 1,244,310$$

$$M_n = 11.78 \text{ ton-m}$$

4.4.2.1 Para DEP.

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = 7.06 \text{ ton-m}$$

$$M_a = 2.91$$

$$M_a < \frac{M_n}{\Omega_b}$$

¡La sección es adecuada!

4.4.2.2 Para DFCR.

$$\phi_b M_n = 10.60 \text{ ton-m}$$

$$M_u = 4.18 \text{ ton-m}$$

$$M_u < \phi_b M_n$$

¡La sección es adecuada!

4.4.3 Cálculo del cortante nominal.

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f t)_w$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(24.00)(0.64)(1.0)$$

$$V_n = 32394.24 \text{ kg}$$

$$V_n = 32.39 \text{ ton}$$

4.4.3.1 Para DEP.

$$\frac{V_n}{\Omega_b} = 19.40 \text{ ton}$$

El cortante actuante es menor que el cortante permisible por lo que la sección es adecuada

4.4.3.2 Para DFCR.

$$\phi_b V_n = 29.15 \text{ ton}$$

El cortante último es menor que el cortante resistente por lo que la sección es adecuada

5. Estado límite de servicio

Para el estado límite de servicio utilizaremos la carga de servicio y revisaremos la deflexión ocasionada por cargas gravitacionales comparándola con la que nos permite el IMCA.

La deflexión permisible según IMCA para vigas sometidas a cargas gravitacionales supuestas estáticas es:

$$\Delta_a = \frac{L}{360}$$

Y la flecha elástica para una viga simplemente apoyada en sus extremos de acuerdo a un análisis de energía de deformación o bien utilizando métodos de áreas o doble integración tenemos que:

$$\Delta_E = \frac{5W_s L^4}{384EI_{xx}}$$

Para nuestro caso particular la carga de servicio es de:

$$W_s = 321.00 \text{ kg/m}$$

$$W_s = 3.21 \text{ kg/m}$$

5.1. Cálculo de la deflexión permisible.

$$\Delta_a = \frac{800}{360}$$

$$\Delta_a = 2.22 \text{ cm}$$

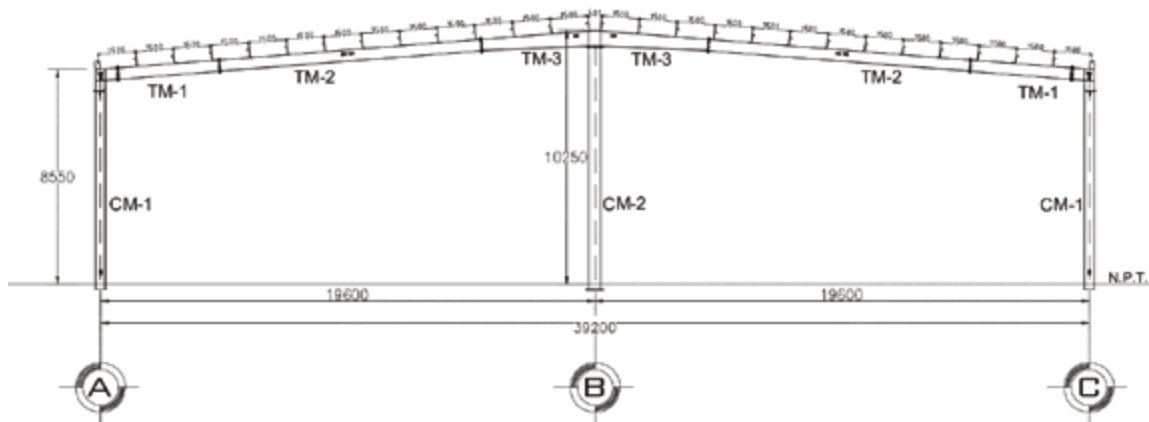
5.2. Cálculo de la deflexión elástica.

$$\Delta_E = \frac{5(3.21)(800)^4}{384(2,039,000)(4008)}$$

$$\Delta_E = 2.095 \text{ cm}$$

La deflexión que actúa sobre la viga es menor que la que nos permite el IMCA por lo que la sección es adecuada tanto en el estado límite de falla como en el estado límite de servicio.

Ejemplo 4. A continuación, se muestra un marco que forma parte de una nave industrial, el cual está estructurado por traveses de sección IR y sección variable en la parte baja y alta de la nave respectivamente; así como tres columnas, cada una de ellas ubicadas en la parte de las rodillas y otra en la cumbre.



Como ejemplo del diseño a flexión, se revisará la trabe TM-1 la cual es un perfil IR 452x52.1 kg/m, cuyas dimensiones y propiedades geométricas son las siguientes.

- $b_f = 15.30 \text{ cm}$
- $t_f = 1.08 \text{ cm}$
- $h = 42.84 \text{ cm}$
- $t_w = 0.77 \text{ cm}$
- $d = 45.00 \text{ cm}$
- $I_x = 21,228.00 \text{ cm}^4$
- $Z_x = 1,090.00 \text{ cm}^3$
- $S_x = 944.00 \text{ cm}^3$
- $r_x = 17.90 \text{ cm}$
- $I_y = 637.00 \text{ cm}^4$
- $Z_y = 132.00 \text{ cm}^3$
- $S_y = 84.00 \text{ cm}^3$
- $r_y = 3.10 \text{ cm}$
- $J = 21.00 \text{ cm}^4$
- $C_w = 306,131.00 \text{ cm}^6$



El Diseño de Miembros en Flexión se hace de acuerdo a lo expuesto en el capítulo F del Manual de Construcción en Acero del IMCA, el cual está dividido en subcapítulos que serán utilizados de acuerdo a la compacidad de los elementos atiesados y no atiesados que componen a la sección, por lo que primeramente se deberá revisar la relación ancho-espesor del alma y patines del perfil IR, para poder definir si de acuerdo a su compacidad el perfil se clasifica como una sección Compacta, No Compacta o Esbelta.

En el capítulo B del mismo manual, encontramos la tabla B4.1B en la cual se muestran las fórmulas que determinan los límites de la relación ancho-espesor de elementos comprimidos en miembros sujetos a flexión.

Los límites de la relación ancho espesor para conocer la compacidad de los elementos se denotan de la siguiente manera.

$$\text{Compactas} < \lambda_p < \text{No Compactadas} < \lambda_r < \text{Esbeltas}$$

A partir de las ecuaciones mostradas en la tabla nombrada con anterioridad, se procede a determinar la compacidad de alma y patines de la trabe TM-1, de acuerdo con sus dimensiones ya descritas.

La relación ancho espesor del alma está dado por la ecuación:

$$\lambda_w = h/t_w$$

$$\lambda_w = \frac{42.84 \text{ cm}}{0.77 \text{ cm}}$$

$$\lambda_w = 55.64$$

Los límites de la relación ancho espesor para el alma serán los siguientes:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$\lambda_{rw} = 137.28$$

$$\text{Como } \lambda_w < \lambda_{pw}$$

Por lo tanto se tiene una sección con alma compacta.

La relación ancho espesor de los patines se calcula como sigue:

$$\lambda_f = bf / 2t f$$

$$\lambda_f = 15.3 \text{ cm} / 2 (1.08 \text{ cm})$$

$$\lambda_f = 7.08$$

Los límites de la relación ancho espesor para los patines son:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{2,039,000 \text{ kg} / \text{cm}^2 / 3,515 \text{ kg} / \text{cm}^2}$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{2,039,000 \text{ kg} / \text{cm}^2 / 3,515 \text{ kg} / \text{cm}^2}$$

$$\lambda_{rf} = 24.08$$

$$\text{Como } \lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$$

Entonces se tiene una sección con patines compactos.

Ya que se determinó que el alma y patines de la sección corresponden a elementos compactos, utilizaremos el subcapítulo F2 MIEMBROS COMPACTOS CON PERFILES I DOBLEMENTE SIMÉTRICOS Y PERFILES C SUJETOS A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE PRINCIPAL, con el cual se calculará el momento nominal a flexión M_n , el cual es el menor valor de las magnitudes al evaluar los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

El estado límite de fluencia se calcula conforme a la siguiente ecuación:

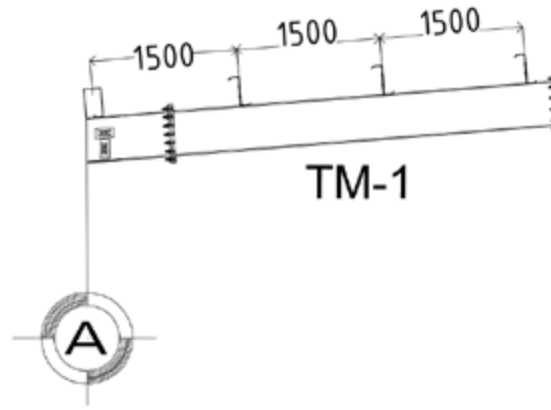
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = (3,515 \text{ kg/cm}^2) (1,090 \text{ cm}^3)$$

$$M_n = M_p = 3,831,350 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Para la revisión del pandeo lateral torsional, referiremos primeramente a la longitud no soportada lateralmente L_p , que es la distancia entre puntos de apoyo lateral que impiden la rotación del miembro alrededor de su eje axial.

Para el caso de la trabe TM-1 del ejemplo, se tienen elementos secundarios llamados largueros que arriostan el patín superior, eso quiere decir que, la longitud L_p será la separación a la que se encuentren estos elementos, lo cual se puede apreciar en la imagen siguiente.



Existen condiciones a las que de acuerdo con la longitud L_v se determina si existe o no el pandeo lateral torsional, las cuales son definidas a partir de los límites L_p y L_r que se calculan con las ecuaciones siguientes.

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y}$$

$$L_p = 1.76 (3.1) \sqrt{\frac{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}{3,515 \text{ kg/cm}^2}}$$

$$L_p = 131.41 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E}\right)^2}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{(637 \text{ cm}^4) (306,131 \text{ cm}^6)}{944 \text{ cm}^3}}$$

$$r_{ts}^2 = 14.79 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{14.79 \text{ cm}^2}$$

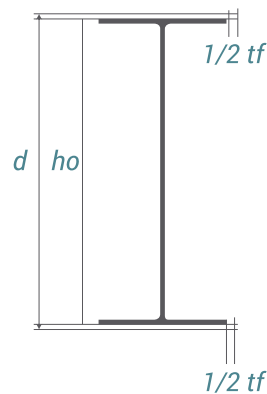
$$r_{ts} = 3.85 \text{ cm}$$

En perfiles I con dos ejes de simetría $c = 1.0$

$$h_o = d - 2(t_f/2)$$

$$h_o = 45 \text{ cm} - 1.08 \text{ cm}$$

$$h_o = 43.92 \text{ cm}$$



$$L_r = 1.95 (3.85 \text{ cm}) \frac{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}{0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2)} \sqrt{\frac{(21 \text{ cm}^4) (1.0)}{(944 \text{ cm}^3) (43.92 \text{ cm})} + \left(\frac{(21 \text{ cm}^4) (1.0)}{(944 \text{ cm}^3) (43.92 \text{ cm})}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7(3,515 \text{ kg/cm}^2)}{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}\right)^2}$$

$$L_r = 377.64 \text{ cm}$$

Como: $L_r < L_b < L_r$

Por lo que el pandeo lateral torsional se calcula de acuerdo con el manual como se muestra a continuación.

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

C_b es el factor de modificación por pandeo lateral torsional para distribución de momento no uniforme, cuando ambos extremos del segmento están lateralmente soportados, es decir, es la distancia $L_b=150 \text{ cm}$ que corresponde a la separación entre largueros.

En la trabe TM-1 sucede una distribución de esfuerzos los cuales hacen que el momento nominal sufra una modificación, factor que se determina con la siguiente ecuación.

$$C_b = 12.5 M_{MAX} / 2.5 M_{MAX} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C$$

Donde:

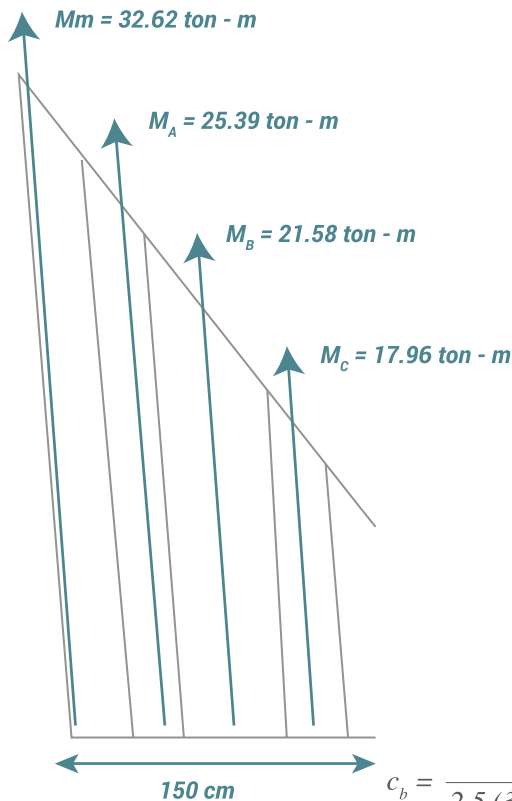
M_{MAX} = Valor absoluto del momento máximo entre los apoyos laterales de un segmento de viga.

M_A = Valor absoluto del momento a un cuarto de la distancia entre los apoyos laterales de un segmento de viga.

M_B = Valor absoluto del momento a la mitad de la distancia entre los apoyos laterales de un segmento de viga.

M_C = Valor absoluto del momento a tres cuartos de la distancia entre los apoyos laterales de un segmento de viga.

Entonces el factor de modificación por pandeo lateral sería:



$$C_b = \frac{12.5 (32.62 \text{ ton} \cdot \text{m})}{2.5 (32.62 \text{ ton} \cdot \text{m}) + 3 (25.39 \text{ ton} \cdot \text{m}) + 4 (21.58 \text{ ton} \cdot \text{m}) + 3 (17.96 \text{ ton} \cdot \text{m})}$$

$$C_b = 1.37$$

Por lo que el momento nominal por pandeo lateral es:

$$M_n = 1.37 \left[3,831,350 \text{ kg} \cdot \text{cm} - (3,831,350 \text{ kg} \cdot \text{cm} - 0.7 (3,515 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2)(944 \text{ cm}^3)) \left(\frac{150 \text{ cm} - 131.41 \text{ cm}}{377.64 \text{ cm} - 131.41 \text{ cm}} \right) \right]$$

$$M_n = 5,092,906.63 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Entonces se tiene

Momento nominal por fluencia < Momento nominal por pandeo lateral torsional

$$3,831,350 \text{ kg} \cdot \text{cm} < 5,092,906.63 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Rige el momento nominal por el estado límite de fluencia.

Utilizando el Método de diseño por Factor de Carga y Resistencia (DFCR), el momento nominal es:

$$\phi M_n = \phi M_p = (0.9) 3,831,350 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\phi M_n = \phi M_p = 3,448,215 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

De acuerdo con el momento máximo que se presenta en la trabe de $M_{\text{MAX}} = 32.62 \text{ ton} \cdot \text{m}$, la trabe TM-1 a base del perfil IR 452x52.1 kg/m estará trabajando con una eficiencia de:

$$E(\%) = \frac{32.62 \text{ ton} \cdot \text{m}}{34.48 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

$$E(\%) = 94.61\%$$

Por lo tanto, se concluye que la trabe de marco es capaz de soportar los esfuerzos ejercidos sobre ella.

Para complementar el ejercicio, se revisará el estado límite por esfuerzo cortante, el cual está descrito en el subcapítulo G2 del capítulo G DISEÑO DE MIEMBROS A CORTANTE, aplicable a las almas de miembros con simple o doble simetría.

Con base en el manual, la resistencia nominal a cortante de almas atiesadas y sin atiesar V_n , de acuerdo con los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante es:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$\text{Para perfiles I, } C_v = 1.0$$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 (3,515 \text{ kg/cm}^2) (42.84 \text{ cm} * 0.77 \text{ cm})$$

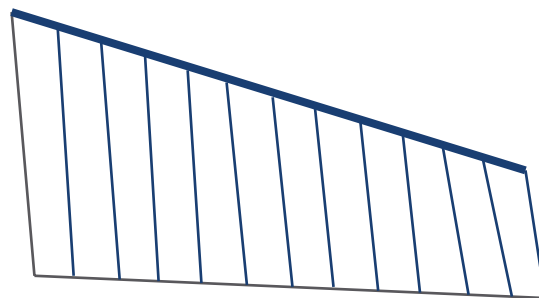
$$V_n = 69,569.16 \text{ kg}$$

Utilizando el Método de diseño por factor de carga y resistencia (DFCR), la resistencia nominal es:

$$\phi V_n = (1.0) 69,569.16 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 69,569.16 \text{ kg}$$

De acuerdo con el diagrama de esfuerzo cortante, la trabe está sometida a $V_n = 22.988 \text{ ton}$.



Max.: 22,988 Mton

Por lo tanto, la eficiencia de la trabe ante el esfuerzo cortante es:

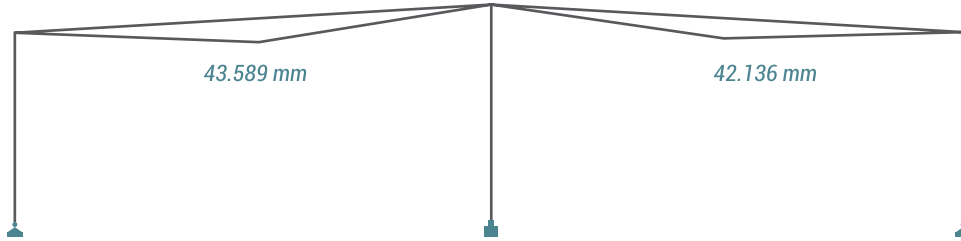
$$E(\%) = \frac{22.988 \text{ ton} \cdot \text{m}}{69.57 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

$$E(\%) = 33.04 \%$$

La trabe es capaz de soportar el esfuerzo cortante.

Finalmente, se evalúa que la trabe además de cumplir con el estado límite de falla, cumpla con el estado límite de servicio por deformación.

De acuerdo con el diagrama de deformaciones, se tiene:



$$\Delta = 4.36 \text{ cm}$$

Para los desplazamientos verticales se tiene la siguiente deformación permisible:

$$\Delta_{perm} = L / 240 + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = 1,960 / 240 + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = 8.67 \text{ cm}$$

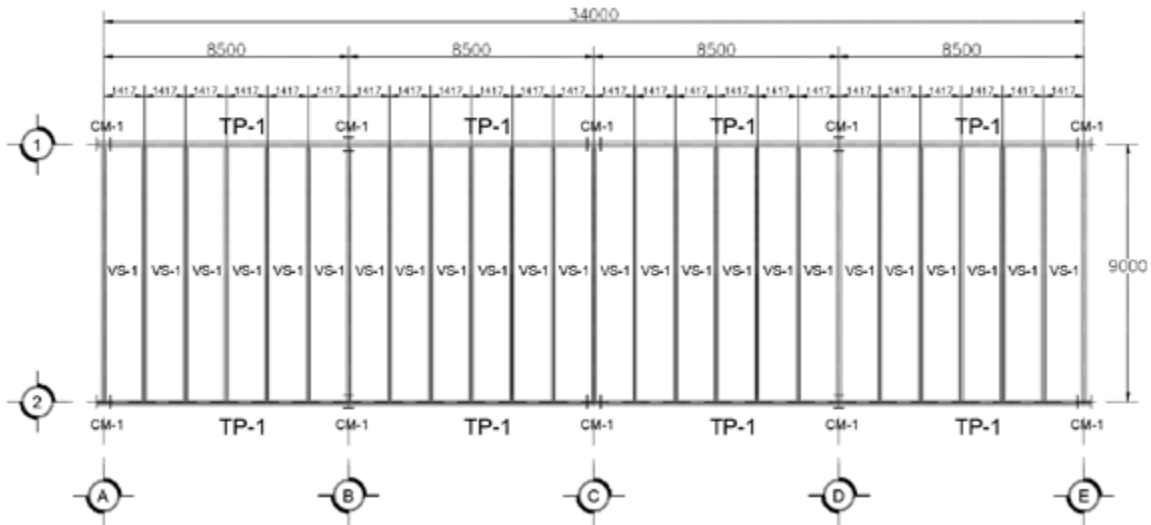
Por lo tanto, la eficiencia de la trabe por la deformación máxima que se presenta es:

$$E(\%) = \frac{4.36 \text{ cm}}{8.67 \text{ cm}}$$

$$E(\%) = 50.40 \%$$

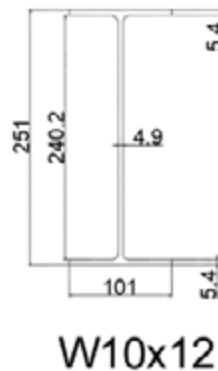
Se concluye que la trabe cumple con el estado límite de servicio.

Ejemplo 5. El ejemplo que a continuación se enuncia, es el diseño de una viga secundaria VS-1 que forma parte de un mezzanine de entrepiso para área de oficinas, el cual ha sido estructurado como construcción compuesta (sistema de losacero), a base de dos marcos, formados por columnas ligadas por traves principales TP-1, arriostradas a su vez por vigas secundarias VS-1, como se ilustra en la imagen siguiente.



La sección de la viga VS-1 corresponde a un perfil IR 254x17.9 kg/m, cuyas dimensiones y propiedades geométricas son las mostradas a continuación.

- $b_f = 10.10 \text{ cm}$
- $t_f = 0.54 \text{ cm}$
- $h = 24.02 \text{ cm}$
- $t_w = 0.49 \text{ cm}$
- $d = 25.10 \text{ cm}$
- $I_x = 2,240.00 \text{ cm}^4$
- $Z_x = 207.00 \text{ cm}^3$
- $S_x = 179.00 \text{ cm}^3$
- $r_x = 9.90 \text{ cm}$
- $I_y = 91.00 \text{ cm}^4$
- $Z_y = 29.00 \text{ cm}^3$
- $S_y = 18.00 \text{ cm}^3$
- $r_y = 2.00 \text{ cm}$
- $J = 2.00 \text{ cm}^4$
- $C_w = 13,668.00 \text{ cm}^6$



Para el diseño de la viga que es un elemento sujeto a flexión, se seguirá el mismo procedimiento usado para el ejemplo anterior, donde se inicia determinando la compacidad de la sección para elegir el correspondiente subcapítulo F del Manual de Construcción en Acero.

La relación ancho espesor del alma es:

$$\lambda_w = h / t_w$$

$$\lambda_w = 24.02 \text{ cm} / 0.49 \text{ cm}$$

$$\lambda_w = 49.02$$

Los límites de la relación ancho espesor para el alma de acuerdo con la tabla B4.1B son:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{2,039,000 \text{ kg/cm}^2 / 3,515 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\lambda_{pw} = 5.70 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{pw} = 137.28$$

$$\text{Como } \lambda_w \leq \lambda_{pw}$$

Por lo tanto se tiene una sección con alma compacta.

Obteniendo la relación ancho espesor de los patines:

$$\lambda_f = bf / 2t_f$$

$$\lambda_f = 10.1 \text{ cm} / 2 (0.54 \text{ cm})$$

$$\lambda_f = 9.35$$

Los límites de la relación ancho espesor para los patines son:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{2,039,000 \text{ kg/cm}^2 / 3,515 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{E / F_y}$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{2,039,000 \text{ kg/cm}^2 / 3,515 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\lambda_{rf} = 24.08$$

$$\text{Como } \lambda_{pf} < \lambda_f < \lambda_{rf}$$

Por lo tanto se tiene una sección con patines no compactos.

Ya que se determinó que el alma de la sección es compacta y los patines de la sección corresponden a elementos no compactos, utilizaremos el subcapítulo F3 MIEMBROS CON PERFILES I CON DOS EJES DE SIMETRÍA CON ALMA COMPACTA Y PATINES NO-COMPACTOS O ESBELTOS FLEXIONADOS ALREDEDOR DEL EJE PRINCIPAL, con el cual se calculará el momento nominal a flexión M_n , el cual es el menor valor de las magnitudes al evaluar los estados límites de fluencia, pandeo lateral torsional y pandeo local del patín en compresión.

Para el estado límite de fluencia se tiene:

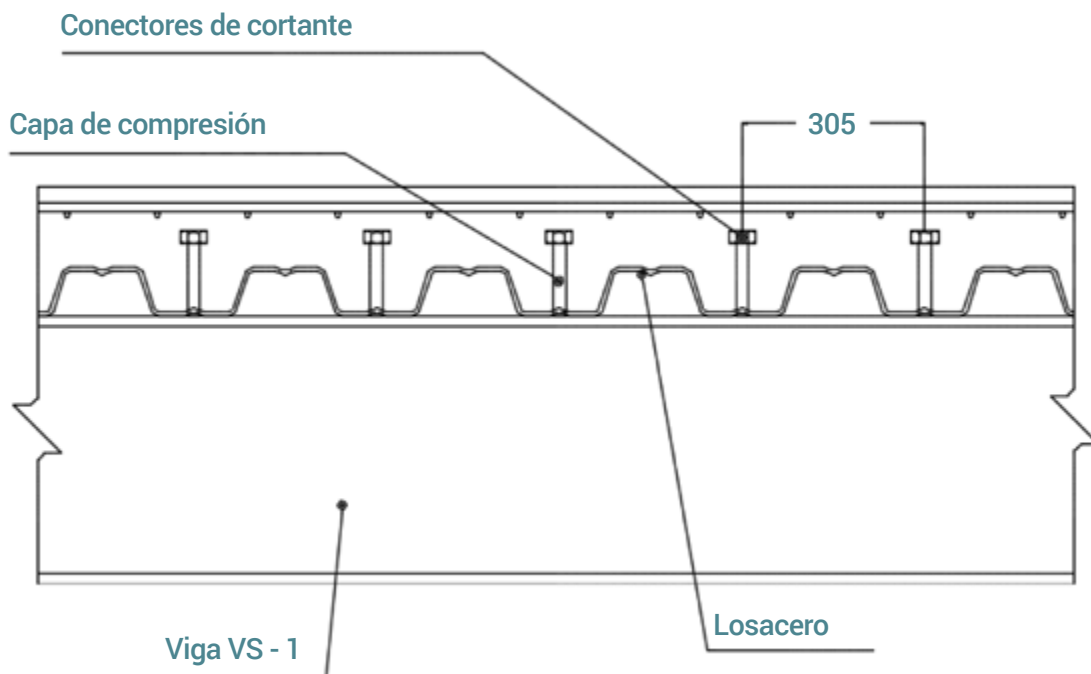
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = (3,515 \text{ kg/cm}^2) (207 \text{ cm}^3)$$

$$M_n = M_p = 727,605 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

El estado límite de pandeo lateral torsional se evalúa como lo enuncia el subcapítulo F2, es decir:

La longitud no soportada lateralmente L_b , que ya hemos definido como la distancia entre puntos de apoyo lateral que impiden la rotación del miembro alrededor de su eje axial, quedaría delimitada por los conectores de cortante que permiten que trabaje en conjunto el perfil de acero y la capa de compresión, lo que llamamos construcción compuesta, tal como se muestra en la imagen siguiente:



Por lo que $L_b = 30.5 \text{ cm}$

Los límites L_p y L_r para este ejemplo serán:

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E / F_y}$$

$$L_p = 1.76 (2.0) \sqrt{2,039,000 \text{ kg/cm}^2 / 3,515 \text{ kg/cm}^2}$$

$$L_p = 84.78 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \left(\frac{J_c}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E} \right)^2}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{I_y C_w}{S_x}}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{\frac{(91 \text{ cm}^4)(13,668 \text{ cm}^6)}{179 \text{ cm}^3}}$$

$$r_{ts}^2 = 6.23 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{6.23 \text{ cm}^2}$$

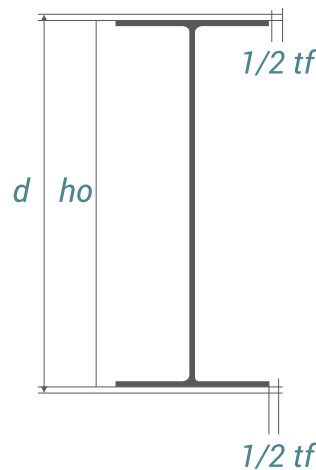
$$r_{ts} = 2.50 \text{ cm}$$

En perfiles I con dos ejes de simétrica $c = 1.0$

$$h_o = d - 2(t_f / 2)$$

$$h_o = 25.1 \text{ cm} - 0.54 \text{ cm}$$

$$h_o = 24.56 \text{ cm}$$



$$L_r = 1.95 (2.50 \text{ cm}) \frac{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}{0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2)} \sqrt{\frac{(2.0 \text{ cm}^4)(1.0)}{(179 \text{ cm}^3)(24.56 \text{ cm})} + \left(\frac{(2.0 \text{ cm}^4)(1.0)}{(179 \text{ cm}^3)(24.56 \text{ cm})} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2)}{2,039,000 \text{ kg/cm}^2} \right)^2}$$

$$L_r = 243.24 \text{ cm}$$

Como $L_b = L_p$

Por lo tanto, el pandeo lateral torsional no aplica para este elemento.

Para evaluar el estado límite del pandeo local del patín en compresión, se tiene la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}}$$

$$M_n = 727,605 \text{ kg-cm} - (727,605 \text{ kg-cm} - 0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2) (179 \text{ cm}^3) \left(\frac{9.35 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right))$$

$$M_n = 723,758.04 \text{ kg-cm}$$

Entonces se tiene:

Momento nominal por pandeo local en compresión < Momento nominal por fluencia

$$723,758.04 \text{ Kg-cm} < 727,605 \text{ kg-cm}$$

Rige el momento nominal por pandeo local del patín en compresión

Utilizando el Método de diseño por Factor de Carga y Resistencia (LRFD), el momento nominal es:

$$\phi M_n = \phi M_p = (0.9) 723,758.04 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = \phi M_p = 651,328.24 \text{ kg-cm}$$

De acuerdo con el momento máximo que se presenta en la trabe de $M_{MAX} = 6.245 \text{ ton-m}$, la trabe TM-1 a base del perfil IR 254x17.9 kg/m estará trabajando con una eficiencia de:



$$E(\%) = \frac{6.245 \text{ ton-m}}{6.51 \text{ ton-m}}$$

$$E(\%) = 95.93 \%$$

Por lo tanto, se concluye que la trabe de marco es capaz de soportar los esfuerzos ejercidos sobre ella.

Para complementar el ejercicio, se revisará el estado límite por esfuerzo cortante, el cual está descrito en el subcapítulo G2 del capítulo G DISEÑO DE MIEMBROS A CORTANTE, aplicable a las almas de miembros con simple o doble simetría.

Con base en el manual, la resistencia nominal a cortante de almas atiesadas y sin atiesar V_n , de acuerdo con los estados límites de fluencia por cortante y pandeo por cortante es:

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

Para perfiles I, $C_v = 1.0$

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_v$$

$$V_n = 0.6 (3,515 \text{ kg/cm}^2) (25.1 \text{ cm} * 0.49 \text{ cm}) (1.0)$$

$$V_n = 25,938.59 \text{ kg}$$

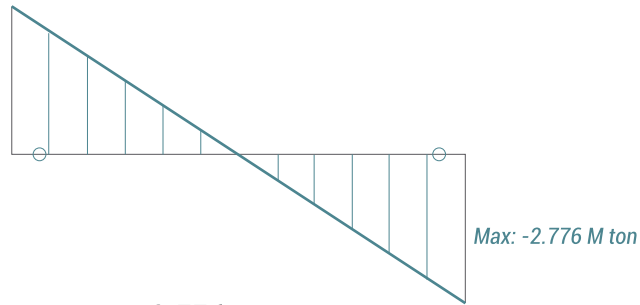
Utilizando el método de diseño por factor de carga y resistencia (LRFD), la resistencia nominal es:

$$\phi V_n = (1.0) 25,938.59 \text{ kg}$$

$$\phi V_n = 25,938.59 \text{ kg}$$

De acuerdo con el diagrama de esfuerzo cortante, la trabe está sometida a $V_n = 2.776 \text{ ton}$.

Por lo tanto, la eficiencia de la trabe ante el esfuerzo cortante es:



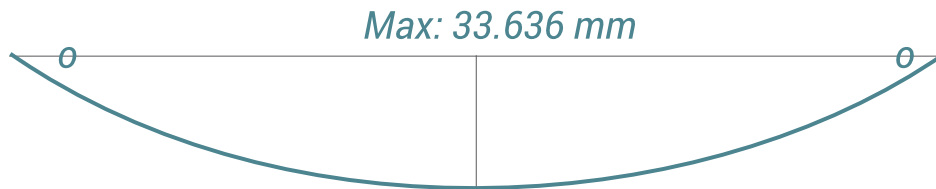
$$E(\%) = \frac{2.776 \text{ ton} \cdot \text{m}}{25.939 \text{ ton} \cdot \text{m}}$$

$$E(\%) = 10.7 \%$$

La trabe es capaz de soportar el esfuerzo cortante.

Finalmente, se evalúa que la trabe además de cumplir con el estado límite de falla, cumpla con el estado límite de servicio por deformación.

De acuerdo con el diagrama de deformaciones, se tiene:



$$\Delta = 3.36 \text{ cm}$$

Para los desplazamientos verticales se tiene la siguiente deformación permisible:

$$\Delta = 3.36 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = L / 240 + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = 900 \text{ cm} / 240 + 0.5 \text{ cm}$$

$$\Delta_{perm} = 4.25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la eficiencia de la trabe por la deformación máxima que se presenta es:

$$E(\%) = \frac{3.36 \text{ cm}}{4.25 \text{ cm}}$$

$$E(\%) = 79.06 \%$$

Se concluye que la trabe cumple con el estado límite de servicio.



