

CONSTRUCCIONES ENTRAMADAS DE ACERO
Segunda Edición

Manual de Ingeniería de Steel Framing

Roberto G. C. Dannemann
Ingeniero Civil •
U. de Chile Ingeniero Civil •
U. de La Plata

ASOCIACIÓN
LATINOAMERICANA
DEL ACERO

AGRADECIMIENTOS

El Autor agradece la colaboración del Ingeniero Federico Pérez Ossa, de Chile, por la cuidadosa elaboración de los gráficos de diseño de este Manual y al Ingeniero Gustavo Darín, de Argentina, por la revisión del texto de la 1ra Edición y sus valiosas sugerencias para el mejoramiento de la redacción del mismo.
Un agradecimiento especial para mi hijo Federico por la transcripción del original del texto del Manual.

Índice

Prólogo de la 1ª edición 8

Prólogo de la 2ª edición 9

Introducción 10

Capítulo A. Generalidades 13

A.1 Conceptos básicos 14

A.2 Estructuraciones típicas 14
A 2.1 Acción del viento 15
A 2.2 Acción del sismo 15

A.3 Detalles estructurales 15

A.4 Alcance de este manual 15
A.4.1 Límites de aplicabilidad 16
A.4.2 Limitaciones en zonas de alta sismicidad y fuertes vientos 17
A.4.2.1 Edificios irregulares 18

A.5 Definición de términos 20

A.6 Limitaciones de los componentes estructurales 23
A.6.1 Orificios en almas 23
A.6.2 Refuerzos de orificios 23

Capítulo B. Componentes estructurales 26

B.1 Generalidades 27

B.2 Perfiles 27
B.2.1 Selección de perfiles apropiados 28
B.2.1.1 Especificaciones de cálculo 28
B.2.2 Tablas de perfiles 30
B.2.2.1 Tablas de montantes y vigas 30
B.2.2.2 Tablas de soleras 30
B.2.2.3 Tablas de perfiles minigalera 30
B.2.2.4 Tablas de minicanales 30
B.2.2.5 Tablas de angulos conectores 30
B.2.2.6 Tablas de cintas de acero 30
B.2.2.7 Otros perfiles 30
B.2.2.8 Responsables del cumplimiento de normas 30

B.3 Conexiones 31
B.3.1 Tipos de Tornillos 31
B.3.2 Dimensiones de los tornillos 31
B.3.3 Largo de los tornillos 32
B.3.4 Capacidad admisible de los tornillos 32
B.3.5 Técnicas de colocación de los tornillos 32

B.4 Soldadura 32
B.4.1 Generalidades 32
B.4.2 Capacidad admisible de cordones de soldadura 33

B.5 Clavos de impacto 33
B.5.1 Clavos neumáticos 33
B.5.2 Clavos de disparo 33

B.6 Otras conecciones 33

B.7 Revestimientos 34
B.7.1 Revestimientos estructurales en base madera 34
B.7.2 Placas de yeso cartón 34
B.7.3 Otros revestimientos 34

Capítulo C. Auxiliares de diseño 40

C.1 Introducción 41

C.2 Bases de cálculo 41
C.2.1 Normas de cálculo 41
C.2.2 Método de cálculo 41
C.2.3 Acero 41
C.2.4 Unidades de Medida 41

C.3 Gráficos auxiliares de cálculo 42
C.3.1 Criterio de este Manual 42

C.4 Gráficos de resistencia 42
C.4.1 Resistencia a flexión 42
C.4.2 Cálculo de los gráficos 42
C.4.3 Gráficos de montantes a flexión 42
C.4.4 Gráfico de vigas a flexión 42
C.4.5 Gráficos de Resistencia a la compresión 42

C.5 Gráficos de combinaciones de cargas 46

C.6 Reducciones de resistencia de flexión por excentricidad 65

C.7 Ejemplo de un perfil de techo sin restricción lateral 66

Capítulo D. Estructuración de pisos 68

D.1 Construcción de pisos 69

D.2 Apoyo de muros en fundaciones o muros portantes 69

D.3 Tamaños mínimos de viguetas de piso 74
D.3.1 Voladizos de entrepisos 74

D.4 Atiesadores de apoyo 74

D.5 Arriostramiento y bloqueo de vigas 74
D.5.1 Arriostramiento de alas superiores de viguetas 74
D.5 2 Arriostramiento de alas inferiores de viguetas 75
D.5.3 Bloqueo en apoyos internos de viguetas 75
D.5.4 Bloqueo de voladizos 77

D.6 Empalme de viguetas 77

D.7 Aberturas en pisos 77

D.8 Vigas reticuladas de piso 77

D.9 Diafragmas 77
D.9.1 Diafragmas de piso en zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos 77

Capítulo E. Estructuración de muros 80

E.1 Construcción de muros 81

E.2 Conexión de muros a las fundaciones 81
E.2.1 Conexión de tracción en áreas de fuertes vientos 81

E.3 Tamaño mínimo de montantes 81

E.4 Arriostramiento de montantes 84

E.5 Empalmes 86

E.6 Estructuración de encuentros 86

E.7 Dinteles 87
E.7.1 Dinteles de vigas cajón 87
E.7.2 Dinteles espalda con espalda 87
E.7.3 Dinteles de ángulo doble 87
E.7.4 Montantes de dinteles y montantes principales 90

E.8 Arriostramiento de muro 90
E.8.1 Arriostramientos de cintas en X 90
E.8.2 Revestimientos estructurales 90
E.8.3 Fijación de los revestimientos estructurales 91
E.8.4 Requerimientos de anclajes verticales 91

E.9 Revestimiento de muros exteriores 92

E.10 Resistencia y rigidez de revestimientos estructurales 92

E.11 Muros arriostrados en zonas de vientos y riesgo sísmico 92
E.11.1 Generalidades 92
E.11.2 Líneas de muros arriostrados 92
E.11.3 Paneles de paredes arriostradas con revestimientos sólidos 92
E.11.4 Líneas de muros arriostrados del tipo II (perforados) 93
E.11.5 Anclaje de muros arriostrados y requerimientos de montantes 94
E.11.6 Conexiones de muros arriostrados a fundaciones,pisos y diafragmas 94

E.12 Diseño de muros en zonas de alta sismicidad 100
E.12.1 Largo de muros arriostrados del tipo I 100
E.12.2 Anclajes de muros arriostrados y requerimientos de montantes 100
E.12.3 Solera superior de muro 101

E.13 Diseño de muros arriostrados en zonas de vientos extremos 101
E.13.1 Generalidades 101
E.13.2 Longitud de muros arriostrados 101
E.13.3 Conexiones de muros en zonas de vientos extremos 102
E.13.3.1 Generalidades 102
E.13.3.2 Conexiones de tracción entre muros 102
E.13.3.3 Conexiones de tracción en dinteles 102
E.13.3.3.1 Edificio de un solo piso o último piso 102
E.13.3.3.2 Piso inferior de un edificio de dos plantas 102
E.13.3.4 Conexión de la solera inferior a la fundación 102

E.14 Diseño sismorresistente de muros 104
E.14.1 Generalidades 104
E.14.2 Arriostramento de placas de revestimiento 104
E.14.3 Cálculo sismorresistente 104

Capítulo F. Estructuración de los techos 106

F.1 Construccion de techos 107

F.2 Viguetas de cielo 107
F.2.1 Tamaños de las Viguetas de cielo 107
F.2.2 Atiesadores de apoyo 107
F.2.3 Arriostramiento del ala inferior de las viguetas de cielo 107
F.2.4 Arriostramiento del ala superior de las viguetas de cielo 107
F.2.5 Empalmes de viguetas de cielo 107

F.3 Cabios de techo 108
F.3.1 Dimensiones de los cabios 108
F.3.1.1 Voladizo de alero 108
F.3.2 Puntal de apoyo de cabios 108
F.3.3 Empalmes de cabios 108

F.3.4 Conexiones de cabios con viguetas de cielo y cumbrera 108
F.3.5 Arriostramiento del ala inferior de cabios 108
F.3.6 Empuje estructural lateral en los apoyos de los cabios 109

F.4 Estructuración de aberturas en cielos y techos 109

F.5 Cabriadas de techo 109
F.5.1 Generalidades 109
F.5.2 Cabriadas con perfiles propios del Steel Framing 109

F.6 Diafragmas de techo 109
F.6.1 Diafragmas de techo en zonas de alta sismicidad 110
F.6.2 Diafragmas de techo en zonas de fuertes vientos 110

F.7 Conexiones estructurales en zonas de fuertes vientos 110
F.7.1 Generalidades 110
F.7.2 Conexiones de succión de cabios o cabriadas con los muros 110
F.7.3 Conexiones de cintas de acero de cumbreras 110

Capítulo G. Ejemplos de uso de los auxiliares de diseño 118

G.1 Introducción 119

G.2 Gráficos de flexión de montantes y vigas 119

G.3 Gráficos de compresión admisible 119

G.4 Gráficos de resistencia combinada de flexión y compresión 119

Anexos 121

X.1 Selección de perfiles del sistema 122

X.2 Cálculos de los gráficos de dimensionamiento 124

X.3 Cálculo sismorresistente de estructuras del *steel framing* 126

X.4 Reducciones de resistencia de perfiles canal por torsión 133

X.5 Diseño de piezas de dos perfiles canal 143

X.6 Cálculo estructural de perfiles Z 145

X.7 Pandeos distorsionales 147

X.8 Verificacion general de perfiles canal 152

X.9 Comentarios a los cambios de la norma aisi 2007 157

Referencias bibliográficas 163

Prólogo de la 1ª edición

El material contenido en este Manual ha sido desarrollado por encargo de Alacero, y está basado en líneas generales en normas editadas por la **American Iron and Steel Institute** (AISI) de Estados Unidos de Norteamérica y en el **Método Prescriptivo de Construcción de Viviendas para una y dos Familias**, redactado por el Comité en Especificaciones para Steel Framing del AISI. El contenido técnico de este Manual se fundamenta en los encomiables esfuerzos realizados por las personas de estas Instituciones que han redactado las citadas especificaciones para las construcciones de Steel-Framing con perfiles conformados en frío.

En la redacción de este Manual se ha integrado parte de los capítulos A, C, D y E del citado Método Prescriptivo, allí donde aporta soluciones constructivas para la aplicación de estas tecnologías. Asimismo, en el texto de este Manual, cuando se emplean fórmulas de la norma AISI se indica el número que dicha expresión tiene en la norma. De esta manera los usuarios podrán recurrir a estos documentos de referencia si desean profundizar los estudios y el conocimiento de las técnicas relativas a esta forma de construcción.

Debido a los continuos avances tecnológicos y al conocimiento de las características del comportamiento de las construcciones de Steel Framing con perfiles conformados en frío, el material contenido en el Manual puede ser eventualmente modificado en el futuro.

El material contenido en este Manual es solamente para propósitos generales y de información para los usuarios del mismo. De ninguna manera substituye el asesoramiento adecuado de profesionales competentes. La aplicación de la información de este Manual a proyectos específicos debería ser realizada por un profesional especializado en este diseño. De todas maneras, en algunos países y regiones, se requiere además una revisión obligatoria por ley. Cualquiera que haga uso de la información contenida en este Manual, lo hace a su riesgo personal y asume cualquier responsabilidad emergente de su actuación en el proyecto que realice.

El usuario del Manual está informado que debe revisar que el acero esté disponible en la región en que se construirá el proyecto. No todos los perfiles y materiales mencionados en este manual pueden estar disponibles en todos los lugares de Latinoamérica.

Las cargas y los gráficos que se publican en este Manual son para el acero especificado en este texto. Es posible que en los países en los cuales se emplee este Manual existan otros tipos de aceros, los cuales deben ser verificados y adaptados.

Debido a que parte del contenido de este material está basado en el **Standard for Cold Formed Steel Framing, Prescriptive Method for One or Two Family Dwellings,** editado en el 2001 por el AISI de EE.UU., se deja expresa constancia que las partes extraídas y/o traducidas de dicho Standard de ninguna manera implica responsabilidad alguna para AISI ni para Alacero. Esta adaptación parcial solo representa la aplicación racional y el uso de información de primera fuente de una de las instituciones reconocidas mundialmente en el desarrollo del conocimiento relacionado con las estructuras livianas de acero.

Prólogo de la 2ª edición

En el año 2007 el AISI (American Iron and Steel Institute), editó una nueva versión de la norma AISI S 100 – 2007 (56) en la cual figuran diversas modificaciones y nuevas cláusulas que modifican en varios aspectos el cálculo estructural de perfiles conformados en frío.

Los profesionales especializados en el cálculo estructural deben respetarlas, sobre todo en países en donde estas normas son aplicables, a falta de normas locales actualizadas.

Sin embargo, las modificaciones solo afectan a algunos temas del contenido de este MANUAL. A los efectos de orientación y ayuda a estos profesionales, se ha adoptado el siguiente Procedimiento:

1° *En el ANEXO X9 de este Manual se agrega un Comentario General de las novedades y modificaciones introducidas en la nueva edición de la norma AISI del año 2007 (56), que son de interés para los estudiosos y profesionales especializados en el cálculo estructural.*

2° *En aquellos cambios o nuevas cláusulas de la norma AISI que afecten al contenido o a conceptos vertidos en la primera edición del Manual, se agregan notas aclaratorias en el texto y cinco nuevos ANEXOS explicativos respecto a los temas que puedan resultar controvertidos y aquellos en que el contenido de la nueva norma AISI merece ser aclarada para aquel lector del MANUAL que lo emplee como auxiliar para el diseño de estructuras de Steel Framing.*

3° *El análisis de las prescripciones de la nueva norma AISI 2007 (56), incluye un importante avance en cuanto a la posibilidad de la verificación de las tensiones causadas en los perfiles tipo Canal por la torsión generada por la excentricidad del centro de corte. En los ANEXOS X4 y X8 se agregan recomendaciones de cálculo para que los ingenieros estructurales puedan resolver los diferentes casos de los perfiles Canal del Manual actuando como vigas o correas.*

4° *Para el caso de perfiles compuestos se agrega el Anexo X5 y en caso que se emplearan perfiles Z el Anexo X 6.*

5° *En el ANEXO X7 se analiza la posibilidad que en los montantes del Steel Framing se presenten problemas de pandeo distorsional, llegándose a la conclusión que ese efecto no es probable cuando se trata de montantes de muros y tabiques que tengan adosados paneles de revestimientos prescritos para este tipo de construcciones;. En el caso opuesto de perfiles sin paneles adosados de revestimientos, sí se deben verificar los pandeos distorsionales de las alas de los perfiles canal. En forma similar y por el mismo efecto deben apuntalarse los muros mientras no tengan adosados los revestimientos.*

Introducción

El contenido de este Manual está basado en gran medida en el del **Standard for Cold Formed Steel Framing - Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings** (5) (Método prescriptivo para viviendas de una y dos familias), editado en el año 2004 por el **American Iron and Steel Institute (AISI)** de Estados Unidos de Norteamérica.

Este Manual se ajusta a las prescripciones de la norma AISI S100 - edición del año 2007, de estructuras de acero conformado en frío. Todo cálculo de las estructuras tratadas en este Manual deben ser verificadas según esta norma y sus estándares referenciales mostrados en la página siguiente.

El mismo está dirigido a todas aquellas personas, sean o no profesionales, que tengan interés en conocer las características técnicas de este sistema constructivo en sus aspectos estructurales, conteniendo además información y auxiliares de cálculo para profesionales que deseen profundizar sus conocimientos de ingeniería y de cálculo estructural del **Steel Framing**.

El texto ha sido ajustado y adecuado a las características de los países latinoamericanos, con el principal propósito de difundir las técnicas de este método de construcción.