VI. MIEMBROS EN FLEXO COMPRESIÓN

ÍNDICE

1. Introducción
2. Definición
3. Usos de miembros flexocomprimidos
4. Secciones transversales típicas de columnas
5. Comportamiento básico de miembros flexocomprimidos
6. Métodos de análisis y diseño
7. Diseño de columnas flexocomprimidas conforme a las especificaciones de diseño, IMCA 5ta. edición
8. Ejemplos de diseño
9. Referencias

CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

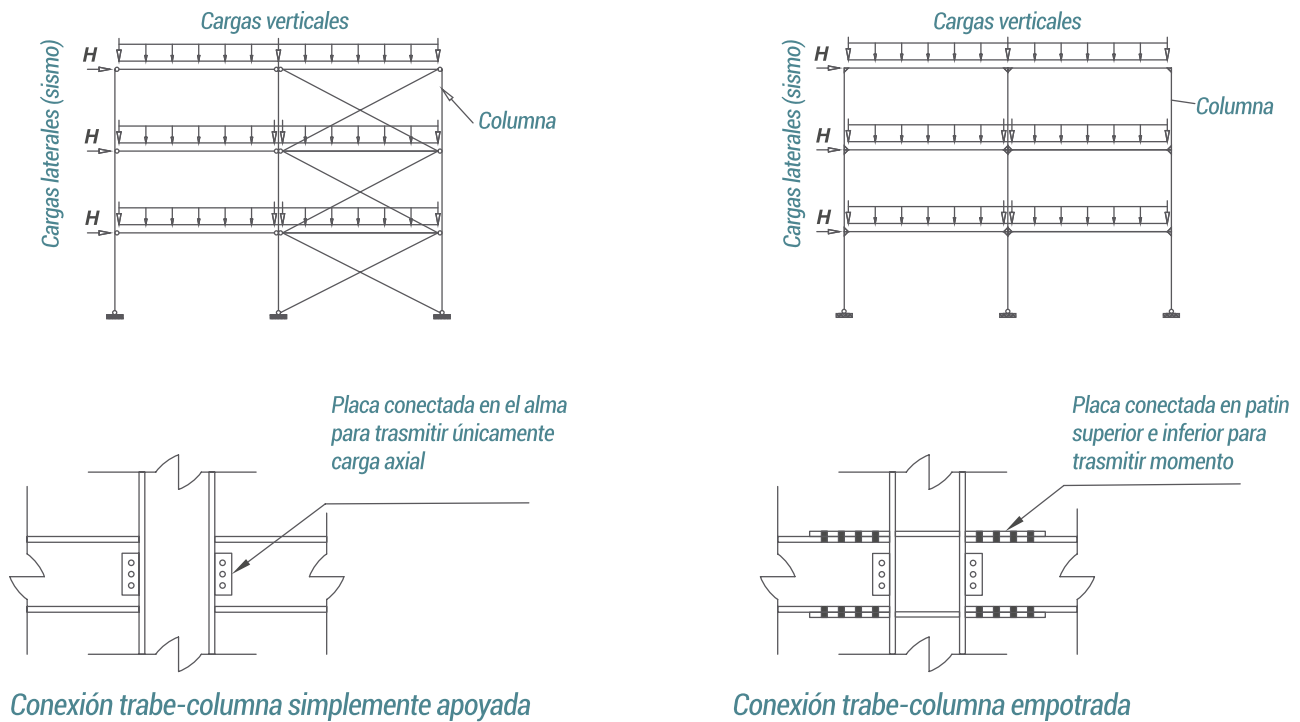
Métodos DEP / DFCR

1 INTRODUCCIÓN

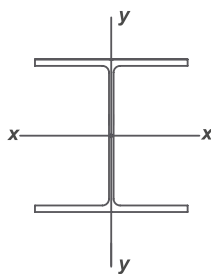
En esta parte del diseño se tratarán todos los elementos que comúnmente están presentes en las estructuras, se tratarán los efectos de los esfuerzos combinados y de elementos que suele formar parte de estructuras completas ortogonales de sección transversal constante y eje longitudinal recto, aunque para efectos de otro tipo de secciones se deberá hacer referencia a la guía 7 del AISC.

2 DEFINICIÓN

Definiremos estos elementos a todos aquellos que están sujetos a combinación de esfuerzos de flexión y carga axial en su sección transversal, que forman parte de marcos rígidos ortogonales. Estos elementos normalmente se colocan en posición vertical y soportan las cargas verticales y accidentales (sismo, viento, etc.), en una estructura de un edificio.



a) Compresión axial



Sección tipo IR (H)

b) Compresión axial y momentos flexionantes

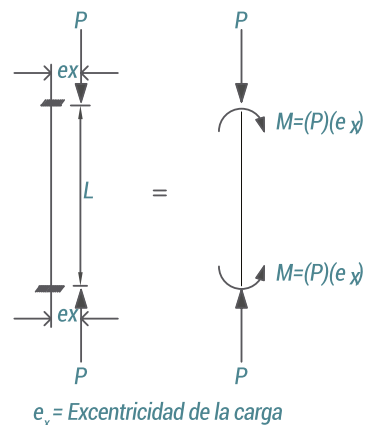
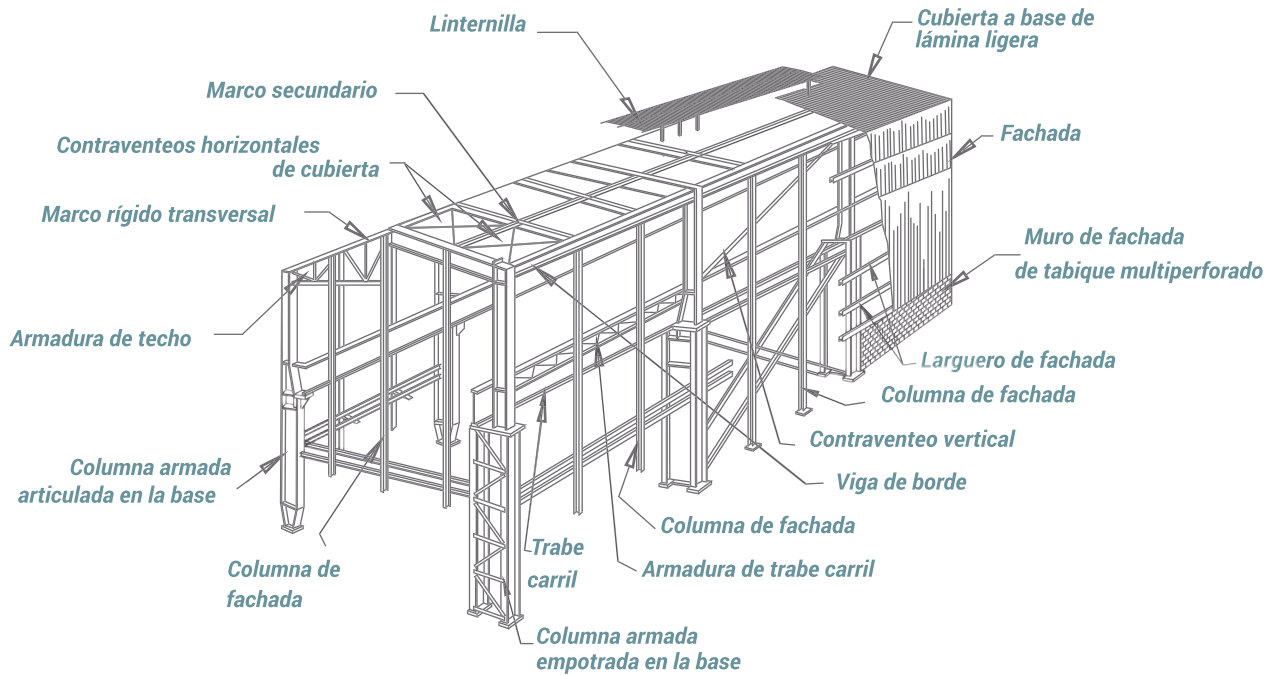


Figura 1. Definición de elemento flexocomprimido.

Cuando las cargas normales, axiales y flexiones se presentan de manera simultánea en una sección transversal, el diseño suele ser más complejo que el de análisis de estas cargas individuales, esto se debe al desarrollo de un análisis de 2do. orden que actualmente está desarrollado en el apéndice 8 de las especificaciones IMCA 5ta. edición, sin embargo, en la actualidad existe el método de análisis directo desarrollado por el AISC el cual simplifica un poco dicho análisis. Al mismo tiempo, los programas de análisis por computadora desarrollan los efectos p-delta de manera simple para obtener los esfuerzos amplificados para el diseño.



Elementos estructurales constitutivos de estructuras industriales de acero con guías móviles de elevada capacidad de carga.

Figura 2. Elemento flexocomprimido de una nave industrial.

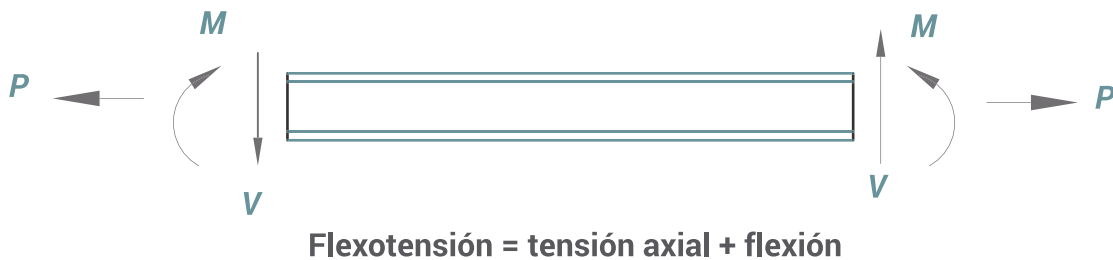


Figura 3. Miembro en flexotensión.

El diseño es sencillo para miembros en flexotensión, no se necesita realizar un **análisis de segundo orden**, pero será importante que sí se analice la combinación de estos esfuerzos para poder determinar la capacidad total de dichos miembros sujetos a estas sollicitaciones.

Como se vió en compresión, los elementos considerados como esbeltos tienen una capacidad disminuida, el llamar esbelto a estos elementos depende ciertamente de la longitud no arriostrada y de las relaciones ancho/espesor, los elementos largos sujetos a flexo compresión, sobre todo, presentarán menor resistencia que las que se encuentran en un rango de columna intermedia. Esta situación se presenta fundamentalmente por las deformaciones a las cuales están sujetas dichas columnas, ya que, entre deformación exista en el elemento mayor será la amplificación de los esfuerzos, esto no sucederá del todo en columnas denominadas cortas ya que las deformaciones son despreciables debido a que el elemento alcanzará a desarrollar su capacidad por fluencia y por consiguiente las deformaciones son insignificantes. Para entender este comportamiento, se considera una columna de longitud L , en equilibrio interno y externo, simplemente apoyada en sus extremos y sometida a una carga excéntrica, localizada en un sistema de ejes convencionales (x , y) como se ilustra en la figura 4. Podemos observar los efectos de deformaciones que amplificarán los momentos flexionantes sobre todo producidos por la mayor excentricidad de la carga.

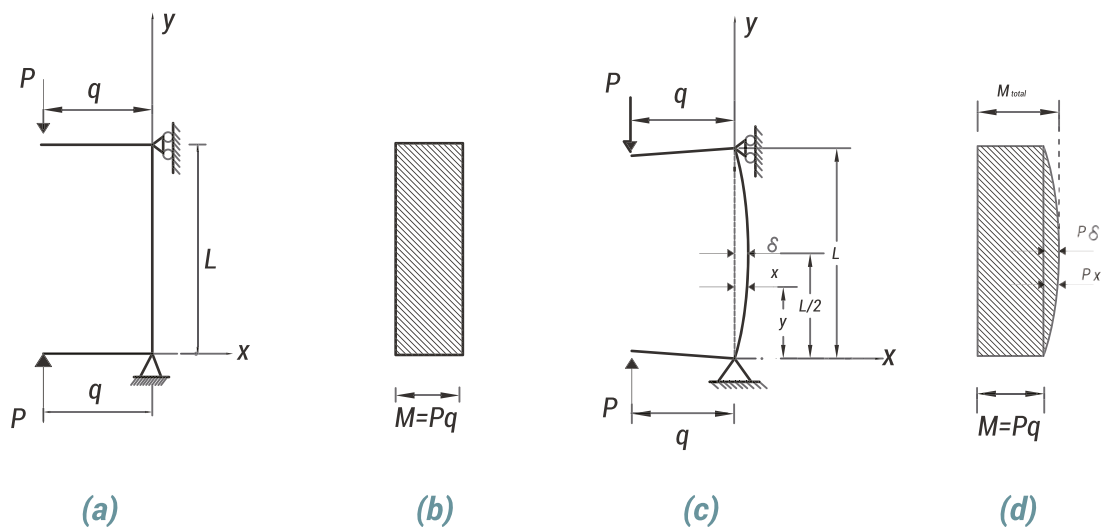


Figura 4. Columna esbelta sujeta a flexocompresión.

Los momentos de 1er. orden son aquellos producidos de manera directa por las cargas, cuando se habla de que la carga es demasiado pequeña, o bien que la columna es de dimensiones menores a las que se establecen como columnas largas o intermedias. Pudiéramos decir que el diagrama de flexiones es tal cual como se muestra en la figura 4b. Se define como momentos de primer orden los que se evalúan sin considerar las deformaciones de la columna. Ahora bien, Cuando la magnitud de la carga es mayor y naturalmente la dimensión de la columna también es mayor se presentarán deformaciones que amplificarán la excentricidad de la propia carga y por consiguiente aumentará la magnitud de los esfuerzos, esto se ilustra en la figura 4 c en donde la dimensión en el sentido “ x ” crece, por lo tanto, el momento flexionante en cualquier sección de la columna es $M= P_q + P_x$, donde P_x es un momento de segundo orden que se define como un momento flexionante adicional debido a la deformación de la columna.

Existen dos aspectos importantes que influyen notablemente en la reducción de la resistencia por esbeltez de una columna sujeta a flexocompresión, éstos son: **el efecto de los momentos flexionantes en los dos extremos de la columna y la forma de la curvatura del eje de la columna, así como el desplazamiento lateral relativo entre los dos extremos de la columna, efectos de los cuales se hará una breve descripción.**

El efecto de los momentos flexionantes en los dos extremos de la columna tiene influencia en la magnitud de las deformaciones y, consecuentemente, en los momentos de segundo orden. Se considera, por ejemplo, el caso de la columna de la figura 4, en la que los momentos en los extremos son iguales y de signo contrario. Se puede observar que el momento de primer orden es constante a lo largo del

eje de la columna, figura 4.b, y la columna se deforma en curvatura simple, figura 4.c. El momento máximo de segundo orden, $P\delta$, que se presenta a la media altura de la columna se suma al momento de primer orden para obtener el momento total. En estas columnas siempre hay reducción de resistencia por efectos de esbeltez ya que como se puede apreciar, el momento total obtenido es la suma de los momentos máximos de primero y segundo orden.

Se considera ahora que la columna de la figura anterior está sometida a la acción de una carga de compresión axial P y momentos flexionantes del mismo signo aplicados en sus secciones extremas. El diagrama de momentos de primer orden es como el indicado en la figura 5b.

La columna deformada se flexiona en curvatura doble como se muestra en la figura 5c y el diagrama de momentos totales, obtenido como la suma de momentos de primer orden de la figura 5b y los momentos de segundo orden, se ilustran en la figura 5d.

En este caso es muy importante observar que los momentos máximos de primero y segundo orden no se presentan en la misma sección, por lo que el momento máximo total no será la suma de los momentos máximos de primero y segundo orden; por lo tanto, si observamos los diagramas de momentos flexionantes totales en la figura 4d y 5d, se puede concluir que el efecto de esbeltez es más crítico en los casos en que la columna tiene momentos flexionantes de signo contrario en sus extremos y le producen a ésta curvatura simple, porque en caso contrario se equilibran los esfuerzos tratando de hacer más estable el elemento flexocomprimido.

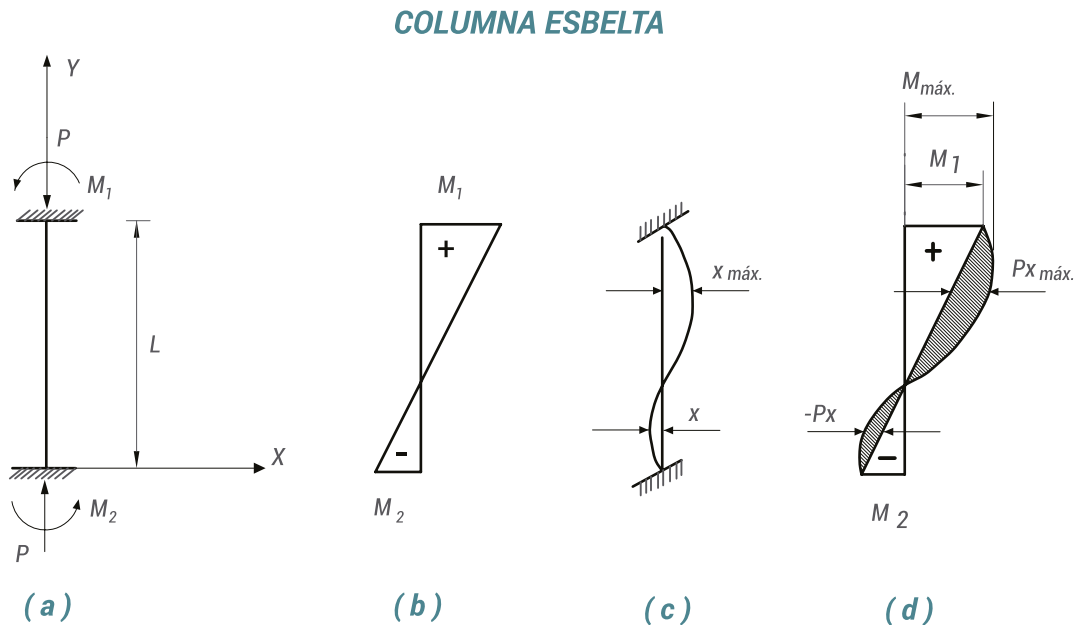


Figura 5. Columna esbelta sometida a momentos flexionantes del mismo signo en sus extremos.

2.1 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE MARCOS SIN CONTRAVENTEIO

La presencia de los desplazamientos relativos será más recurrente entre los extremos. Un elemento flexocomprimido que carecen de una rigidez adicional al marco, en este caso proporcionada por contravientos, es decir, en aquellos marcos que no tienen elementos que impidan el desplazamiento lateral los esfuerzos propiciados por los propios desplazamientos ocasionados por fuerzas accidentales serán de mayor magnitud.

En la figura 6 a se muestra un marco de este tipo, en donde exclusivamente el marco debe resistir las deformaciones ocasionadas por las cargas laterales. La columna del eje A tiene un diagrama de momentos de primer orden como se indica en la figura 6b antes de los desplazamientos que están ocasionados por la fuerza lateral F , ahora, tomando en cuenta las deformaciones de la figura 6c se presentan en la columna los momentos flexionantes de segundo orden indicados en la figura 6d en donde estos efectos de 2do. orden no solo son por la excentricidad que presenta la carga P si no por la propia amplificación que se genera desde la carga F .

Como se puede observar en la figura 6b, los momentos flexionantes en los extremos de la columna le producen a ésta una deformación con curvatura doble, pero por efecto del desplazamiento lateral uno de los extremos, los momentos máximos de primero y segundo orden se presentan en la misma sección a diferencia del caso tratado en la figura 4, por lo que se puede asegurar que el efecto de esbeltez de una columna es más crítico cuando existen desplazamientos laterales relativos entre sus extremos que cuando éstos últimos están restringidos contra tal desplazamiento.

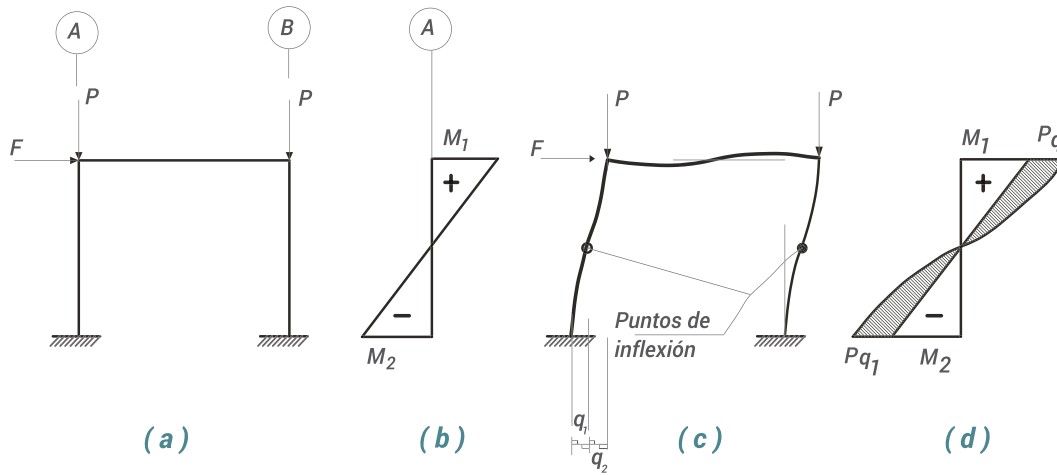


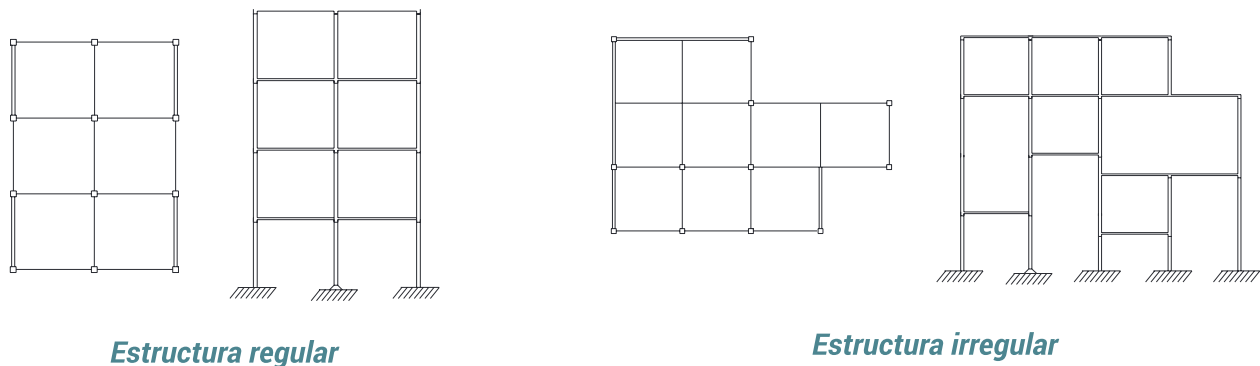
Figura 6. Momento de segundo orden en una columna de marco por efecto del desplazamiento lateral relativo en sus extremos.

2.2 COLUMNAS QUE FORMAN PARTE DE ESTRUCTURAS REGULARES E IRREGULARES

Para fines prácticos en este documento se hablará de estructuras que son “regulares” y estructuras que son “irregulares” para entender los comportamientos distintos entre un sistema y otro.

Las estructuras regulares serán las que formen parte de marcos ortogonales, paralelos y con una rigidez similar en todos sus pisos, con sistemas de piso suficientemente estables que proporcionen garantía de trabajo en conjunto con todos los elementos que formarán parte de la estructura, así como los propios sistemas de muros de carga y/o muros de cortante, contravientos laterales, etc. Que sean capaces de resistir los desplazamientos ocasionados por todas las fuerzas accidentales y/o gravitacionales.

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 adecuada, cuando zonas importantes de los entrepisos carecen de diafragmas horizontales, cuando la geometría de los marcos planos difiere substancialmente de unos a otros, cuando las alturas de las columnas que forman parte de un mismo entrepiso son apreciablemente diferentes, o cuando se presentan simultáneamente dos o más de estas condiciones.



Estructura regular

Estructura irregular

Figura 7. Estructuras regulares e irregulares.



Una construcción puede ser regular en una dirección e irregular en la otra, también se debe hablar de la regularidad de las cargas. En edificios convencionales se pudiera decir que en todos los aspectos la estructura es regular, sobre todo en edificios de oficinas y habitacionales, sin embargo, algunas estructuras pueden ser irregulares desde el punto de vista no sólo geométrico, si no de cargas, como una torre de proceso en donde la variación de las cargas en sus propios entresijos suele ser distinto por el tipo de equipos empleados en uno y otro nivel, o bien, en edificios de extensión mayor y bajas alturas tipo naves industriales, la irregularidad se presenta más frecuente. En ocasiones existen oficinas dentro de las plantas, donde las cargas son distintas a las cubiertas ligeras, o la presencia de grúas viajeras en algunas zonas de estos edificios.

3

USO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRESIMIDOS

Los usos de miembros trabajando en flexocompresión podríamos hablar de la mayoría en todas las estructuras, se ha tratado que la compresión axial, tensión axial no existen de manera pura, siempre se encuentran combinados con efectos de flexión, por lo tanto, podríamos hablar de múltiples usos de estos elementos.

- Columnas que forman parte de familias de marcos rígidos ortogonales.
- Armaduras de cuerdas paralelas que en sus extremos contienen conexiones totalmente restringidas y que suelen tener cargas uniformemente repartidas, así como las armaduras que durante el proceso de fabricación no cumplen con la coincidencia de todos los centroides de sus secciones.
- Trabes que forman parte de marcos rígidos ortogonales capaces de restringir desplazamientos producidos por cargas accidentales.
- Contravientos de secciones rígidas.

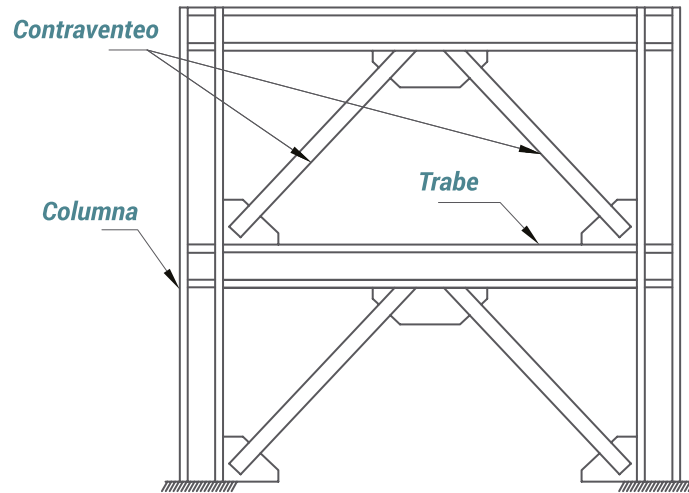


Figura 8. Marco rígido contraventado.

Todos los miembros del marco trabajan como miembros flexocomprimidos.

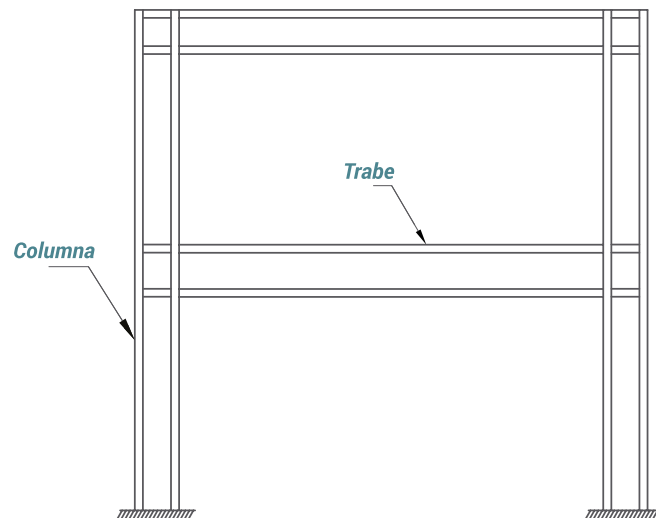


Figura 9. Marco rígido sin contraventeo.

La cuerda superior de la armadura es un miembro flexocomprimido.

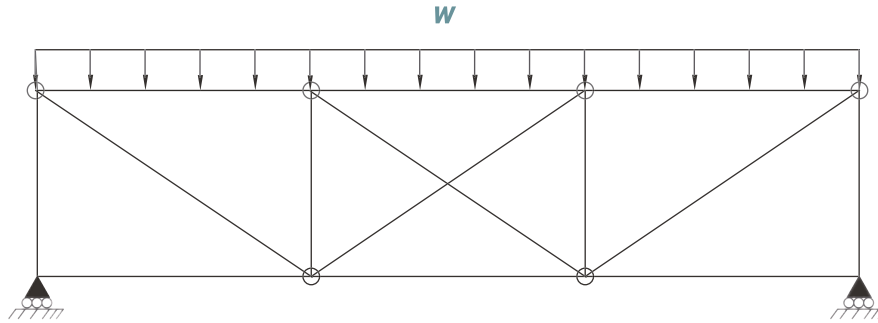


Figura 10. Armadura con carga uniformemente repartida.

Las cargas distribuidas en cuerdas superiores generan flexión y por consiguiente se originan cargas excéntricas paralelas al eje del miembro, debido a momentos aplicados en el miembro.

Los sistemas estructurales en global tienen repercusión sobre toda la estructura, una columna no depende exclusivamente de sus características, sino también de todos los elementos que se conectan a ella, así como la rigidez que proporcionan los sistemas de piso y muros. La figura siguiente representa el caso general de un miembro flexocomprimido cuando se toma en cuenta la estabilidad contra desplazamiento lateral de la estructura de la que forma parte. Podemos observar que en sus condiciones extremas se restringen giros y deformaciones, sin embargo, se hace la representación indicando que pudiera existir algún valor de rigidez que se encuentre entre cero e infinito, por consiguiente las flexiones y cargas que se muestran en este caso general tendrán cierta repercusión en conjunto con las condiciones de frontera en la magnitud y distribución de los esfuerzos.

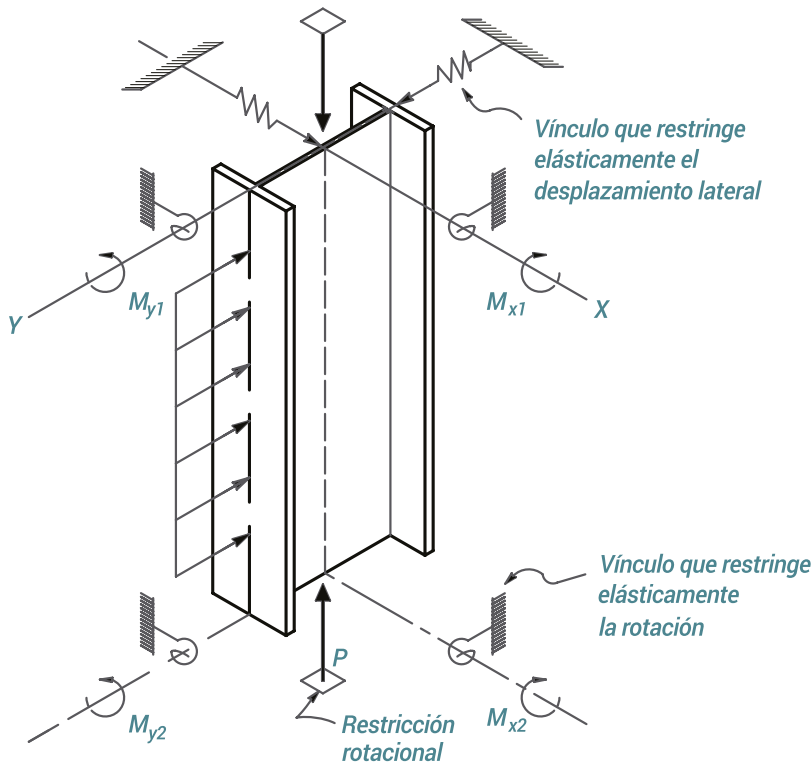


Figura 11. Caso general de un miembro flexocomprimido.

- Las columnas de eje recto constituyen la mayor parte de las estructuras de edificios.
- Debido a la continuidad entre los diversos miembros que forman la estructura, la compresión se presenta acompañada por flexión.
- El elemento está restringido contra desplazamiento lateral y giro alrededor de sus ejes centroidales y contra torsión en las secciones extremas.

4 SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DE COLUMNAS

En la siguiente figura se muestra una gran variedad de secciones que se emplean como columnas; no todas son convenientes, especialmente para hacer las conexiones con las traveses que reciben por la forma de su sección, sin embargo, tienen otras características que las hacen adecuadas para este tipo de miembros estructurales.

Las secciones huecas, circulares, cuadradas o rectangulares, laminadas o fabricadas con placas soldadas, son muy eficientes porque tienen características geométricas similares alrededor de sus dos ejes principales y centroidales, las secciones H, de patines anchos semejantes al peralte de la sección, son las que más se utilizan en las columnas de edificios de mediana altura. Sin embargo, deberá evaluarse la capacidad de quien fabricará la pieza y de su conocimiento y control de calidad para el desarrollo de la misma.

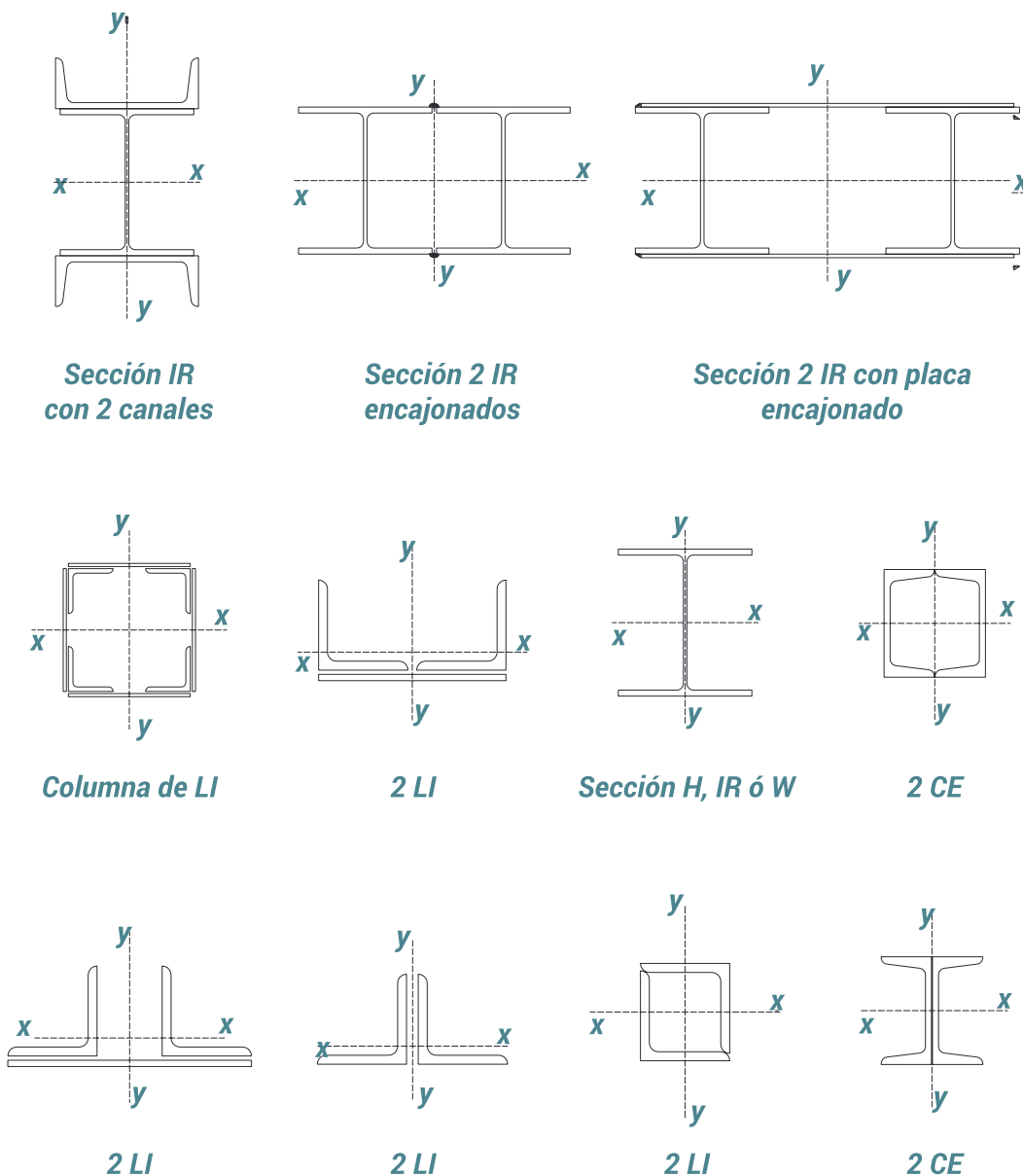


Figura 12. Secciones transversales típicas de miembros flexocomprimidos.



5 COMPORTAMIENTO BÁSICO DE MIEMBROS FLEXOCOMPRESIONADOS

MODOS DE FALLA DE COLUMNAS

En la figura 13 y 14 se resumen los modos característicos de falla de miembros flexocomprimidos. Aunqu ciertamente podemos hablar de fallas individuales como son:

- Pandeo general del miembro.
- Pandeo local de patines y almas.
- Pandeo lateral torsional.
- Plastificación del miembro.
- Falla por corte en alma.
- Deformación excesiva (falla de servicio).

En la tabla 1 se explican más detalladamente los modos de falla de elementos flexocomprimidos.

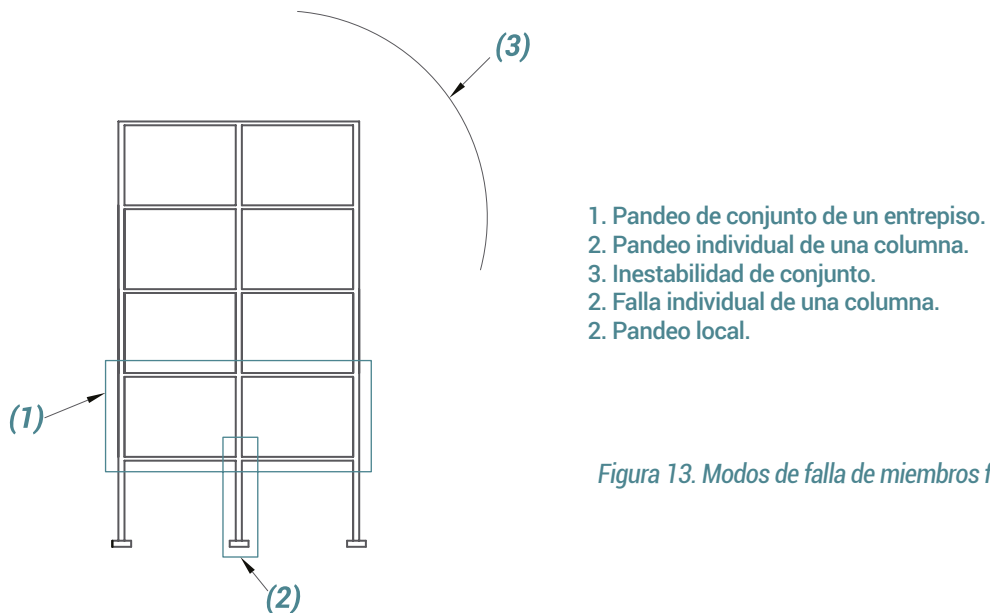


Figura 13. Modos de falla de miembros flexocomprimidos.

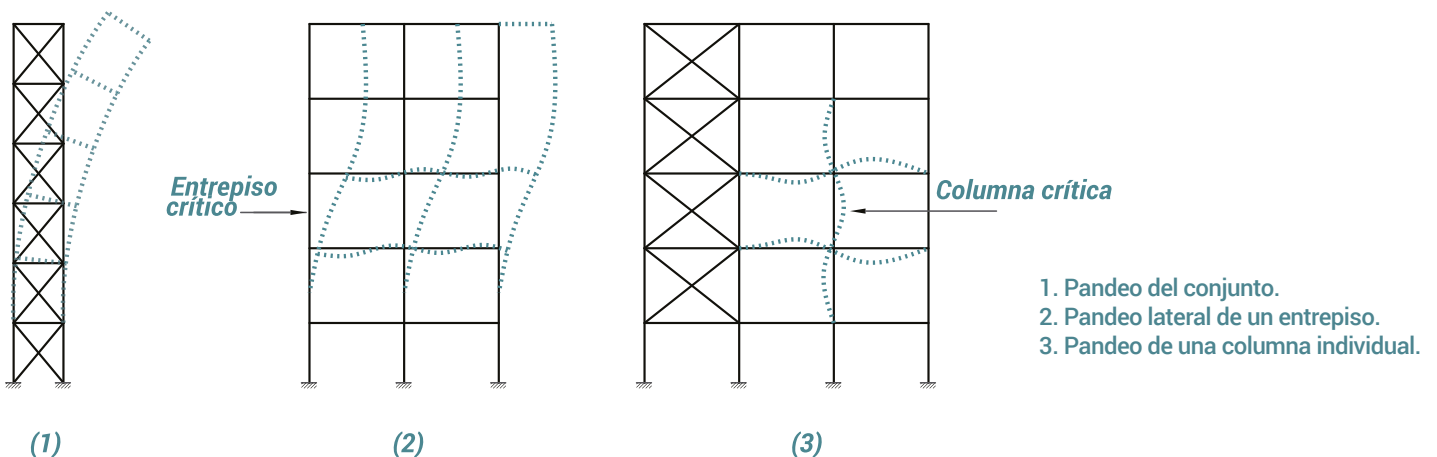


Figura 14. Modos de falla de marcos rígidos.

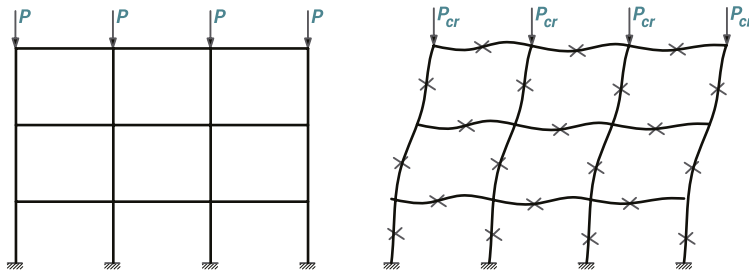


Figura 15. Pandeo lateral de los entrepisos de un marco rígido sin contravento.

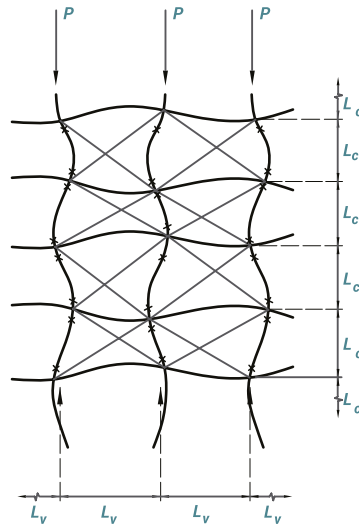


Figura 16. Pandeo de un marco rígido con contravento.

Tabla 1. Posibles modos de falla en miembros flexocomprimidos.

MODO DE FALLA	DESCRIPCIÓN
Por fluencia o plastificación	Se forman articulaciones plásticas en las secciones donde el momento flexionante es máximo.
Por inestabilidad en el plano de los momentos	Puede presentarse en barras flexionadas alrededor de su eje de menor momento de inercia y en el plano de mayor resistencia, pero el pandeo lateral está impedido por las características geométricas de las secciones transversales o por la presencia de elementos exteriores de contravento.
Por pandeo lateral por flexotorsión	Se presenta en miembros que carecen de soportes laterales. La falla se caracteriza por deformación lateral en un plano perpendicular al de aplicación de la carga, acompañada por torsión alrededor de su eje longitudinal.
Por pandeo debido a compresión axial, alrededor de los ejes de menor momento de inercia	Ocurre cuando la fuerza axial es mucho más importante que la flexión.
Por pandeo local	Se manifiesta cuando los elementos planos que constituyen la sección transversal del miembro tienen relaciones ancho/grueso mayores que las admisibles estipuladas en las normas de diseño.

NOTA: Los modos de falla indican que el comportamiento de un elemento flexocomprimido o columna incluye el comportamiento de vigas y columnas, de ahí que en la literatura se denominen también como "vigas-columnas."

6 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO

Los elementos mecánicos de diseño de una columna pueden obtenerse con un análisis de primer orden, basado en la geometría inicial de la estructura, o con uno de segundo orden en el que se toman 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. Del mismo modo deberán tomarse en cuenta todas las deformaciones en el momento de la fabricación y montaje de la pieza, la presencia de soldadura para la colocación de placas de conexión propiciarán deformaciones por la contracción de la soldadura, misma que se traduce en esfuerzos adicionales en los elementos, del mismo modo, en los procesos de montaje dependen mucho de la obra civil y de la instalación de anclas para recibir las columnas, a diferencia del acero, la obra civil no tiene la misma precisión y ocasiona deformaciones conocidas como desplomes y que aunque estén en tolerancia generan esfuerzos adicionales que pueden afectar la estabilidad global del edificio.

7 DISEÑO DE COLUMNAS FLEXOCOMPRESIDAS CONFORME A LAS ESPECIFICACIONES IMCA 5TA. EDICIÓN

Los elementos que se encuentran bajo la combinación de esfuerzos de compresión y flexión (flexocompresión), se estudian a través de los métodos de longitud efectiva en el caso particular de la compresión, sin embargo, la realidad es que los métodos aproximados de segundo orden suelen ser más precisos para el estudio de estos elementos ya que van implícitas las fuerzas que actúan en el miembro y los desplazamientos reales que suceden por la aplicación de estas cargas.

En el método más común para ese análisis se usan factores de amplificación, con los que se definen los casos en que los efectos de segundo orden pueden despreciarse con poca pérdida de precisión; se determina, así, cuando una estructura se considera adecuadamente contraventeada.

La única manera de tener en cuenta la interacción de la estabilidad de la estructura completa y de los miembros que la componen es realizando un análisis inelástico de segundo orden; si se incluyen en él todos los aspectos significativos, como la plastificación parcial de los elementos que componen la estructura, los esfuerzos residuales y las imperfecciones geométricas iniciales, el diseño de las columnas se reduce a revisar la resistencia de su sección más crítica. No obstante, este tipo de análisis es, en general, demasiado complejo para problemas rutinarios de diseño, y no se cuenta todavía con programas comerciales de computadora al alcance de los ingenieros estructurales.

Debido a que en el diseño de las columnas intervienen muchas variables en las ecuaciones de interacción, el problema es de revisión: se selecciona un perfil y se revisa si cumple con las ecuaciones de interacción correspondientes del capítulo H de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

7.1 ESTADOS LÍMITE

En el diseño de miembros flexocomprimidos deben investigarse los estados límite de falla siguientes:

7.1.1 Flexión.

1. Formación de un mecanismo con articulaciones plásticas que siempre deberán estar encaminadas a los miembros horizontales.
2. Agotamiento de la resistencia a la flexión en la sección crítica, en miembros que no admiten redistribución de momentos.
3. Iniciación del flujo plástico en la sección crítica.
4. Pandeo lateral torsional.
5. Pandeo local del patín en compresión.
6. Pandeo local del alma.
7. Plastificación del alma por cortante.
8. Pandeo local del alma por cortante.
9. Tensión diagonal en el alma.
10. Flexión y fuerza cortante combinadas.
11. Otras formas de pandeo del alma, producidas por fuerzas transversales.
12. Fatiga.

7.1.2 Miembros en flexotensión.

En el diseño de miembros en flexo tensión deben investigarse los estados límite de falla siguientes:

Tensión

1. Estados límite de flujo plástico en la sección total.
2. Fractura en el área neta.
3. Bloque de corte en secciones netas.
4. Aplastamiento y desgarre en barrenos para conexiones de tipo aplastamiento.

7.2 REQUISITOS DE RESISTENCIA CONFORME IMCA 5TA. EDICIÓN

El diseño de miembros de sección transversal con uno o dos ejes de simetría, sometidos a flexocompresión biaxial, de acuerdo con las disposiciones de las especificaciones IMCA 5ta. edición, se efectúa de manera que se satisfagan las ecuaciones de interacción siguientes:

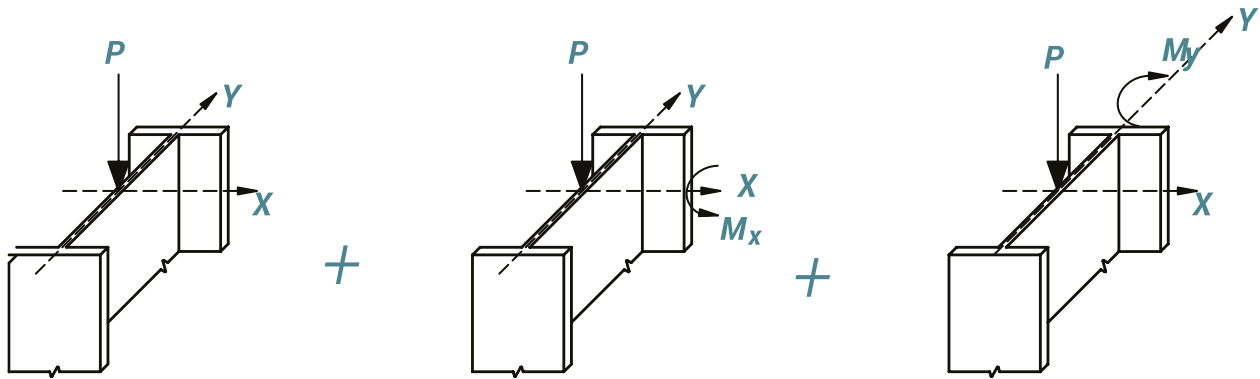


Figura 17. Miembro flexocomprimido.

Si:

$$\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1a})$$

$$\frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (\text{H1-1b})$$

Las especificaciones recientes para diseño de estructuras de acero se basan, en general, en métodos de análisis elástico, en los que se incluyen los efectos geométricos de segundo orden, determinados directamente, o aproximados por medio de factores de amplificación.

7.2.1 Definición de términos:

P_r Resistencia requerida en compresión axial

P_c Resistencia disponible en compresión axial.

M_r Resistencia requerida en flexión.

M_c Resistencia disponible en flexión.

X Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de mayor momento de inercia.

Y Subíndice que indica que un símbolo se refiere a flexión alrededor del eje de menor momento de inercia.

Generalmente, la mayor dificultad en el diseño de columnas se encuentra en la obtención de los momentos de diseño M_u .

M_u puede basarse en un análisis de primer orden.

El diseño de columnas conforme a las especificaciones IMCA 5ta. edición se basa también en la revisión de ecuaciones de interacción.

7.2.2 Análisis de segundo orden.

En general, para un miembro sometido a la acción simultánea de una fuerza de compresión axial y flexión, para estos análisis deberán incluirse los efectos $P-\Delta$ y $P\delta$ que son ocasionados por los propios efectos que ya hemos venido mencionando en este documento.

7.2.3 Métodos de análisis segundo orden.

Los métodos aceptables de análisis de segundo orden se definen en los apéndices 7 y 8 de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

En general, hay dos métodos prácticos para efectuar un análisis de segundo orden.

I. Se utiliza un programa de computadora de análisis estructural que efectúe un análisis de segundo orden. El programa debe manejar correctamente los dos efectos $P-\Delta$ y $P-\delta$. Las acciones de diseño P_u y M_u se toman directamente de los resultados del programa.

II. Se efectúa un análisis de primer orden, y los efectos aproximados de segundo orden se toman en cuenta con el uso de factores de amplificación B_1 y B_2 .

7.2.4 Cálculo de M_r y P_r utilizando factores de amplificación.

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

Donde:

M_{nt} Momento de diseño producido por cargas que no ocasionan desplazamientos laterales apreciables de los extremos de la columna, en T-m.

M_{lt} Momento de diseño originado por las fuerzas que sí producen desplazamientos significativos (desplazamientos laterales de entrepiso), en T-m.

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{e1}}} \leq 1.0$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}} \geq 1.0$$

$\sum P_r$ Suma de fuerzas axiales de diseño que obran en todas las columnas del entrepiso (carga vertical total de diseño en el entrepiso), en ton.

$\sum P$ Suma de cargas elásticas, en el plano en el que se está calculando B_2 , de todas las columnas del entrepiso, calculadas suponiendo que pueden presentarse desplazamientos laterales, en ton.

$C_m = 1.0$ Para miembros sujetos a cargas transversales entre sus apoyos.

$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2)$ Para miembros con momentos en los extremos.

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(K_1 L)^2}$$

K_1 = Factor de longitud efectiva, suponiendo que no hay desplazamientos laterales ($K_1 \leq 1.0$).

Puede tomarse un valor conservador de $K = 1.0$.

Para calcular B_1 , P_r puede efectuarse un análisis de primer orden.

$$P_r = P_{nt} + P_{lt}$$

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha \sum P_{nt}}{\sum P_{e2}}}$$

Para marcos a momento, $\sum P_{e2}$ puede calcularse como sigue:

$$\sum P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(K_2 L)^2}$$

K_2 = Factor de longitud efectiva, basado en desplazamiento lateral ($K_2 > 1$);

K_2 se determina del nomograma de marcos sin contraventeo o de un análisis de estabilidad.

Para todos los tipos de sistemas resistentes a cargas laterales

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{\sum HL}{\Delta_H}$$

$R_M = 1.0$ para marcos contra venteados.

$R_M = 0.85$ para marcos a momento y otros sistemas.

7.2.5 Factor de longitud efectiva K.

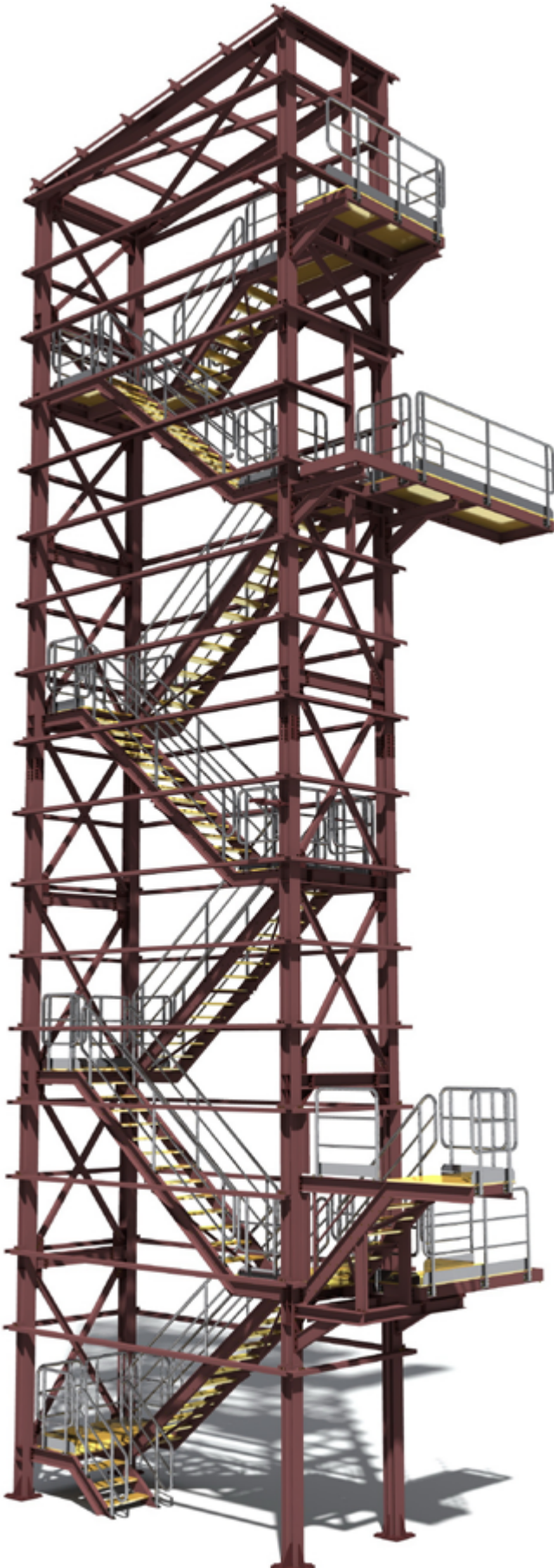
En los últimos años, se ha dedicado un gran esfuerzo al desarrollo de procedimientos alternos para determinar con precisión los factores de longitud efectiva de las columnas que forman parte de estructuras continuas a base de marcos rígidos. A pesar de que los métodos de diseño basados en ellos son incorrectos, al menos cuando se aplican a marcos sujetos a desplazamientos laterales permitidos. Este enfoque ha ocasionado dificultades y grandes controversias.

Recientemente se ha desarrollado un método alternativo, más racional y mucho más sencillo, que consiste en aplicar en la estructura, además de las acciones que obran sobre ella, fuerzas nomenclales horizontales y en realizar análisis elásticos de segundo orden; el diseño se efectúa con los elementos mecánicos resultantes, utilizando siempre factores de longitud efectiva $K = 1.0$. La magnitud de las fuerzas nomenclales se ha determinado comparando los resultados con los que se obtienen con un análisis avanzado.

Este método, combinado con el uso de computadoras electrónicas, conduce a estructuras más racionales que las diseñadas con factores de longitud efectiva K , sobre todo si los marcos son irregulares y tienen columnas inactivas, todo ello con un trabajo numérico mucho menor. Es, consecuentemente, el método recomendado en las especificaciones AISC-2005.

7.2.6 Cargas nomenclales horizontales.

El diseño de las columnas de acero que forman parte de marcos sujetos a desplazamientos laterales permitidos puede hacerse empleando sus longitudes reales, y utilizando los resultados de un análisis elástico de segundo orden de la estructura geoméricamente perfecta, bajo la acción de las fuerzas que actúan sobre ellas combinadas con fuerzas laterales nomenclales, que se aplican en todos los niveles.



Se incluye así, en el diseño, la estabilidad de los marcos, sin necesidad de calcular longitudes efectivas, para comprender el término nomenclatura pudiera decirse que es una carga presente ficticia que es producto de las cargas gravitacionales.

Con las fuerzas nocionales o ficticias se consideran las imperfecciones geométricas de la estructura, principalmente la falta de verticalidad de las columnas, que ocasionan flexiones adicionales por efectos de montaje, producidas por las cargas gravitacionales; los defectos y los esfuerzos residuales de los miembros individuales se toman en cuenta utilizando ecuaciones convencionales para la resistencia en compresión de las columnas, utilizando su longitud real.

La fuerza nomenclatura N en cada nivel es igual a una cierta proporción de la carga vertical total ΣP que actúa en él, de manera que $N = 0.002 \Sigma P$.

El uso de las fuerzas nocionales se tienen tres ventajas principales respecto a los métodos tradicionales, basados en el empleo de factores de longitud efectiva:

1. *Sencillez y facilidad de aplicación, que provienen de que no requiere el cálculo laborioso en general, de los factores K .*
2. *Se aplica de la misma manera a todos los marcos, con desplazamientos laterales de entrepiso impedidos o permitidos, por lo que no es necesario clasificarlos como "contraventeados" o "no contraventeados".*
3. *A diferencia de los métodos tradicionales, su dificultad no aumenta cuando los marcos son irregulares.*

Cuando una estructura se diseña para una combinación de carga gravitacional únicamente, por ejemplo:

$$1.2D + 1.6L$$

Deberá aplicarse una carga lateral mínima en cada uno de los niveles de la estructura igual a $0.002Y_i$, donde Y_i es la carga gravitacional de diseño (factorizada), que actúe en el nivel, correspondiente a la combinación de cargas indicada.

8 EJEMPLO DE DISEÑO

Ejemplo 1. En la figura se muestra un marco rígido simple de un solo nivel y sometido a cargas concentradas de igual magnitud y a una carga horizontal debida a sismo. Efectuar un análisis elástico de primer orden con la rigidez reducida. Los factores de longitud efectiva pueden tomarse igual a la unidad, $K_x = K_y = 2.1$. Tomar $C_b = 1.0$. Las columnas son perfiles IR 356x134.2 de acero $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$ (ASTM A992).

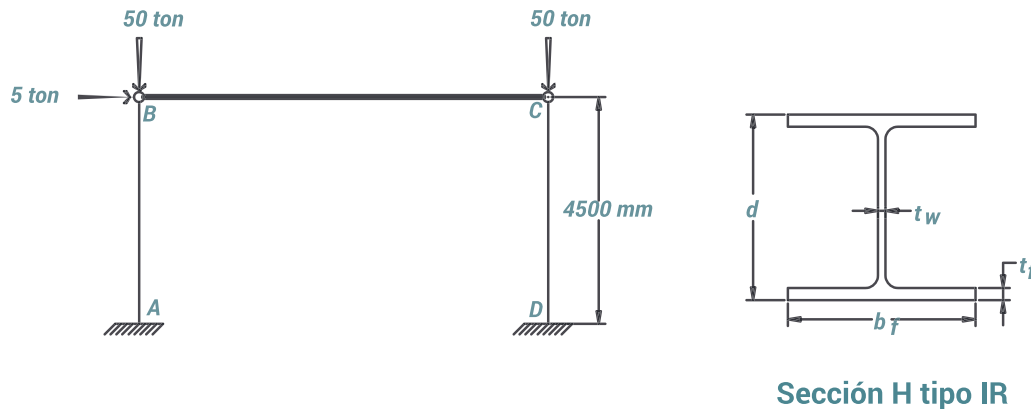


Figura 18. Marco simple del ejemplo 1.

Proponemos un perfil IR 356 x 134.2 kg/m elegido de las tablas de dimensiones y propiedades de GERDAU CORSA.

Propiedades geométricas de la sección IR 356 x 134.2 kg/m

$A = 171.0 \text{ cm}^2$	$\frac{b_f}{2t_f} = 10.3$	$\frac{d}{t_w} = 31.8$
$r_T = 10.1 \text{ cm}$	$I_{xx} = 41,581.0 \text{ cm}^4$	$S_{xx} = 2,343.0 \text{ cm}^3$
$r_{xx} = 15.6 \text{ cm}$	$I_{yy} = 15,068.0 \text{ cm}^4$	$S_{yy} = 818.0 \text{ cm}^3$
$r_{yy} = 9.4 \text{ cm}$	$Z_x = 2,573.0 \text{ cm}^3$	$Z_y = 1,239.0 \text{ cm}^3$
$h_0 = d - t_f = 35.6 - 1.8 = 33.8 \text{ cm}$	$c = 1.0$	$J = 169.0 \text{ cm}^4$

8.1 CÁLCULO DEL MOMENTO NOMINAL M_N Y DE LA CAPACIDAD DE CARGA NOMINAL P_N DE LA COLUMNA

8.1.1 Flexión.

a) Revisión de la sección compacta del elemento.

Patines

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 24.08$$

$$\lambda_{bf} = \frac{b_f}{2t_f} = 10.3$$

Como $\lambda_{pf} < \lambda_{bf} < \lambda_{rf}$ la sección es **NO COMPACTA EN PATÍN** y la ecuación de momento nominal será:

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{\lambda_{bf} - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

$$M_p = F_y Z_x = (3,515)(2,573) = 9,044,095.00 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_p = 90.44 \text{ ton} - \text{m}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 0.7(3,515)(2,343) = 5,764,951.50 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$0.7 F_y S_{xx} = 57.65 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_n = 90.44 - (90.44 - 57.65) \left(\frac{10.3 - 9.15}{24.08 - 9.15} \right)$$

$$M_n = 87.91 \text{ ton} - \text{m}$$

• Alma

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 3.76 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 90.56$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 5.70 \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 137.28$$

$$\lambda_{bw} = \frac{d}{t_w} = 31.8$$

Como $\lambda_{bw} < \lambda_{pw}$, la sección es **COMPACTA EN ALMA** y rige el estado límite de pandeo local en el patín.

b) Revisión de la longitud no soportada lateralmente del patín comprimido.

$$L_p = 1.76 r_{yy} \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1.76(9.4) \sqrt{\frac{2,039,000}{3,515}} = 398.46 \text{ cm}$$

$$L_r = 1.95 r_T \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_{xx} h_0}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y S_{xx} h_0}{E Jc} \right)^2}}$$

$$L_r = 1.95(10.1) \frac{2,039,000}{(0.7)(3,515)} \sqrt{\frac{(169.0)(1.0)}{(2,343.0)(35.6)}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{(0.7)(3,515)(2,343.0)(35.6)}{2,039,000 (169.0)(1.0)} \right)^2}}$$

$$L_r = 1,238.79 \text{ cm}$$

$$L_b = 450.0 \text{ cm}$$

Como $L_p < L_b < L_r$, la ecuación de momento nominal será:

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7 F_y S_{xx}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

Como consideramos la columna como si estuviera en voladizo el factor de modificación por pandeo lateral – torsional $C_b = 1.0$.

$$M_n = (1.0) \left[90.44 - (90.44 - 57.65) \left(\frac{450.0 - 398.46}{1,238.79 - 398.46} \right) \right] \leq 90.44$$

$$M_n = 88.43 < 90.44$$

El menor de los momento nominales antes descritos es el que rige en este caso es el del estado límite por pandeo local del patín en compresión.

$$M_n = 87.91 \text{ ton} - m$$

8.1.2 Compresión axial

$$P_n = AF_{cr}$$

El esfuerzo crítico de las columnas sometidas a compresión axial depende de la relación de esbeltez mínima, es decir:

$$\frac{K_y L}{r_{yy}} = \frac{(2.1)(450)}{9.4} = 100.53$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_y L}{r_{yy}} \right)^2} = \frac{\pi^2 (2,039,000)}{(100.53)^2} = 1,991.25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} = \sqrt{\frac{3,515.00}{1,991.25}} = 1.33$$

Como $\lambda_c < 1.5$ entonces:

$$F_{cr} = (0.658^{\lambda_c^2}) F_y$$

$$F_{cr} = (0.658^{(1.33)^2}) (3,515.00) = 1,676.43 \text{ kg/cm}^2$$

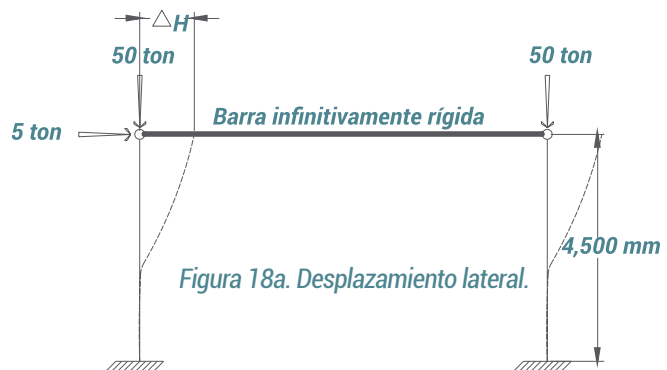
$$P_n = AF_{cr} = (171.0)(1,676.43) = 286,689.53 \text{ kg}$$

$$P_n = 286.70 \text{ ton}$$

Solución Método DEP.

Diseño por el método directo de análisis

$$\Delta_{HB} = \frac{PL^3}{3EI_{xx}} = \frac{(5,000)(450)^3}{3(2,039,000)(41,581)} = 1.79 \text{ cm.}$$



Cargas nomenclales o ficticias:

Las estructuras, sean regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas nomenclales horizontales que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo.

$$Y_i = \sum P_i = 100 \text{ ton}$$

$$N_i = 2.1 \left(\frac{\Delta_{Hi}}{L} \right) Y_i = 2.1 \left(\frac{1.79}{450} \right) (100) = 0.84 \text{ ton}$$

La carga nomenclal se suma a la carga lateral aplicada, teniendo como resultado una suma de fuerzas horizontales de:

$$H = 5.0 + 0.84 = 5.84 \text{ ton}$$

Factor de reducción por rigidez.

Para el factor de reducción por rigidez tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\text{Cuando } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 1.0$$

$$\text{Cuando } \frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 4 \left[\frac{\alpha P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \right]$$

$$\alpha = 1.00 \text{ (DFCR)} \quad \text{y} \quad \alpha = 1.60 \text{ (DEF)}$$

Para nuestro caso:

$$P_r = 50 \text{ ton}$$

$$P_y = A_g f_y = (171.0)(3,515) = 601.06 \text{ ton}$$

$$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{(1.60)(50)}{601.06} = 0.133 < 0.5$$

Por lo tanto: $\tau_b = 1.0$

Cálculo del factor de amplificación B_1 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI_{xx}}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 (2,039,000)(41,581)}{[(2.1)(450)]^2}$$

$$P_{el} = 1,558.94 \text{ ton}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 \left(\frac{0}{26.28} \right) = 0.6$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}}$$

$$B_1 = \frac{0.6}{1 - \frac{(1.6)(50)}{1,558.94}} = \frac{0.6}{0.95} = 0.63$$

$$B_1 < 1.0$$

Por lo tanto, $B_1 = 1.0$

El coeficiente es positivo, porque la columna se flexiona en curvatura doble.