Para cumplir con este propósito Alacero ha editado **dos Manuales** complementarios entre si:

- **Manual Steel Framing de Arquitectura**
- **Manual Steel Framing de Ingeniería**

en los cuales se entrega a los profesionales de la construcción y al público, valiosa y actualizada información general y técnica que permitirá conocer las particulares propiedades de este método. El Manual de Arquitectura es complementario de este Manual, donde el lector podrá encontrar la descripción de las características del sistema y hasta la historia de su creación. Por lo mismo, los aspectos arquitectónicos y detalles constructivos pueden ser consultados en dicho Manual y no se repiten en el de Ingeniería.

Las perspectivas de Figuras 1 y 2 muestran los esqueletos de dos alternativas constructivas, correspondiente a viviendas en dos niveles, que son similares en la conformación de muros y pisos pero que difieren en el techo, ya que en la Figura 1 es de cabios, mientras que el de la Figura 2 tiene cabriadas y correas en la cubierta. En dichas figuras se destacan los componentes del sistema, los que en este Manual son tratados en sus aspectos téc-

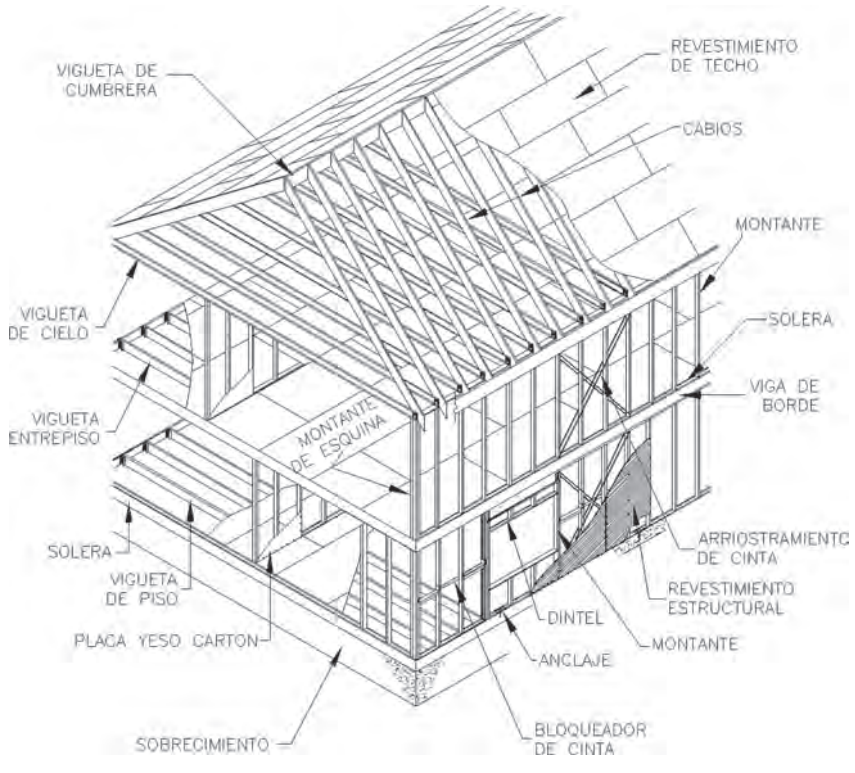


Figura 1. Vivienda dos niveles, techo de cabios

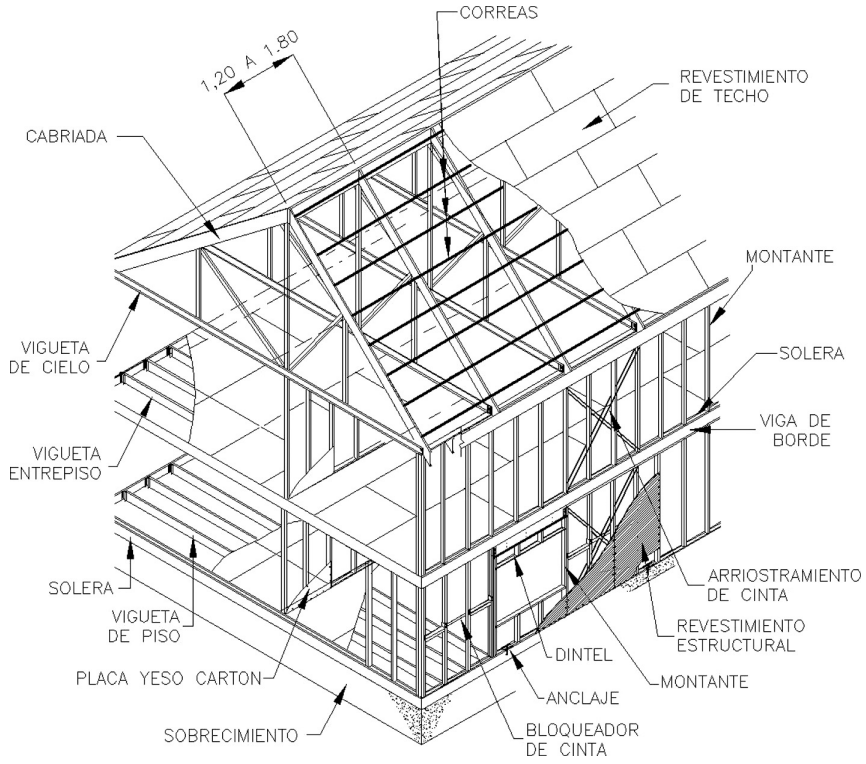


Figura 2. Vivienda dos niveles, techo de cabriadas

nicos, suministrando información para su dimensionamiento y detalles de las uniones entre dichos componentes.

El texto del Manual se divide en los siguientes Capítulos:

A. Generalidades
B. Componentes Estructurales
C. Auxiliares de Diseño
D. Estructuración de pisos
E. Estructuración de muros
F. Estructuración de cubiertas
G. Ejemplos de uso de los Auxiliares de Cálculo

ANEXOS:

X1 Selección de perfiles del sistema
X2 Cálculos de los gráficos de dimensionamiento
X3 Cálculo sismorresistente de estructuras del Steel Framing
X4 Reducción de resistencia de perfiles canal por torsión
X5 Diseño de piezas formadas por dos perfiles tipo montante o canal
X6 Calculo estructural de perfiles Z
X7 Pandeos distorsionales
X8 Verificación general de perfiles Canal
X9 Listado de cambios de la norma respecto de la edición 2001

Estos Capítulos muestran, con la ayuda de figuras, las formas recomendadas de estructuración del método y las uniones con sus tornillos fijadores mínimos, en gran parte basados en las recomendaciones del **Prescriptive Method for Cold Formed Steel Framing** del **AISI** (5) complementado por Auxiliares de Cálculo exclusivos de este Manual, ajustados a las especificaciones del AISI. Además, se entregan ejemplos de dimensionamiento de las viguetas y montantes para mostrar el empleo de los Auxiliares de Cálculo.

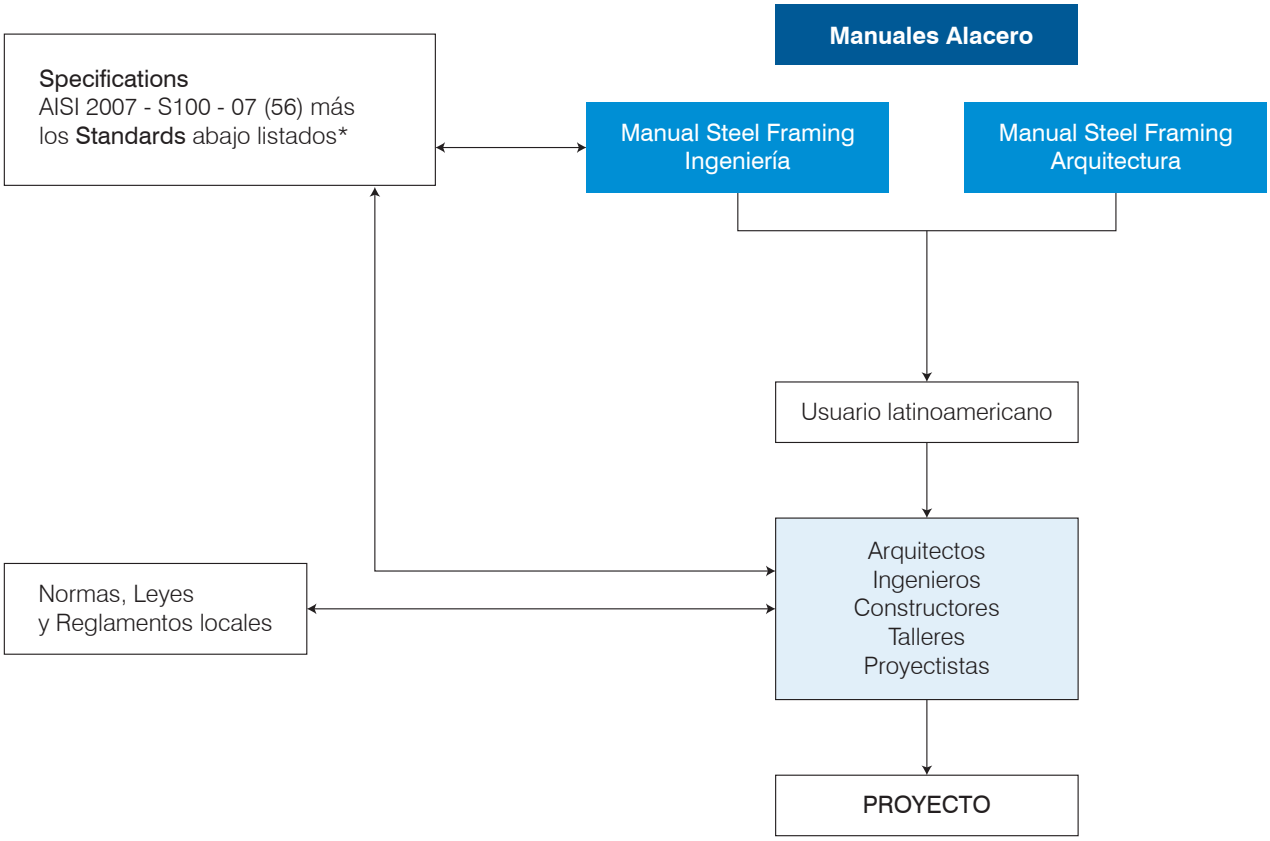
En el Capítulo E se reproducen, convertidas al sistema métrico, algunas de las tablas que se publican en el **Prescriptive Method** (5) del AISI, a las cuales se les asigna el mismo número que en dicha publicación, con lo cual se facilita la interconsulta entre los dos Manuales.

De esta manera el usuario podrá diseñar construcciones como las que aquí se describen. Los anexos aportan aclaraciones importantes sobre aspectos de cálculo sobre los cuales existe limitada información en la bibliografía actual de esta especialidad. Asimismo, la información podrá ser usada en otros proyectos similares en los que se emplee el **Steel Framing** pero con la recomendación que en dichas adaptaciones intervenga un profesional con conocimientos y experiencia en las construcciones de acero de este tipo.

Parece conveniente incluir en esta Introducción del **Manual de Ingenieria del Steel Framing** el siguiente ESQUEMA 1:

Con este cuadro, el lector de los Manuales adquiere una visión de la utilidad de los mismos y la importancia de los documentos básicos del AISI y de las reglamentaciones locales. Es oportuno manifestar que en casos de dudas y/o discrepancias, priman los documentos originales del AISI en inglés, salvo que sea obligatorio respetar leyes y reglamentaciones locales.

ESQUEMA 1. Utilidad de los Manuales



* Listado se Standards publicados en la Norma AISI 2007

AISI S200-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Framing - General Provisions (57)*
AISI S210-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Floor and Roof system Design (58)*
AISI S211-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Wall Stud Design (59)*
AISI S212-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Header Design (60)*
AISI S213-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Lateral Design (61)*
AISI S214-07 *North American Standard for Cold Formed Steel Truss Design (62)*
AISI S901-02 *Rotational Lateral Stiffness Test Method for Beam-to Panel Assemblies (63)*
AISI S902-02 *Stub-Column Test Method for Effective Area of Cold Formed Steel Columns (64)*
AISI S906-04 *Standard Procedures for Panel and Anchor Structural Test (65)*



CAPÍTULO A

Generalidades

A.1
CONCEPTOS BÁSICOS

Tal como se describe en detalle en el Manual de Arquitectura el sistema de Steel Framing es heredero del "Wood Framing" empleado principalmente por los inmigrantes a Estados Unidos, basado en el empleo de montantes de madera a distancias reducidas y rematados en sus extremos por sendas soleras también de madera. Asimismo los entrepisos son formados por viguetas de madera y los muros y entrepisos recubiertos con revestimientos de diferentes tipos.

Este sistema fue adaptado a las construcciones de acero hace algunas décadas al crearse el sistema del Steel Framing, de perfiles galvanizados muy livianos, con los cuales se construyen estructuras de hasta varios pisos y que tiene una divulgación cada vez mayor por las ventajas de ser un material reciclable que si se compara con la madera ofrece notables ventajas.

En este sistema se emplean con poca frecuencia elementos tales como pórticos, vigas y columnas aisladas siendo las cargas gravitacionales distribuidas en forma uniforme en las viguetas y montantes, todos ellos ubicados a la distancia modular elegida, ya sea 40 o 60 cm, que son medidas submúltiplo de 1,20 m (o de 1.22m si son revestimientos en medidas inglesas) que es la medida estándar de los paneles de revestimiento de 4 pies de ancho y 8 pies de alto.

Antes de entrar en los aspectos de cálculo y diseño especializado, es útil explicar que tratándose de un sistema de entramados de elementos todos conectados entre sí, es de primera importancia que las conexiones entre dichos elementos sean confiables. Al mismo tiempo hay que destacar que la calidad de elementos delgados obliga a ciertas precauciones para evitar fallas de pandeo que es una falla típica de los elementos esbeltos. Por este motivo en este Manual se han incluido aquellos temas y figuras de los Manuales de EE.UU que facilitan a los constructores, no expertos en el tema, reconocer en cuales partes de estas estructuras hay que reforzar las uniones, respetando las conexiones mínimas que se recomiendan en este Manual.

Pero dado que en la aplicación práctica este sistema puede tener infinitas variantes, siempre se requiere, aparte de un enfoque práctico, la intervención de un especialista estructural que aporte la garantía de que la estructura resista las fuerzas del viento, la nieve y los terremotos.

A.2
ESTRUCTURACIONES TIPICAS

Las posibilidades de aplicación del sistema son muy amplias, existiendo construcciones de hasta 5 y más pisos. Sin embargo el objetivo de este Manual es el de establecer ciertas reglas y recomendaciones para viviendas de hasta dos niveles, consecuente con los criterios adoptados en EE.UU., probablemente porque es la aplicación más difundida del sistema. A partir de esta limitación razonable este Manual trata de ofrecer toda la información disponible para los profesionales de la Construcción que desean especializarse en este tema, sin olvidar a los mismos dueños de este tipo de viviendas, que sin duda también pueden interesarse por conocer las propiedades y ventajas de las estructuras de sus viviendas

En las Figuras 1 y 2 de la Introducción de este Manual se muestran dos ejemplos de estructuraciones de viviendas de diferentes techos. La de la figura 1 tiene cabios en el techo a la distancia modular de 40 o 60 cm y llevan revestimientos estructurales de multilaminados fenólicos u OSB, sobre los cuales se colocan tejuelas livianas.No debe olvidarse que en general este tipo de viviendas son del tipo liviano,lo cual es una de sus ventajas sobre todo en zonas sísmicas. Al respecto es interesante consultar las Tablas A.4-1 y A.4.-2 en las cuales figuran los pesos de muros, cielos y cubiertas asumidos en la práctica estadounidense y que son condicionantes en la construcciones de dos niveles cubiertos por el citado Prescriptive Method del AISI (5). Es evidente que si se emplean muros y entrepisos de mayores pesos (pisos de hormigón, tejas cerámicas, etc), las construcciones deben ser diseñadas expresamente para esas mayores cargas, así como el caso de mayores sobrecargas.