Cálculo del coeficiente B_2 .

$$B_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{nt}}{\sum P_{e2}}}$$

$$\sum P_{nt} = 100 \text{ ton.}$$

$\sum H = 5.84 \text{ ton}$ (Fuerza cortante total incluyendo carga nomenclal).

$$\Delta_{HB} = 1.79 \text{ cm.}$$

$R_M = 0.85$ (para marcos no arriostrados).

$$\sum P_{e2} = R_M \frac{\sum HL}{\Delta_H}$$

$$\sum P_{e2} = 0.85 \left(\frac{(5.84)(450)}{1.79} \right)$$

$$\sum P_{e2} = 1,247.93 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{0.6}{1 - \frac{(1.6)(100)}{1,247.93}} = \frac{0.6}{0.87} = 0.69$$

$B_2 < 1.0$ por lo tanto $B_2 = 1.0$

Cálculo del momento de segundo orden:

$$M_r = M_a$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{nt} = 0$$

$$M_{lt} = (5.84)(4.50) = 26.28 \text{ ton} - m$$

$$M_r = (1.0)(0) + (1.0)(26.28) = 26.28 \text{ ton} - m$$

Cálculo de la carga axial de segundo orden:

$$P_r = P_a$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_{nt} = 50 \text{ ton}$$

$$P_{lt} = 0$$

$$P_r = 50 + (1.0)(0) = 50 \text{ ton}$$

Determinación de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_a}{\left(\frac{P_n}{\Omega_c} \right)} = \frac{50}{\left(\frac{286.7}{1.67} \right)} = \frac{50}{171.68} = 0.29$$

Como $P_r/P_c > 0.2$ entonces utilizaremos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$\frac{50}{171.68} + \frac{8}{9} \left(\frac{26.28}{52.64} \right) \leq 1.0$$

$$P_r = 50 \text{ ton}; P_c = \frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{286.70}{1.70} = 171.68 \text{ ton};$$

$$0.29 + 0.44 = 0.73 < 1.0$$

$$M_{rx} = 26.28 \text{ ton} - m; M_{cx} = \frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{87.91}{1.67} = 52.64 \text{ ton} - m$$

¡La sección es adecuada por flexocompresión!

Solución Método DFCR:

Para la solución por el método DFCR utilizaremos las cargas factorizadas en este caso utilizaremos el factor de carga del RCDF 2004.

El factor de carga será $FC= 1.1$

Diseño por el método directo de análisis (MDA) $\Delta_{HB} = \frac{P_u L^3}{3EI_{xx}} = \frac{(5,500)(450)^3}{3(2,039,000)(41,581)} = 1.97 \text{ cm.}$

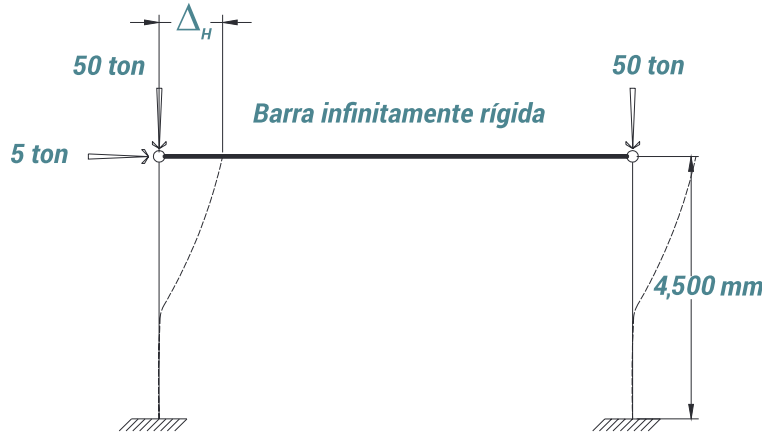


Figura 18a. Desplazamiento lateral.

Cargas nocionales o ficticias.

Las estructuras, serán regulares o irregulares, deben analizarse bajo la acción combinada de las fuerzas reales que actúan sobre ellas y de fuerzas nocionales horizontales que se aplican en la misma dirección y sentido que las fuerzas de viento o sismo.

$$Y_i = \sum P_i = 100 \text{ ton}$$

$$N_i = 2.1 \left(\frac{\Delta_{Hi}}{L} \right) Y_i = 2.1 \left(\frac{1.97}{450} \right) (110) = 1.01 \text{ ton}$$

La carga nocional se suma a la carga lateral aplicada, teniendo como resultado una suma de fuerzas horizontales de:

$$H = 5.5 + 1.01 = 6.51 \text{ ton}$$

Factor de reducción por rigidez.

Para el factor de reducción por rigidez tomaremos en cuenta las siguientes consideraciones:

$$\text{Cuando } \frac{\alpha P_r}{P_y} \leq 0.5 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 1.0$$

$$\text{Cuando } \frac{\alpha P_r}{P_y} > 0.5 \quad \Rightarrow \quad \tau_b = 4 \left[\frac{\alpha P_r}{P_y} \left(1 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \right]$$

$$\alpha = 1.00 \text{ (DFCR)} \quad \text{y} \quad \alpha = 1.60 \text{ (DEP)}$$

Para nuestro caso:

$$P_r = 55 \text{ ton}$$

$$P_y = A_g F_y = (171.0)(3,515) = 601.06 \text{ ton}$$

$$\frac{\alpha P_r}{P_y} = \frac{(1.00)(55)}{601.06} = 0.09 < 0.5$$

Por lo tanto:

$$\tau_b = 1.0$$

Cálculo del factor de amplificación B_1 .

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 EI_{xx}}{(K_1 L)^2}$$

$$P_{el} = \frac{\pi^2 (2,039,000)(41,581)}{[(2.1)(450)]^2}$$

$$P_{el} = 1,558.94 \text{ ton}$$

$$C_m = 0.6 - 0.4 (0 / 29.30) = 0.6$$

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_r}{P_{el}}}$$

$$B_1 = \frac{0.6}{1 - \frac{(1.0)(55)}{1,558.94}} = \frac{0.6}{0.96} = 0.66$$

$$B_1 < 1.0$$

Por lo tanto, $B_1 = 1.0$

El coeficiente es positivo, porque la columna se flexiona en curvatura doble.

Cálculo del coeficiente B_2 .

$$B_2 = \frac{C_m}{1 - \frac{\alpha P_{nt}}{\Sigma P_{e2}}}$$

$$\Sigma P_{nt} = 110 \text{ ton.}$$

$$\Sigma H = 6.51 \text{ ton (Fuerza cortante total incluyendo carga nocional).}$$

$$\Delta_{HB} = 1.97 \text{ cm.}$$

$$R_M = 0.85 \text{ (para marcos no arriostrados).}$$

$$\Sigma P_{e2} = R_M \frac{\Sigma HL}{\Delta_H}$$

$$\Sigma P_{e2} = 0.85 \frac{(6.51)(450)}{1.97}$$

$$\Sigma P_{e2} = 1,264.00 \text{ ton}$$

$$B_2 = \frac{0.6}{1 - \frac{(1.0)(110)}{1,264.00}} = \frac{0.6}{0.91} = 0.66$$

$$B_2 < 1.0$$

Por lo tanto, $B_2 = 1.0$

Cálculo del momento de segundo orden:

$$M_r = M_a$$

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

$$M_{nt} = 0$$

$$M_{lt} = (6.51)(4.50) = 29.30 \text{ ton} - m$$

$$M_r = (1.0)(0) + (1.0)(29.30) = 29.30 \text{ ton} - m$$

Cálculo de la carga axial de segundo orden:

$$P_r = P_u$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt}$$

$$P_{nt} = 55 \text{ ton}$$

$$P_{lt} = 0$$

$$P_r = 55 + (1.0)(0) = 55 \text{ ton}$$

Determinación de la resistencia total del elemento sometido a la acción combinada de compresión axial y flexión de acuerdo al capítulo H de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{P_u}{\phi_c P_n} = \frac{55}{0.9(286.70)} = \frac{55}{258.03} = 0.21$$

Como $P_r / P_c > 0.2$ entonces utilizaremos:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$P_r = 55 \text{ ton}; P_c = \phi_c P_n = 0.9(286.70) = 258.03 \text{ ton};$$

$$M_{rx} = 29.30 \text{ ton} - m; M_{cx} = \phi_b M_n = 0.9(87.91) = 79.12 \text{ ton} - m$$

$$\frac{55}{258.03} + \frac{8}{9} \left(\frac{29.30}{79.12} \right) \leq 1.0$$

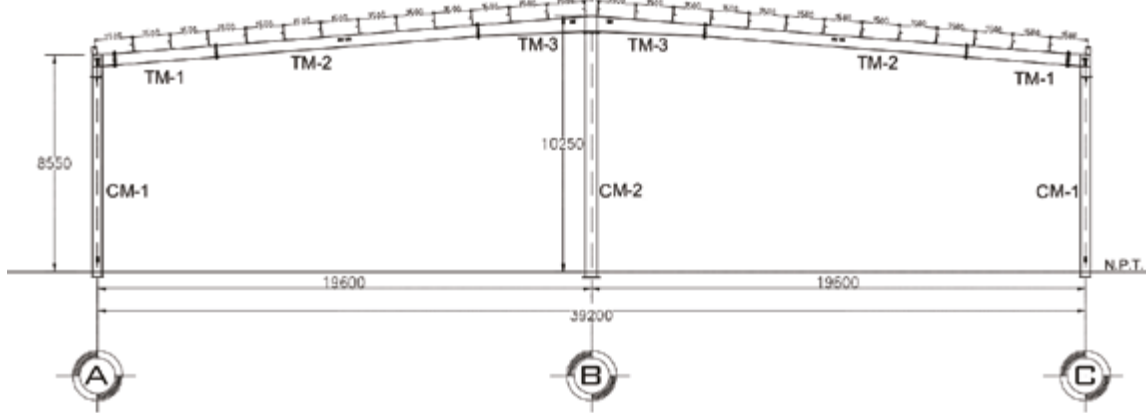
$$0.21 + 0.33 = 0.54 < 1.0$$

¡La sección es adecuada por flexcompresión!

Conclusión: El método DEP es más conservador que el método DFCR bajo condiciones combinadas de sismo y carga vertical.



EJEMPLO 2. El ejercicio que se revisará como Diseño de Miembros en Flexo-compresión será el diseño de la columna CM-1 que forma parte del marco utilizado en el ejemplo en flexión del apartado anterior.



La columna CM-1 corresponde a un perfil IR 533x138.5 kg/m, cuyas dimensiones y propiedades geométricas son las siguientes.

$b_f =$	21.4 cm
$t_f =$	2.37 cm
$h =$	50.16 cm
$t_w =$	1.48 cm
$d =$	54.90 cm
$I_x =$	86,160.00 cm ⁴
$Z_x =$	3,622 cm ³
$S_x =$	3,147 cm ³
$r_x =$	22.10 cm
$I_y =$	3,867.00 cm ⁴
$Z_y =$	569.00 cm ³
$S_y =$	362.00 cm ³
$r_y =$	4.70 cm
$J =$	251.00 cm ⁴
$C_w =$	2,669,247.00 cm ⁶
$A =$	176.20 cm ²



El diseño de elementos sometidos a fuerza axial y flexión alrededor de uno o ambos ejes, es expuesto en el capítulo H DISEÑO DE MIEMBROS EN FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN, dentro del cual tenemos el subcapítulo H1.1 MIEMBROS CON UNO O DOS EJES DE SIMETRÍA EN FLEJO Y COMPRESIÓN que utilizaremos para el diseño de la columna CM-1 que es un miembro doblemente simétrico, limitando su diseño por las siguientes ecuaciones:

Cuando $P_u/P_n \geq 0.2$

$$P_r/P_c + 8/9 (M_{rx}/M_{cx} + M_{ry}/M_{cy}) \leq 1.0$$

Cuando $P_u/P_n < 0.2$

$$P_r/2P_c + (M_{rx}/M_{cx} + M_{ry}/M_{cy}) \leq 1.0$$

Donde:

- P_r : Resistencia requerida a compresión axial.
- P_c : Resistencia disponible a compresión axial.
- M_{rx} : Resistencia requerida a flexión en el eje de mayor resistencia.
- M_{cx} : Resistencia disponible a flexión en el eje de mayor resistencia.
- M_{ry} : Resistencia requerida a flexión en el eje de menor resistencia.
- M_{cy} : Resistencia disponible a flexión en el eje de menor resistencia.

Por lo que iniciaremos el cálculo con el diseño de miembros en compresión de acuerdo con lo expuesto el capítulo E del manual de construcción en acero del IMCA.

Se procede a calcular la compacidad de los elementos determinada por la relación ancho-espesor de elementos comprimidos para decidir el subcapítulo E a utilizar, cuyos límites se calculan con las ecuaciones mostradas en la tabla B4.1a.

Para el caso de los patines la relación ancho espesor se calcula de la manera siguiente:

$$\lambda_f = b_f / 2t_f$$

$$\lambda_f = 21.4 \text{ cm} / 2 (2.37 \text{ cm})$$

$$\lambda_f = 4.51$$

El límite que define si los patines son un elemento No Esbelto o Esbelto está determinado por la siguiente ecuación:

$$\lambda_{ff} = 0.56 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{ff} = 0.56 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{ff} = 13.49$$

Por lo tanto, se tiene una sección No Esbelta en patines.

La relación ancho-espesor del alma es:

$$\lambda_w = h / t_w$$

$$\lambda_w = 50.16 \text{ cm} / 1.48 \text{ cm}$$

$$\lambda_w = 33.89$$

El límite que define al alma como un elemento No Esbelto o Esbelto se calcula como sigue:

$$\lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{rw} = 1.49 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{rw} = 35.87$$

Se tiene una sección con alma No Esbelta

Siendo una sección con elementos No Esbeltos, se hará uso del subcapítulo E3. PANDEO POR FLEXIÓN DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS, por lo que la metodología de cálculo será la mostrada a continuación.

Para determinar la capacidad nominal por compresión se tiene la siguiente ecuación:

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Donde el esfuerzo crítico F_{cr} se determina de acuerdo con la relación de esbeltez y las condiciones siguientes:

Si $F_y / F_e \leq 2.25$

$$F_{cr} = [0.658^{F_y/F_e}] F_y$$

Y si $F_y / F_e \geq 2.25$

$$F_{cr} = 0.877 F_e$$

Donde:

$$F_e = \pi^2 E / (KL/r)^2$$

$$\text{Relación de esbeltez} = KL/r$$

Por lo que la relación de esbeltez en el sentido del eje principal de la sección es:

$$K_x L_{bx} / r_x = (1.0)(855\text{cm}) / 22.1\text{cm}$$

$$K_x L_{bx} / r_x = 38.69$$

Y la relación de esbeltez en el sentido del eje menor de la sección sería:

$$K_y L_{by} / r_y = (1.0)(855\text{cm}) / 4.7\text{cm}$$

$$K_y L_{by} / r_y = 181.91$$

Rige la relación de esbeltez en el sentido del eje débil.

Calculando el esfuerzo por pandeo elástico se obtiene:

$$F_e = \pi^2 (2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (181.91)^2$$

$$F_e = 608.14 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y / F_e = (3,515 \text{ kg/cm}^2) / (608.14 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F_y / F_e = 5.78$$

$$\text{Como } F_y / F_e \geq 2.25$$

$$F_{cr} = 0.877 (608.14 \text{ kg/cm}^2)$$

$$F_{cr} = 533.34 \text{ kg/cm}^2$$

La capacidad nominal por compresión es:

$$P_n = (533.34 \text{ kg/cm}^2)(176.2 \text{ cm}^2)$$

$$P_n = 93,974.29 \text{ kg}$$

Utilizando el método de diseño por factor de carga y resistencia (LRFD), la capacidad nominal por compresión sería:

$$\phi P_n = (0.9) 93,974.29 \text{ kg}$$

$$\phi P_n = 84,576.86 \text{ kg}$$

De acuerdo con el esfuerzo axial que se presenta en la columna de $P_r = 10.992 \text{ ton}$ la columna CM-1 a base del perfil IR 533x138.5 kg/m estará trabajando en compresión pura con una eficiencia de:

$$E(\%) = 10.992 \text{ ton} / 84.58 \text{ ton}$$

$$E(\%) = 12.99 \%$$

Para el diseño a Flexión en el sentido del eje principal se sigue el procedimiento dado en el apartado de FLEXIÓN, por lo que se revisará la relación ancho-espesor del alma y patines del perfil IR, para definir su compacidad y clasificación como sección Compacta, No Compacta o Esbelta.

Recordando la denotación de los límites de la relación ancho espesor se tiene:

$$\text{Compactas} < \lambda_p < \text{No Compactas} < \lambda_r < \text{Esbeltas}$$

La relación ancho espesor del alma ya ha sido calculado en la parte de compresión:

$$\lambda_w = h/t_w$$

$$\lambda_w = 50.16 \text{ cm} / 1.48 \text{ cm}$$

$$\lambda_w = 33.89$$

Los límites de la relación ancho espesor para el alma serán los siguientes:

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{pw} = 90.56$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{rw} = 137.28$$

$$\text{Como } \lambda_w < \lambda_{pw}$$

Por lo tanto, se tiene una sección con Alma Compacta

La relación ancho espesor de los patines también ya se ha calculado con anterioridad:

$$\lambda_f = b_f / 2t_f$$

$$\lambda_f = 21.4 \text{ cm} / 2 (2.37 \text{ cm})$$

$$\lambda_f = 4.51$$

Los límites de la relación ancho espesor para los patines son:

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{E/F_y}$$

$$\lambda_{rf} = 1.0 \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2) / (3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$\lambda_{rf} = 24.08$$

$$\text{Como } \lambda_f < \lambda_{pf}$$

Entonces, se tiene una sección con patines compactos.

Habiendo determinado que el alma y patines de la sección corresponden a elementos compactos, utilizaremos el subcapítulo F2 MIEMBROS COMPACTOS CON PERFILES I DOBLEMENTE SIMÉTRICOS Y PERFILES C SUJETOS A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE PRINCIPAL, con el cual se calculará el momento nominal a flexión M_n , el cual es el menor valor de las magnitudes al evaluar los estados límites de fluencia y pandeo lateral torsional.

El estado límite de fluencia se calcula conforme a la siguiente ecuación:

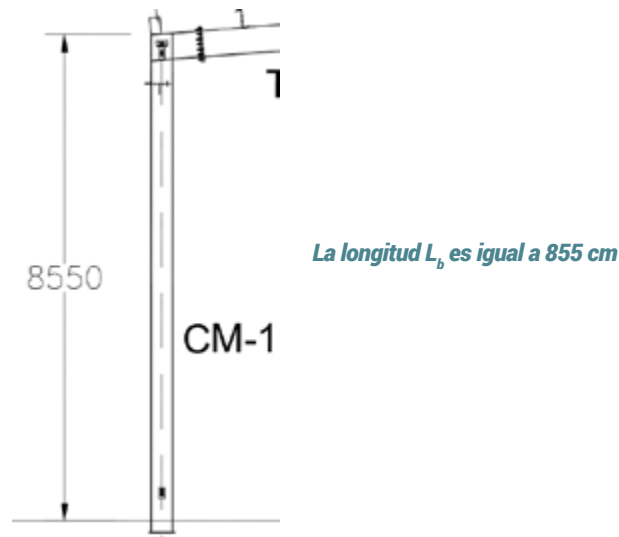
$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_n = M_p = (3,515 \text{ kg/cm}^2) (3,622 \text{ cm}^3)$$

$$M_n = M_p = 12,731,330 \text{ kg-cm}$$

Para la revisión del pandeo lateral torsional, referiremos primeramente a la longitud no soportada lateralmente L_b , que como ya se ha mencionado, es la distancia entre puntos de apoyo lateral que impiden la rotación del miembro alrededor de su eje axial.

Para el caso de la columna CM-1 del ejemplo, la longitud L_b será la longitud total de la columna ya que no está siendo arriostrada por ningún elemento a lo largo de su eje axial.



Con base en las condiciones que de acuerdo con la longitud L_b se determina si existe o no el pandeo lateral torsional, se calculan los límites L_p y L_r .

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{E/F_y}$$

$$L_p = 1.76 (4.7) \sqrt{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2)/(3,515 \text{ kg/cm}^2)}$$

$$L_p = 199.23 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.95r_{ts} \sqrt{E/0.7F_y} \sqrt{Jc/S_x h_o + \sqrt{(Jc/S_x h_o)^2 + 6.76 (0.7 F_y/E)^2}}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{I_y C_w / S_x}$$

$$r_{ts}^2 = \sqrt{(3,867 \text{ cm}^4)(2,669,247 \text{ cm}^6)/(3,147 \text{ cm}^3)}$$

$$r_{ts}^2 = 32.28 \text{ cm}^2$$

$$r_{ts} = \sqrt{32.28 \text{ cm}^2}$$

$$r_{ts} = 5.68 \text{ cm}$$

En perfiles I con dos ejes de simetría $c=1.0$

$$\begin{aligned} h_o &= d - 2(t_f/2) \\ h_o &= 54.9 \text{ cm} - 2.37 \text{ cm} \\ h_o &= 52.53 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_r = 1.95 (5.68 \text{ cm}) \frac{(2,039,000 \text{ kg/cm}^2)}{0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2)} \sqrt{\frac{(251 \text{ cm}^4)(1.0)}{(3,147 \text{ cm}^3)(52.53 \text{ cm})}} + \sqrt{\left(\frac{(251 \text{ cm}^4)(1.0)}{(3,147 \text{ cm}^3)(52.53 \text{ cm})}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 (3,515 \text{ kg/cm}^2)}{2,039,000 \text{ kg/cm}^2}\right)^2}$$

$$L_r = 649.28 \text{ cm}$$

Como: $L_b > L_r$

El pandeo lateral torsional se calcula de acuerdo con el manual como se muestra a continuación.

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} (L_b / r_{ts})^2}$$

$$F_{cr} = \frac{(1.0) \pi^2 (2,039,000 \text{ kg/cm}^2)}{(855 \text{ cm} / 5.68 \text{ cm})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{(251 \text{ cm}^4) (1.0)}{(3,147 \text{ cm}^3) (52.53 \text{ cm})} \left(\frac{855 \text{ cm}}{5.68 \text{ cm}}\right)^2}$$

$$F_{cr} = 1,704.55 \text{ kg/cm}^2$$



Por lo que el momento nominal por pandeo lateral es:

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

$$M_n = 5,364,234.85 \text{ kg-cm}$$

Entonces se tiene:

$$\text{Momento nominal por pandeo lateral torsional} < \text{Momento nominal por fluencia} \\ 5,364,234.85 \text{ kg-cm} < 12,731,330 \text{ kg-cm}$$

Rige el momento nominal por pandeo lateral torsional.

Utilizando el método de diseño por factor de carga y resistencia (DFCR), el momento nominal es:

$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi M_p = (0.9) 5,364,234.85 \text{ kg-cm} \\ \phi M_n &= \phi M_p = 4,827,811.37 \text{ kg-cm} \end{aligned}$$

De acuerdo con el momento máximo que se presenta en la trabe de $M_{MAX} = 23.34 \text{ ton-m}$, la trabe columna CM-1 a base del perfil IR 533x5,138.5 kg/m en el sentido del eje principal de la sección, estará trabajando con una eficiencia de:

$$\begin{aligned} E(\%) &= (23.34 \text{ ton-m}) / (48.28 \text{ ton-m}) \\ E(\%) &= 48.34 \% \end{aligned}$$

Por lo tanto, se concluye que la columna de marco es capaz de soportar los esfuerzos ejercidos sobre ella, sometida particularmente a esfuerzos de flexión en el sentido del eje principal de la sección.

A continuación, se hará la revisión de la flexión en el sentido menor de la sección, apoyados del subcapítulo F6. MIEMBROS DE SECCIÓN I Y CANALES SUJETOS A FLEXIÓN ALREDEDOR DEL EJE MENOR, donde la resistencia nominal a flexión M_n es el menor de los valores obtenidos al evaluar los estados límite de fluencia y pandeo local del patín.

El estado límite de fluencia se calcula conforme a la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y$$

$$M_n = M_p = (3,515 \text{ kg/cm}^2)(569 \text{ cm}^3) \leq 1.6 (3,515 \text{ kg/cm}^2)(362 \text{ cm}^3) \leq M_n = M_p = 2,000,035 \text{ kg-cm} \leq 2,035,888 \text{ kg-cm}$$

$$M_n = M_p = 2,000,035 \text{ kg-cm}$$

El estado por pandeo local del patín estará condicionado por la compacidad de los patines que ya ha sido calculada.

$$\lambda_f = 4.51$$

$$\lambda_{pf} = 9.15$$

$$\lambda_{rf} = 24.08$$

Como $\lambda_f < \lambda_{pf}$

Sección con Patines Compactos

De acuerdo con el subcapítulo figura 6.2, en perfiles con patines compactos, el estado límite de pandeo local del patín no aplica.

Por lo tanto, rige el momento nominal por fluencia.

Utilizando el método de diseño por factor de carga y resistencia (DFCR), el momento nominal es:

$$\phi M_n = \phi M_p = (0.9) 2,000,035 \text{ kg-cm}$$

$$\phi M_n = \phi M_p = 1,800,031.5 \text{ kg-cm}$$

De acuerdo con el momento máximo que se presenta en la trabe de $M_{MAX} = 0.1 \text{ ton-m}$, la trabe columna CM-1 a base del perfil IR 533 x 5,138.5 kg/m en el sentido del eje menor de la sección, estará trabajando con una eficiencia de:

$$E(\%) = 0.1 \text{ ton-m} / 18 \text{ ton-m}$$

$$E(\%) = 0.56 \%$$

Por lo tanto, se concluye que la columna de marco es capaz de soportar los esfuerzos ejercidos sobre ella, sometida particularmente a esfuerzos de flexión en el sentido del eje menor de la sección.

Al haber ya obtenido los valores desconocidos para las ecuaciones del subcapítulo H1.1, se evalúan las limitantes para definir la ecuación que utilizaremos.

$$P_u / P_n = 10,992 \text{ kg} / 84,576.86 \text{ kg}$$

$$P_u / P_n = 0.129$$

Como $P_u / P_n < 0.2$

$$I = P_r / 2P_c + M_{rx} / M_{cx} + M_{ry} / M_{cy} \leq 1.0$$

$$I = 10.992 \text{ ton} / 2(84.576 \text{ ton}) + (23.34 \text{ ton-m} / 48.28 \text{ kg-cm}) + (0.1 \text{ ton-m} / 18 \text{ ton-m})$$

$$I = 0.5539$$

$$0.5539 \leq 1.0$$

Por lo tanto, la columna está trabajando bajo los esfuerzos combinados de flexocompresión a un **55.39%**.







VII. CONSTRUCCION COMPUESTA

ÍNDICE

1. Introducción
2. Usos de construcción compuesta
3. Tipos de construcción compuesta
4. Estados límite de falla
5. Diseño de acuerdo con las Especificaciones IMCA 5ta. edición

CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

Métodos DEP / DFCR



1 INTRODUCCIÓN

En esta parte de diseño se tratarán los elementos estructurales que trabajan en conjunto con concreto reforzado. Se habla de columnas compuestas cuando se utilizan perfiles de secciones abiertas tales como los IR ó IS embebidas en secciones de concreto reforzado o de columnas de sección hueca del mismo modo embebidas o en este caso rellanas de concreto reforzado. Del mismo modo, podemos hablar de elementos vigas o largueros que se encuentren embebidos o que soportan losas de concreto reforzado. Se incluyen vigas compuestas libremente apoyadas o continuas, ligadas con la losa de concreto por medio de conectores de cortante, o ahogadas en concreto.

En la actualidad existe un uso variado de estos sistemas, se utilizan para poder optimizar las estructuras, para rehabilitar algunas estructuras que han sufrido algún tipo de daño y darles mayor resistencia y para incrementar las cargas en edificios existentes.

2 USOS DE LA CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La construcción compuesta se habla de la utilización de 2 materiales trabajando simultáneamente para entregar un resultado más óptimo que trabajando manera individual. A continuación, se hablan únicamente de los materiales de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación trabajando de manera conjunta con concreto reforzado.

El término “Construcción compuesta” es aplicable tanto al caso de elementos estructurales compuestos de acero y concreto reforzado en que ambos materiales trabajan conjuntamente (aunque el concreto reforzado ya por si solo se puede hablar de construcción compuesta).

2.1 VENTAJAS PRINCIPALES DEL USO DE LOS SISTEMAS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

- **Optimización del material.** Dado que el sistema trabajará en conjunto, la denominada capa de compresión en un sistema de piso, así como la propia columna reforzada con varilla permiten que la cantidad de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación se menor para cubrir las solicitaciones.
- **Claros libres más grandes.** Ciertamente por el uso del sistema compuesto podremos cubrir longitudes más amplias con menor cantidad de acero, sin embargo, es importante cuidar las solicitaciones de servicio ya que un sistema de este tipo puede ser vulnerable a vibraciones excesivas.
- **Mayor resistencia a la corrosión.** Como el perfil metálico queda ahogado en el concreto puede disminuir la velocidad de corrosión atmosférica debido a la falta de reposición del oxígeno y a la nula inclusión de agua lo cual produce el fenómeno de oxidación y corrosión.
- **Mayor resistencia a incendios.** Del mismo modo al punto anterior, en ocasiones se necesita que la protección contra fuego sea de un cierto número de horas, los perfiles embebidos requieren de menos protección de este tipo ya que el concreto reforzado permite aislar el calor por un lapso de tiempo más amplio que el de alguna pintura intumescente, esto no quiere decir que además se coloque este tipo de protección a base de pinturas.

- **Rapidez de construcción.** Las estructuras que son exclusivamente de concreto reforzado tienden a tener un avance lento debido a que debemos esperar a que fragüe el material para continuar con los demás procesos. La construcción compuesta permite agilizar el montaje ya que lo metálico puede atornillarse y avanzar en los múltiples pisos, sin restricción de esperar a que el concreto termine su proceso de fraguado.

- **Menor costo de construcción.** Los costos dependen en totalidad de la oferta y la demanda, aunque deberá hacerse un estudio más profundo para determinar este tema, el “cuándo construir en acero” de GERDAU CORSA se muestra la metodología pertinente para tomar la mejor decisión.

2.2 Desventajas de la construcción compuesta.

Existen también algunas desventajas de la construcción compuesta que deben mencionarse:

- *Lograr que el concreto y el acero trabajen en conjunto requiere normalmente del uso de conectores especiales y trabajo adicional respecto al caso de la construcción convencional en acero o de concreto reforzado por separado. Aunque hoy en día se puede mitigar esta desventaja con el uso de canales como conectores que desarrollan la misma función que el conector especial.*

- *Durante el proyecto, la resistencia despreciable a la tensión del concreto agrega un grado de complejidad a la hora de determinar la rigidez de los elementos estructurales. Además, el efecto de fenómenos como la fluencia lenta o creep y la retracción del concreto puede ser mayor que en el caso de estructuras de concreto reforzado.*

- *Durante la construcción, es necesario combinar dos especialidades (construcción en concreto reforzado y construcción en acero), trabajando al mismo tiempo, lo que complica la programación y ejecución de la obra. En este caso, cada día somos más especialistas en este tipo de construcción y esta desventaja se aminora con el entendimiento de ambas partes.*

Lo que define a la construcción compuesta es el trabajo simultáneo de 2 materiales con características y comportamientos diferentes, es decir, que en un elemento compuesto la respuesta estructural a las solicitaciones de carga será al mismo tiempo y como una sola pieza, y en el caso de sistemas estructurales, los elementos de concreto reforzado y elementos de acero estructural trabajan conjuntamente para resistir las solicitaciones. Para ilustrar este concepto se considera la siguiente figura. La Figura 1 de la izquierda representa una viga en la que el acero estructural y el concreto reforzado actúan independientemente, es decir, no hay acción compuesta y se puede verificar que el diagrama de esfuerzos de cada elemento del sistema es a tensiones y compresiones por aparte, esto ocasiona a que la losa contenga tensiones y el armado de ella sea con acero de refuerzo, al mismo tiempo en el diagrama de la sección metálica la parte de compresión puede llegar a sufrir pandeos que ya se han tratado en los otros temas dentro de esta misma publicación. En contraste, la figura de la derecha muestra una viga en que sí hay acción compuesta y aquí se aprovecharán todas las ventajas de cada material, propiciando que el concreto trabaje bajo efectos de compresión y el armado de dicha capa de compresión será exclusivamente por efectos de temperatura y el acero bajo efectos de tensión.

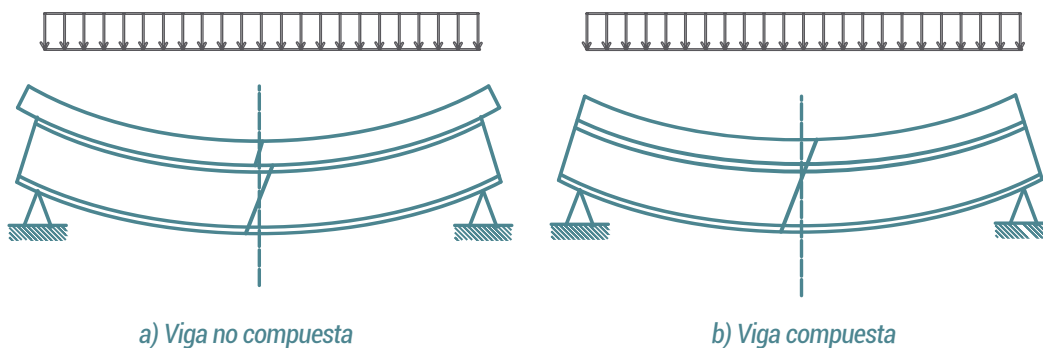


Figura 1. Comparación de vigas deformadas, con y sin acción compuesta.