La estructura de la figura 2 muestra una alternativa que emplea cabriadas, las que en general se colocan a la distancia de 3 módulos (1,20 m o 1,80 m). En este caso, si se especifican revestimientos de placas del tipo madera se colocan correas (largueros a no más de 60 cm entre ellos). También es necesario mencionar que pueden emplearse planchas de techo (galvanizadas o prepintadas del tipo trapezoidal u otras), en cuyo caso la distancia entre correas puede ser mucho mayor.

Fuera de esta alternativa de techo la estructuración y diseño de los muros portantes y no portantes, de los entrepisos, dinteles, jambas, arriostramientos, etc son similares a los empleados en EE.UU., siendo por lo tanto aplicables las recomendaciones y detalles del AISI y reproducidos parcialmente en este Manual.

En las citadas figuras se muestran los elementos estructurales componentes del sistema, los que son perfiles de acero conformados en frío que tienen la especial propiedad de permitir el calce en las uniones de los montantes con las soleras, una propiedad que facilita en forma importante este tipo de construcción. Basta colocar un tornillo en cada ala de los dos perfiles para conectarlos. Sin embargo existe una condición que no todos respetan, que es la de asegurarse que el extremo del montante apoye plenamente en la cara interior de la solera. La unión no es por acción del tornillo, que es solo fijador. La transmisión de la carga del Montante, que puede ser importante, debe transmitirse por compresión de aplastamiento en toda la sección del perfil.

La anterior condición está prescrita en la cláusula C3.4.4 del Standard AISI S200 General Provisions del 2007, pero con la salvedad que se autoriza un huelgo de montaje de 1/8 de pulgada (3,2 mm) entre los extremos de los montantes y las almas de las soleras. Este huelgo se justifica porque en la práctica las curvaturas interiores de las soleras no permiten un contacto pleno entre ambos perfiles. Sin embargo en este Manual se recomienda que los perfiles permitan un apoyo pleno inicial empleando perfiles que eviten este huelgo inicial.

Los perfiles que se emplean son bastante similares entre los fabricantes, con algunas diferencias menores, incluso de resistencias del acero. Pero en general son similares a los que muestran en el "*Capítulo B"* de este Manual.

En cuanto a la estabilidad de estas estructuras frente a las acciones del viento y de los terremotos puede afirmarse que al estar formados por paneles con armazones de acero y revestimientos estructurales de OSB o multilaminados, poseen una apreciable rigidez y resistencia. Sin embargo es oportuno destacar algunas diferencias entre los efectos de los vientos y los sismos.

A.2.1. Acción del viento

Siendo estas construcciones de pesos reducidos comparadas con las de albañilería es natural que la acción de fuertes vientos puede ser el caso crítico. Debe asegurarse que todos los muros resistan las fuerzas de fuertes vientos y que los pisos y el techo actúen como diafragmas para asegurar la adecuada distribución equilibrada de las fuerzas laterales.En este sentido no es prudente el uso de aberturas grandes que sobrepasen lo permitido, ni la adopción de plantas asimétricas. Aparte de esto uno de los efectos más dramáticos de lo vientos es la generación de elevadas fuerzas de succión sobre los techos, por lo cual existen riesgos de la voladura de los mismos, lo que puede ser el comienzo de la destrucción total de la construcción. En cuanto a los anclajes no basta con que estos sean resistentes sino que debe asegurarse que las fundaciones tengan suficiente peso como para que no sean simplemente arrancados por las fuerzas de succión del viento.

A.2.2. Acción del sismo

El hecho de tratarse de construcciones esencialmente livianas es una ventaja sismorresistente. Por eso en general no será conveniente agregar masas a estas construcciones, tales como contrapisos de hormigón, revestimientos de ladrillos, tejas cerámicas, etc. Sin embargo si estos agregados se efectúan racionalmente y tomando en cuenta los efectos sobre las respuestas sísmicas, pueden realizarse con el debido control por un ingeniero especializado en el tema. Por ejemplo si en una construcción de este tipo se agrega una capa de hormigón en el entrepiso, será importante agregarle una malla de acero y con ello asegurar que la losa así constituida actúe como un diafragma para distribuir las fuerzas inerciales del sismo.

A.3 DETALLES ESTRUCTURALES

Basado en la importante experiencia del AISI de EE.UU. y las Instituciones ligadas a dicho Instituto es posible disponer del privilegio de conocer las recomendaciones que han elaborado durante las últimas décadas estas Instituciones para el caso de viviendas de dos plantas como las tratadas en este Manual.

Se reproducen en las figuras de este Manual, los detalles de uniones que recomiendan en la solución con tornillos. El constructor o fabricante podrá de estos detalles conocer la cantidad mínima de tornillos que debe colocar en cada unión, con lo cual ya tendrá resuelto en principio un problema constructiuvo. Sin embargo eso no invalida la condición de que toda unión importante debiera ser verificada por un técnico entendido en la materia, ya que la responsabilidad final será del profesional que firma la documentación del proyecto. En ese sentido este Manual aporta auxiliares de cálculo que pretenden facilitar la labor de los profesionales que se desempeñen en el diseño y cálculo de estas estructuras.

A.4 ALCANCE DE ESTE MANUAL

Las prescripciones y recomendaciones de este Manual están destinados a viviendas de hasta dos pisos, y construcciones similares de casas rurales o urbanas que no tengan mas de dos niveles y en las cuales se emplean estos métodos constructivos

repetitivos de la practica del Steel-Framing. En este Manual se entregan recomendaciones constructivas y de detalle, métodos para verificación de los componentes del sistema, y con la recomendación que este Manual sea empleado por un profesional con experiencia en construcciones de acero.

En ningún caso este Manual descarta la posibilidad de otros materiales, otros detalles y diseños que difieran de los recomendados aquí, siempre que se demuestre que tales materiales, soluciones y cálculos sean equivalentes a lo que se especifican en este Manual.

A.4.1. Límite de aplicabilidad

Este Manual se limita a construcciones de viviendas que cumplan con las limitaciones que se especifican en la Tabla A.4.1.

En áreas sísmicas extremas, el límite de aplicación que se da en esta tabla se modifica a la limitación de la Tabla A.4.2.

Las viviendas de hasta dos niveles clasificadas como de categoría sísmica E, según definido en este Manual y en la norma ASCE 7 (46), pero que

Tabla A.4.1. Limites de aplicabilidad

General	
Atributo	**Limitación**
Dimensión de la construcción	Ancho máximo de 12 m Largo máximo de 18 m
Número de niveles	2 niveles con una base
Velocidad del viento	Hasta 210 km/h
Tipo de exposición al viento*	Terreno abierto C A, suburbano o B, zonas boscosas
Carga de nieve	Máximo de 3,35 KN/m^2
Categoría sísmica**	Tipo A, B y C, de normas americanas
Pisos	
Atributo	**Limitación**
Peso propio	Máximo de 0,5 KN/m^2
Sobrecarga de uso Primer piso (planta baja) Segundo piso	 2 KN/m^2 1,5 KN/m^2
Voladizos	60 cm
Muros	
Atributo	**Limitación**
Peso propio de muros	0,5 KN/m^2
Altura máxima de muros	3 m
Cubiertas	
Atributo	**Limitación**
Peso propio de techos	0,6 KN/m^2 de cubierta y cielo 0,34 KN/m^2 para recubrimientos de techo
Carga máxima de nieve	3,35 KN/m^2 como máximo 0,8 KN/m^2 como mínimo (USA)
Peso propio de cielo	0,25 KN/m^2
Pendiente de techo	25% a 100%
Alero frontal	Máximo de 30 cm
Aleros laterales	Máximo de 60 cm
Sobrecarga de entretecho accesible Sobrecarga de entretecho inaccesible	1 KN/m^2 0,5 KN/m^2

* Exposición al viento según norma ASCE 7 (46) según características del terreno.
** Categoría sísmica según norma ASCE 7, de acuerdo a riesgo sísmico de la zona y tipo de edificio. Estas clasificaciones pueden variar según normas locales.

Tabla A.4.2. Limitaciones adicionales en zonas de alta sismicidad

Atributo	Limitación
	General
Número de niveles	2 pisos
Carga de nieve	3,35 KN/m² máximo con cubierta liviana 1,5 KN/m² máximo para cubierta pesada
Categoría sísmica*	Categorías D1, D2, E (Nota: Categorías según tecnología norteamericana, ver *"Anexo X3"*) y *
	Muros
Peso propio de muros	0,35 KN/m² máximo para sistema de muros livianos 0,70 KN/m² para sistema de muros pesados
	Techos
Peso propio de techos y cielos	0,60 KN/m² para sistema liviano 0,70 KN/m² para sistema normal 1,20 KN/m² para sistema pesado
Pendiente del techo	25% a 50%

* Categoría sísmica según norma ASCE 7, de acuerdo a riesgo sísmico de la zona y tipo de edificio. Estas clasificaciones pueden variar según normas locales.

Tabla A.4.3. Velocidades equivalentes básicas (Km/h)

Velocidad media máxima	110	120	130	137	145	160	177
Racha de 3 segundos	137	145	160	170	177	193	210

cumplen con las limitaciones de construcciones regulares y sin tener pisos en voladizo al exterior de las paredes del primer nivel, pueden ser designados de acuerdo con los requerimientos de la categoría sísmica D2. (Ver A-5 *"Definición de términos"*).

Cuando normas de construcciones locales u ordenanzas municipales regulen la construcciones de viviendas basadas en la velocidad del viento locales, la velocidad del viento equivalente a ráfaga de 3 segundos se debe determinar conforme a la Tabla A.4.3.

En la edición del año 2007 de la norma AISI se agregaron los Standards que figuran en la Introducción. El Standard AISI S213 LATERAL DESIGN conviene ser consultado porque incluye nuevas especificaciones relacionadas con las verificaciones de cálculo de las resistencias laterales para el caso del viento y los terremotos. Este Standard tiene la particularidad de ofrecer dos distintos métodos de cálculo sísmico según sea para Estados Unidos de Norteamérica y Méjico o Canadá. La principal diferencia entre ambos métodos es que en Canadá básicamente se calculan las estructuras con respuesta elástica, sin recurrir a reducciones de las fuerzas sísmicas prescritas para los sismos de diseño según las zonas sísmicas de cada pais. Esto implica que el Coeficiente de Reducción de la fuerza sismica R se asume igual a uno. En este Manual, ya antes de la edición de la norma AISI 2007, se había recomendado igual criterio, tal como se muestra y se aplica en el Anexo X3.

A.4.2. Limitaciones en zona de alta sismicidad y fuertes vientos

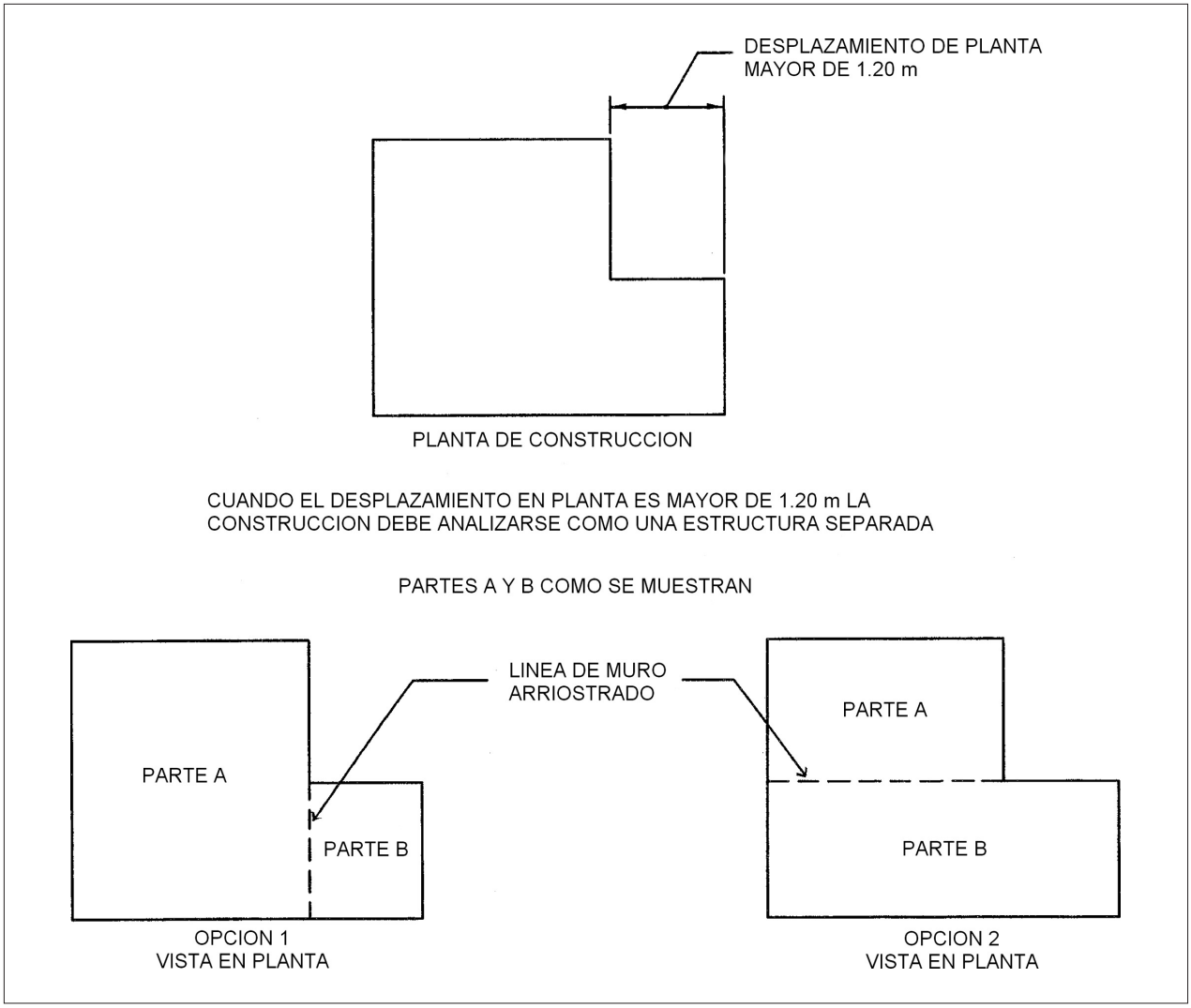
En zonas de alto riesgo sísmico, los sobrecimientos deben quedar limitados a una altura de 1,20 m desde el nivel del terreno hasta el tope del sobrecimiento o platea de fundación.

Las construcciones en zona de alto riesgo sísmico y fuertes vientos, quedan sujetas a las limitaciones adicionales de esta sección.

Los diafragmas de pisos y de techo deben tener una relación de forma no menor que 0,25:1 y no mayor de 4:1. La relación de forma de diafragmas se debe determinar dividiendo la distancia entre muros arriostrados por el largo del diafragma paralelo a dichos muros arriostrados. (Ver *"la definición de muros arriostrados en el punto A5"*).

Los diafragmas de piso y de techo no deben tener desplazamientos en planta que excedan de 1,20 m.

Figura A.4.1. Configuración en planta



Excepción: construcciones en donde los desplazamientos de los diafragmas exceden de 1,20 m, deben ser analizadas como construcciones distintas, y separadas por un muro de arrostramiento o una línea de arrostramiento. (ver Figura A.4.1).

Las líneas de arrostramiento de muros pueden estar ubicadas en las paredes exteriores, y en paredes interiores según sea requerido.

Donde un muro arriostrado separa a dos secciones de un edificio, la longitud requerida del muro arriostrado debe ser determinada sumando las longitudes de los muros arriostrados de cada porción del edificio, tal como se muestra en la Figura A.4.1.

Donde existen desplazamientos verticales en los diafragmas de piso y de techo deben ser conectados entre sí por líneas arriostrados de muros, que sean capaces de transmitir los esfuerzos de un nivel al otro. Ver Figura A.4.2.

Las líneas de muros arriostrados que sean requeridas por razones de estabilidad y resistencia del edificio deben ser continuas en un mismo plano vertical desde la fundación hasta el piso superior.

No deben existir desplazamientos horizontales de muros arriostrados. Ver Figura A.4.3.

A.4.2.1. Edificios irregulares

En zonas de alta sismicidad, los edificios irregulares deben tener un sistema resistente lateral diseñado por ingenieros y de acuerdo con los códigos locales. En caso de no existir normas locales, deben cumplir con las prácticas aceptadas de ingeniería estructural.

Una construcción debe ser considerada irregular cuando una o varios de las siguientes condiciones se presentan en dicho diseño:

Figura A.4.2. Límites de configuración de edificios

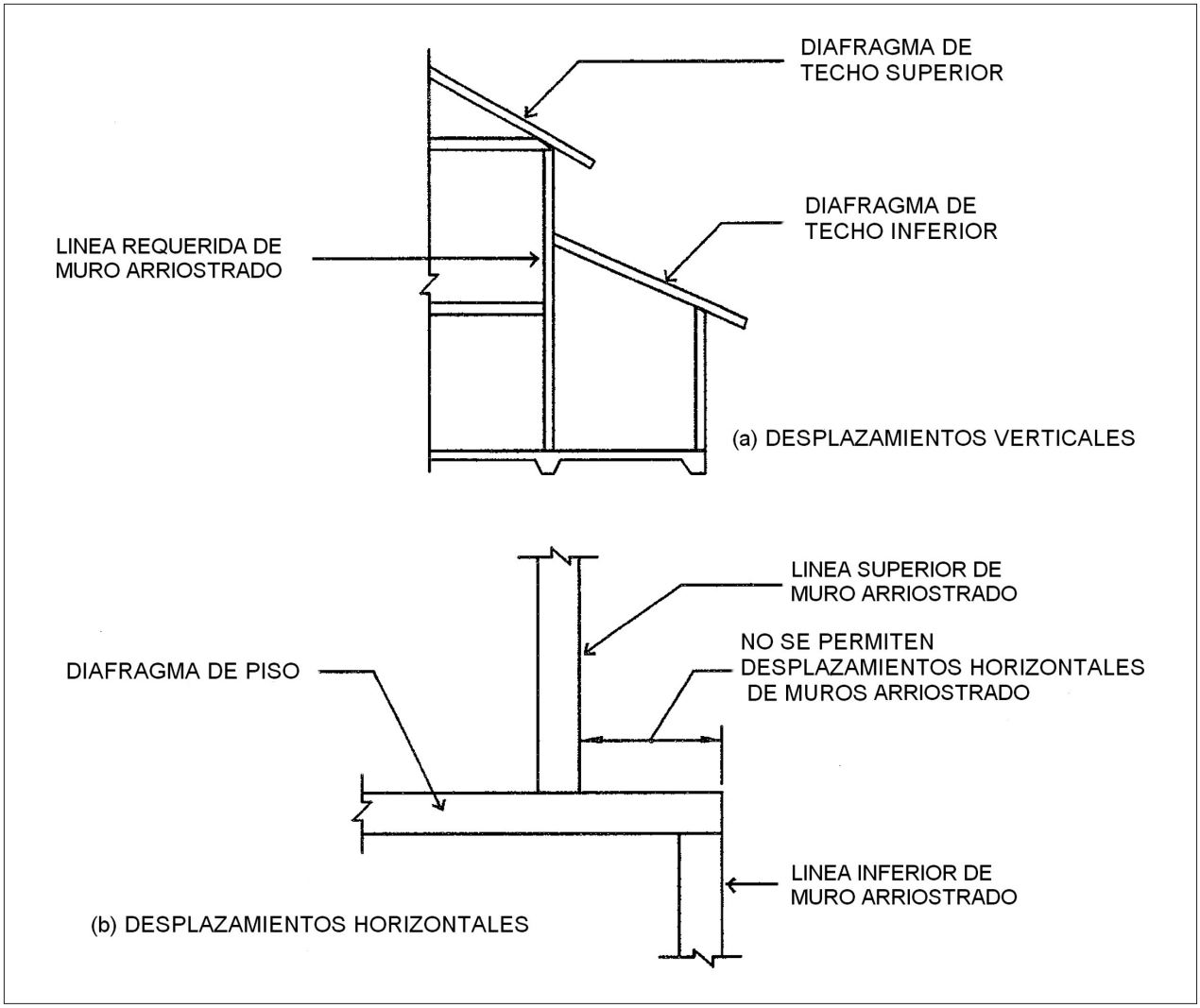
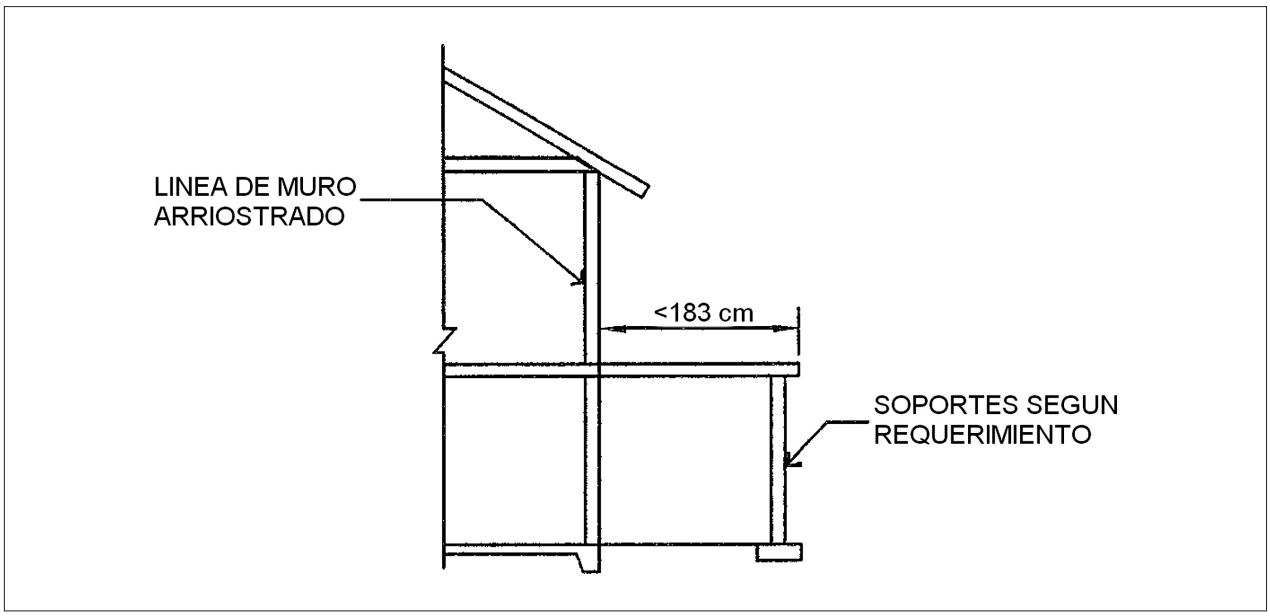


Figura A.4.3. Edificios irregulares



- Cuando las líneas de muros arriostrados exteriores no están en un plano vertical desde la fundación hasta el piso superior.

- Cuando la sección de un piso o un techo no esta soportado lateralmente por muros de arriostramiento en todos los bordes.

Excepción: partes de pisos que no soportan muros de arriostramiento del tipo I o del tipo II, o techos, pueden extenderse hasta 1,80 m (1,83 m) más allá de la línea de arriostramiento. Ver FIGURA A.4.3.

- Cuando una abertura en un piso o techo excede de 1,60m o 50% de la menor dimensión de piso o techo.

- Cuando porciones de un piso están desplazados verticalmente y no soportados por un muro de arriostramiento.

- Cuando no existen líneas de muros arriostrados en dos direcciones perpendiculares.

- Cuando una línea de muro arriostrado es construida en sistemas de arriostramiento diferentes.

A.5 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

En general se aplican las definiciones de las especificaciones generales del AISI. Además, son importantes las siguientes aclaraciones de los términos empleados en este Manual.

El objetivo de esta cláusula es aumentar las posibilidades de un mejor entendimiento del contenido en este Manual, en especial en Países donde la definición de partes de la construcción emplea términos que no coinciden con las palabras de este Manual. En ese caso estas definiciones serán de utilidad para el Profesional que lo emplea

AISI. American Iron and Steel Institute - Instituto del Hierro y Acero de Estados Unidos de Norteamérica.

Alero. Es la proyección horizontal del techo medido desde la cara del muro exterior hasta el borde exterior del techo.

Alero de frontón. Es la proyección horizontal del techo medido desde la cara exterior del frontón de la construcción hasta el borde exterior del techo.

Altura principal de techo. La altura desde el alero del techo y hasta el punto más alto del techo.

Anclaje de succión. Es un sistema de anclaje que conecta los muros y pisos al muro en que se apoyan o la fundación, y que principalmente resiste las fuerzas de succión (tracción) debido al viento o a las fuerzas sísmicas.

Ángulo conector. Es una pieza corta de acero de tipo ángulo (normalmente con un ángulo de 90 grados), que se usa típicamente para conexiones.

Área efectiva de un perfil de acero. Es el área total de las partes del perfil que se asume no sufren pandeo local. Es un criterio aproximado que permite evaluar el efecto de los pandeos locales, sin ser teóricamente exacto.

Área de alta sismicidad. Es un territorio de la categoría sísmica D1 o D2, según este Manual tal como se define en esta sección, pudiendo emplearse otras designaciones en los paises del area y conforme a las normas de cada país.

Área de vientos fuertes. Es un área donde las velocidades de viento básicos son mayores de 180 km/hr.

Ático. Es el espacio generalmente no habitable que queda entre la cubierta y el cielo de una casa.

Atiesador, o rigizador. Elemento estructural que se agrega a perfiles para reforzar puntos de concentración de fuerzas.

Bloqueador. Consiste en perfiles C, perfiles U o cintas de acero agregados a miembros estructurales, así como paneles de revestimiento agregados a dichos perfiles para transferir fuerzas de corte entre las partes.

Bulón. Sinónimo de perno. Elemento de conexión de acero de cabeza hexagonal y vástago con hilo y tuerca

Cabriada. Son las armaduras del techo reticuladas de perfiles de acero. En algunos paises se denominan cerchas.

Categoría sísmica SDC. Esta es una clasificación asignada a un edificio basada sobre su importancia y la severidad del movimiento sísmico del suelo en el sitio de la construcción y según lo especificado en la norma ASCE 7(46) Esta clasificación puede diferir en los paises del area según las normas locales.

Cielo. Abreviatura de cielorraso, que es el plano de cerramiento superior de una habitación.

Cinta. Fleje de acero plano, delgado y de ancho limitado que se emplea típicamente como arriostramiento y como elemento de bloqueo que transfiere cargas por tracción.

Clinching. Designación en inglés de la operación de abrochado de bordes de perfiles o planchas de acero por medio de herramientas especiales de tipo tenaza.

Conjuntos de techo/cielo livianos. Un conjunto de techos y cielo que tiene un peso unitario promedio igual o menor a 0,50 kN/m^2.

Conjunto de techo/cielo de peso normal. Es un conjunto de techo cielo con un peso promedio mayor que 0,5 kN/m^2 y menor o igual a 0,7 kN/m^2.

Construcción húmeda. Es la construcción en la que se emplea hormigón, mortero o yeso, mezclas que contiene agua

Construcción seca. Construcción en la cual no se emplea agua, como la de madera y de perfiles de acero con revestimientos de placas prefabricadas

Costanera. Designación que se emplea en algunos países para las correas y largueros.

Cumbrera. Es la línea horizontal formada por la unión de los bordes superiores de dos partes de techos en pendientes opuestas.

Diafragmas. Se definen como diafragmas estructurales los entrepisos, cielo y techos que al estar formados por placas de calidad estructural, poseen capacidad para resistir fuerzas de corte en su plano generadas por el viento, los sismos u otras causas

Edificio regular. Es un edificio no clasificado específicamente como irregular.

Edificio irregular. Es un edificio que cumple o excede los límites establecidos en la sección A.4.2.1 como edificio irregular.

Encofrado. Molde o Moldaje de madera o de acero en los cuales se cuela el hormigón para formar vigas, columnas y losas de este material.

Estructuración repetitiva. Es un sistema de estructuración donde los muros, pisos y miembros estructurales de los techos están distanciados entre sí no mas de 60 cm entre centros. Se permiten mayores espaciamientos en aberturas cuando las cargas estructurales son transferidas a dinteles o travesaños que soportan los montantes, vigas o cabios superiores al nivel del dintel.

Exposición al viento. La exposición al viento debe regirse por código de construcción local, o en caso de la ausencia de un código debe cubrirse con la norma ASCE 7 (46)

Hormigón. También llamado Concreto que es una mezcla de piedra, arena y cemento que se emplea en la construcción

Línea de muro arriostrado. Consiste en un muro que está diseñado para resistir la fuerza del corte del sismo o del viento, y está formado por paneles arriostrados de tipo I o del tipo II, tal como se define en esta sección.

Losa. Piso de hormigón simple o de hormigón armado.

Luces múltiples. Es la luz formada por una viga continua con soportes intermedios.

Luz aislada. Es la luz de un elemento estructural que no tiene apoyos intermedios.

Luz. La distancia horizontal libre entre apoyos de un elemento estructural.

Montante. Perfil componente del entramado estructural de muros, generalmente en posición vertical y que se conecta en sus extremos con perfiles solera.

Montantes extremos. Son montantes importantes que están localizados en los extremos de los paneles arriostrados de tipo I o del tipo II.

Montante de borde. Son los montantes que se ubican en ambos bordes de las aberturas tales como ventanas y puertas

Multilaminado fenólico. Placas formadas por láminas delgadas de madera adheridas entre si por cola fenólica, también llamado terciado

Muros arriostrados. Son muros, paredes y tabiques que poseen revestimientos estructurales y/o diagonales de cintas de acero que le confieren capacidad de resistir fuerzas de corte en el plano del muro causadas por las fuerzas del viento, sismo u otras causas.

Muro o pared. En este Manual se define como muros y/o paredes los tabiques compuestos de paneles de estructura de acero de perfiles del Steel Framing con placas de revestimiento.

Muros exteriores pesados. Es un muro exterior con un peso unitario mayor que 0,35 kN/m^2, y menor o igual 1,20 kN/m^2.

Muros exteriores livianos. Un muro exterior con un peso promedio igual o menor que 0,34 kN/m^2.

Nivel del Terreno. Es el nivel promedio del suelo alrededor del edificio, al nivel de los muros exteriores.

Pandeo distorsional. Es la inestabilidad lateral y torsional de alas con pestañas de borde de perfiles abiertos, cuyo largo de pandeo es mayor que los largos de pandeos locales y menor que los largos de pandeos flexo torsionales generales de la pieza.

Paneles. Son secciones de paredes o muros formados por entramados de montantes y soleras, cubiertas en ambas caras por placas estructurales de revestimiento.

Paneles de muro del tipo I. Los paneles de tipo I son revestidos en su altura total de muro con paneles de tipo madera o planchas de acero, sin aberturas y tienen un revestimiento continuo entre los anclajes extremos de tracción del mismo muro.

Paneles de muro del tipo II. Estos son paneles similares a los de tipo I pero que tienen interrupciones de ventanas, o puertas entre los anclajes extremos de tracción del muro

Plancha de acero. Es un panel delgado de acero usado en lugar de los revestimientos arriostrantes

Planta baja. Es el primer nivel de una construcción y el segundo nivel se llama primer piso. En otros países es llamado primer piso, y donde al segundo nivel se lo designa como el segundo piso.

Platea. Losa de hormigón simple o armado colocada directamente sobre el terreno compactado y que forma la base del primer nivel de la construcción.

Radier. Designación que se emplea en algunos paises para las plateas de hormigón sobre el terreno compactado.

Relación de forma. Es la relación entre el alto y ancho de paneles, placas y paredes.