Para que ocurra acción compuesta es necesario que haya transmisión de esfuerzos entre el acero y el concreto y viceversa. Los mecanismos típicos de transmisión son:

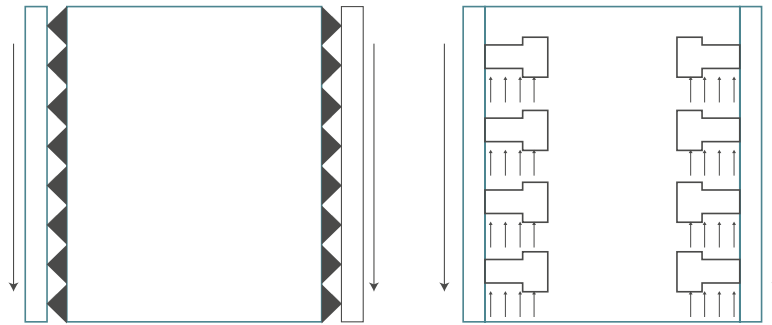


Figura 2. Adherencia y anclaje mecánico entre el acero y el concreto reforzado.

- **Adherencia:** Se define como la aglutinación o al pegamiento físico de distintos elementos, en el caso de la construcción compuesta es el vínculo por fricción entre una superficie de acero y una de concreto. Su resistencia es limitada.
- **Unión mecánica:** Son las que transmiten esfuerzos de un elemento a otro a través de herrajes o conectores en construcción compuesta se logra a través de pernos conectores de corte de barra con cabeza, embebidos en el concreto reforzado y soldados a la viga de acero y que también puede ser desarrollada con conectores metálicos de tipo canal CE o de ángulo LI. Es la solución cuando la adherencia no es suficiente.

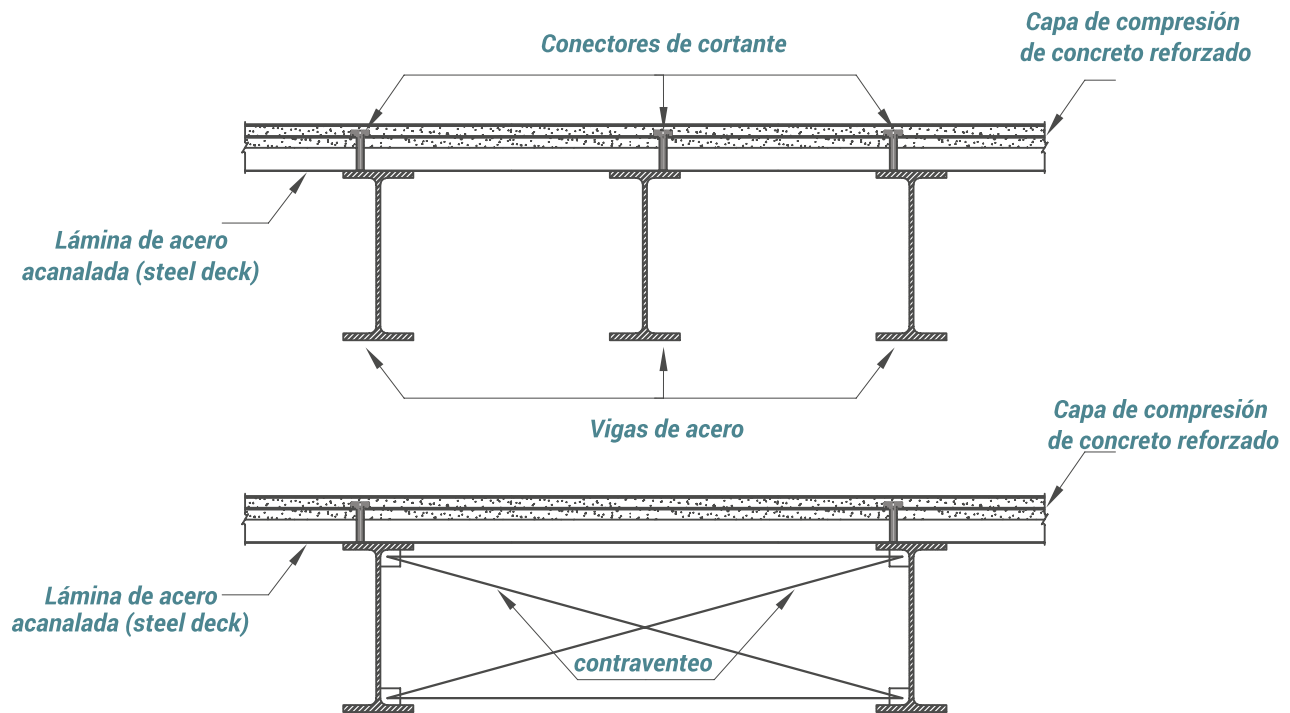


Figura 3. Sistemas de piso compuestos acero concreto.
Vigas de acero que soportan una losa de lámina de concreto, sin y con diagonales de contraventeo (estructuras de puentes).

La construcción de puentes fue la primera en comenzar a utilizar construcción compuesta. Las figuras muestran cortes transversales de estructuras de puentes, donde normalmente las secciones anteriores de acero en conjunto con la losa de concreto reforzado se consideran como un solo elemento.

La construcción compuesta se utiliza cada vez más en edificios urbanos, normalmente combinando elementos estructurales convencionales y compuestos.

- **Losa de concreto reforzado sobre láminas de acero acanaladas.**

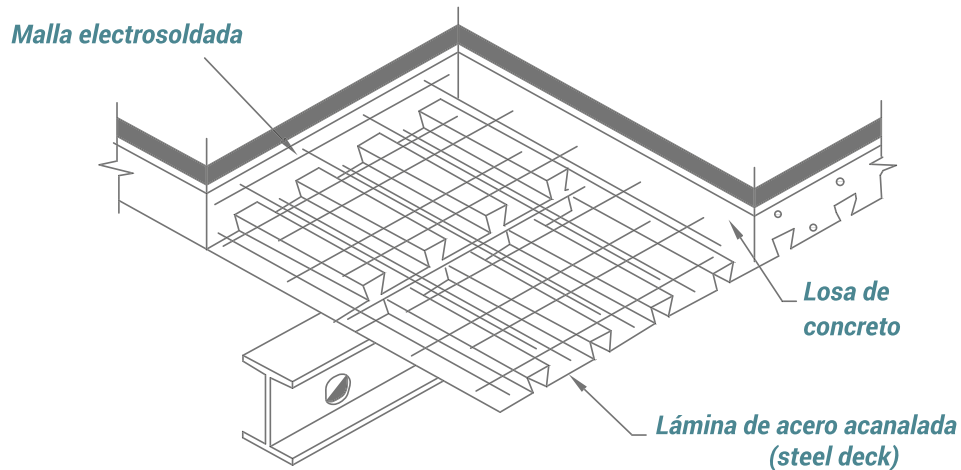


Figura 4. Sistema de piso compuesto acero-concreto típico en edificios convencionales (losa colada sobre un sistema de lámina acanalada).

En edificios urbanos, es práctica común, la utilización de losas de concreto reforzado compuestas, donde el concreto se coloca sobre una lámina de acero acanalada, la que adiciona rigidez al sistema de piso. En edificios de acero la losa se apoya sobre vigas interiores o secundarias de acero estructural las que también actúan en forma compuesta con la losa.

En ocasiones se confunde el término de sistemas compuestos con el de sistemas mixtos, la diferencia consiste en el modo de trabajo del sistema en conjunto, como ya se mencionó anteriormente, el sistema compuesto tiene la particularidad de trabajar de manera simultánea transformándose en una sección que deja de ser de acero puro o de concreto reforzado puro, si no, una sección transformada que brinda otras propiedades que de materiales individuales. Por otro lado, el sistema mixto, quiere decir que existen sistemas con elementos de concreto reforzado y con elementos de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación que desarrollan un trabajo independiente en características de materiales puros, como ejemplo de esto es, un sistema estructural que esté a base de columnas de concreto reforzado y traveses de acero estructural o de alta resistencia y baja aleación.

3 TIPOS DE CONSTRUCCIÓN COMPUESTA

La construcción compuesta puede dividirse en dos tipos principales:

El primer tipo consiste en la utilización de elementos compuestos hechos de acero y concreto reforzado, en que ambos materiales responden como uno solo ante solicitaciones externas. En este caso, es necesario asegurar que las cargas pueden transmitirse del acero al concreto reforzado y viceversa con la utilización de un conector de cortante capaz de hacer dicha trasmisión.

El segundo tipo corresponde a sistemas estructurales que combinan elementos estructurales de acero, de concreto reforzado, e incluso compuestos de tipo 1, los que se conectan entre sí para resistir las solicitaciones que obran en la estructura. Sistemas mixtos combinados con sistemas compuestos.

De acuerdo con su configuración:

- **Viga de acero que soportan una losa de concreto reforzado.**

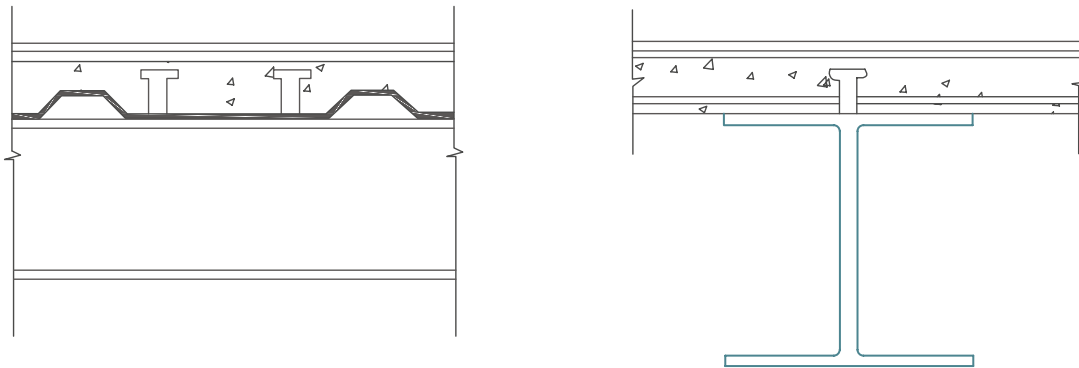


Figura 5. Vigas compuestas interconectadas para trabajo conjunto.

- **Losas de concreto reforzado sobre lámina de acero acanalada (Losacero).**

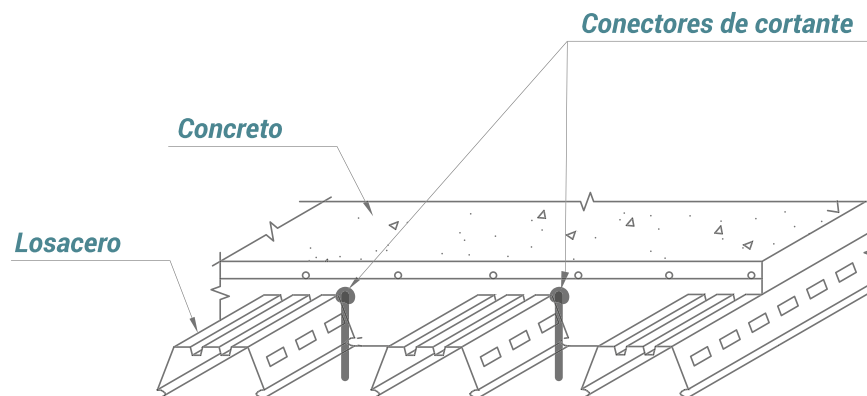


Figura 6. Lámina de acero acanalada (steel deck).

• Secciones huecas o "I" rellenas o embebidas en concreto reforzado.

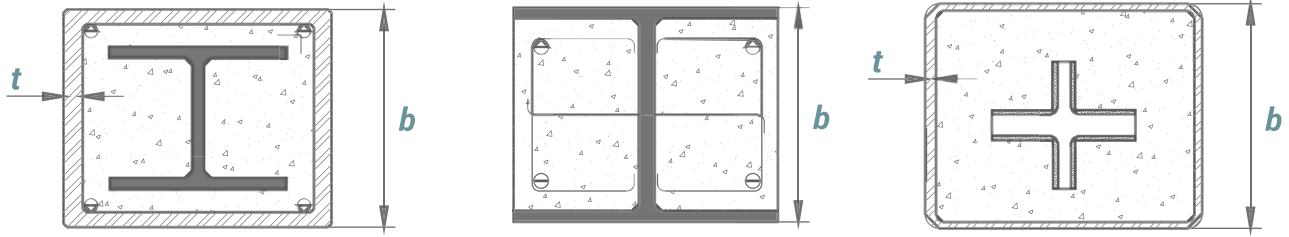


Figura 7. Columnas compuestas acero-concreto perfiles de acero embebidos en concreto reforzado.

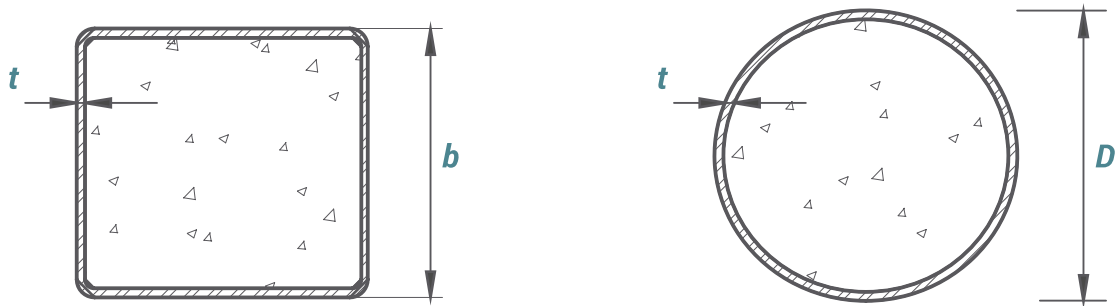


Figura 8. Columnas compuestas acero-concreto perfiles rellenos de concreto.

• **Perfiles de acero embebidos en concreto:** Un perfil de acero o una lámina de acero acanalada que está total o parcialmente rodeada de concreto reforzado. Puede estar adherida o no al concreto circundante. El concreto restringe el pandeo local del perfil de acero y provee protección contra el fuego.

• **Perfiles tubulares de acero rellenos de concreto:** Perfiles rectangulares, cuadrados o circulares que se rellenan de concreto. No requieren cimbra y si bien no están recubiertos por el concreto, el relleno les da una mayor resistencia al fuego al actuar como disipador del calor.

De acuerdo con su función:

• **Vigas compuestas:** Perfiles IR que soportan una losa de concreto reforzado, interconectados de manera que los dos materiales trabajan en conjunto.

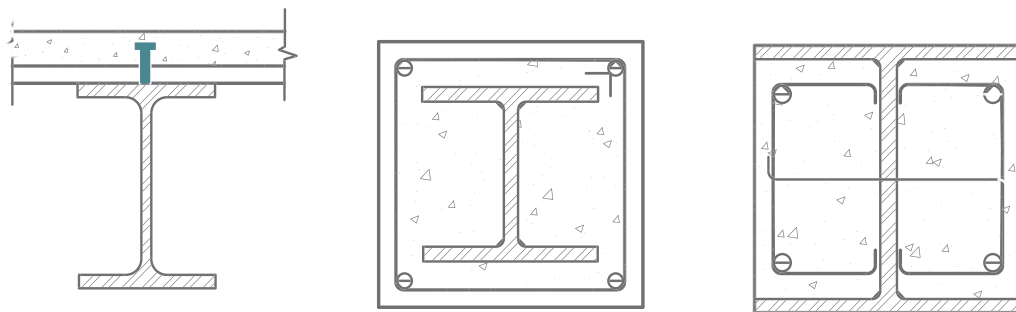


Figura 9. Vigas compuestas típicas.

• Columnas compuestas

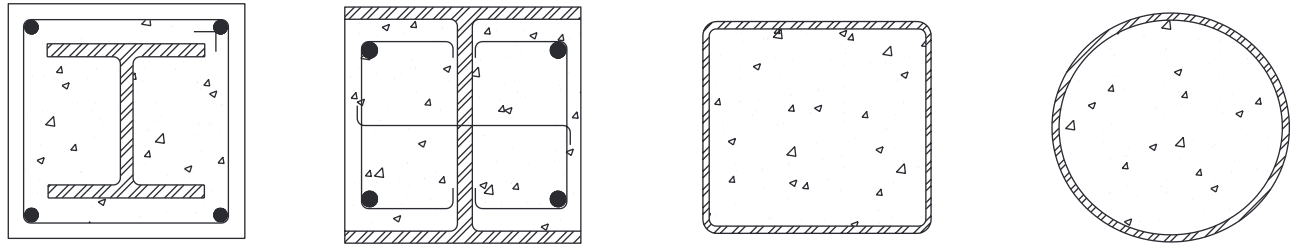


Figura 10. Vigas compuestas típicas.

• Losas compuestas acero-concreto reforzado.

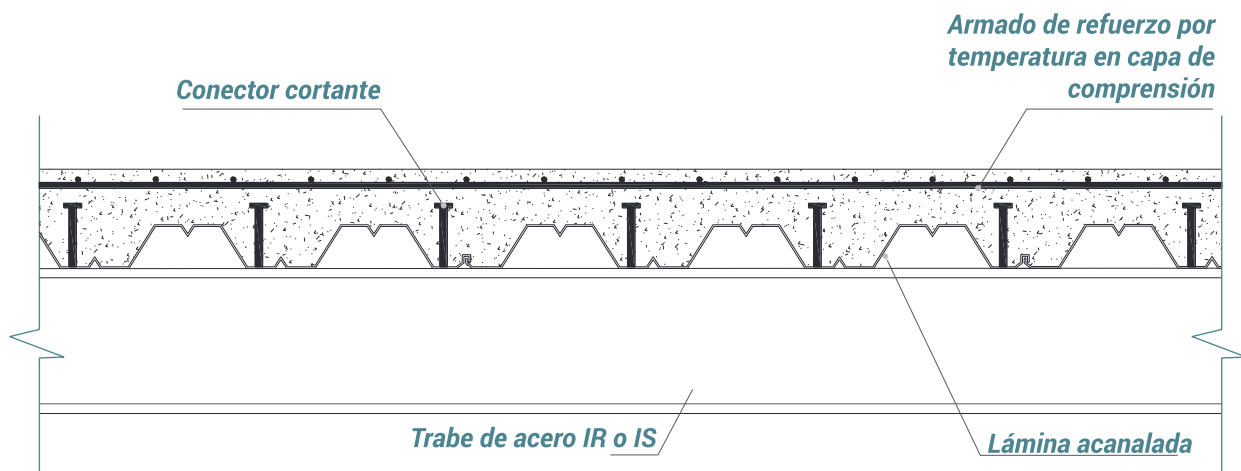


Figura 11. Lámina de acero acanalada (steel deck).

• Contraventeos compuestos.

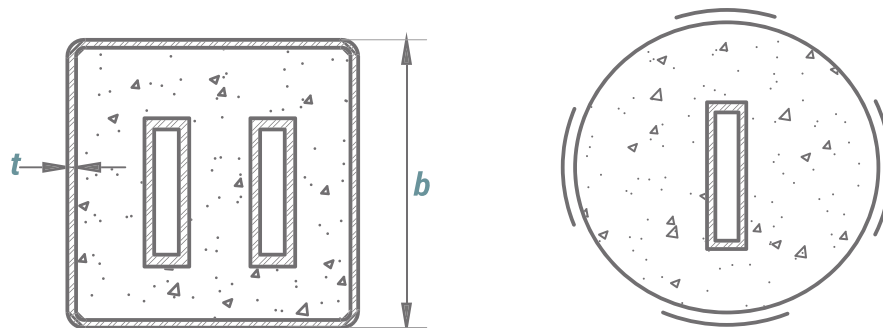


Figura 12. Contraventeos compuestos.

Contraventeos compuestos: Como ya lo hemos visto, estos elementos trabajan bajo efectos de cargas axiales (tensión y compresión), y sobre todo dan estabilidad lateral a las estructuras en sollicitaciones accidentales. Ejemplo es el contraventeo de pandeo restringido donde el núcleo de acero, en general una placa de acero está rodeado de una camisa de concreto reforzado, la que a su vez está contenida en un perfil tubular. El elemento de acero no se encuentra adherido al elemento de concreto reforzado,

sin embargo, el elemento de concreto reforzado que se encuentra confinado impedirá que el elemento de acero sufra pandeo.

Uno de los sistemas compuestos más comunes consiste en reemplazar las columnas de acero de un marco rígido por columnas compuestas, que pueden estar embebidas o rellenas de concreto reforzado. La rigidez y resistencia que proporciona este nuevo sistema permite que las secciones de manera global resulten de menores dimensiones, inclusive en secciones de relaciones ancho/espesor esbeltas ya que el confinamiento impedirá que ocurran pandeos locales.

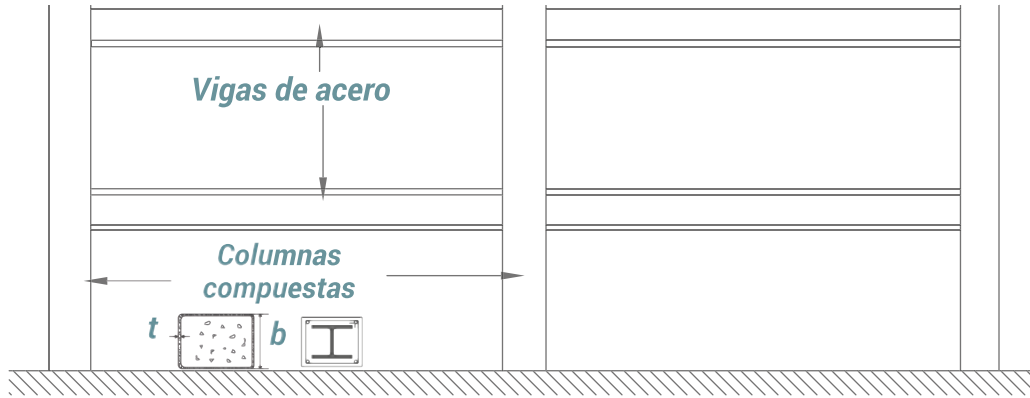


Figura 13. Marco rígido compuesto.

- Marco con diagonales de contraventeo de pandeo restringido.

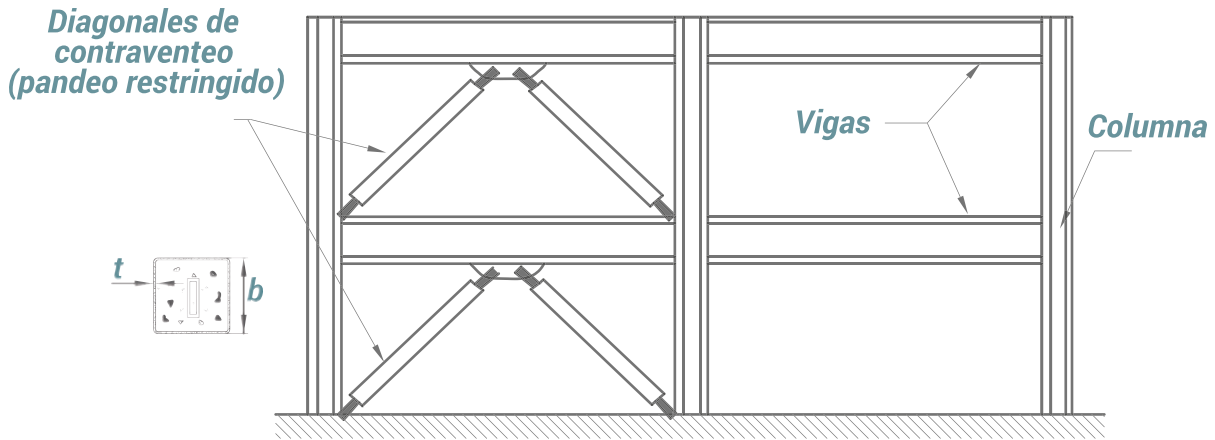


Figura 14. Marco rígido con diagonales de contraventeos concéntricos compuestos.

Recientemente, se ha tenido especial interés en el uso de marcos con contraventeo con diagonales de pandeo restringido. Este tipo de sistemas permite usar la capacidad de los contraventeos tanto en tensión como en compresión. Debido a que el pandeo está restringido, los contraventeos pueden estar sometidos a varios ciclos de deformación inelástica sin perder capacidad ni generar fracturas.

Otro sistema novedoso consiste en la utilización de vigas acopladas compuestas entre muros de concreto reforzado. La placa de acero embebida soporta el cortante, generalmente alto, que se genera en estos elementos cortos, mientras que el concreto reforzado resiste la flexión. Los muros de concreto reforzados acoplados presentan desplazamientos menores que los muros de concreto reforzado y trabajan independientemente, conectados solamente por las losas de concreto reforzado.

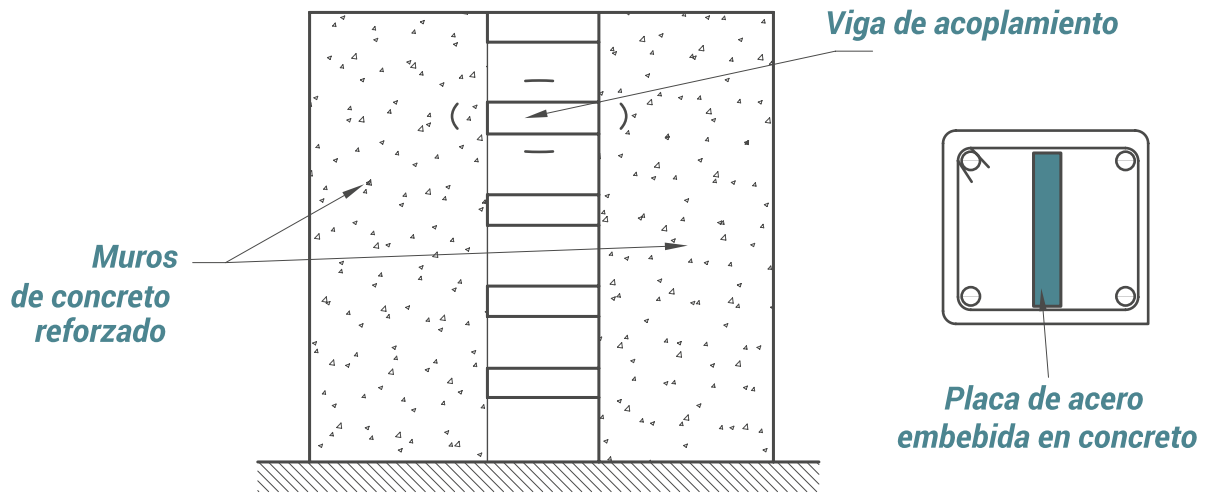


Figura 15. Muros de concreto reforzado con vigas acopladas compuestas.

• De resistencia:

- Falla por compresión del concreto reforzado.
- Plastificación del acero.
- Pérdida de acción compuesta.

A continuación se describen las características de los elementos compuestos a través de la ocurrencia de los posibles estados límite o modos de falla. Para efectos de claridad, se ilustrará cada estado límite para el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado, haciendo notar cuando algo no sea aplicable a los otros tipos de elementos compuestos.



4 ESTADOS LÍMITE DE FALLA

Los posibles estados límite para la sección transversal son:

4.1 FALLA DEL CONCRETO REFORZADO POR COMPRESIÓN

Esta falla se presenta cuando el esfuerzo de compresión que se presenta en el concreto reforzado alcanza el valor de resistencia a la compresión simple f'_c antes de que el perfil metálico sufra plastificación o algún otro tipo de falla. En este caso se hablaría de una falla repentina en el concreto y propiciaría el trabajo individual de la viga de acero la cual experimentaría una componente de compresión y pudiera tener una falla individual tal y como se presentó en el tema de elementos sujetos a flexión pura. Esta falla se presentará cuando el área de compresión en conjunto con su resistencia a la compresión simple tiene menor resistencia que la tensión que soporta el perfil metálico.

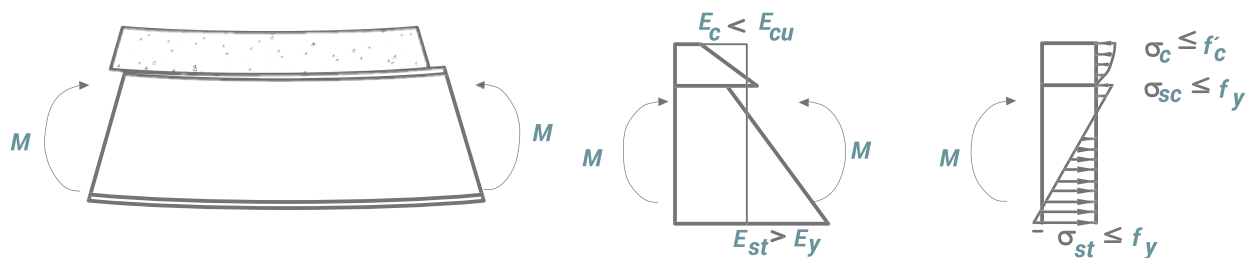


Figura 16. Falla por compresión del concreto reforzado.

4.2 FALLA POR FLUENCIA DEL PERFIL METÁLICO

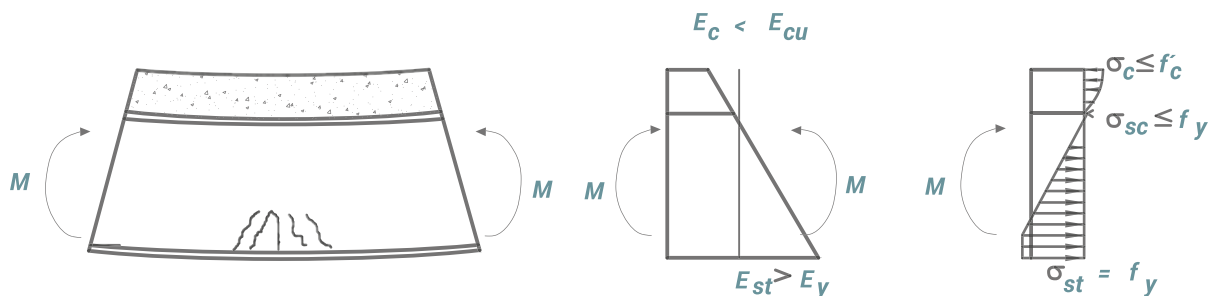


Figura 17. Distribución de los esfuerzos y las deformaciones en la sección plastificada.

Este modo de falla se trata de que el perfil de acero desarrolle su capacidad a fluencia, es decir, que el esfuerzo de tensión que se encuentra en el sistema compuesto alcance a igualar el esfuerzo de fluencia del acero momento en el cual los átomos que constituyen los materiales dependerán impidiendo que las deformaciones sean recuperables, esto ocurrirá antes de que el esfuerzo de compresión simple del elemento de concreto reforzado suceda.

4.3 PÉRDIDA DE LA ACCIÓN COMPUESTA

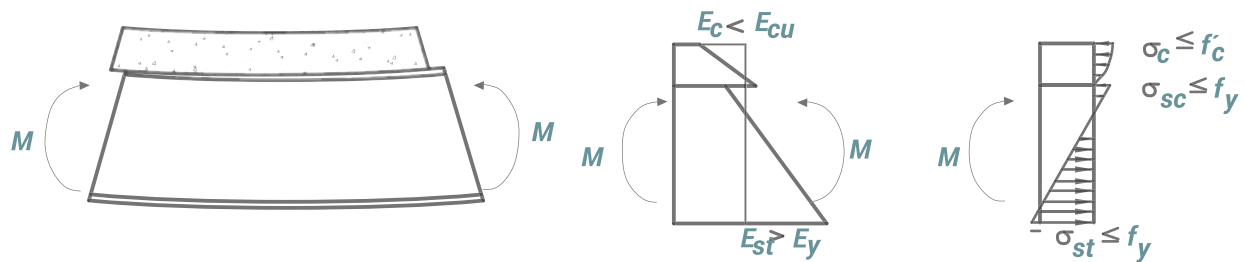


Figura 18. Pérdida de acción compuesta.

La falla se presentará cuando el elemento denominado “conector” tiene una falla al desarrollar la interfaz entre el elemento de concreto con el elemento de acero. En este caso el elemento deberá ser capaz de resistir el mínimo de las resistencias del elemento de concreto reforzado ó el elemento en tensión para que de este modo se produzca la interfaz entre ambos materiales para trabajar en conjunto.

Se habla de “acción compuesta completa” si los elementos encargados de transmitir esfuerzos entre el concreto y el acero están diseñados para desarrollar la resistencia máxima a la flexión de la sección compuesta. En este caso, al determinar distribuciones de esfuerzos en el intervalo elástico se supone que no hay deslizamiento entre la losa y el perfil de acero.

Se refiere a “acción compuesta parcial”, si la resistencia al cortante de los conectores es menor que la necesaria para la construcción compuesta completa, son los conectores de cortante los que gobiernan la resistencia a la flexión de la viga, que en estas condiciones trabaja en construcción compuesta parcial.

En el cálculo de deflexiones y vibraciones bajo cargas de trabajo, en el estudio de fenómenos de fatiga, y en otros cálculos que se hagan en régimen elástico, debe incluirse el efecto del deslizamiento entre la losa de concreto y el perfil de acero.

4.4 CRITERIO DE RESISTENCIA

- Estados límite de sección
- Inestabilidad global (pandeo, pandeo lateral-torsional)

De servicio:

- Agrietamiento excesivo
- Deformación excesiva
- Vibración excesiva

Los estados límite para las secciones compuestas al igual que las estructuras convencionales serán el estado límite de falla el cual considera la falla por plastificación del acero, falla por compresión del elemento de concreto reforzado, la interacción entre los 2 materiales y la inestabilidad del conjunto (pandeo general, pandeo lateral torsional, fracturas, aplastamiento, etc.). Del mismo modo se revisará el estado límite de servicio el cual sirve como estado límite de funcionamiento en el cual deberán incluirse fisuración, deformación y vibración excesivas.