Relación de forma de planta. Es la relación entre el largo (mayor dimensión) respecto de ancho de la planta de una construcción.

Revestimiento estructural. Las cubiertas (ej. Multilaminado fenólico o paneles de fibra orientada OSB), que se emplean instalándolas sobre los miembros estructurales, para distribuir cargas, actuar como arriostramientos y reforzar el conjunto estructural.

Revoque. Mezcla de materiales para enlucir paredes.

Rigidizador de apoyo. Es un perfil de acero adicional que se agrega al alma para reforzar el perfil contra abollamiento. También se llama rigidizador de alma.

Riostra. Perfil estructural de acero complementario de entramados metálicos, generalmente en posición diagonal respecto de los montantes y/o vigas que tienen por objetivo rigidizar los planos del entramado.

SDC D1. Es la categoría sísmica de diseño definida por el AISI, correspondiente a una aceleración de repuesta espectral de corto periodo mayor que 0,5 g, y menor o igual que 0.83 g.

SDC D2. Es la categoría sísmica de diseño definida por el AISI, correspondiente al espectro de respuesta de aceleración de periodo corto mayor que 0,83 g, y menor o igual a 1,17 g. Estas son definiciones empleadas en el manual del AISI y la norma ASCE 7 (46). Sin embargo si existen normativas sísmicas locales el ingeniero podrá adoptar otras definiciones de la intensidad sísmica.

SDC E. Es la categoría de diseño sísmico definida por el AISI, correspondiente a la aceleración espectral de respuesta de periodo corto mayor que 1,17 g.

SF. Abreviatura de “Steel Framing “que designa el sistema de entramados de acero que se describe en este Manual

Siding. Designación norteamericana de placas de revestimiento, generalmente vinílicas que imitan los revestimientos de madera tipo tingladillo.

Sobrecimiento. Viga o encadenado de hormigón simple que se ubica sobre los cimientos en la base de los muros y que define el nivel de apoyo de los paneles de los muros.

Solera. Perfil de acero,componente del entramado estructural de muros, generalmente en posición horizontal y que se conecta con los extremos de los montantes.

Techo/cielo de peso pesado. Es un conjunto de techo con cielo con un peso promedio mayor que 0,72 kN/m² y menor o igual a 1,20 kN/m².

Terciado. Designación alternativa del multilaminado fenólico.

Tingladillo. Tablillas de revestimiento plástico que imitan las tablas tingladas.

Velocidad básica de viento. Es la velocidad correspondiente a ráfagas de viento de 3 segundos de acuerdo con los códigos locales, y en caso de no existir estos códigos, deben estar de acuerdo a la norma ASCE7.

Viga cajón. Son vigas o columnas formadas por dos perfiles C o U adosados con sus aberturas enfrentadas formando un tubo rectangular y atornillados o soldados entre si en los borde en contacto. En el SF generalmente se forman por un perfil canal C encastrado en un perfil solera (U) y conectadas por tornillos.

Viga de celosía. Reticulado de perfiles de acero de dos cordones paralelos o levemente divergentes y con barras montantes y diagonales que conectan dichos montantes.

Viguetas. Vigas de entrepisos.

Yeso cartón. Son placas de yeso revestidas de delgadas capas de cartón que se emplean para revestimientos interiores de tabiques y muros.

Zapatas corridas. Fundaciones de hormigón simple o armado continuas en una zanja de entre 40 a 60 cm de ancho.

A.6 LIMITACIONES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES

Los componentes estructurales y no estructurales del entramado de montantes y soleras del sistema Steel Framing deben cumplir con las normas y reglamentaciones aplicables y con las limitaciones adicionales de esta sección. Estas limitaciones pueden no ser obligatorias en el caso de un diseño realizado por un profesional especializado que lo justifique.

A.6.1. Orificios en almas

Los orificios de almas en miembros estructurales deben cumplir con las limitaciones de la Figuras A.6.1 y A.6.2, para los perfiles de piso y de cielo raso, y cumplir con los siguientes requerimientos:

- La distancia entre orificios de alma, de centro a centro no debe ser menor que 610 mm.
- El ancho de los orificios para perfiles de piso y cielo raso no deben ser más de 0,5 veces de la altura del perfil, ó 65 mm.
- Los orificios de alma de montantes y otros miembros estructurales no debe ser mayor que el 0,5 veces de la altura del perfil, ó 38 mm.
- El largo de orificios de alma no debe pasar de 114 mm.
- La distancia mínima entre el extremo de un perfil o entre el borde de un apoyo y el borde del orificio de alma más cercano no debe ser menor de 250 mm.

Los miembros o los perfiles con orificios que no cumplan con las condiciones anteriores deben ser reforzados de acuerdo con lo que se indica en las Figuras A.6.3 y A.6.4, o en su defecto diseñados de acuerdo a practicas aceptadas de ingeniería.

A.6.2. Refuerzo de orificios

Los orificios de alma que no cumplen con los requerimientos de la sección "A.6.1" deben ser reforzados con una placa de acero, o sección de montantes, o sección de solera, de acuerdo con las Figuras A.6.3 o A.6.4. El refuerzo de acero debe ser de un espesor mínimo igual al miembro que refuerza y se debe extender al menos 25 mm más allá de los bordes del orificio. El refuerzo de acero debe ser fijado al alma que se refuerza con tornillos número 8, espaciados no más de 25 mm de centro a centro a lo largo de los bordes del refuerzo con una distancia mínima al borde de 13 mm.

Cuando los orificios en perfiles exceden los siguientes límites:

(a) el ancho del orificio medido transversalmente al alma excede de 0,7 veces de la altura o el ancho del alma
(b) el largo del orificio medido a lo largo del alma sobrepasa los 250 mm, o la altura del alma del perfil, el que sea mayor de los dos.

los perfiles deben ser reemplazados por otros adecuados, verificados según prácticas de ingeniería aceptadas.

En caso que fuera necesario verificar la resistencia del alma en un orificio deben respetarse la **cláusula B.2.2 del la norma AISI edición 2007**, que contiene una modificación respecto de la edición anterior de la norma.

Figura A.6.1. Perforaciones de viguetas de piso y cielo

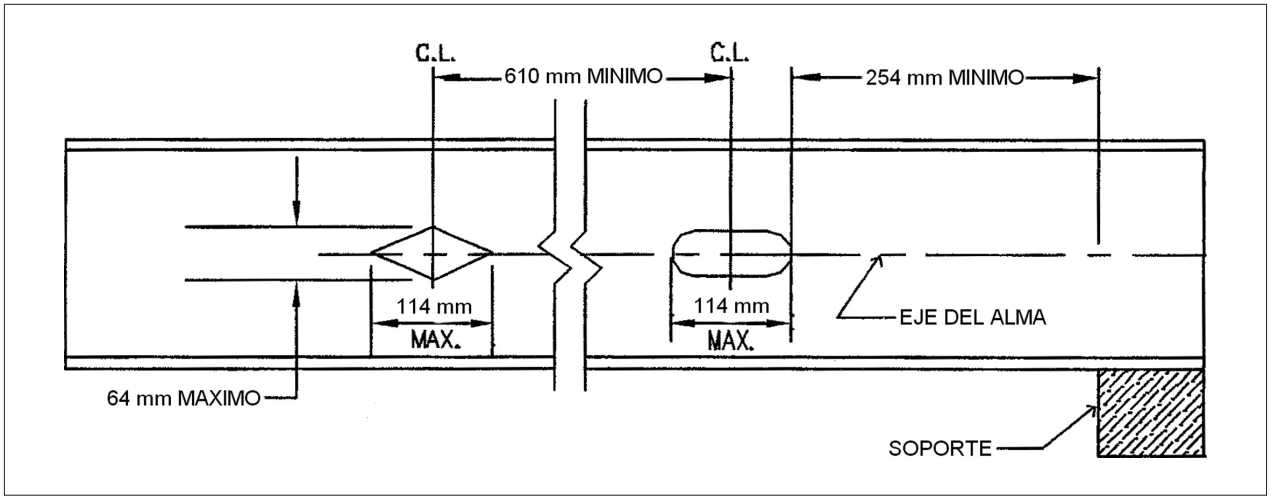


Figura A.6.2. Perforación en montantes y otros miembros estructurales

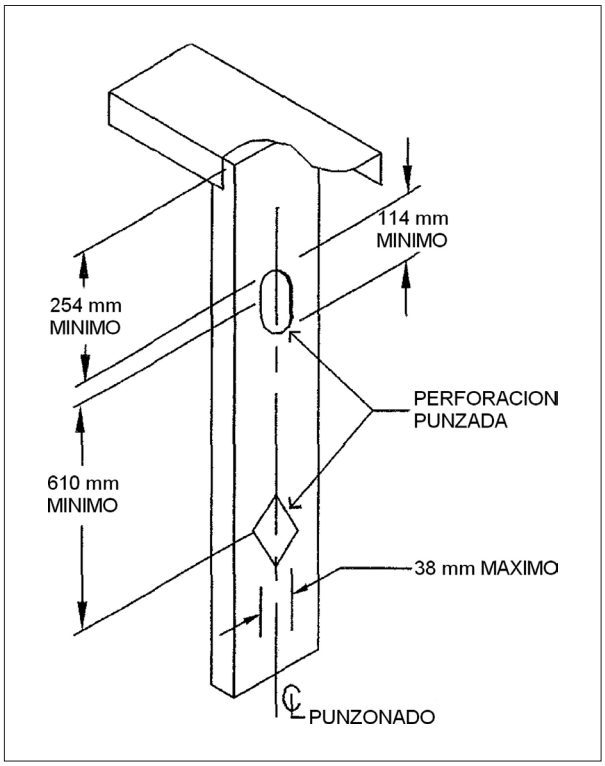


Figura A.6.3. Refuerzo de perforación de montante

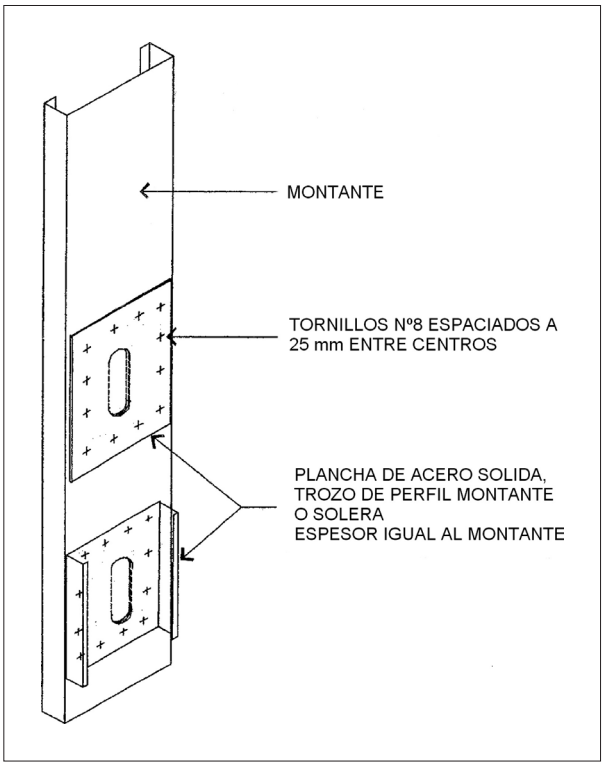
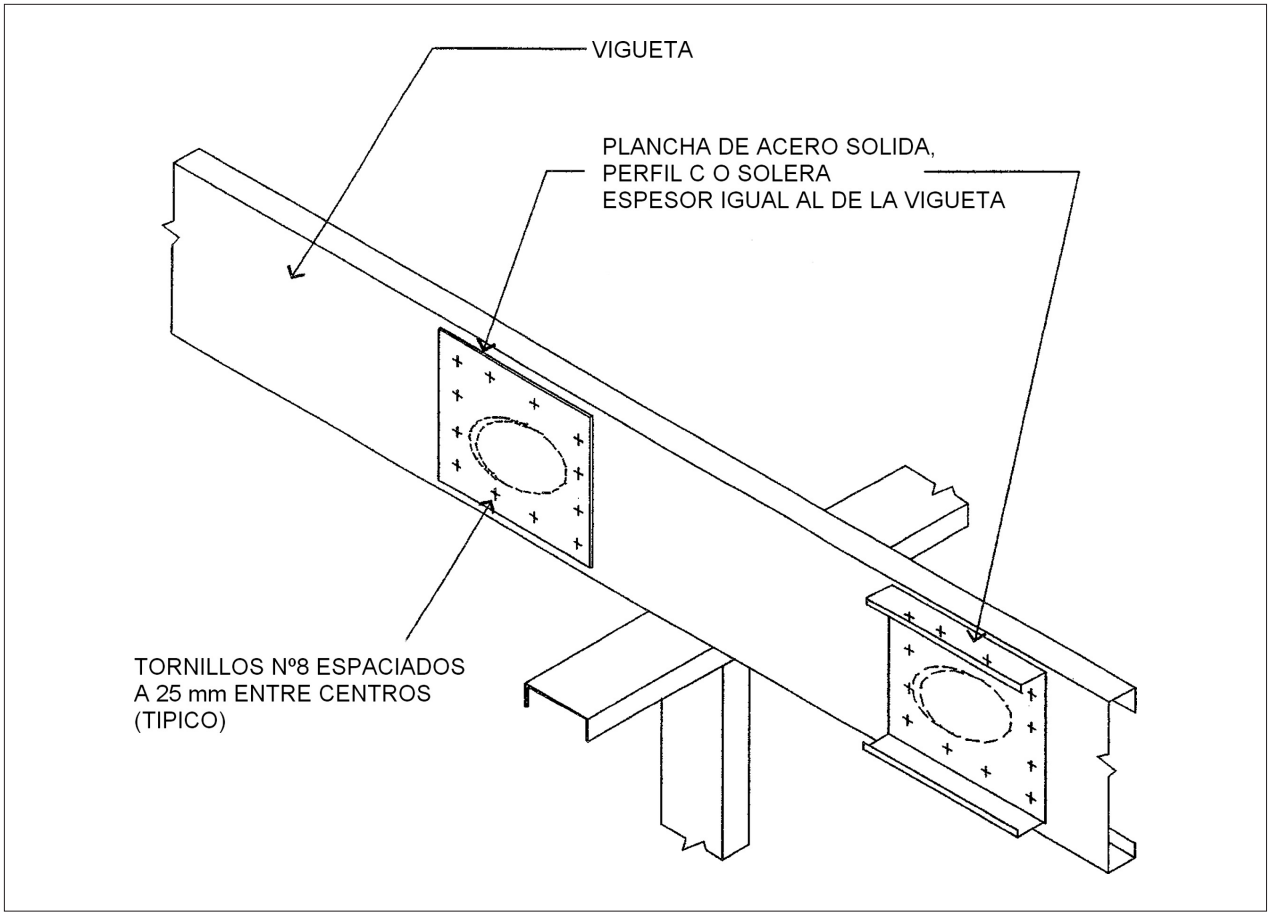


Figura A.6.4. Refuerzo de perforación de perfil vigueta





CAPÍTULO B

Componentes estructurales

B.1
GENERALIDADES

El Método del Steel Framing emplea un juego de perfiles de acero galvanizados de espesores delgados, con los cuales es posible formar los entramados de muros, pisos y cubiertas, por simples encastres y uniones entre estos perfiles. La adopción de perfiles racionalmente diseñados permite formar una variedad de combinaciones por la ventaja de contar con piezas modulares y estandarizadas, lo cual apunta a una reducción de los costos por producción masiva de esos perfiles y por técnicas estándar de fabricación y de construcción. Para cumplir con ese objetivo el número de perfiles debe ser limitado, para que con pocos elementos modulares sea posible lograr construcciones variadas.

Basado en estas ideas se han diseñado en los países en los que este sistema se ha desarrollado, un grupo limitado de perfiles tipo, que han sido adoptados en forma naturalmente consensuada por los fabricantes de los perfiles. De esta manera, aun cuando no existen limitaciones para emplear perfiles de libre diseño, los fabricantes han adoptado medidas y formas que son semejantes porque ello favorece al éxito global del sistema.

De esta manera y con el propósito de no mostrar preferencias por los perfiles de algún fabricante determinado, se han seleccionado perfiles de dimensiones similares a los del mercado, ya sean de las medidas inglesas (pulgadas) o las de los países del sistema métrico, pero sin preferencia de ningún tipo. El objetivo es presentar perfiles similares a los que se hallan en uso en los distintos mercados internacionales, para que tanto los detalles de la selección de estos perfiles como sus características puedan analizarse. Así es como en el Anexo X1 se muestra la forma de lograr perfiles eficientes y en el Anexo X2 se explican métodos para diseñar auxiliares de cálculo universales que intentan reemplazar las usuales tablas que entregan los fabricantes e Instituciones especializadas. Es intención de que todo este material pueda servir de referencia técnica válida para la comprensión del funcionamiento estructural de los perfiles del Steel Framing, destacar las limitaciones de los perfiles, así como estimular la mejora de los auxiliares de cálculo en beneficio de una adecuada promoción del sistema.

B.2
PERFILES

Basado en los criterios arriba mencionados, se presentan a continuación los perfiles que a manera de ejemplo se proponen, sin que implique que representen a los realmente disponibles en idénticas medidas, espesores y calidad de acero en los lugares de Latinoamérica donde se empleará este Manual. Sin embargo, en casos de medidas y calidades equivalentes, el Manual le permitirá al usuario una mejor comprensión del funcionamiento de los perfiles, de su eficiencia y de cómo abordar el cálculo estructural del sistema, que difiere de los de las estructuras de acero tradicionales.

Los siguientes son los perfiles adoptados en el Manual que se muestra en la Figura B.2.1:

- **Perfil montante y vigas**. Es el perfil más importante que sirve de pilar portante de los muros y tabiques del sistema. Son perfiles del tipo C con pestañas. Los perfiles vigas V tienen la misma forma que los montantes pero poseen mayores alturas y espesores para poder afrontar mayores flexiones, ya que se emplean principalmente como viguetas de entrepisos. Sin embargo también pueden ser empleados como montantes o columnas para cargas importantes.

- **Perfil solera**. Este perfil es del tipo U y complementario de los montantes para formar los entramados estructurales de los paneles del SF. Estas soleras son levemente más anchas que los respectivos montantes y permiten encastrar los extremos de los montantes dentro de estos perfiles. Siendo más anchas que los montantes es posible *que los montantes se apoyen plenamente en la cara plana de las almas de esas soleras, porque se evita que los extremos de los montantes interfieran con la curvatura interior de las soleras*.

- **Perfil mini canal**. Se emplea como elemento bloqueador de los montantes y otros usos complementarios.

- **Perfil mini galera**. Se emplea como correas de techo en luces pequeñas y otros usos, como perfiles de arriostramiento.

- **Perfil angulo conector**. Elemento auxiliar como atiesadores de apoyos y conexiones.

- **Cinta o fleje**. Tira plana de acero que viene en rollo y que se usa para formar los arriostramientos de muros y de los techos, así como ciertas conexiones entre componentes del sistema.

El dimensionamiento de cada uno de estos perfiles ha sido el resultado de un proceso en el cual a cada perfil se le ha dado la forma más adecuada a la función que debe desarrollar en el entramado de los muros, pisos y techos. En general existen si-

militudes entre los perfiles montantes y soleras de distintos fabricantes. En los elementos complementarios de los perfiles minicanal y galera, suelen existir diferencias pero no son significativas. Aparte de estos perfiles principales, los fabricantes emplean otros componentes complementarios para ofrecer características especiales en competencia con otros fabricantes. Sólo trataremos los perfiles principales del listado anterior.

B.2.1. Selección de perfiles apropiados

En el Anexo X1 se explica el criterio de selección de optimización de los perfiles montantes y vigas y muestra la forma de evitar al máximo los pandeos locales, manipulando las relaciones ancho - espesor de manera de aumentar al máximo posible las secciones efectivas de esos perfiles. De esta manera, se evitarán reducciones de resistencia en las pestañas y alas comprimidas para no afectar el módulo resistente efectivo a la flexión y la sección efectiva a la compresión. En las almas es imposible evitar los pandeos locales en compresión; pero sí es posible lograr que no existan pandeos en las almas en el caso de flexión.

La adopción de una serie según la recomendación del Anexo X1 permitirá a los calculistas obviar el control de los pandeos locales de las alas y pestañas de los perfiles montante y vigas. Para la flexión, los calculistas pueden emplear directamente los valores brutos de los módulos resistentes, sin estar obligados en cada caso a determinar los valores efectivos reducidos que generan los pandeos locales.

La evaluación exacta de los pandeos locales es compleja, por lo cual la norma AISI 2001 incluía un método aproximado de su evaluación (20, 23, 49). En el año 1932 Von Karman propuso emplear un método aproximado basado en el concepto de despreciar la colaboración estructural de aquellas partes de los perfiles que sufrieran pandeos locales. George Winter, un Ingeniero austriaco radicado en Estados Unidos, llevó esta idea a la práctica proponiendo en la década del 40 un método simplificado de evaluación de los pandeos locales por medio de los “anchos efectivos” (39), donde el efecto en la resistencia es representada por una reducción de la sección del perfil. En rigor, el método es una solución aproximada, pero de todas maneras práctica para el cálculo de rutina de estos perfiles.

En base a la especificación AISI 2007 se expone en el Anexo X1, mediante un ejemplo, que dadas las dimensiones elegidas de los perfiles, no hay pandeo local de los perfiles seleccionados (pestaña, ala y alma) de los montantes y vigas bajo cargas de flexión.

Se verifica en el ANEXO 7 que para los casos de empleo de estos perfiles en muros y tabiques, recubiertos con placas, conforme a lo prescrito en este Manual, los pandeos distorsionales que deben verificarse según la norma AISI 2007, en las alas del perfil montante y vigas no afectan a la resistencia de estos perfiles. En cambio si se usaran montantes o vigas con placas débiles, conexiones inapropiadas o sin revestir, se recomienda realizar las verificaciones del caso, conforme a lo prescrito en la norma.

Para las cargas de compresión este ejemplo muestra que no hay pandeo local de la pestaña ni del ala, pero si en las almas. Sin embargo es conveniente destacar que el pandeo local de las almas, según la norma, se calcula a partir de la tensión nominal Fn y no de la fluencia Fy. Como Fn es decreciente a medida que el pandeo general es mayor, resulta que los pandeos locales en el alma decrecen a medida que mayor sea la esbeltez general del montante. Este es un aspecto importante que se incluye en la determinación de las capacidades de compresión de los montantes y vigas de este Manual.

B.2.1.1. Especificaciones de cálculo

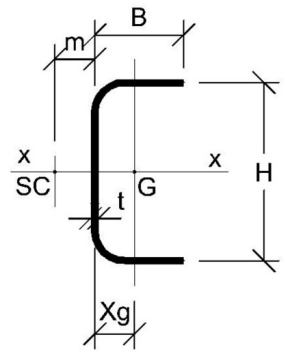
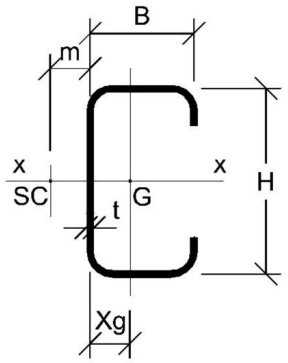
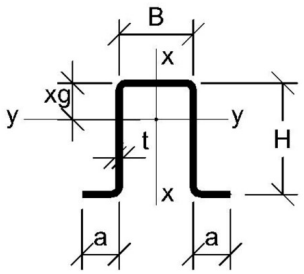
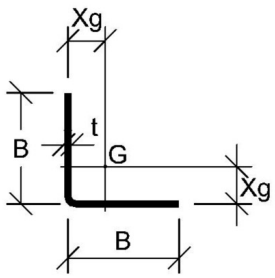
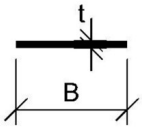
Para la selección de perfiles de esta publicación se respetan las normas de diseño estructural que prescriben la norma AISI (American Iron and Steel Institute) editada en el año 2007.

Se edita esta segunda edición del Manual, respetando en general todas las nuevas prescripciones de la norma aplicables a los perfiles del Steel Framing, salvo en algunos aspectos muy especiales en que resulta conveniente acceder a otras referencias, ya sea de normas europeas o preceptos reconocidos de la ingeniería estructural, cuando estas referencias sirven para mejorar la aplicación práctica y seguridad de las construcciones del Steel Framing, tratadas en esta publicación.

En cuanto a las verificaciones y determinaciones de las respectivas resistencias de los perfiles básicos del sistema, que son los montantes y las soleras de los entramados, en general la nueva edición de la norma AISI 2007 no aporta modificaciones importantes, salvo en el tema de la verificación de pandeo. En las cláusulas C.3.1.4, que tratan el pandeo distorsional en flexión y la C.4.2 de pandeo distorsional en compresión, se introducen en esta edición verificaciones adicionales, que los ingenieros estructurales responsables del diseño de estructuras de Steel Framing deben respetar y eventualmente aplicar, cuando fuera procedente.

Se entrega además información que permite el empleo directo de los perfiles de esta publicación, para lo cual el Anexo 2 contiene verificaciones de los pandeos locales y generales de los perfiles

FIGURA B.2.1. Perfiles de este manual

APLICACION	MARCAS	DESIGNACION	SECCION
SOLERAS PERFILES U MINICANALES	S_1-S_2-S_3-S_4 U_1-U_2-U_3-U_4-U_5 MC_1-MC_2-MC_3	C HxBxt	
MONTANTES VIGAS	M_1-M_2-M_3-M_4 V_1-V_2-V_3-V_4-V_5	C HxBxDxt	
MINIGALERA	G_1-G_2-G_3	G HxBxaXt	
ANGULO	A_1-A_2-A_3	A Bxt	
CINTA		Bxt	

montantes y vigas usuales. Esas verificaciones comprueban que en el empleo de los montantes, con sus revestimientos, empleados como columnas y/o como vigas no tienen reducciones en las capacidades que definen las tablas de resistencias admisibles del Capítulo C. Sin embargo, en cuanto al pandeo distorsional,en el Anexo 7 se trata el tema con la conclusión que en los muros y tabiques de estas estructuras de Steel Framing de viviendas no se generan peligros de pandeo distorsional mientras se cumplan con los revestimientos de placas prescritas en este Manual.

B.2.2. Tablas de perfiles

Se agregan a este capítulo las tablas de las características de los perfiles considerados en esta edición. Se publican los valores de las características geométricas brutas de los perfiles y en tablas aparte, los valores efectivos calculados según el procedimiento de la norma AISI y para la tensión máxima de Fy (límite de fluencia), en el sector del perfil que se considera. Con este criterio los valores efectivos resultantes son los más críticos a los efectos de guía para el calculista, que puede mejorarse si el perfil al mismo tiempo se halla comprimido y con pandeo general. En ese caso, la norma autoriza calcular los anchos efectivos con la tensión reducida por pandeo general. Eso tiene por efecto que si el pandeo general es muy importante, el peligro del pandeo local puede incluso desaparecer, y lograrse una economía importante.

El acero empleado en estas tablas se especifica en la cláusula C.2.3.

B.2.2.1. Tabla de montantes y vigas

En la Tabla B.2.1 se dan los valores brutos de montantes y vigas y en la Tabla B.2.10 los valores efectivos de estos perfiles a la compresión general. En este caso no se publican los valores efectivos a la flexión porque, tal como se explica en el Anexo X.1, los perfiles fueron diseñados para no tener pandeos locales en las alas ni en las pestañas. Por lo tanto, para flexión rigen los valores brutos. Sin embargo, en flexión es importante la torsión por excentricidad respecto del centro de corte y como efecto de segundo orden la inestabilidad lateral por vuelco, tal como se analiza en el Anexo X.4.

B.2.2.2. Tablas de soleras

Los valores brutos están en la Tabla B.2.2. Para verificar estos perfiles a la flexión respecto del eje x debe considerarse el pandeo local en las alas. La Tabla B.2.7 da los valores del módulo efectivo mínimo basado en la tensión Fy. En la Tabla B.2.11 se encuentran las secciones efectivas mínimas para compresión para pre-diseño del perfil a compresión.

B.2.2.3. Tablas de perfiles minigalera

En la Tabla B.2.4 están los valores brutos y en la Tabla B.2.9 los módulos resistentes efectivos para flexión según el eje y. En la Tabla B.2.13 se dan las secciones efectivas para la compresión general.

En caso de emplearse este perfil como puntal resistente a la flexión y/o compresión, se deberá verificar a la posibilidad de pandeo distorsional en ambas solicitaciones, conforme a la norma AISI 2007.

B.2.2.4. Tabla de Minicanal

En la Tabla B.2.3 están los valores brutos y en la Tabla B.2.8 los efectivos para flexión según el eje x y en la Tabla B.2.12 la sección efectiva para la compresión.

B.2.2.5 Tabla de ángulos conectores

En la Tabla B.2.5 están los valores brutos y en la Tabla B.2.14 las secciones efectivas para compresión.

B.2.2.6. Tabla de cintas de acero (flejes)

En la Tabla B.2.6 se dan las secciones de las cintas.

B.2.2.7. Otros perfiles

Es posible que existan casos en los cuales sea necesario diseñar y emplear perfiles diferentes de los aquí mostrados. En esos casos se deberá respetar lo especificado en la norma AISI 2007.

Un caso frecuente puede ser la necesidad de emplear perfiles del tipo Z, que en general pueden empalmarse entre sí para formar correas continuas, especialmente empleadas en techos. Este perfil está cubierto por las prescripciones de la norma AISI 2007. No obstante, es conveniente alertar sobre aspectos de diseño que se mencionan en el ANEXO 6, no cubiertos por dicha norma y que pueden afectar un diseño correcto de estos perfiles.

B.2.2.8. Responsables del cumplimiento de Normas

En el mercado del Steel Framing, en general son los fabricantes de perfiles los que deben observar estrictamente las normas de diseño y cálculo aplicables, como son,en este caso, las del AISI 2007 y normas afines.

Las cualidades y resistencias de los perfiles son generalmente suministradas en catálogos y tablas editadas por los fabricantes y que contienen los adecuados datos técnicos, ya sea basa-

dos en la aplicación de las normas o en ensayos propios, que facilitan la labor de diseño de los ingenieros proyectistas. En general, el criterio es que el calculista que diseña una estructura de Steel Framing emplee directamente las tablas de cargas admisibles que publican los fabricantes. El problema es que como **el responsable final del diseño siempre es el calculista**, debe emplear esas tablas y auxiliares de cálculo con un adecuado conocimiento de las normas y de los problemas que pueden surgir en el caso de un mal empleo de la información disponible en las publicaciones de los fabricantes.

En el Anexo X.3 de Cálculo Sismorresistente, se pueden encontrar valores de normas de EE.UU. que pueden ser empleados para prediseños. Es recomendable que en diseños importantes, en cada región se obtengan datos confiables a partir de ensayos **locales** para determinar las resistencias a rotura, rigideces y otras características necesarias **de los perfiles y de las placas de revestimientos, para garantizar** un dimensionamiento correcto.

B.3 CONEXIONES DE TORNILLOS

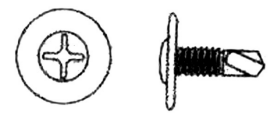
B.3.1. Tipos de tornillos

Ver Figura B.3.1.