4.4.1 Inestabilidad Global.

• Pandeo General de una columna compuesta

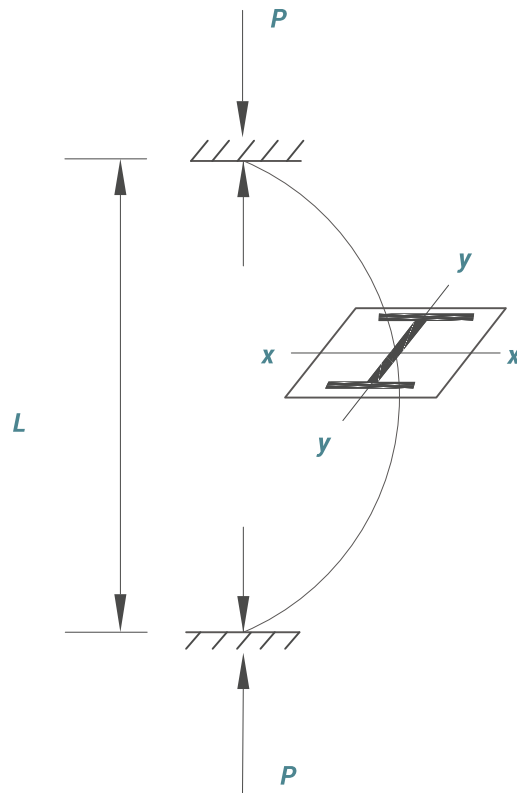


Figura 19. Pandeo general de una columna compuesta.

• Pandeo lateral torsional

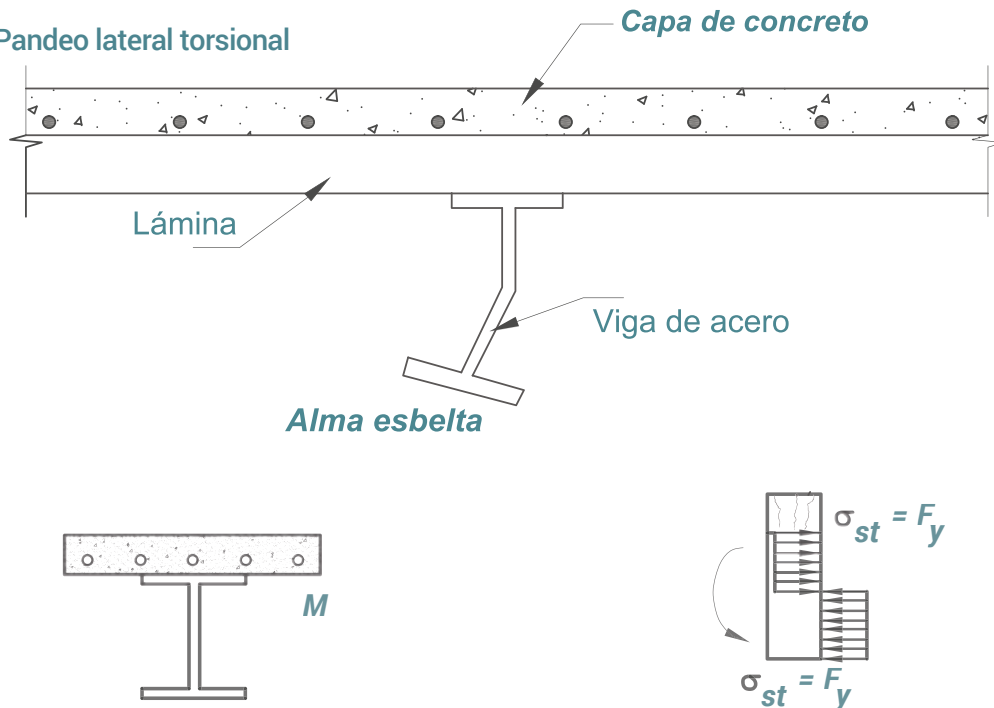


Figura 20. Inestabilidad general de vigas compuestas.

Cuando se habla de los elementos en flexión, el sistema de piso provee de soporte lateral, además, hablando de vigas en las que una porción de la compresión se encontrará en parte del perfil, la colocación de los conectores de cortante impide que sufra un pandeo lateral en presencia de momento positivo.

Cuando se tiene un sistema de traveses o vigas en los que las conexiones extremas se encuentran rígidas se podrá presentar un momento negativo, es decir, que el patín inferior que no está ligado al sistema de piso contenga el par de fuerzas en compresión generado por la flexión, salvo que se tomen precauciones especiales, la resistencia está dada por la resistencia de la trabe o viga de acero solamente, considerando todos los efectos de inestabilidad local y global, sobre todo si el alma es no compacta o esbelta en la que la trabe o viga será incapaz de desarrollar la plastificación y su diseño estará establecido por el capítulo F de las especificaciones IMCA 5ta. edición.

4.4.2 CRITERIO DE SERVICIO

- Agrietamiento excesivo (vigas):

- * Fisuración es inevitable
- * Efecto sobre durabilidad y apariencia
- * Importa fisuración debido a cargas sostenidas
- * Lograr fisuración distribuida a través de:

- Armado mínimo
- Límites en diámetros y espaciamiento de barras.

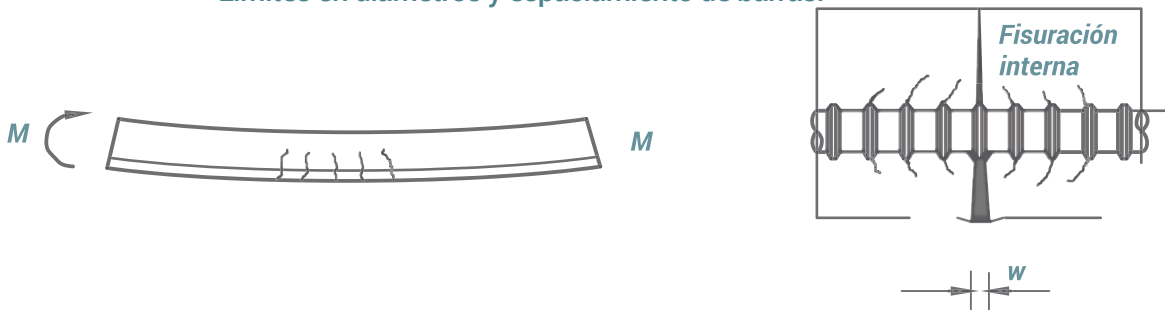


Figura 21. Agrietamiento en vigas de concreto reforzado.

Las grietas son un efecto común que aparece en el concreto reforzado, ocasionado por efectos de tensión ocasionados por las fuerzas a las que están sometidos, hay rangos aceptables de fisuras en estas fallas. Si se pretendiera evitar la presencia de fisuras en elementos de concreto reforzado, dicho refuerzo sería excesivo y por consiguiente antieconómico.

El agrietamiento tiene un efecto potencialmente negativo sobre la durabilidad y la apariencia de los elementos de concreto reforzado. La presencia de fisuras profundas permite la entrada de humedad en el acero de refuerzo y con el tiempo ocasionará oxidación y corrosión del mismo, esto será grave desde el punto de vista de comportamiento en la fragilidad del elemento, es sabido que el concreto no es capaz de resistir fuerzas de tensión, por lo que comenzará a romperse por la inexistencia del acero al estar corroído. En lo que respecta a la apariencia, está relacionado con la visibilidad de los ocupantes, y representa de mucha importancia para los efectos psicológicos de sentirse inseguros en la edificación.

El ancho de la fisura variará con las acciones que actúan en el elemento estructural. Los anchos de las fisuras resultantes de cargas transitorias particularmente pesadas no son significativos en lo que a la durabilidad se refiere; más bien es el efecto de cargas permanentes (o "casi permanentes"), lo que es relevante en este sentido.

Un objetivo general para controlar las fisuras es obtener un agrietamiento uniforme o distribuido. Es preferible tener un gran número de fisuras pequeñas que un pequeño número de fisuras anchas. Para lograr este objetivo se establecen armados mínimos, así como diámetros y espaciamientos límite para prevenir la formación de fisuras anchas.

La mayor problemática de la presencia de fisuras será en el caso de columnas embebidas y en el caso de trabes que trasladan tensiones a la losa en presencia de momentos negativos, para contrarrestar este efecto se recurre a la utilización de armados mínimos o de refuerzos por temperatura, ya que las dilataciones y contracciones por efectos de cambios de clima pueden repercutir en la presencia de grietas.

Deformación excesiva

La deformación excesiva estará limitada por:

- Condiciones de uso.
- Daño a elementos no estructurales.
- Aceptabilidad (estancamiento de agua, estética).
- Otros.

El estado límite de deformación de servicio se alcanza cuando una flecha alcanza un límite determinado por:

- Idoneidad para el uso que se le pretende dar.
- Daños a componentes no estructurales.
- Deformación de la estructura o componentes más allá de los límites de aceptabilidad, por ejemplo, resultante en el estancamiento del agua de lluvia o en una estética inaceptable.
- Otras formas posibles de incapacidad de servicio.

Al mismo tiempo será difícil preverla por la complejidad en determinar un valor numérico por lo siguiente:

- Rigidez variable (agrietamiento, acero de refuerzo).
- Módulo de elasticidad cambia con el tiempo y condiciones de curado.
- Método de construcción.
- Fluencia lenta (*creep*) y retracción.
- Desfase de cortante.
- Deslizamiento en interfaz acero-concreto reforzado.

Las deformaciones de elementos mixtos no pueden obtenerse con un sencillo modelo elástico debido a factores que incluyen:

- La variación en la rigidez de elementos, debido al agrietamiento y variaciones en las áreas de acero de refuerzo.
- La variación, a lo largo del tiempo, del módulo de elasticidad para el concreto.
- El método constructivo utilizado, es decir, si los elementos se van a apuntalar o no.
- La retracción y fluencia lenta del concreto, que afectan las deformaciones a largo plazo del elemento.
- El deslizamiento del plano de unión acero-concreto reforzado, si la acción compuesta es incompleta.
- El desfase de cortante, es decir la no uniformidad de las tensiones a una altura determinada.

A pesar de la variedad de parámetros que tienen una influencia sobre las deformaciones, es posible estimar su magnitud utilizando medios relativamente sencillos. En el cálculo de deformaciones en edificios, normalmente bastará con considerar las deformaciones bajo combinaciones típicas de carga y asumir que ésta es de larga duración.

Vibración excesiva

Limitada por:

- **Incomodidad de usuarios.**
- **Daño a elementos no estructurales.**
- **Condiciones de operación de equipos.**
- **Otros.**

Parámetro principal. Como ya se mencionó en este documento, la construcción compuesta tiene la ventaja de disminuir las dimensiones de los elementos estructurales, a razón de que el concreto le aporta resistencia al conjunto del sistema con acero, sin embargo, al tener elementos de menores dimensiones las deformaciones presentadas podrán producir vibraciones excesivas ocasionadas por el desarrollo de las actividades propias en el interior del edificio. Estas vibraciones pueden estar limitadas por:

- **Incomodidad para los usuarios debido a la sensación de inseguridad.**
- **Posible daño a elementos no estructurales como plafones, muros divisorios de tablaroca, vidrios, etc.**
- **El correcto funcionamiento de equipos de precisión que requieran vibraciones mínimas.**

Para comprender matemáticamente la vibración deberemos asociarlo con la frecuencia natural de los sistemas. La vibración está limitada por parámetros presentados en la guía 11 del AISC, sin embargo, esta guía se encuentra acotada para analizar únicamente las actividades humanas. Comúnmente se acepta que la frecuencia natural mínima en una viga o trabe de piso sea de 4 Hz (ciclos por segundo).

La consideración de masa del sistema se determinará del análisis de carga muerta más el 10% de la carga viva. Todos aquellos elementos que representen en un aumento del amortiguamiento de la estructura deberán despreciarse para el análisis de la vibración.

La frecuencia natural se determina aplicando la fórmula que se indica a continuación:

$$f_r = \frac{18}{\sqrt{\delta}}$$

Donde δ es la deformación instantánea (mm), resultante de los análisis de carga muerta y viva. En el caso de la deformación de vigas compuestas podrá reducirse en un 10% para tomar en cuenta la rigidez dinámica del sistema compuesto.

En la práctica, la masa de la estructura del sistema de piso es tal, que el esfuerzo excitador es demasiado pequeño, por lo que la respuesta de la estructura es correspondientemente pequeña. En muchas circunstancias puede demostrarse que la frecuencia natural de la estructura del sistema de piso (vigas principales, secundarias y losa de concreto reforzado), podría reducirse a 3 Hz.

• Propiedades del acero estructural

Módulo de elasticidad:

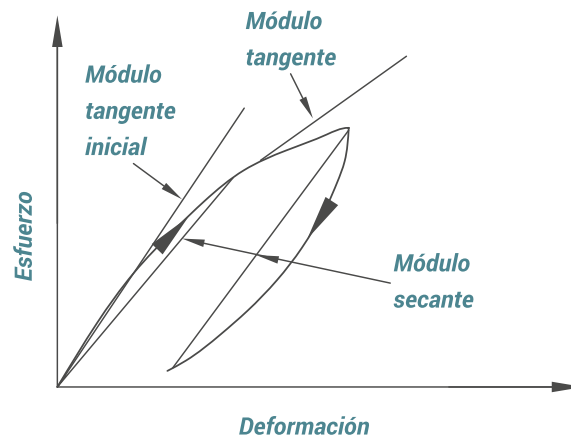
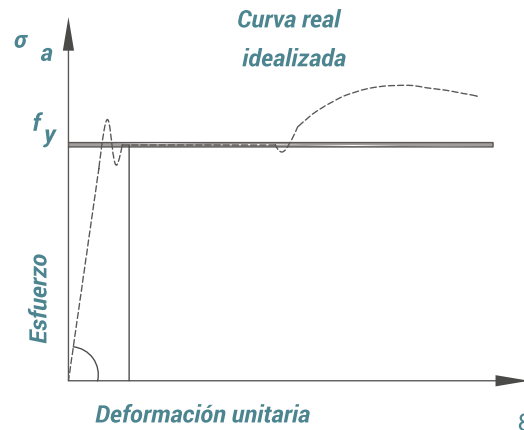


Figura 22. Determinación de los módulos de elasticidad del acero estructural y concreto reforzado.

El módulo de elasticidad del acero es aproximadamente constante e igual a 2.039×10^6 kg/cm² o 29 000 ksi (200 000 MPa). Para aceros estructurales la gráfica esfuerzo deformación exhibe un rango elástico claramente definido seguido de una meseta de fluencia.

El concreto es un material no lineal e inelástico. No muestra un valor único o constante del módulo de elasticidad y sufre deformación permanente cuando se retira la carga. Cuando se somete a un esfuerzo constante, la deformación unitaria del concreto aumenta con el tiempo, un fenómeno conocido como fluencia lenta. También está sujeto a cambios de volumen causados por la retracción y por cambios de temperatura.

A pesar de esto, es necesario poder evaluar la relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria para poder obtener una estimación realista de las deformaciones. La figura muestra las posibles definiciones de módulos elásticos: módulo tangente inicial; módulo tangente a un nivel determinado de esfuerzo; y módulo secante. La mayoría de ellos dependen del nivel de esfuerzo de referencia.

El valor utilizado en las normas de diseño es en general un módulo secante correspondiente a una tasa específica de carga. Experimentalmente se ha observado que este módulo de elasticidad depende de la densidad y resistencia a la compresión del concreto. Como esta última varía a lo largo del tiempo, el módulo de elasticidad no se mantiene constante.

- Propiedades geométricas de la sección transversal

Momento de inercia

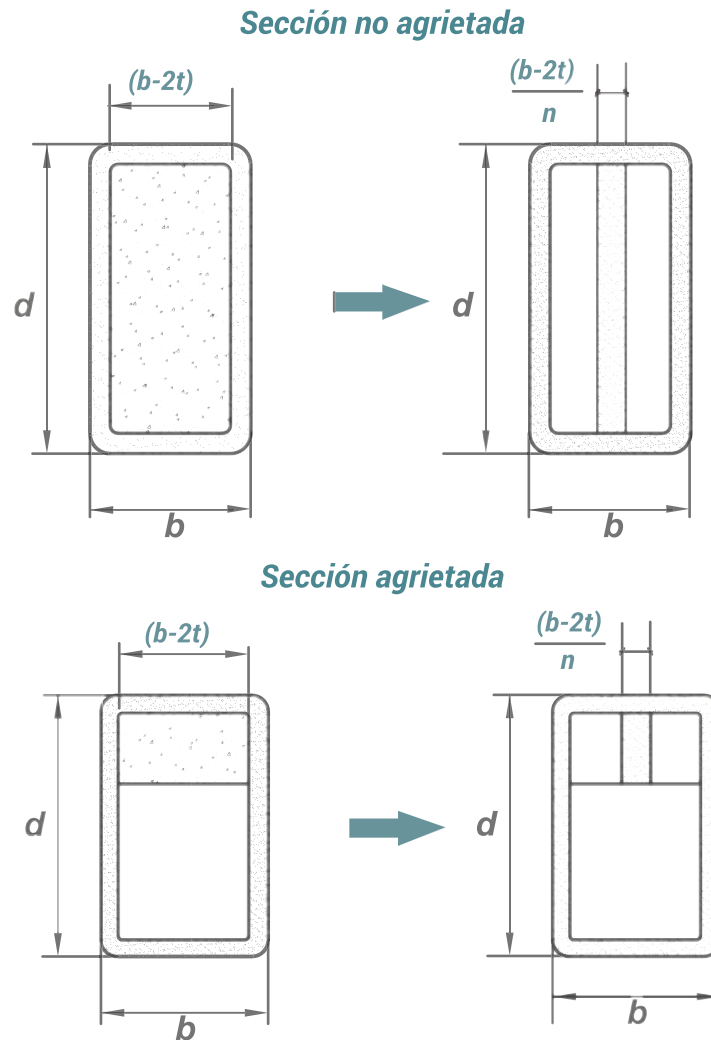


Figura 23. Artificios para determinar las propiedades geométricas de tubos rellenos de concreto.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

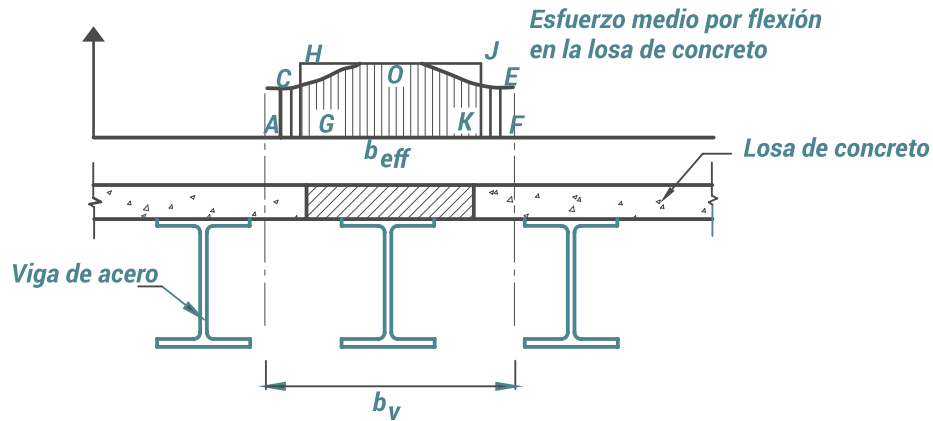
En el momento de definir las propiedades geométricas de la sección transversal compuesta, la opción general es utilizar una sección transformada de acero, en la que el ancho del área de concreto se reduce por la relación modular entre acero y concreto reforzado.

Dependiendo de los esfuerzos sobre la sección es necesario definir adicionalmente si la sección está agrietada o no.

Estos cálculos se complican porque en general los esfuerzos varían a lo largo del elemento y la relación modular es variable con el tiempo.

• Propiedades geométricas de las vigas compuestas.

Ancho efectivo



Figuras 24. Esfuerzos uniformes equivalentes en el ancho efectivo de la sección compuesta.

Tanto en la determinación de la capacidad del concreto reforzado a compresión, como en la definición de la rigidez de la sección transversal, es fundamental definir correctamente el área en compresión. En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado es necesario definir en forma adecuada el ancho de losa de concreto que participa en la resistencia de la sección. La figura 24 muestra la distribución de esfuerzos en la losa sobre una viga de acero en flexión. Esta distribución no es uniforme, parte de un máximo en la zona de conexión de la losa de concreto reforzado con la viga de acero y disminuye gradualmente al alejarse de esta zona. Para efectos de diseño se considera un ancho efectivo sobre el que actúa un esfuerzo uniforme cuyo efecto se asimila al de la verdadera distribución de esfuerzos sobre todo el ancho.

• Deformaciones a largo plazo

Fluencia lenta (creep)

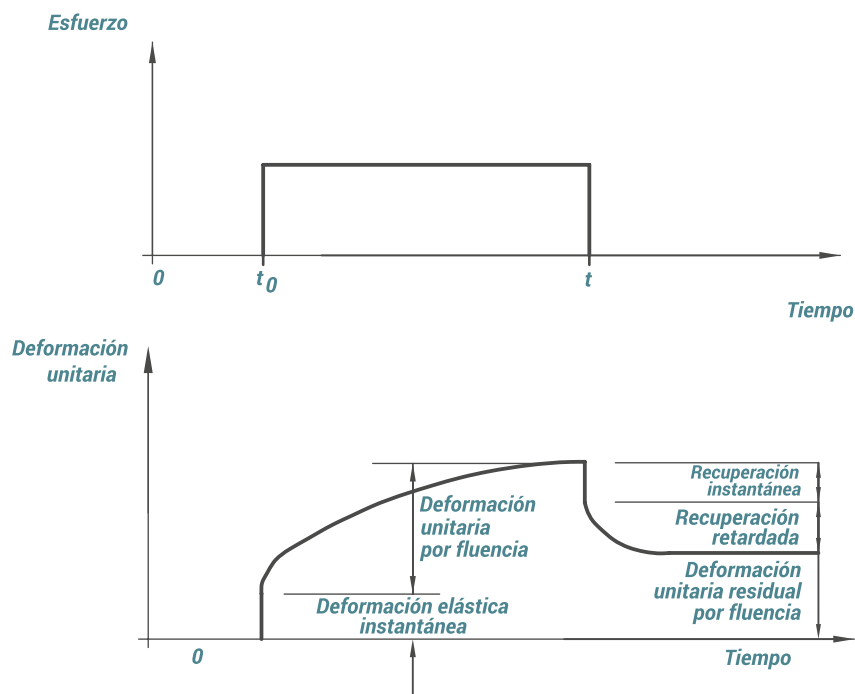


Figura 25. Deformaciones a largo plazo.

La fluencia lenta o *creep* es el aumento de deformación que tiene lugar, a lo largo del tiempo, bajo la acción de un esfuerzo permanente. En el momento de descarga, la recuperación no es instantánea ni completa, sino que comprende una porción instantánea, seguida, a lo largo de un período de tiempo, de una recuperación diferida, al final de la cual queda una deformación residual.

En el concreto hecho con agregados de peso normal, la fluencia tiene lugar en la mezcla endurecida de concreto y su efecto es resistido por los agregados. Los factores que afectan a la fluencia son:

- La composición del concreto.
- La tasa de endurecimiento del concreto.
- Las dimensiones del elemento estructural.
- La humedad ambiente.
- La temperatura ambiente.

La magnitud de las deformaciones por fluencia lenta también se ve afectada por la edad del elemento estructural en el momento de su carga, la duración de aplicación de la carga y el nivel de esfuerzos.

Además de la deformación adicional, la fluencia lenta también produce una redistribución de los esfuerzos en la sección compuesta, lo que puede llevar a una sobrecarga del perfil de acero.

La mayoría de las especificaciones de diseño recomienda reducir el módulo de elasticidad instantáneo del concreto por un factor para estimar las deformaciones a largo plazo producidas por las cargas sostenidas.

El efecto de fluencia lenta es generalmente de poca consideración en el caso de edificios ordinarios, sin embargo, puede ser de gran importancia en el caso de puentes o elementos con un área de concreto significativa.

Retracción.

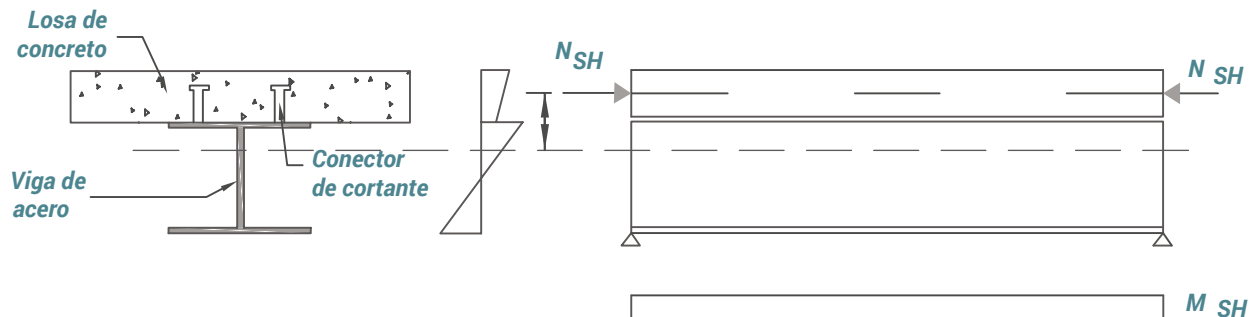


Figura 26. Deformaciones a largo plazo.

La retracción es el acortamiento que ocurre en el concreto independientemente de los efectos de la carga externa o de cambios en la temperatura ambiente mientras está teniendo lugar su endurecimiento. Se genera debido a la evaporación y absorción de agua durante el fraguado del concreto. Como se muestra en la figura, la retracción del concreto genera un momento flexionante positivo en la viga compuesta, debido a que el concreto de la losa trata de acortarse. Este momento adicional tiende en general a aumentar las deformaciones de la viga.

El efecto de la retracción será más importante mientras más esbelto sea el elemento estructural como es el caso de vigas compuestas en puentes.

• Método de construcción

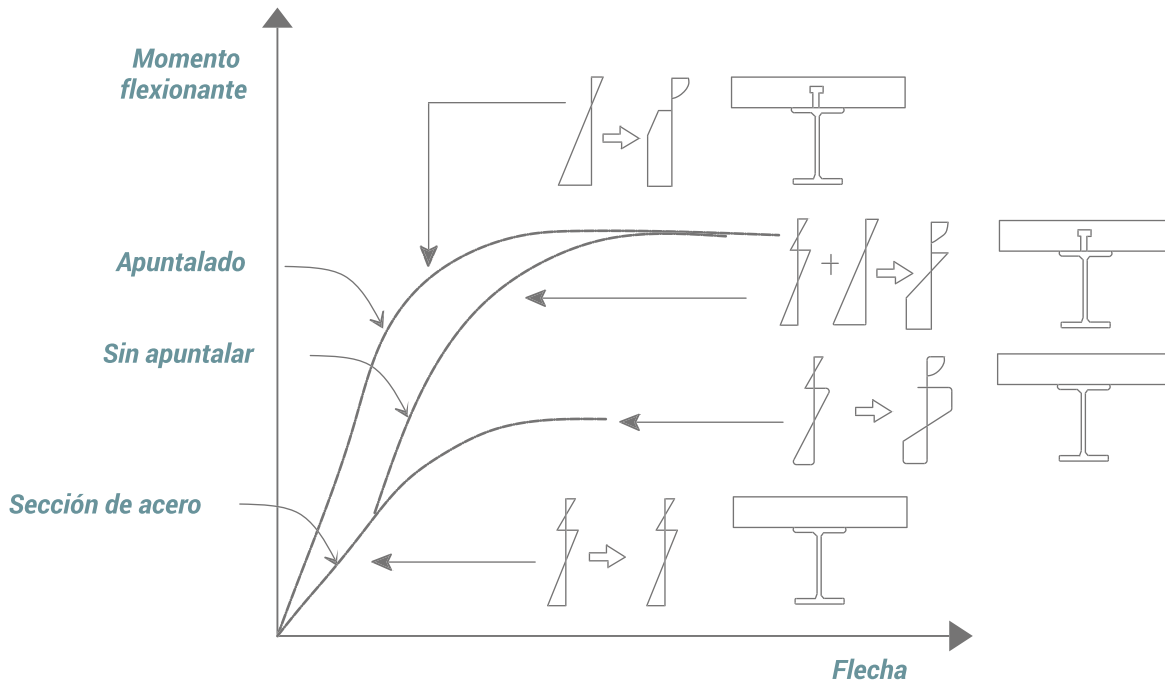


Figura 27. Gráfica Momento flexionante –flecha de vigas compuestas, con o sin apuntalar durante el proceso constructivo.

El método constructivo afecta la distribución de esfuerzos y la deformación de los elementos compuestos. La figura muestra el comportamiento carga-deformación de una viga compuesta para el caso apuntalado, no apuntalado y para el caso de una viga sin acción compuesta.

En el caso sin acción compuesta (sección de acero), el concreto y el acero resisten por separado una porción de carga repartida entre ambos materiales, sin continuidad de deformaciones a través de la interfaz entre los dos materiales. La carga puede aumentarse hasta que se genera la ruptura del concreto en compresión y la plastificación de la sección de acero (si es que la inestabilidad no controla la capacidad). La sección contribuye muy poco a la resistencia y a la rigidez.

En el caso de construcción compuesta sin apuntalar, la viga de acero debe inicialmente resistir el peso propio más el de la losa de concreto debido a que el concreto no ha alcanzado a fraguar, la viga trabaja de manera inicial independiente resistiendo todos los esfuerzos producidos por la carga. Una vez endurecido el concreto, la sección compuesta toma el resto de las cargas muertas y las cargas vivas aunque en este caso, hay una deformación inicial soportada únicamente por el elemento de acero. La capacidad es mayor que la de la viga sin acción compuesta y las deformaciones menores una vez que el concreto ha fraguado, debido a que una buena parte de la sección aporta a la resistencia y la rigidez.

Con el apuntalamiento, la viga de acero está soportada adicionalmente durante su construcción hasta que el concreto reforzado haya alcanzado un porcentaje específico de su resistencia característica. El apuntalamiento asegura que la carga muerta del concreto es soportada por la sección compuesta de mayor rigidez en lugar de por la sección de acero sola. La capacidad de la sección es la misma independiente del apuntalamiento, sin embargo las deformaciones son menores debido a que la sección que resiste las cargas muertas es mayor.



5 DISEÑO DE ACUERDO CON LAS ESPECIFICACIONES IMCA 5TA EDICIÓN

CAPÍTULO I. DISEÑO DE MIEMBROS COMPUESTOS

• Las disposiciones de diseño que se presentan a continuación provienen de las especificaciones IMCA 5ta. edición, complementadas con recomendaciones de las NTC de diseño y construcción de estructuras de concreto de la CDMX. Cabe destacar que las NTC solo trata específicamente de elementos compuestos acero-concreto en compresión y debemos referirnos a las especificaciones IMCA 5ta. edición para el diseño de elementos en flexión (vigas).

• Resistencia nominal

Método de la distribución plástica de esfuerzos.

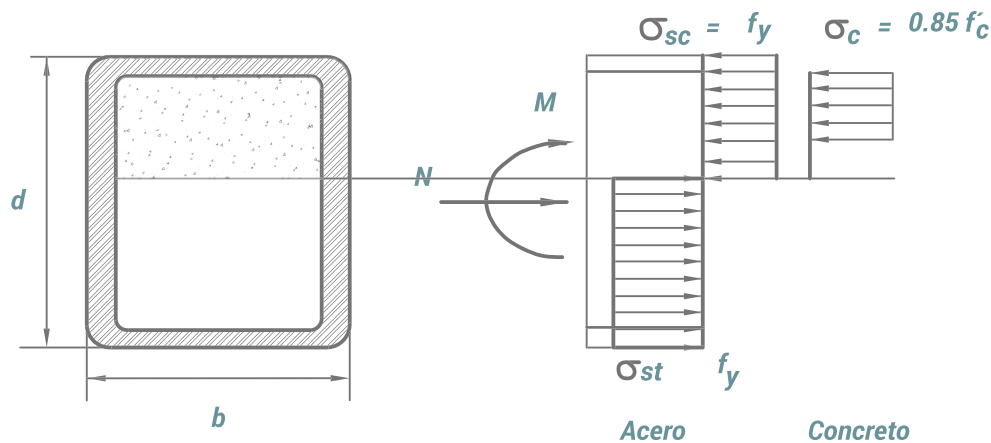


Figura 28. Método de diseño con base en el método de distribución plástica de esfuerzos.

Método de deformaciones compatibles.

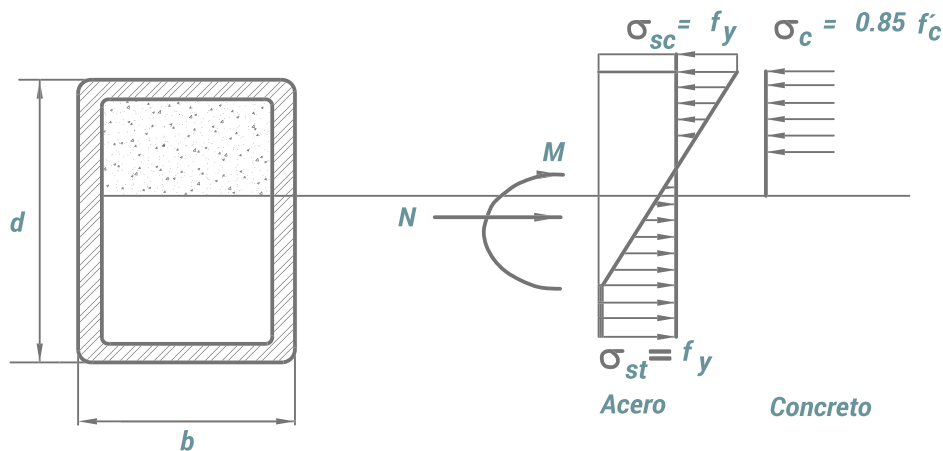


Figura 29. Método de deformaciones compatibles.

Existen dos métodos para determinar la resistencia nominal de miembros estructurales compuestos. El primero de ellos consiste en la determinación de la capacidad plástica de la sección, considerando que toda la sección de acero se plastifica, y utilizando el bloque rectangular de esfuerzos de compresión

del concreto. Esta capacidad puede ser reducida de acuerdo a las condiciones de estabilidad del elemento. El segundo método consiste en considerar compatibilidad de deformaciones y establecer que la fibra extrema del concreto se encuentra a la deformación de ruptura. Este método es el tradicionalmente utilizado para elementos de concreto reforzado de acuerdo con las NTC de las CDMX.