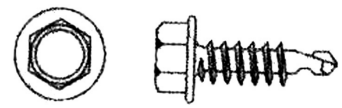
B.3.2. Dimensiones de los tornillos

Las dimensiones de los tornillos se designan con números de 6 a 14, que corresponden a los diámetros de la Tabla B.3.1 y donde el N° 6 es el de diámetro menor. Los tornillos deben dimensionarse según sea la capacidad requerida de la conexión, el largo del tornillo y el espesor del acero a conectar. Los tornillos más comunes son del N° 6 al 10. La Tabla

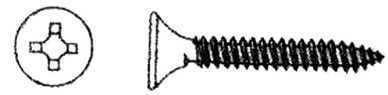
Figura B.3.1. Tipos de tornillos



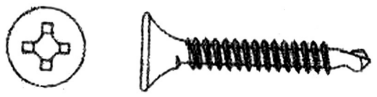
Tornillo de cabeza de lenteja autoperforante
N° 8
Para fijación de metal con metal, de solera con los montantes, bajo el revestimiento



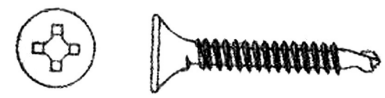
Tornillo de cabeza hexagonal autoperforante
N° 10 y 12
Para fijación de metal con metal



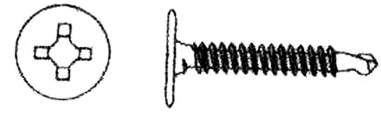
Tornillo de cabeza trompeta para madera
N° 6
Para usar en uniones de revestimientos y soleras de madera



Tornillo de cabeza trompeta autoperforante
N° 6
Para fijación de paneles de revestimiento de yeso, aislamiento y otros a perfiles montantes y soleras



Tornillo de cabeza trompeta autoperforante
N° 8
Para fijación de paneles de revestimiento de tipo madera a perfiles montantes y soleras



Tornillo de cabeza plana autoperforante
N° 8
Para fijación de paneles de fibrocemento o metal a montantes y soleras

B.3.1 es una guía para preseleccionar los tornillos adecuados según sea el espesor de acero a conectar. Es conveniente contactarse oportunamente con los proveedores de tornillos para conocer los que estén disponibles en el mercado.

B.3.3. Largo de los tornillos

Los tornillos conviene que sean de 10 mm a 12 mm más largos que el espesor total a conectar y que al menos tres hilos **sobresalgan de la cara** del material **conectado**, para asegurar una conexión adecuada. En la TABLA B.3.2 se muestran los largos recomendados para distintos espesores a conectar. En esta tabla figuran los espesores que se usan en estructuras de perfiles conformados en frío, pero de ninguna manera contiene todos los casos posibles. En casos dudosos conviene consultar a los fabricantes de tornillos.

B.3.4. Capacidad admisible de los tornillos

Los valores de capacidad de los tornillos de la TABLA B.3.3 están basados en los criterios establecidos por el Center of Cold Formed Steel Structures (CCFSS) de St Louis, USA, publicados en el Boletín N° 1, Volumen 2, de 1993 (49) y en el Boletín RG 933 del AISI (11), conforme a información de los fabricantes y afectados del correspondiente margen de seguridad.

Es oportuno mencionar que estas tablas deben tomarse solo a título informativo, ya que la norma AISI 2007 prescribe las varias verificaciones que deben realizarse en las conexiones de los tornillos autoperforantes cuando las conexiones son de vital importancia en la estabilidad de la estructura, como es el caso de vientos huracanados o terremotos. Por lo tanto, en esos casos, el calculista deberá estudiar en detalle las uniones principales y en especial las de las diagonales de arriostramiento y la de los anclajes a las fundaciones y descartar el empleo de la TABLA B.3.3.

Es recomendable que se respete un espaciamiento de 3 diámetros entre tornillos así como respecto del borde en dirección del corte. En la dirección perpendicular a la fuerza se puede reducir a 1,5 diámetros esa distancia. En el caso de tornillos de fijación de placas de yeso-cartón, la distancia a los bordes no debe ser menor de 10 mm. Es posible obtener recomendaciones más detalladas de la Gypsum Association de EE.UU. y de la American Plywood Association. Para conexión de otros materiales es recomendable consultar a los fabricantes.

B.3.5. Técnicas de colocación de los tornillos

Los tornillos se instalan con herramientas manuales, neumáticas o eléctricas. Para instalar los tornillos deben colocarse en posición perpendicular a la superficie a conectar y se debe ejercer una adecuada presión para que la herramienta "enganche" el embrague correctamente. Es conveniente fijar las partes a unir con mordazas para evitar que se muevan mientras se coloca el tornillo.

Además, de esta manera, se asegura que las planchas estén en contacto y se evitan las uniones no compactas. Al unirse planchas de distintos espesores el tornillo conviene que se coloque del lado de la más delgada para lograr el agarre del tornillo en la más gruesa, lo que asegura la correcta presión y unión entre las planchas.

B.4 SOLDADURA

B.4.1. Generalidades

Es posible emplear uniones soldadas para la construcción de paneles de muro y cabriadas, ya sea en la fábrica o en la obra misma. También es posible que en obra se emplee soldadura para conectar accesorios estructurales a la estructura principal.

Dado que la calidad de las soldaduras depende de la ejecución de las mismas, es importante que sean efectuadas por operarios que sean soldadores calificados, sobre todo porque las soldaduras de aceros delgados ofrece mayores dificultades que las de perfiles gruesos. Por ser galvanizados los perfiles del Steel Framing, es necesario tomar precauciones de ventilación adecuada, por los vapores nocivos que se despiden al fundirse el zinc del recubrimiento galvanizado de los perfiles. Las uniones soldadas deben ser limpiadas adecuadamente y ser tratadas por galvanizado en frío para lograr mantener la adecuada protección de galvanizado. Entre algunos profesionales existen resistencias al empleo de soldadura en el Steel Framing. Sin embargo, el método es aceptado y empleado en industrias de los EE.UU. porque ofrece algunas ventajas respecto de los tornillos, de las cuales una es que se evitan las protuberancias de las cabezas. La otra es que permiten lograr conexiones de mayor fuerza en menor espacio que los tornillos. Cuando se trata por ejemplo de fuerzas importantes, como es el caso de cintas diagonales en construcciones de Steel Framing en zonas sísmicas más pesadas que las usuales, puede requerirse conectar cintas con fuerzas de varias toneladas. Por ejemplo, si una conexión de este tipo es para 25 KN (2,5 toneladas) y el material más delgado es de 0,84 mm de espesor, los tornillos N° 10 resisten 0,79 KN lo que representa colocar N = 25 / (1,33 x 0,79) = 24 tornillos, lo que serán difíciles de instalar. Si se suelda, serán necesarios 24 cm de soldadura que en general será fácil de distribuir en el contorno de la unión.

El Standard AISI S213 **Lateral Design** del año 2007, complementario de la norma AISI 2007, contrariamente a los procedimientos preferidos usuales de uniones con tornillos en las diagonales de cintas de acero, especifica uniones soldadas en lugar de tornillos, salvo casos en que se compruebe que las uniones de tornillos cumplan ciertas exigencias. Es recomendable que el ingeniero estructural, que diseñe estructuras en Steel Framing de mayor altura y zonas de alta sismicidad, aplique debidamente las prescripciones de este Standard S213.

En las soldaduras deben respetarse rigurosamente las normas de la AWS y tener en cuenta que en la unión de planchas muy delgadas, la resistencia al corte de los cordones depende de la tensión de corte en la plancha y no el corte de los cordones mismos que se especifican en un mínimo de 3 mm de garganta y son mucho más resistentes.

Solo deben emplearse en las soldaduras de planchas delgadas equipos de soldadura especiales para este tipo de material. También es necesario emplear sólo soldadores de comprobada experiencia en este tipo de soldadura.

B.4.2. Capacidad admisible de cordones de soldadura

En la Tabla B.4.1 se dan las capacidades admisibles de cordones de soldadura (ver Referencia 11) para unir perfiles del tipo Steel Framing. Merece destacarse que los cordones mínimos son de 1/8 "(3 mm), aunque los perfiles sean de solo 0,87 mm de espesor. Es evidente que no es posible en la práctica realizar cordones de soldadura de menos de 3 mm y que en todos los casos la soldadura misma es más resistente que el material conectado y que la resistencia de éste define la capacidad de la unión.

Cabe mencionar que se emplean también soldaduras de tapón *(plug welds)* en planchas delgadas, en donde por fusión del acero con el electrodo se unen planchas y perfiles delgados entre sí.

B.5 CLAVOS DE IMPACTO

B.5.1. Clavos neumáticos

Son clavos de acero de alta resistencia, que son instalados con una pistola neumática con poder de penetración en acero y hormigón. Estos clavos pueden venir con protección anticorrosiva de electrocincado o recubrimientos de polímeros. Los diámetros son de entre 2,5 mm y 6,0 mm y largos entre 12 mm y 100 mm. Los vástagos pueden ser lisos, estriados o de diámetro escalonado. En las Tablas B.5.1 y B.5.2 se dan las capacidades admisibles de clavos de impacto en hormigón y acero. Esos valores son para clavos de instalación neumática o de disparo.

B.5.2. Clavos de disparo

Es posible realizar fijaciones en el Steel Framing con clavos de impacto por pistolas accionados por pólvora. Estos clavos pueden ser con cabeza o con rosca en los extremos, que quedan fuera del material donde penetran. Son muy empleados en fijaciones de acero a fundaciones y losas de hormigón. La capacidad de tracción depende de la resistencia del hormigón, del diámetro del clavo, penetración, espaciamiento y distancia al borde del clavo. En las Tablas B.5.1 y B.5.2 se muestran valores admisibles sugeridos para fijación en acero y hormigón. Existen clavos de este tipo con vástagos con estrías en espiral para incrementar el agarre de estos clavos en el hormigón. Las pistolas de instalación emplean cartuchos de pólvora para impulsar el impacto. Para una correcta instalación debe calibrarse correctamente la energía del impacto a los requerimientos de cada caso. Se recomienda consultar a los fabricantes para la adecuada colocación de estos clavos de impacto.

B.6 OTRAS CONEXIONES

Existen diversas alternativas de conexiones en la técnica de los perfiles delgados, tales como:

- Remaches corrientes
- Remaches tipo pop
- Autorremaches *(spot clinch)* de las planchas de acero en contacto
- Soldaduras por puntos
- Recalcado del metal
- Costura por "clinching"
- Remaches tubulares
- Tornillos con tuerca, etc.

Es conveniente que el diseñador tome contacto con los proveedores de estas alternativas para conocer las posibilidades, costos y procedimientos de instalación, para el caso que estas formas ofrecieran ventajas en las uniones que debe realizar. Pero deberá constatar que realmente esas alternativas igualen o superen la resistencia y calidad de los tornillos que recomienda el AISI.

B.7 REVESTIMIENTOS

B.7.1. Revestimientos estructurales de base madera

En el Manual de Arquitectura se describen algunos paneles de revestimiento del tipo estructural basado en componentes del tipo madera que se emplean en el Steel Framing. En todos los casos son paneles, ya sean basados en láminas delgadas de madera con sus fibras orientadas en sentidos perpendiculares entre si, encoladas con adhesivos fenólicos resistentes a la humedad, denominados laminados o terciados, o laminas tipo viruta de tamaños medianos de multi-orientación de fibras denominados OSB. Estos paneles son de variados espesores, en general no menores de 9,5 mm y que por la contribución de los componentes de fibra de la madera confieren a dichas placas una confiable resistencia estructural, que los habilita para servir como componentes estructurales de paredes y pisos.

Las cualidades y resistencias son generalmente suministradas por los fabricantes y en todo caso existen datos técnicos en las normas de Institutos de estos fabricantes en los países desarrollados, datos que pueden ser consultados. En el Anexo X3 de Cálculo Sismorresistente se pueden encontrar valores de normas de EE.UU. (3, 8, 12), que pueden ser empleados para prediseños. Es recomendable que en diseños importantes, en cada región se obtengan datos confiables a partir de ensayos para determinar las resistencias a rotura, rigideces y otras características necesarias para un dimensionamiento correcto.

En cuanto a las dimensiones de estas placas, en general se basan en las unidades de pie y pulgada, siendo en general de 1,22 m (1,20 m) de ancho (4 pies) y 2,44 m (2,40 m) de largo (8 pies).

B.7.2. Placas de yeso-cartón

Los revestimientos interiores de los muros exteriores y los muros portantes y tabiques interiores generalmente son de placas de yeso recubiertos en ambas caras con cartón delgado. Este recubrimiento tiene la finalidad de darle una mayor consistencia al yeso en la superficie, ya que es sabido que el yeso es bastante vulnerable a rayaduras y golpes. Además es muy higroscópico por lo cual no tolera la humedad y pierde gran parte de su resistencia. No obstante, es excelente como material de revestimiento de habitaciones por su propiedad de regular la humedad en el interior de recintos, contribuyendo al confort de las viviendas.

Su resistencia estructural es reducida si se compara con los paneles de base madera. Sin embargo su rigidez es apreciable, pero debido a su baja resistencia, algunos profesionales prefieren no usarlos como elementos estructurales para la estabilidad lateral de las construcciones. Cuando se emplea como diafragma de muro para resistir sismos, conviene que se instalen diagonales de cintas de acero en la estructura del muro para asegurar la resistencia lateral de ese muro.

En el Anexo X3 se trata el tema para el caso de Sismo (o de vientos fuertes), donde se destaca su colaboración en la rigidez lateral de las construcciones, permitiendo a cada diseñador evaluar si corresponde considerar o no la contribución de esta placas a la resistencia lateral.

Existen en general placas de 10, 12 y 15 mm de espesor. La medida de las placas de procedencia norteamericana es 1,22 x 2,44 m, que corresponde a medidas en pulgadas. Por dicho motivo, en este caso en vez de medidas modulares de 60 cm y 40 cm entre montantes, es conveniente adoptar la medida exacta de 61 y 40,6 cm para evitar el recorte de las placas.

Aparte de sus propiedades ambientales, las placas de yeso son un buen aislante del fuego. Esta propiedad surge de una condición muy especial que tienen el yeso y también las mezclas cementicias. Estos materiales compuestos poseen una apreciable cantidad de agua en su estructura molecular y cuando son calentados a más de 100 °C, el agua comienza a evaporarse, mientras que el material se calcina. El calor que consume esa evaporación genera el fenómeno que mientras las capas de ese proceso se hallan en evaporación, la temperatura se mantiene alrededor de los 100° C, formando de esa manera una especie de escudo protector que va avanzando por capas de calcinación, constituyendo un proceso “sui generis” de protección.

B.7.3. Otros revestimientos

Existen, fuera de los revestimientos del punto anterior, diversos otros paneles y formas de revestimientos, tales como los de acero, las placas tipo fibro-cemento, los revestimientos vinílicos decorativos, los machimbres de madera, etc., que escapan del alcance de este Manual. En cada uno de estos casos es conveniente asesorarse por los fabricantes.