Limitaciones del material:

TABLA 1. RESISTENCIAS DEL CONCRETO Y ACERO

Concreto	f'_c o f_y (kg/cm ² , Mpa)
Normal	210 ≤ 700 (21 ≤ 70)
Ligero	210 ≤ 425 (21 ≤ 42)
Acero	5,315 (525)

Debido a las limitaciones en la base experimental disponible, el IMCA 5ta. edición ha limitado la aplicación de sus disposiciones para elementos compuestos para los rangos de esfuerzo de ruptura en compresión del concreto y esfuerzo de fluencia del acero.

- Esfuerzo axial.
- Flexión.
- Flexión y esfuerzo axial.
- Cortante.
- Pernos conectores de corte de barra con cabeza.
- La sección de diseño está organizada de acuerdo a los diferentes esfuerzos que debe resistir una sección compuesta, en el orden aquí indicado.

5.1 MIEMBROS CARGADOS AXIALMENTE

Este capítulo I del IMCA 5ta. edición, aplica a dos tipos de miembros compuestos cargados axialmente:

COLUMNAS EMBEBIDAS Y RELLENAS.

Columnas embebidas en concreto. Deben ser sujetas a las siguientes limitaciones:

1. El área de la sección del núcleo de acero debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta:

$$A_s \geq 0.01 A_g$$

2. La funda de la sección del núcleo de acero debe ser reforzada con barras longitudinales continuas y estribos, ganchos o armaduras helicoidales. El refuerzo transversal mínimo debe ser al menos 60 cm² por metro de espaciamiento entre barras.

3. La cuantía mínima del refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , debe ser 0.004:

$$A_{sr} \geq 0.004 A_g, \text{ mínimo 4 barras}$$

4. $A_{sr} \geq 0.23 \text{ mm}^2/\text{mm}$
 $\leq \min(16d_{sr}, 48d_{sr}, 0.5b, 0.5d)$

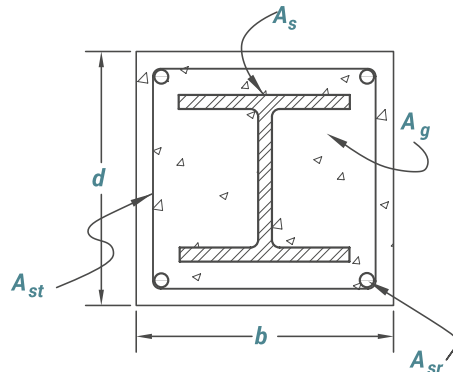


Figura 30. Requisitos de columnas compuestas acero-concreto. Perfiles de acero compuesto ahogados en concreto reforzado.

Disposiciones para elementos tubulares bajo carga axial.

El IMCA 5ta Edición establece requisitos mínimos de densidad de acero, tanto estructural como de refuerzo para calificar la sección como compuesta. Si estos requisitos no se cumplen, la sección se considera simplemente como una sección estructural de concreto reforzado. Aquí se presentan los valores límite para el caso de perfiles de acero embebidos en concreto.

Perfiles tubulares rellenos de concreto.

1. $A_s \geq 0.01 A_g$

2. b/t y $d/t \leq 2.26 \sqrt{E_s / f_y}$

3. $D/t \leq 0.15 E_s / F_y$

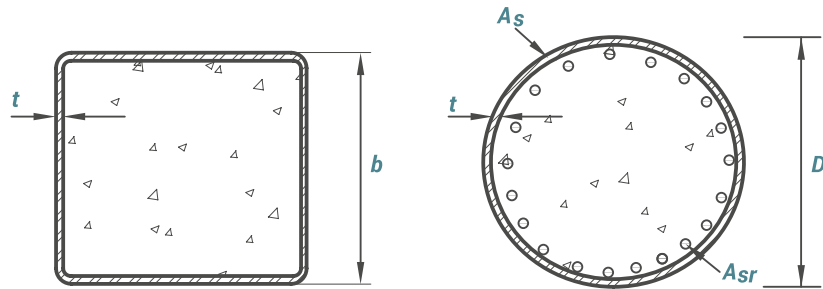


Figura 31. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

En el caso de perfiles tubulares rellenos de concreto reforzado, además de la densidad de acero, se limita la esbeltez del perfil tubular, de modo de prevenir la ocurrencia de pandeo local de las paredes del tubo de acero antes de obtener la capacidad de la sección.

El diseño de miembros compuestos bajo esfuerzo axial consiste en comparar la resistencia de diseño con la acción de diseño (acciones afectadas por los correspondientes factores de carga).

$$P_u \leq \phi \cdot P_n \text{ (DFCR)}$$

$$P \leq P_n / \Omega \text{ (DEP)}$$

Tensión

$$\phi_t = 0.90 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ (DEP)}$$

En el caso de tensión debido a que la resistencia a la tensión del concreto es muy baja, sólo se considera la contribución de los perfiles de acero y del acero de refuerzo. Los factores de reducción de la resistencia o de seguridad son los mismos utilizados para perfiles de acero.

Compresión

$$\phi_c = 0.75 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_c = 2.00 \text{ (DEP)}$$

Pandeo Elástico:

$$P_e < 0.44 P_0 : P_n = 0.877 P_e$$

Pandeo Inelástico:

$$P_e \geq 0.44 P_0 : P_n = \left[0,658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

En el caso de compresión se considera la posibilidad de inestabilidad global del elemento. Las expresiones son las mismas que para perfiles de acero, pero la carga correspondiente a la iniciación de la fluencia se reemplaza por la capacidad plástica de la sección en compresión. La comparación de estas ecuaciones con resultados experimentales muestra que la especificación es generalmente conservadora, pero que existe una mayor dispersión que en el caso de perfiles de acero.

No se considera el efecto del pandeo local ya que se asegura que no ocurre o al menos no controla el diseño. El concreto circundante, en el caso de perfiles de acero embebidos en concreto, y las limitaciones de esbeltez, en el caso de perfiles rellenos de concreto, aseguran que el pandeo local no ocurrirá.

Los factores de reducción de la resistencia y de seguridad son más conservadores que en el caso de elementos de acero para considerar la mayor variabilidad asociada a la resistencia del concreto.

Compresión

Perfiles embebidos en concreto reforzado

Capacidad de la sección

$$\text{Capacidad pandeo Euler } P_0 = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f'_c$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

Donde: $EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.3$$

En el caso de perfiles de acero embebidos en concreto reforzado, la capacidad plástica en compresión de la sección transversal se calcula considerando que el perfil de acero y las barras de refuerzo están trabajando al nivel de esfuerzo de fluencia y todo el concreto se encuentra sometido a niveles de esfuerzos de $0.85 f'_c$. La carga crítica de pandeo de Euler se determina usando una rigidez efectiva que utiliza solamente parte de la rigidez del acero de refuerzo y un máximo de 30% de la rigidez del concreto, para considerar los efectos a largo plazo como fluencia lenta. A mayor cantidad de acero, menores serán estos efectos.

Perfiles tubulares rellenos de concreto.

$$\text{Capacidad de la sección } P_0 = A_s f_y + A_{sr} f_{yr} + C_2 A_c f'_c$$

Capacidad correspondiente al pandeo de Euler

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

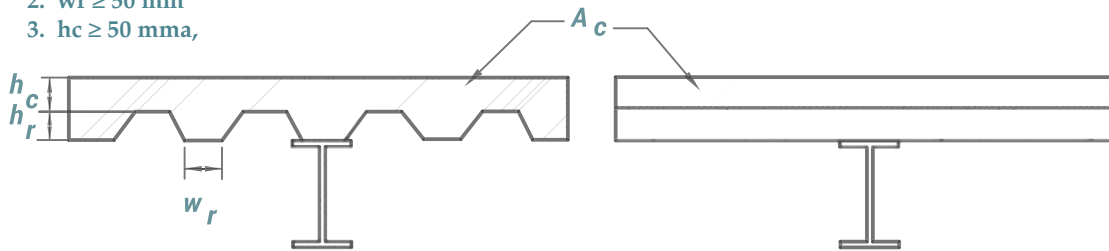
Donde: $C_3 = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_s + A_c} \right) \leq 0.9$

$$C_2 = \begin{cases} 0.85 & \text{Sección rectangular} \\ 0.90 & \text{Sección circular} \end{cases}$$

En el caso de perfiles de acero estructural rellenos de concreto, la capacidad plástica en compresión de la sección es similar al caso de perfiles embebidos, excepto que se permite tomar ventaja del mayor confinamiento del concreto en el caso de perfiles circulares, aumentando el esfuerzo de compresión máximo de 0.85 a $0.9 f'_c$. La rigidez efectiva que usa toda la rigidez del acero de refuerzo y una fracción de la rigidez del concreto entre 60% y 90%, tomando en cuenta que los efectos de largo plazo tienen menos influencia en el caso de perfiles de acero rellenos de concreto.

Vigas que soportan una losa de concreto reforzado, interconectadas de manera que los dos materiales trabajen en conjunto:

1. $h_r \leq 75 \text{ mm}$
2. $w_r \geq 50 \text{ mm}$
3. $h_c \geq 50 \text{ mm}$,



Nervaduras paralelas

*Nervaduras perpendiculares
(situación más frecuente)*

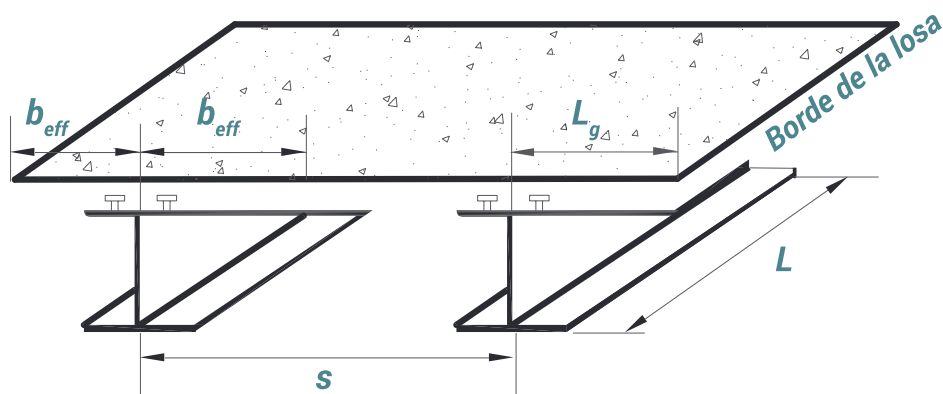
Figura 32. Nervaduras de la lámina de acero acanalada orientadas paralela y perpendicularmente a las vigas de acero.

En el caso de miembros en flexión (vigas), se establecen requisitos especiales solamente para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado, los que están relacionados con la forma de la lámina de acero acanalada en el caso de losa compuesta. Los valores límite corresponden a datos máximos experimentales disponibles. Además, se requiere que la losa esté conectada mecánicamente a la viga de acero, es decir, a través de conectores de corte de barra con cabeza o canales de bajo peralte.

Cuando se utiliza la losa compuesta, es posible instalar la lámina con las nervaduras paralelas o perpendiculares al eje de la viga de acero. En el primer caso, el bloque de concreto se considera como una losa de espesor variable, mientras que en el segundo se debe despreciar el concreto situado por debajo del nivel superior de la lámina de acero acanalada.

Vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado:

1. $b_{eff} \leq L / 8$
2. $b_{eff} \leq S / 2$
3. $b_{eff} \leq L_g$



*Figura 33. Anchos efectivos de la losa de concreto.
Losa de concreto colada directamente sobre las vigas o con lámina de acero acanalada.*

Para considerar el efecto del rezago de cortante, es decir la no uniformidad de los esfuerzos a una misma altura en la losa, las disposiciones de la AISC utilizan el concepto de ancho efectivo, el cual está definido por los valores mostrados.

El diseño de miembros compuestos sometidos a flexión consiste en comparar la resistencia con la acción de diseño.

$$M_u \leq \phi_b \cdot M_n \text{ (DFCR)}$$

$$M \leq M_n / \Omega_b \text{ (DEP)}$$

$$\phi_b = 0.90 \text{ (DFCR)}$$

$$\Omega_b = 1.67 \text{ (DEP)}$$

El diseño de elementos compuestos en flexión es similar al de elementos de acero y utiliza los mismos factores de reducción de la resistencia y de seguridad.

Viga de acero que soporta una losa de concreto.

Momento positivo

Alma no esbelta

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E_s/f_y}$$

$$M_n = M_p$$

Alma esbelta

$$h/t_w > 3.76 \sqrt{E_s/f_y}$$

$$M_n = M_y$$

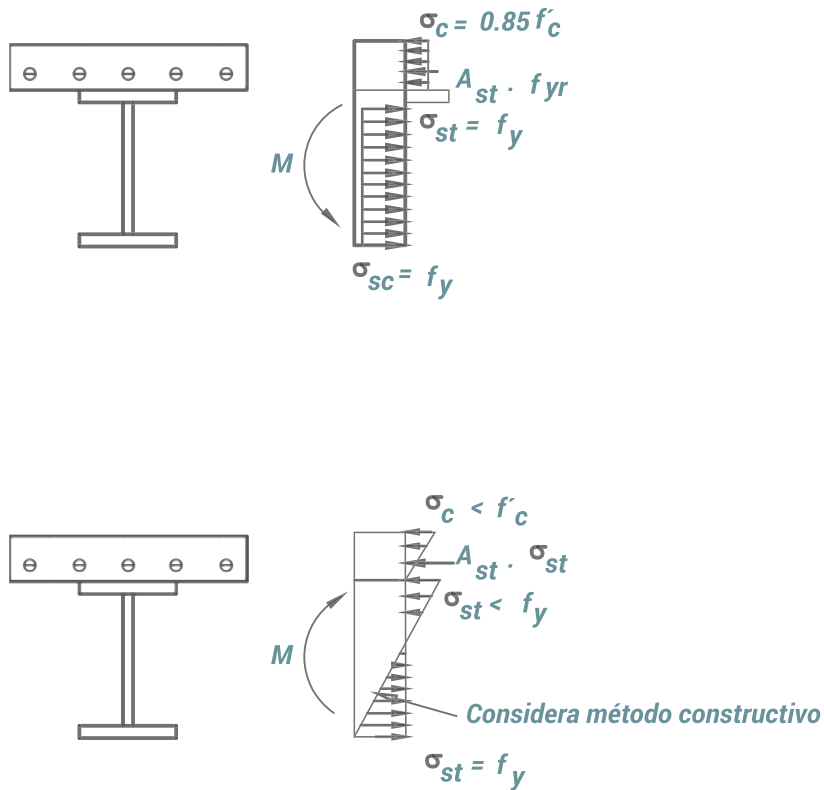


Figura 34. Vigas compuestas.

Para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento positivo se distinguen dos casos:

- Si el alma es no esbelta, el pandeo o pandeo lateral por flexo-torsión de la sección no controla el diseño debido a la presencia de la losa de concreto reforzado, la que, además, restringe el pandeo local del patín comprimido. Por lo tanto, la capacidad está dada por el momento plástico resistente de la sección compuesta.
- Si el alma es esbelta, a falta de suficientes datos se utiliza el momento correspondiente a la primera fluencia como capacidad de la sección.
- Para ello se considera una distribución lineal de esfuerzos en la sección transformada, la que debe tomarse en cuenta durante el proceso constructivo, es decir si la viga estará o no apuntalada.
- Viga que soporta una losa de concreto reforzado.

Momento negativo

a. $M_n = M_n$ perfil laminado IR

b. $M_n = M_p$ compuesta

- Perfil compacto
- $I_b \leq I_p$
- Conectores de cortante
- Refuerzo adecuadamente desarrollado

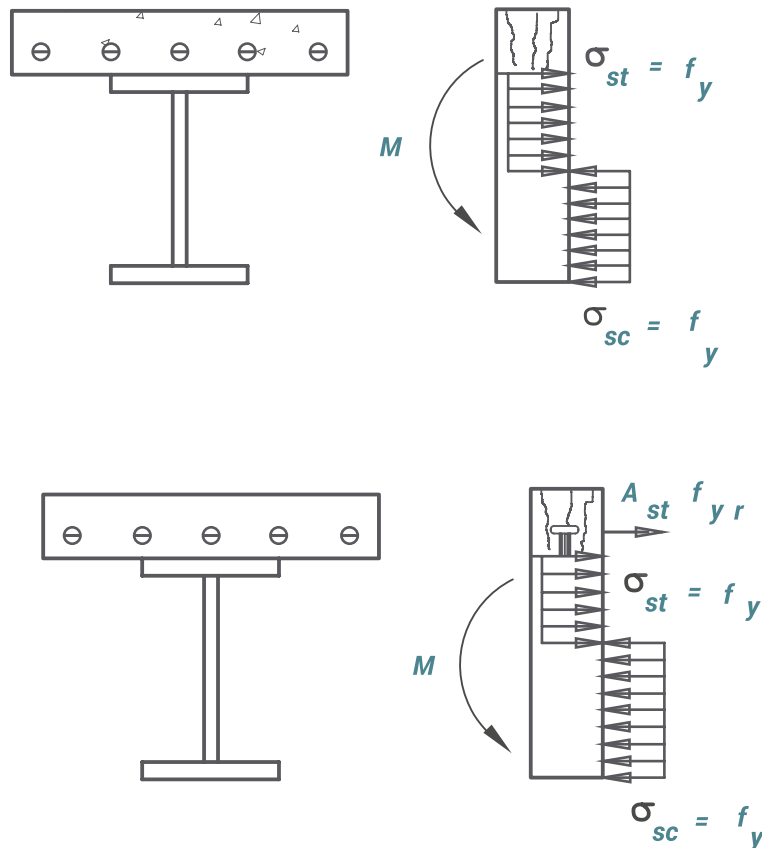


Figura 35. Vigas compuestas.



Para el caso de vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento negativo también hay dos casos:

- Si el perfil de acero es compacto, con contraventeo a intervalos menores que la longitud arriostrada para lograr comportamiento plástico, L_p , si está conectado con la losa a través de conectores de cortante, y si el acero de refuerzo de la losa tiene suficiente longitud de desarrollo en ambas direcciones, se permite usar el momento plástico de la sección compuesta por el perfil de acero y las barras de refuerzo.
- En caso contrario, debe considerarse la resistencia del perfil de acero solamente, considerando los posibles efectos de inestabilidad local y global.
- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto.

a. $M_n = M_y$

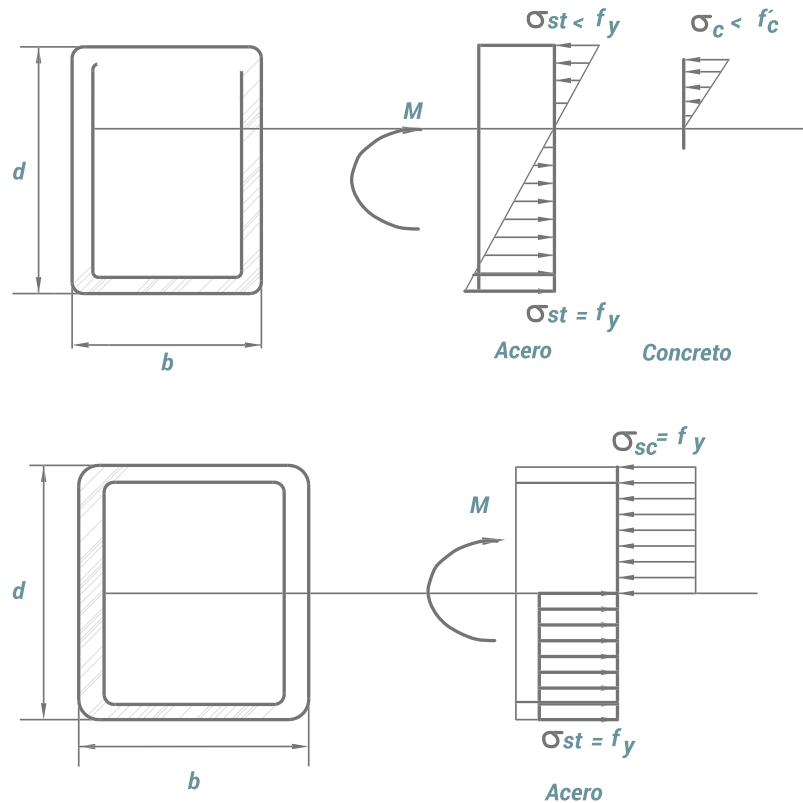


Figura 36. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

b) $M_n = M_p^{\text{perfil}}$

En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos de concreto, el pandeo local está restringido por éste último, así como la capacidad al pandeo aumenta considerablemente. Es posible elegir entre tres opciones:

- El momento correspondiente a la aparición de la fluencia en el patín en tensión del perfil de acero, considerando la sección transformada y las condiciones de apuntalamiento de la viga.
- El momento plástico del perfil de acero, despreciando la contribución del concreto.
- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto reforzado.

c. $\phi_b = 0.85, \quad \Omega_b = 1.76$

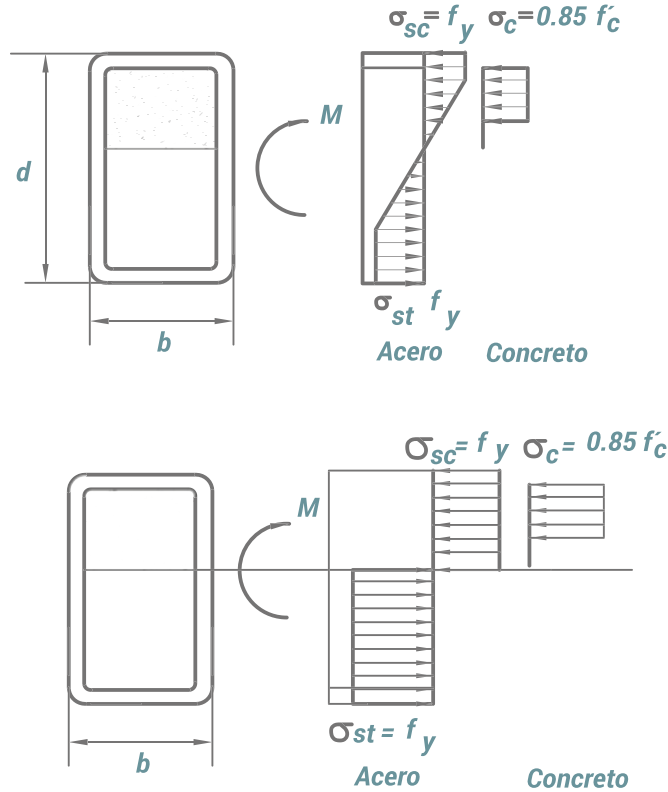


Figura 37. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

- La capacidad última de la sección compuesta, determinada ya sea por el método de compatibilidad de deformaciones o la capacidad plástica de la sección.

En ambos métodos se utiliza un factor de reducción de la resistencia o un factor de seguridad más conservador y se requiere que el concreto y el acero estén mecánicamente conectados.

Se debe verificar por separado

• **Flexión**

$\phi_b = 0.90$ (DFCR) $\Omega_b = 1.67$ (DEP)

$M_u \leq \phi_b \cdot M_n$ (DFCR) $M \leq M_n / \Omega_b$ (DEP)

• **Compresión**

$\phi_c = 0.75$ (DFCR) $\Omega_c = 2.00$ (DEP)

$P_u \leq \phi_c \cdot P_n$ (DFCR) $P \leq P_n / \Omega_c$ (DEP)

La determinación de la resistencia del elemento compuesto bajo solicitaciones combinadas de flexión y esfuerzo de compresión axial difiere un poco del caso de perfiles de acero solos. Es necesario verificar por separado la resistencia a la flexión y a la compresión.

Perfiles embebidos o rellenos de concreto

Compatibilidad de deformaciones

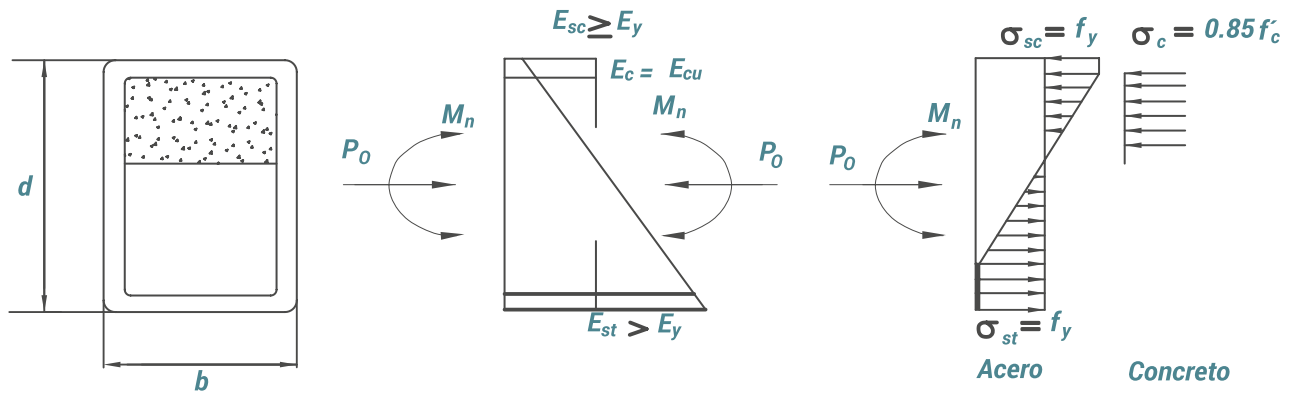


Figura 38. Perfiles tubulares rellenos de concreto.

La resistencia a la flexión se determina usando el análisis de compatibilidad de deformaciones.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto

Distribución de esfuerzos plásticos.

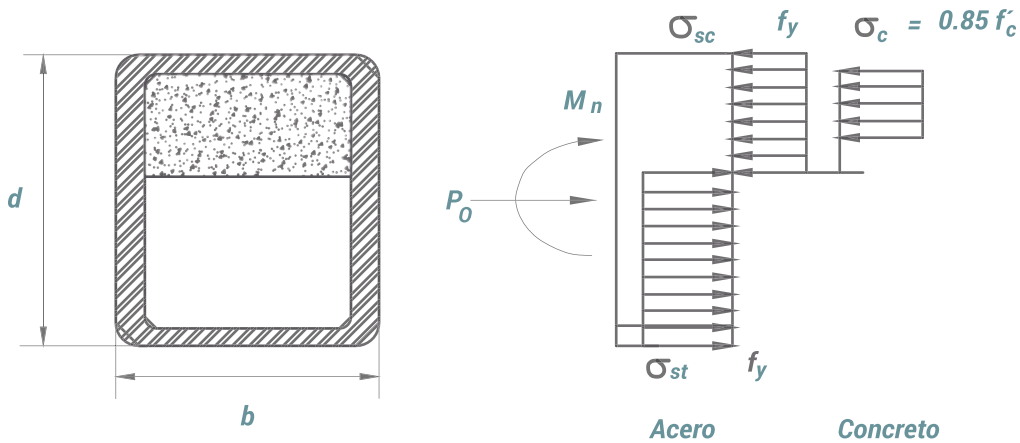


Figura 39. Distribución plástica de esfuerzos en tubos columnas c.

O la distribución plástica de esfuerzos en la sección compuesta.

Pandeo elástico:

$$P_e < 0.44P_0 : P_n = 0.877P_e$$

Pandeo inelástico:

$$P_e \geq 0.44P_0 : P_n = \left[0,658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

Donde, P_0 se obtiene de la compatibilidad de deformaciones o distribución plástica de esfuerzos.

La resistencia a compresión axial se determina con las ecuaciones presentadas anteriormente, pero utilizando como P_0 la capacidad axial resultante del análisis por compatibilidad de deformaciones o plastificación de la sección compuesta.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto.

a. Resistencia del perfil + acero de refuerzo

$$V_n = 0.6F_y \cdot d \cdot t_w + A_{st}F_{yr} \frac{d_c}{S}$$

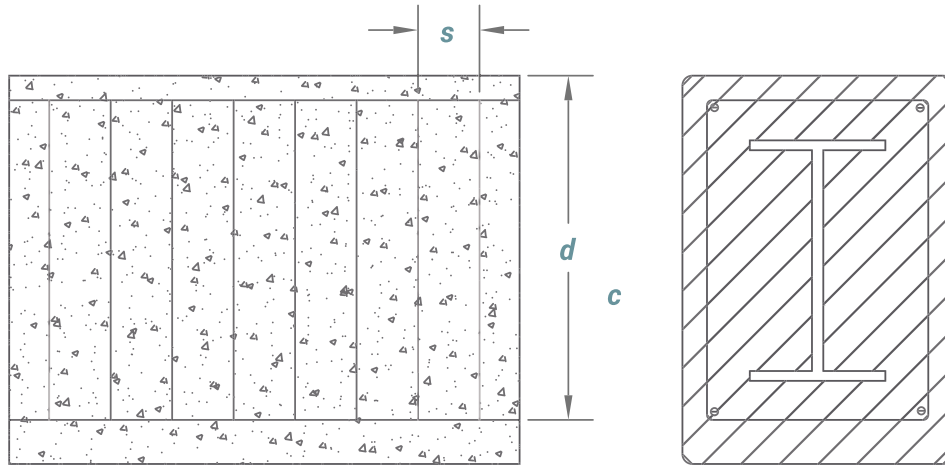


Figura 40. Requisitos geométricos de sección compuesta.

b. Resistencia del concreto (ver Especificaciones NTC CDMX)

Vigas de acero que soportan una losa de concreto

Resistencia del perfil

$$V_n = 0.6 f_y \cdot d \cdot t_w$$

Para la verificación de la resistencia al cortante de la sección compuesta se considera, en el caso de perfiles embebidos o rellenos con concreto, la resistencia provista por el perfil de acero más el acero de refuerzo transversal (si existe), o bien la resistencia del concreto. En forma conservadora, no se permite la superposición de ambas resistencias. En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado se considera conservadoramente solo la resistencia del perfil.

Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto cargados axialmente

Carga V aplicada al perfil de acero

$$V' = V(1 - A_s f_y / P_0)$$

Carga V aplicada al concreto

$$V' = V(A_s f_y / P_0)$$

En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto cargados axialmente, para evitar sobrecargar ya sea el concreto o el perfil de acero se requiere que los conectores de cortante sean

capaces de transmitir la carga en proporción a la capacidad aportada por el concreto y el acero. Los conectores deben colocarse en una distancia de por lo menos 2.5 veces la altura de la sección hacia ambos lados del punto de aplicación de la carga.

Vigas de acero que soportan una losa de concreto.

En el caso de vigas que soportan una losa de concreto reforzado bajo momento positivo la capacidad de transmisión de cortante a través de la interfaz acero-concreto está dada por la carga asociada a la plastificación de la sección de acero, a la plastificación del bloque de concreto o a la capacidad de los conectores de cortante.

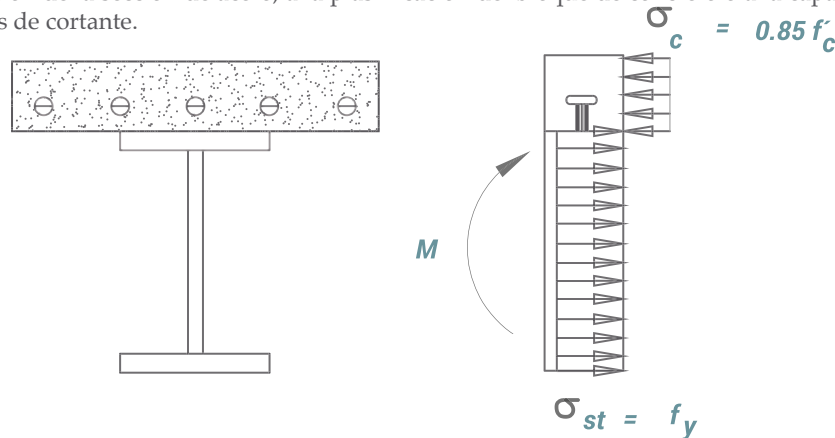


Figura 41. Vigas que soportan una con losa de concreto reforzado.

Momento positivo

- Falla por compresión del concreto

$$V' = 0.85 f'_c A_c$$

- Plastificación del perfil de acero.

$$V' = A_s f_y$$

- Falla de los conectores de cortante de barra con cabeza.

$$V' = \sum Q_n$$

En el caso de vigas que soportan una losa de concreto bajo momento negativo la capacidad de transmisión de cortante a través de la interfaz acero-concreto está dada por la carga asociada a la plastificación del acero de refuerzo o la capacidad de los conectores de cortante.

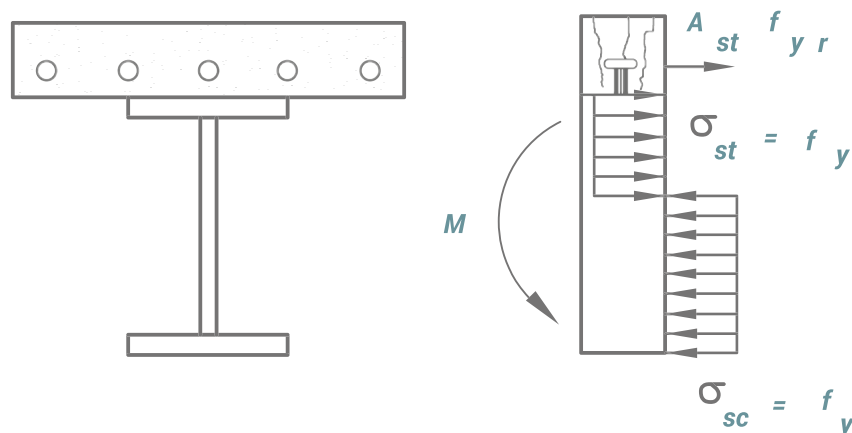


Figura 42. Vigas que soportan una losa de concreto reforzado.

Momento negativo

Falla por fluencia de armadura

$$V' = 0.85 f'_c A_c$$

Falla de conectores de cortante

$$V' = \sum Q_n$$

Resistencia de un conector de cortante de barra con cabeza

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sc} F_u$$

Donde:

$$E_c = 0.043 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ MPa}$$

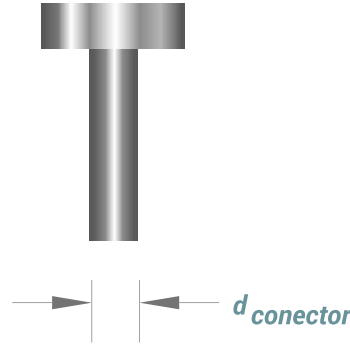


Figura 43. Conector de cortante.

La resistencia nominal de un conector está controlada por la resistencia del material del conector, la unión conector-acero y por la resistencia del concreto reforzado en contacto con el perno conector de cortante.

$$R_g \text{ y } R_p$$

- Perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto. No son aplicables. Usar R_g y $R_p = 1.0$
- Vigas de acero que soportan una losa de concreto reforzado.

La resistencia del conector de cortante está afectada por la disposición de los conectores, lo que se refleja en los factores R_g y R_p . En el caso de perfiles de acero embebidos o rellenos con concreto, esos efectos no son de importancia y ambos factores son iguales a uno. En cambio en el caso de losas apoyadas sobre vigas de acero, R_g y R_p tienen distintos valores dependiendo de la disposición de la lámina de acero y la posición de los conectores de cortante.

Algunos ejemplos de estos valores se muestran en la siguiente figura.

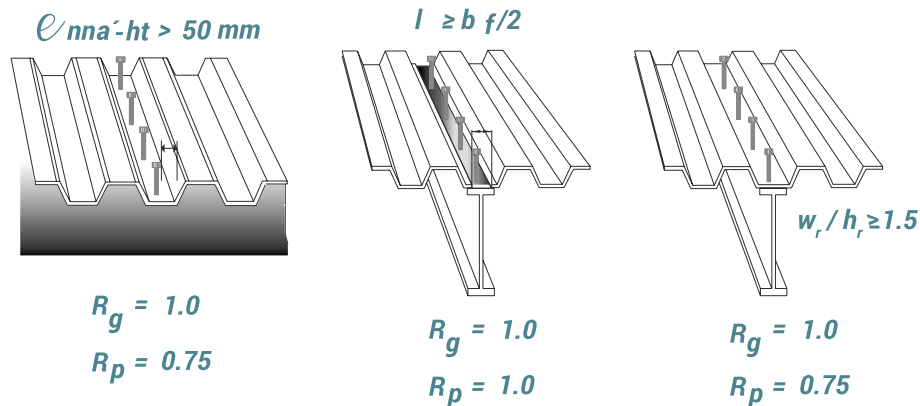


Figura 44. Valores de los factores R_g y R_p . R_g factor que toma en cuenta el efecto de grupo y R_p factor efecto de posición de los conectores de cortante de barra con cabeza.

- No hay recomendaciones
- Comentario, sección I3.1:
 - Limitar comportamiento del elemento en el rango elástico para condiciones de servicio.
 - Expresiones para el cálculo del momento de inercia.

Al igual que en el caso de perfiles de acero, el IMCA 5ta. edición no proporciona recomendaciones para la verificación de los estados límite no asociados a resistencia. En el comentario a las Especificaciones IMCA 5ta. edición, se incluyen algunas expresiones para determinar las propiedades geométricas y módulo de elasticidad de la sección compuesta acero-concreto.

A continuación se presentan varios ejemplos de diseño de miembros estructurales compuestos acero-concreto.

Ejemplo 1. Diseñar la viga secundaria que se muestra en la figura 45 como sección compuesta, la separación de las vigas es de 1.40 m, el sistema de piso es de lámina con concreto y tiene una resistencia a la compresión simple de $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. La capa de compresión de concreto de la losa es de 5.00 cm y la viga soporta un muro de concreto de 10 cm de espesor y una altura de 2.40 m.

Análisis de Cargas:

<i>Separación entre vigas secundarias=</i>		<i>1.40</i>	<i>m</i>		
Descripción	t (m)	P_{vol} (kg/m³)	W_D (kg/m²)	W_D (kg/m)	
<i>Pp (LOSA)</i>	0.085	2400.00	204.00	285.60	
<i>Pp (VIGA)</i>				19.40	
<i>Pp (Muros) 2.40 m de altura=</i>	0.100	2400.00	240.00	576.00	
<i>Carga adicional por concreto RCDF =</i>			20.00	28.00	
<i>Carga adicional por mortero RCDF =</i>			20.00	28.00	
<i>Instalaciones=</i>			15.00	21.00	
<i>Azulejo=</i>			16.00	22.40	

Carga Muerta total W_D = 980.40 Kg/m

$$CV_{\max} = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{\text{med}} = 0.8CV_{\max} = (0.8)(500) = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$W_D = 980 \text{ kg/m}$$

$$W_L = 700 \text{ kg/m}$$

$$W_{LM} = 560 \text{ kg/m}$$

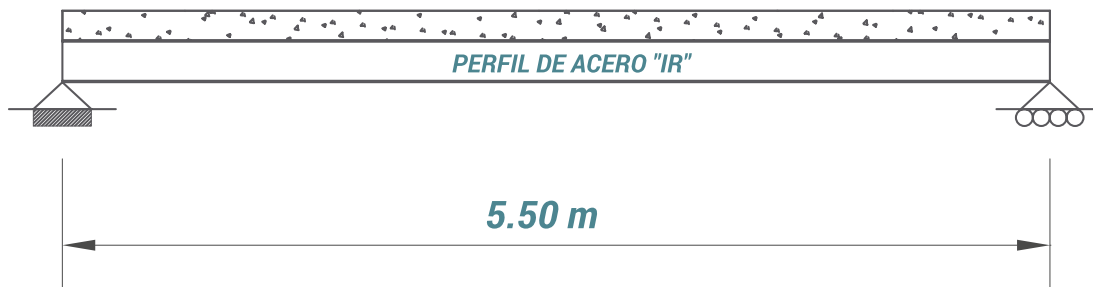


Figura 45. Viga compuesta ejemplo 1.

Determinación del ancho efectivo de la sección compuesta.

$$b_{eff} = \frac{L}{8} = \frac{550}{8} = 68.75 \text{ cm}$$

$$b_{eff} = \frac{S}{2} = \frac{140}{2} = 70.00 \text{ cm}$$

El ancho efectivo de la sección se considera el menor de los valores anteriores, en este caso solo utilizamos las dos primeras revisiones porque esta viga es central y no de borde, para nuestro caso el ancho efectivo será de 68.75 cm a cada lado de la viga tomándolo desde su eje central.

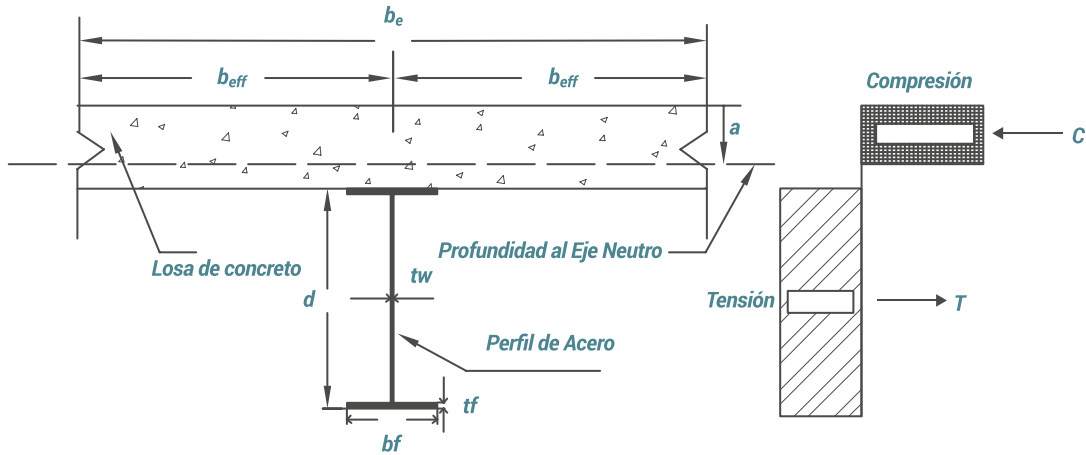


Figura 45a. Sección compuesta y ancho efectivo del ejemplo 1

Propiedades de la sección de concreto:

$$\begin{aligned} h_c &= 5.00 \text{ cm} & f'_c &= 250.00 \text{ kg/cm}^2 \\ b_e &= 137.50 \text{ cm} & E_c &= 14,000 \cdot \sqrt{f'_c} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Proponemos un perfil IR 203 x 19.4 kg/m en acero ASTM A992 con las siguientes características geométricas:

$$\begin{aligned} d &= 203 \text{ mm} & A &= 24.8 \text{ cm}^2 & I_{xx} &= 1,648 \text{ cm}^4 \\ t_w &= 5.8 \text{ mm} & \frac{b_f}{2t_f} &= 7.8 & S_{xx} &= 162 \text{ cm}^3 \\ b_f &= 102 \text{ mm} & \frac{d}{t_w} &= 35.0 & r_{xx} &= 8.2 \text{ cm} \\ t_f &= 6.5 \text{ mm} & & & & \end{aligned}$$

1.- Revisión por flexión (sección compacta).

• Patín $\frac{b_f}{2t_f} < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$
 $7.8 < 9.15$

• Alma $\frac{d}{t_w} < \lambda_{pw} = 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$
 $35.0 < 90.56$

La sección es compacta en patines y alma

Longitud máxima de soporte lateral para el patín de compresión no se revisa ya que los pernos de cortante le limitan el desplazamiento lateral al perfil.

2.- Determinación de la tensión y la compresión de la sección compuesta.

$$T = A_s f_y$$

$$T = (24.80)(3,515) = 87,172.00kg$$

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

$$C = (0.85)(250)(137.5)(5.00) = 146,093.75kg$$

Donde:

A_s = Área del perfil de acero

A_c = Área de la sección de concreto

La Compresión es mucho mayor que la Tensión se toma el valor más pequeño y se calcula una profundidad al eje neutro igualando la tensión con la compresión el cual en este caso estará ubicado en la sección de concreto.

3.- Cálculo de la profundidad al eje neutro.

$$T = C$$

$$0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot a = T$$

$$a = \frac{T}{0.85 \cdot f'_c \cdot b_e}$$

$$a = \frac{87,172.00}{(0.85)(250)(137.5)} = 2.98cm$$

Donde:

a = Profundidad al eje neutro.

$b_e = 2b_{eff}$ El ancho efectivo de la sección de concreto.

4.- Cálculo del momento nominal de la sección compuesta.

El momento nominal es igual a la suma de los momentos de compresión y tensión con respecto a la profundidad al eje neutro.

Como $T = C \Rightarrow$

$$M_n = T \left(\frac{d}{2} + h_c - \frac{a}{2} \right) = 87,172.00 \cdot \left(\frac{20.3}{2} + 5 - \frac{2.98}{2} \right) = 1,190,769.52kg - cm = 11.91ton - m$$

5.- Cálculo del cortante nominal del perfil.

La resistencia nominal por cortante está dada por:

$$V_n = 0.6 A_w C_v$$

$$A_w = (d - 2t_f)t_w = (19)(0.58) = 11.02cm^2$$

$$V_n = (0.6)(3,515)(11.02)(1.0)$$

$$V_n = 23,241.18 Kg$$

$$V_n = 23.24 ton$$

6.- Cálculo de la deflexión permisible y la deflexión actuante.

La deflexión permisible según las NTC del RCDF 2004 indica que cuando se tiene un muro cargado en el eje de una sección de una viga será:

$$\Delta_{perm} = \frac{l}{480} + 0.3cm = \frac{550}{480} + 0.3 = 1.44cm$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2,039,000}{221,359.44} = 9.21$$

$$\frac{b_e}{n} = \frac{137.5}{9.21} = 14.93cm$$

$$A_c = \frac{b_e}{n} \cdot h_c = (14.93)(5) = 74.65cm^2$$

$$y_c = \frac{(74.65)(20.3 + 8.85) + (24.8)(10.15)}{24.8 + 74.65} = 24.41cm$$

$$I = \sum I_0 + Ad^2$$

$$I = \frac{\frac{b_e}{n} h_c^3}{12} + I_{xx} + A_c \cdot \left(d + \frac{h_c}{2} - y_c\right)^2 + A_s \cdot \left(y_c - \frac{d}{2}\right)^2$$

$$I = \frac{(14.93)(5)^3}{12} + 1,648 + (74.65)(20.3 + 2.5 - 24.41)^2 + (24.8)(24.41 - 10.15)^2$$

$$I = 155.52 + 1,648 + 193.5 + 5,043.02$$

$$I = 7,039.72cm^4$$

$$W_s = W_D + W_{LM} = 980 + 560 = 1,540 kg/m$$

$$\Delta_E = \frac{5W_s \cdot l^4}{384EI} = \frac{(5)(1,540)(550)^4}{384(2,039,000)(7,039.72)} = 1.28cm$$

$$\Delta_E < \Delta_a$$

La sección es adecuada en el estado límite de servicio

7.- Cálculo de los conectores de cortante.

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

Para pernos con cabeza el esfuerzo último será $F_u = 4227.00 kg/cm^2$

$$\phi_{max} = 2.5 \cdot t_f$$

$$L_{min} = 4\phi_c$$

$$S_{min} = 6\phi_c$$

$$S_{max} = 8h_c$$

$$N_c = \frac{C}{Q_n}$$

Donde: ϕ_{\max} = Diámetro máximo ϕ_c = Diámetro del conector L_{\min} = Longitud Mínima S_{\min} = Separación longitudinal mínima S_{\max} = Separación longitudinal máxima N_c = Número de conectores Q_n = Resistencia nominal del conectorSe proponen pernos de $\frac{1}{2}'' \times 2''$

$$A_{sc} = \frac{\pi\phi_c^2}{4} = \frac{\pi(1.27)^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$Q_n = 0.5(1.27)\sqrt{(200)(113,137.085)} = 3020.60 \leq (1.27)(4227.00) = 5368.30 \text{ ton}$$

$$D_{\max} = 2.5(0.65) = 1.63 \text{ cm} > 1.27 \quad \text{¡Sí Cumple!}$$

$$L_{\min} = 4(1.27) = 5.08 \text{ cm} = 2'' \quad \text{¡Sí Cumple!}$$

$$S_{\min} = 6(1.27) = 7.62 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 8(12) = 96 \text{ cm}$$

$$N_c = \frac{87,172.00}{3020.60} = 28.86 \approx 30$$

Se consideran 30 conectores del extremo de la viga al centro del claro por lo que tendremos un total de 60 conectores.

$$S_c = \frac{\text{Claro}}{N_c} = \frac{550}{60} = 9.17 \text{ cm, si se utilizan sencillos}$$

$$S_c = \frac{\text{Claro}}{N_c/2} = \frac{550}{30} = 18.33 \text{ cm, si se utilizan dobles}$$

Donde: A_{sc} = Área de la sección transversal del conector S_c = Separación real del conector**Revisión de los estados límites de falla****Para DEP.** $W_a = W_D + W_L = 980 + 700 = 1,680 \text{ kg/m}$

$$M_a \leq \frac{M_n}{\Omega_b}$$

$$V_a \leq \frac{V_n}{\Omega_v}$$

$$M_a = \frac{W_a L^2}{8} = \frac{(1,680)(5.50)^2}{8} = 6,352.50 = 6.35 \text{ ton} - m$$

$$V_a = \frac{W_a L}{2} = \frac{(1,680)(5.50)}{2} = 4,620.00 = 4.62 \text{ ton}$$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{11.91}{1.67} = 7.13 \text{ ton} - m$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{23.24}{1.67} = 13.92 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada en el estado límite de falla por flexión y por cortante!

Para DFCR: $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L = (1.2)(980) + (1.6)(700) = 2,296.00 \text{ kg/m}$

$$M_u \leq \phi_b M_n$$

$$V_u \leq \phi_v V_n$$

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8} = \frac{(2,296)(5.50)^2}{8} = 8,681.75 = 8.68 \text{ ton} - \text{m}$$

$$V_u = \frac{W_u L}{2} = \frac{(2,296)(5.50)}{2} = 6,314.00 = 6.31 \text{ ton}$$

$$\phi_b M_n = (0.9)(11.91) = 10.72 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\frac{V_n}{\Omega_v} = (0.9)(23.24) = 20.92 \text{ ton}$$

¡La sección es adecuada en el estado límite de falla por flexión y por cortante!

Ejemplo 2. Diseñar una columna compuesta con las especificaciones IMCA 5ta. edición que se encuentre embebida en una sección de concreto cuadrada que estará sometida a carga de compresión axial pura de $P_D = 100 \text{ ton}$ y $P_L = 250 \text{ ton}$. El concreto tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. El factor de longitud efectiva será de $K=1.57$ (del nomograma del Manual IMCA, figura C.1.8.2, sección 1.8), y la longitud de la columna será de 4.00 m, consideraremos un perfil IR de acero ASTM A992 con esfuerzo de fluencia de $F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$, y barras longitudinales de varilla corrugada con un esfuerzo de fluencia $F_{yr} = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

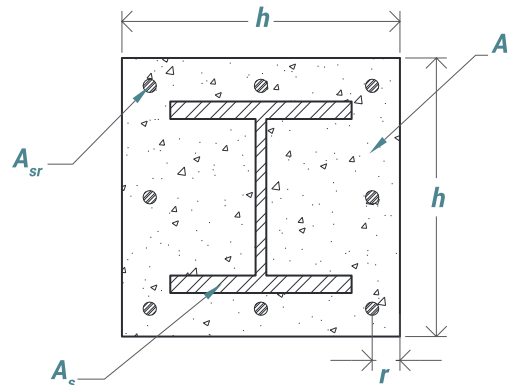


Figura 46. Sección compuesta de perfil embebido.

Para nuestro caso particular propondremos una sección H tipo IR 254 x 131.2 kg/m con las siguientes características geométricas:

$$A_s = 167.1 \text{ cm}^2, I_{xx} = 22,227 \text{ cm}^4, r_{xx} = 11.5 \text{ cm}, I_{yy} = 7,451 \text{ cm}^4, r_{yy} = 6.7 \text{ cm}.$$

Este perfil estará embebido en una sección de concreto de 40 cm x 40 cm con 8 varillas longitudinales del # 6 con un diámetro de $D=1.905 \text{ cm}$, con las siguientes propiedades.

$$A_{sr} = \left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \#Var = \left(\frac{\pi(1.905)^2}{4}\right)(8) = 22.80 \text{ cm}^2$$

$$I_{xr} = I_{yr} = 6 \left(\frac{\pi D^4}{64} + a_{sr} d^2\right) = 6 \left(\frac{\pi(1.905)^4}{64} + (2.85)(16)^2\right) = 4,381.48 \text{ cm}^4$$

$$A_c = (h \times h) - A_s - A_{sr} = (40 \times 40) - 167.1 - 22.8 = 1,410.1 \text{ cm}^2$$

$$I_{cx} = \frac{h \times h^3}{12} - I_{xx} - I_{xr} = \frac{(40)^4}{12} - 22,227 - 4,381.48 = 186,724.85 \text{ cm}^4$$

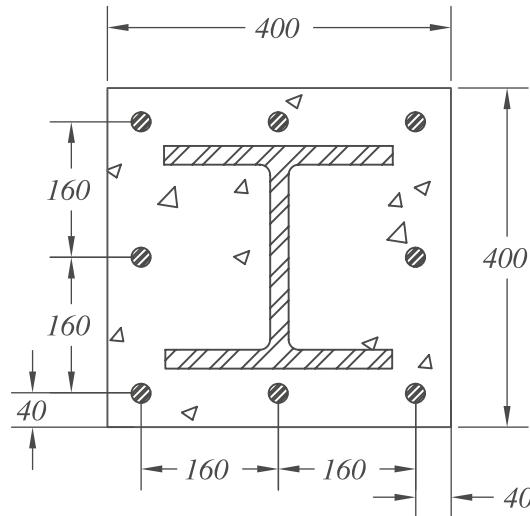


Figura 46. Sección compuesta de perfil embebido.

$$A_g = A_c + A_s + A_{sr}$$

$$A_g = h \times h = 40 \times 40 = 1,600 \text{ cm}^2$$

Las secciones transversales de las columnas compuestas pueden ser de cualquier forma, cuadradas, rectangulares, circulares, triangulares u otras formas que sean convenientes en casos particulares. Sin embargo, las más adecuadas en marcos compuestos son las cuadradas y rectangulares, con las barras de refuerzo longitudinal colocadas en las esquinas, o cerca de éstas.

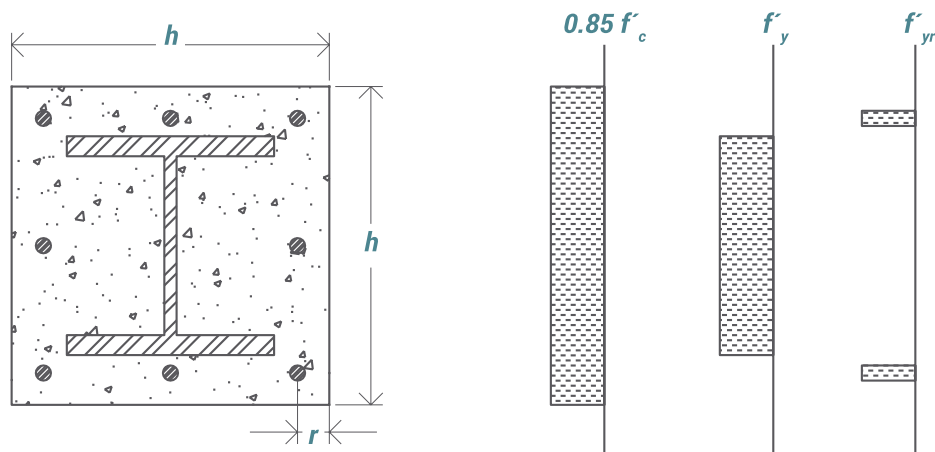


Figura 46b. Comportamiento de la sección compuesta.

Solución: Las especificaciones IMCA 5ta. edición no proporcionan ecuaciones para el diseño de columnas flexocomprimidas, sólo se indica que la resistencia nominal de las secciones transversales debe determinarse con el método de distribución plástica de esfuerzos o el de deformaciones compatibles.

Las especificaciones indican que el área de acero embebida debe ser por lo menos el 1% de la sección compuesta total.

$$\frac{A_s}{A_g} * 100 \geq 1\%$$

$$\frac{167.1}{1,600} * 100 = 10.44\% > 1\%$$

Área mínima de cada barra longitudinal, según el IMCA 5ta. edición, deben ser 9 mm, por cada 50 mm de separación, para nuestro caso, la separación de varillas es de 16 cm, quedando: $0.09 \times 16/5 = 0.288 \text{ cm}^2$ y para este ejemplo, la varilla que estamos empleando es de $\frac{3}{4}$ " con un $A = 2.85 \text{ cm}^2 > 0.288 \text{ cm}^2$, por lo que cumple con la segunda condición.

$$\rho_{sr} \geq 0.004$$

Para las 8 varillas:

$$\rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g} = \frac{22.80}{1,600} = 0.014 > 0.004$$

Determinación de la resistencia axial

La resistencia nominal máxima en compresión, P_0 , de una sección transversal compuesta (o de una columna corta, en la que no hay inestabilidad), es:

$$\begin{aligned} P_0 &= A_s f_y + A_{sr} f_{yr} + 0.85 f'_c A_c \\ P_0 &= (167.1)(3,515) + (22.8)(4,200) + (0.85)(250)(1,410.1) \\ P_0 &= 982,762.75 \text{ kg} \\ P_0 &= 982.76 \text{ ton} \end{aligned}$$

La fuerza P_0 representa la resistencia de una columna corta comprimida.

Cálculo de la resistencia de diseño al pandeo

La resistencia de diseño de columnas compuestas en compresión axial, correspondiente al estado límite de pandeo en flexión, se determina con la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{\pi^2 EI_{eff}}{(KL)^2}$$

P_e es la carga crítica de Euler, que en columnas compuestas se determina con la rigidez efectiva EI_{eff}

Cálculo de la rigidez efectiva EI_{eff}

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Donde:

$$C_1 = 0.1 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right)$$

$$C_1 = 0.1 + \left(\frac{167.1}{1,410.1 + 167.1} \right)$$

$$C_1 = 0.312 > 0.3$$

$$C_1 > 0.3 \text{ tomaremos el valor de } C_1 = 0.3$$

Como $C_1 > 0.3$ tomaremos el valor de $C_1 = 0.3$

En este coeficiente se refleja la influencia del confinamiento del concreto.

Los módulos de elasticidad del acero y del concreto son:

$$E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 14,000\sqrt{250}$$

$$E_c = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_s = 2,039,000 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$EI_{eff} = (2,039,000)(22,227) + 0.5(2,039,000)(4,381.48) + (0.3)(221,359.44)(186,724.85)$$

$$EI_{eff} = 62,187,764,329.025 \text{ kg/cm}^2$$

$$EI_{eff} = 62,187,764.33 \text{ ton/cm}^2$$

$$P_e = \frac{\pi^2(62,187,764.33)}{[(1.57)(400)]^2} = 1,556.27 \text{ ton}$$

Revisión de la ecuación de columna que debe emplearse

$$\text{Si } P_e \geq 0.44P_0$$

$$P_n = \left[0.658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

$$\text{Si } P_e < 0.44P_0$$

$$P_n = 0.877P_e$$

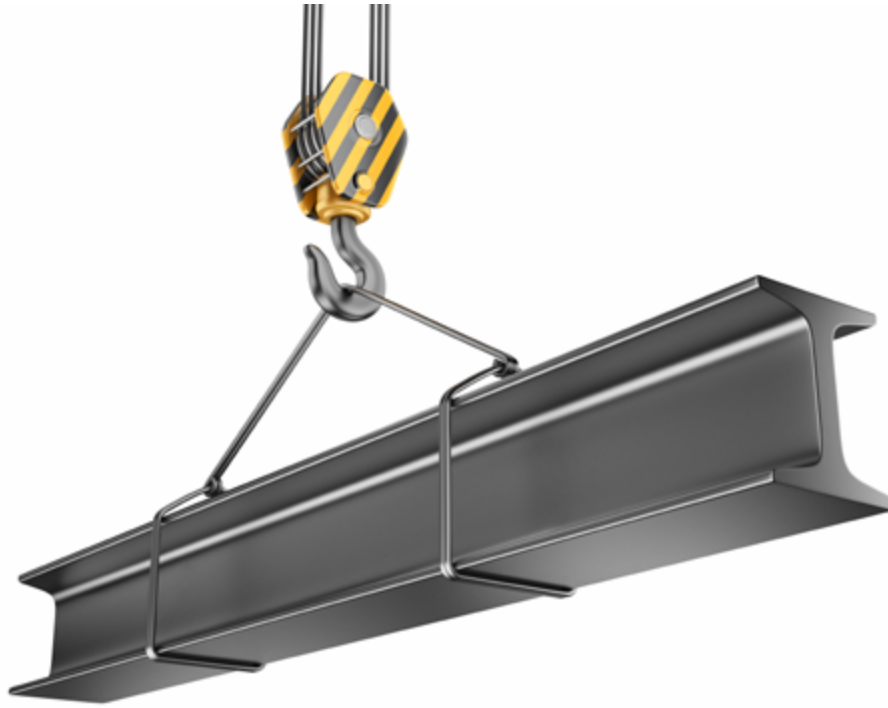
$$0.44P_0 = 0.44(982.76) = 432.41 \text{ ton}$$

Dado que $P_e > 0.44 P_0$ utilizaremos la siguiente fórmula para la resistencia nominal del miembro compuesto:

$$P_n = \left[0.658 \frac{P_0}{P_e} \right] P_0$$

$$P_n = \left[0.658 \frac{982.76}{1,556.27} \right] (982.76)$$

$$P_n = 754.50 \text{ ton}$$



Revisión por el método DEP:

$$P_a \leq \frac{P_n}{\Omega_c}$$

$$P_a = P_D + P_L = 100 + 150 = 250 \text{ ton}$$

$$\frac{P_n}{\Omega_c} = \frac{754.50}{2.00} = 377.25 \text{ ton}$$

$$P_a < \frac{P_n}{\Omega_c}$$

¡La sección es adecuada!

Revisión por el método DFCR:

$$P_u \leq \phi_c P_n$$

$$P_u = 1.2P_D + 1.6P_L = 1.2(100) + 1.6(150) = 360 \text{ ton}$$

$$\phi_c P_n = (0.75)(754.50) = 565.88 \text{ ton}$$

$$P_u < \phi_c P_n$$

¡La sección es adecuada!



9 BIBLIOGRAFÍA

- 1.- "Manual of Steel Construction 2010", American Institute of Steel Construction (AISC).
- 2.- "Diseño de Estructuras de Acero: LRFD Method", Jack C. McCormac, Alfaomega. 2008, México.
- 3.- "Estructuras de Acero: Técnicas, Conceptos y Lenguaje", Luis Andrade de Mattos Dias, Instituto Latinoamericano del Fierro y del Acero (ILAFA), Zigurate, 2006.
- 4.- "Normas Técnicas Complementarias para Estructuras Metálicas (NTC)", Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), 2017.
- 5.- "Manual de Construcción en Acero", Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, Limusa, 5ta. edición.
- 6.- "Annual Book of ASTM Standards", American Specifications of Test and Materials, Staff, 2009.
- 7.- "Selection of Steel for Structures", Reidar Bjorhovde, Tucson, Arizona.
- 8.- 2005 Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction (AISC), Chicago Ill, Thirteenth edition.
- 9.- Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD, Sriramulu Vinnakota, Universidad de Stanford, Mc Graw Hill, 2007.

Perfiles Estructurales

Tamaño (d x b)	kg/m (lb/ft)	Piezas x Paquete	Tamaño (d x b)	kg/m (lb/ft)	Piezas x Paquete	Tamaño (d x b)	kg/m (lb/ft)	Piezas x Paquete
6" X 4"	12.7 (#8.5)	24	12"X 6 1/2"	38.8 (#26)	8	18"X 7 1/2"	74.5 (#50)	4
	13.4 (#9)	24		44.7 (#30)	6		81.9 (#55)	3
	17.9 (#12)	18		52.1 (#35)	6		89.4 (#60)	3
	23.9 (#16)	12	12"X 8"	59.6 (#40)	5		96.8 (#65)	3
6" X 6"	22.4 (#15)	15		67 (#45)	4		105.7 (#71)	3
	29.8 (#20)	9	74.5 (#50)	4	18" X 11 "	113.2 (#76)	3	
	37.3 (#25)	9	12"X 10"	78.9 (#53)		4	128.1 (#86)	2
8" X 4"	14.9 (#10)	20		86.4 (#58)		4	144.4 (#97)	2
	19.4 (#13)	15	12"X 12"	96.8 (#65)		3	157.8 (#106)	2
	22.4 (#15)	15		107.2 (#72)	3	177.2 (#119)	2	
8" X 5 1/4"	26.8 (#18)	12		117.6 (#79)	3	21" X 6 1/2"	65.5 (#44)	4
	31.3 (#21)	10		129.5 (#87)	2		74.5 (#50)	4
	8"X 6 1/2"	35.8 (#24)		8	142.9 (#96)		2	84.9 (#57)
41.7 (#28)		8	157.8 (#106)	2	21" X 8 1/4"	71.5 (#48)	4	
8"X 8"		46.2 (#31)	6	178.7 (#120)		2	81.9 (#55)	4
	52.1 (#35)	6	14"X 5"	32.8 (#22)		10	92.3 (#62)	3
	59.6 (#40)	4		38.8 (#26)		8	101.3 (#68)	3
10" X 4"	17.9 (#12)	18	14"X 6 3/4"	44.7 (#30)		6	108.7 (#73)	3
	22.4 (#15)	15		50.7 (#34)		6	123.6 (#83)	2
	25.4 (#17)	12		56.6 (#38)		4	138.5 (#93)	2
	28.3 (#19)	9	14"X 8"	64.1 (#43)	4	24"X 7"	81.9 (#55)	4
	10" X 5 3/4"	32.8 (#22)		9	71.5 (#48)		4	92.3 (#62)
38.8 (#26)		6		78.9 (#53)	4		24" X 9"	101.3 (#68)
44.7 (#30)		6		14"X10"	90.8 (#61)	3		113.2 (#76)
10" X 8"	49.2 (#33)	6	101.3 (#68)		3	125.1 (#84)		2
	58.1 (#39)	4	110.2 (#74)	3	140.0 (#94)	2		
	67 (#45)	4	122.1 (#82)	2	153.4 (#103)	2		
10" X 10"	73 (#49)	4	16"X 5 1/2"	38.8 (#26)	8	Planta / Oficinas CDMX 01 (55) 5262 7300 CDMX 01 (55) 5089 8930 GUADALAJARA 01 (33) 3827 2740 IRAPUATO 01 (46) 2627 0604 MONTERREY 01 (81) 8748 7600		
	80.4 (#54)	4		46.2 (#31)	6			
	89.4 (#60)	3	16" X 7"	53.6 (#36)	6			
	101.3 (#68)	3		59.6 (#40)	5			
114.7 (#77)	3	67 (#45)	4					
131 (#88)	2	74.5 (#50)	4					
148.9 (#100)	2	84.9 (#57)	4					
166.8 (#112)	2	16"X 10 1/4"	99.8 (#67)	3				
12"X 4"	20.9 (#14)		16	114.7 (#77)	3			
	23.9 (#16)		14	132.5 (#89)	2			
	28.3 (#19)	12	148.9 (#100)	2				
32.8 (#22)	10	18"X 6"	52.1 (#35)	6				
12"X 6 1/2"	38.8 (#26)		8	59.6 (#40)	5			
	44.7 (#30)		6	68.5 (#46)	4			

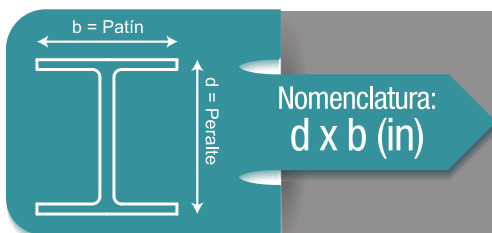


TABLA INFORMATIVA.
Para más información consulta
nuestros artículos técnicos en:
gerdaucorsa.com.mx







CBEA

DISEÑO BÁSICO
DE ESTRUCTURAS
DE ACERO

Métodos DEP / DFCR



GERDAU CORSA

Hazlo en grande, piensa en acero.

gerdaucorsa.com.mx