Tabla B.2.1. Características geométricas brutas de los perfiles montantes y vigas

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	D [mm]	t [mm]	A [cm²]	q [kgf/m]	xg [cm]	Ix[cm⁴]	Sx [cm³]	Iy [cm⁴]	Sy [cm³]	m [cm]	1000J [cm⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm⁶]	j[cm]
M1	C 90x35x12x0,9	90	35	12	0,9	1,60	1,26	1,12	20,22	4,49	2,83	1,19	1,71	4,33	3,55	1,33	4,70	0,650	50,47	4,96
M2	C 90x35x12x1	90	35	12	1,0	1,77	1,39	1,12	22,30	4,96	3,11	1,30	1,71	5,91	3,55	1,32	4,69	0,651	55,35	4,96
M3	C 100x35x12x1	100	35	12	1,0	1,87	1,47	1,06	28,54	5,71	3,21	1,32	1,65	6,25	3,90	1,31	4,90	0,705	68,78	5,40
M4	C 100x35x12x1,2	100	35	12	1,2	2,23	1,75	1,06	33,78	6,76	3,77	1,54	1,65	10,72	3,89	1,30	4,88	0,706	80,46	5,42
V1	C 150x40x15x1,2	150	40	15	1,2	3,03	2,37	1,08	98,09	13,08	6,47	2,21	1,77	14,52	5,69	1,46	6,50	0,817	303,3	8,14
V2	C 150x40x15x1,6	150	40	15	1,6	3,99	3,13	1,08	128,09	17,08	8,28	2,83	1,75	34,06	5,66	1,44	6,46	0,819	388,2	8,23
V3	C 200x50x15x1,6	200	50	15	1,6	5,11	4,01	1,21	288,61	28,86	15,40	4,07	1,58	43,62	7,51	1,74	8,33	0,857	1228	11,44
V4	C 250x50x20x2,5	250	50	20	2,5	9,34	7,33	1,16	777,54	62,20	27,05	7,05	2,02	194,56	9,12	1,70	9,76	0,904	3488	15,55
V5	C 300x60x25x3	300	60	25	3	13,51	10,60	1,42	1621,76	108,12	57,28	12,50	1,98	405,23	10,96	2,06	11,74	0,902	10696	18,50

Tabla B.2.2. Características geométricas brutas de los perfiles U y perfiles solera

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	t [mm]	A [cm2]	q [kgf/m]	xg [cm]	Ix [cm4]	Sx [cm3]	Iy [cm4]	Sy [cm3]	m [cm]	1000J [cm4]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm6]	j [cm]
S1	C 94x30x0,9	94	30	0,9	1,36	1,07	0,62	17,35	3,69	1,09	0,46	0,98	3,67	3,57	0,90	4,00	0,848	17,05	5,28
S2	C 94x30x1	94	30	1,0	1,51	1,18	0,63	19,18	4,08	1,21	0,51	0,98	5,02	3,57	0,90	3,99	0,848	18,81	5,27
S3	C 104x30x1	104	30	1,0	1,61	1,26	0,59	24,41	4,69	1,24	0,51	0,95	5,36	3,90	0,88	4,26	0,878	23,87	6,00
S4	C 104x30x1,2	104	30	1,2	1,92	1,51	0,60	29,01	5,58	1,47	0,61	0,94	9,22	3,89	0,88	4,25	0,878	28,26	5,99
U1	C 154x40x1,2	154	40	1,2	2,76	2,17	0,73	89,78	11,66	3,64	1,11	1,21	13,25	5,70	1,15	6,12	0,905	155,50	9,26
U2	C 154x40x1,6	154	40	1,6	3,66	2,87	0,75	118,09	15,34	4,77	1,47	1,21	31,23	5,68	1,14	6,09	0,905	203,29	9,24
U3	C 204x50x1,6	204	50	1,6	4,78	3,75	0,89	268,39	26,31	9,56	2,33	1,48	40,79	7,49	1,41	7,96	0,917	722,15	12,61
U4	C 256x50x2,5	256	50	2,5	8,69	6,83	0,81	717,91	56,09	15,24	3,64	1,33	181,13	9,09	1,32	9,40	0,954	1855,78	18,13
U5	C 306x60x3	306	60	3	12,48	9,80	0,97	1474,17	96,35	31,58	6,28	1,60	374,52	10,87	1,59	11,25	0,954	5490,91	21,61

Tabla B.2.3. Características geométricas brutas de los perfiles minicanal

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	t [mm]	A [cm²]	q [kgf/m]	xg [cm]	Ix [cm⁴]	Sx [cm³]	Iy [cm⁴]	Sy [cm³]	m [cm]	1000J [cm⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm⁶]	j [cm]
MC 1	MC 36x25x0.9	36	25	0,9	0,75	0,59	0,77	1,65	0,92	0,49	0,29	1,01	2,02	1,49	0,81	2,43	0,488	1,08	2,46
MC 2	MC 36x25x1.2	36	25	1,2	0,98	0,77	0,79	2,14	1,19	0,64	0,38	1,01	4,73	1,47	0,81	2,42	0,483	1,39	2,45
MC 3	MC 36x25x1.6	36	25	1,6	1,29	1,01	0,81	2,73	1,52	0,83	0,49	1,01	11,02	1,45	0,80	2,41	0,476	1,76	2,43

Tabla B.2.4. Características geométricas brutas de los perfiles minigalera

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	a [mm]	t [mm]	A [cm²]	q [kgf/m]	xg [cm]	Ix [cm⁴]	Sx [cm³]	Iy [cm⁴]	Sy [cm³]	m [cm]	1000J [cm⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm⁶]	j [cm]
G1	C 38x40x20x0,9	38	40	20	0,9	1,351	1,06	1,900	6,06	1,55	3,11	1,64	1,31	3,65	2,12	1,52	4,10	0,404	7,30	3,97
G2	C 38x40x20x1,2	38	40	20	1,2	1,777	1,40	1,900	7,86	2,03	4,02	2,12	1,30	8,53	2,10	1,50	4,07	0,404	9,35	3,95
G3	C 38x40x20x1,6	38	40	20	1,6	2,328	1,83	1,900	10,09	2,63	5,13	2,70	1,29	19,86	2,08	1,48	4,02	0,404	11,82	3,91

Tabla B.2.5. Características geométricas brutas de los ángulos conectores

Marca	B [mm]	t [mm]	B [cm]	q [kgf/m]	xg [cm]	Ix=Iy [cm⁴]	Ixy [cm⁴]	Iu [cm⁴]	Iv [cm⁴]	xo [cm]	1000J [cm⁴]	rx=ry [cm]	ru [cm]	rv [cm]	ro [cm]	β	1000Cw [cm⁶]	j [cm]
A1	36	0.85	3.6	0.47	0.939	0.793	-0.482	1.276	0.311	-1.215	1.45	1.15	1.46	0.72	2.03	0.642	1.54	2.50
A2	36	1.2	3.6	0.66	0.955	1.101	-0.673	1.774	0.428	-1.191	4.03	1.14	1.45	0.71	2.01	0.649	4.26	2.49
A3	36	1.6	3.6	0.87	0.974	1.440	-0.886	2.326	0.553	-1.164	9.47	1.14	1.45	0.71	1.99	0.657	9.92	2.47

Tabla B.2.6. Caracteristicas geométricas de las cintas de acero (flejes)

B[mm]	t[mm]	A[cm²]	P[kgf/m]
50	0,85	0,425	0,33
75	0,85	0,638	0,50
75	1,2	0,900	0,71
75	1,6	1,200	0,94
100	1,2	1,200	0,94
100	1,6	1,600	1,26

Tabla B.2.7. Módulo resistente efectivo de los perfiles U y perfiles solera para flexión en torno al eje X

Marca	Perfil en mm	Sxeff[cm³]
S1	C 94x30x0,9	2,80
S2	C 94x30x1	3,20
S3	C 104x30x1	3,73
S4	C 104x30x1,2	4,70
U1	C 154x40x1,2	9,10
U2	C 154x40x1,6	13,05
U3	C 204x50x1,6	19,51
U4	C 256x50x2,5	51,86
U5	C 306x60x3	89,07

Tabla B.2.8. Módulo resistente efectivo de los perfiles minicanal para flexión en torno al eje X

Marca	Perfil en mm	Sxeff[cm³]
MC 1	MC 36x25x0,9	0,68
MC 2	MC 36x25x1,2	1,01
MC 3	MC 36x25x1,6	1,48

Tabla B.2.9. Módulo resistente efectivo de los perfiles minigalera para flexión en torno al eje Y

Marca	Perfil en mm	Syeff(+) [cm³]	Syeff(-) [cm³]
G1	G 38x40x20x0,9	1,61	1,51
G2	C 38x40x20x1,2	2,12	2,06
G3	C 38x40x20x1,6	2,70	2,70

Tabla B.2.10. Áreas efectivas de montantes y vigas para compresión

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm²]
M1	C 90x35x12x0,9	1,23
M2	C 90x35x12x1	1,40
M3	C 100x35x12x1	1,41
M4	C 100x35x12x1,2	1,78
V1	C 150x40x15x1,2	2,02
V2	C 150x40x15x1,6	2,95
V3	C 200x50x15x1,6	3,32
V4	C 250x50x20x2,5	6,44
V5	C 300x60x25x3	9,33

Tabla B.2.11. Areas efectivas de los perfiles U y perfiles solera para compresión

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm²]
S1	C 94x30x0,9	0,83
S2	C 94x30x1	0,98
S3	C 104x30x1	0,99
S4	C 104x30x1,2	1,32
U1	C 154x40x1,2	1,49
U2	C 154x40x1,6	2,36
U3	C 204x50x1,6	2,59
U4	C 256x50x2,5	5,43
U5	C 306x60x3	7,82

Tabla B.2.12. Área efectiva de los perfiles minicanal para compresión

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm²]
MC 1	MC 36x25x0,9	0,67
MC 2	MC 36x25x1,2	0,92
MC 3	MC 36x25x1,6	1,27

Tabla B.2.13. Área efectiva de los perfiles minigalera para compresión

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm²]
G1	G 38x40x20x0,9	1,256
G2	G 38x40x20x1,2	1,742
G3	G 38x40x20x1,6	2,328

Tabla B.2.14. Área efectivas de los ángulos conectores a compresión

Marca	B [mm]	t[mm]	Aeff[cm²]
A1	50	0,85	0,553
A2	50	1,2	0,846
A3	50	1,6	1,221

Tabla B.3.1. Guía de diámetro de tornillos basado en el espesor a conectar

Número	Diámetro nominal (mm)	Espesor total (mm)	
N° 6	3,5		2,8
N° 7, N° 8	3,8		3,6
N° 10	4,8	HASTA	4,4
N° 12	5,48		5,3
¼ ”	6,35		5,3

Tabla B.3.2. Largos usuales de tornillos

Número	Largo (pulgada)	Materiales que pueden conectar
6, 7	3/8”-7/16”	Acero/Acero
6, 8, 10, 12	½”	Acero/acero
8, 10	5/8”-1”	Acero/acero
10, 12, 14	¾”- 1½”	Acero/acero
6, 8	1”	Paneles de 12 o 15 mm/acero
8, 10, 12	1¼”	Forros de metal y anclajes de mampostería/acero
6, 7	1½”-2”	Planchas de acero múltiples

Tabla B.3.3. Capacidad admisible en KN sugerida de tornillos en acero/acero

Espesor del componente más delgado	Tornillo #14 (1/4 pulgada)		#12-14		#10-16		#8-18		#6	
	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción
2,5	4,54	1,45	4,04	1,27	3,54	1,11	3,07	0,95	2,54	0,80
1,8	2,72	1,02	2,52	0,88	2,36	0,77	2,14	0,66	1,79	0,57
1,44	1,90	0,82	1,77	0,70	0,168	0,61	1,54	0,52	1,40	0,43
1,14	1,36	0,64	1,27	0,54	1,18	0,48	1,09	0,40	1,00	0,34
0,88	0,90	0,50	0,84	0,43	0,79	0,36	0,75	0,32	0,68	0,27

1. Valores basados en el Boletín técnico Vol 2, N° 1 del CCFSS.
2. Basado en acero de Fy=27 KN/cm^2 Fu=31,5 KN/cm^2. Para otros aceros deben ajustarse valores.

Tabla B.4.1. Carga admisible en KN por cm de cordón de soldadura

Espesor del acero	Medida de cordón (mm)	Carga admisible (KN/cm)
2,6	4	2,45
1,8	3,2	1,72
1,4	3,2	1,36
1,1	3,2	1,08
0,87	3,2	0,79

Valores basados en especificaciones AISI, 1989, con Fy=23KN/cm2 y Fu=31,5KN/cm2 de acero.

Tabla B.5.1. Capacidad sugerida en KN de tracción y corte para a clavos de impacto. Acero/acero

Espesor del acero (mm)	Diámetro: 0,145”		Diámetro: 0,177”		Diámetro: 0,2025”	
	Espesor del acero (mm)		Espesor del acero		Espesor del acero	
	6,4	10	6,4	10	6,4	10
2,6	0,95	0,95	1,52	10	2,2	2,38
1,8	0,95	0,95	1,52	1,79	2,20	2,38
1,4	0,95	0,95	1,52	1,79	2,11	2,11
1,1	0,95	0,95	1,46	1,46	1,69	1,69
0,87	0,89	0,89	1,10	1,10	1,26	1,26

Tabla B.5.2. Capacidad en KN de clavos de impacto de tracción y corte en hormigón

Diámetro (mm)	Penetración mínima (mm)	Tipo de carga	Resistencia del hormigón (KN/cm²)	
			1,40	1,60
3,7	28	Tracción Corte	0,40 0,73	0,52 1,02
4,5	37	Tracción Corte	0,68 1,14	0,93 1,29
5,2	37	Tracción Corte	1,00 1,77	1,27 2,02



CAPÍTULO C

Auxiliares de diseño

C.1 INTRODUCCIÓN

En este Manual se incluyen gráficos que tienen por finalidad facilitar el dimensionamiento directo de los componentes del sistema Steel Framing. Es conocido el hecho de que los perfiles delgados conformados en frío requieren de procedimientos de verificación de cálculo que difieren de los empleados en las estructuras de perfiles laminados que generalmente son del tipo compacto. Las almas y alas delgadas obliga, en el caso de los perfiles del Steel Framing tener en cuenta el hecho que la condición de planchas delgadas favorece la inestabilidad de esas placas delgadas creando lugares de los perfiles donde la plancha se pandea localmente. Esos pandeos locales son fallas del material por inestabilidad, lo cual reduce su capacidad de resistencia. Si bien esto es un inconveniente, estos perfiles tienen la propiedad de su resistencia post-pandeo, donde ciertas partes del perfil mantienen su plena capacidad de resistencia, con la posibilidad de emplear esta propiedad en estructuras aun en su condición de parcialmente fallados. Esta ambigua cualidad de estos perfiles ha venido a constituir finalmente una ventaja, al lograrse con estos perfiles, debidamente diseñados, estructuras extremadamente livianas, óptimas y eficientes para ciertos empleos de la industria contemporánea.

Este es el caso de los perfiles especiales que forman la base del diseño de los perfiles del **Steel Framing**, descritos en el Capítulo B, los que deben ser verificados en su resistencia empleando la norma especial desarrollada por el American Iron and Steel Institute AISI de EE.UU. de Norteamérica (3, 4, 56 hasta 65), y cuya tecnología se ha extendido a todo el mundo, adoptando procedimientos de cálculo internacionalmente aceptados.

Nota importante. En el Suplemento 2004 de la norma AISI se presentó una nueva forma de cálculo, que se denomina **Método Directo** y que ha sido adoptado en la edición del 2007 (56) como alternativa de verificación de cálculo. Sin embargo se mantienen en esta edición de la Norma los métodos de las anteriores ediciones, pudiendo el usuario optar por el empleo del citado Método Directo.

C.2 BASES DE CÁLCULO

C.2.1. Normas de cálculo

La norma básica empleada es la **Especificación Norteamericana de Diseño de Miembros Estructurales de Acero conformado en Frío del AISI** 2007 (3, 56) que está vigente actualmente. La calificación de "norteamericana" corresponde al hecho que ha sido consensuada y adoptada por EE.UU., México y Canadá, con algunas diferencias menores entre estos países, diferencias que figuran en la misma norma.

C.2.2. Método de cálculo

Actualmente tanto el AISI (56) como el AISC (67) han adoptado dos formas de cálculo, la del tensiones admisibles (ASD) y la de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD) que los ingenieros pueden adoptar a su conveniencia. En este Manual se ha empleado el Método de Tensiones Admisibles porque para los auxiliares de cálculo es más conveniente. De manera alguna esto es una preferencia tendenciosa, sino simplemente por el hecho de que como el método LRFD requiere de un paso intermedio de aplicación de coeficientes de carga y resistencia que son variables, resultaría más complicado lograr una visión directa de las tablas o gráficos auxiliares.

C.2.3. Acero

En este Manual se ha adoptado un acero similar al que emplean los fabricantes estadounidenses, tal como el acero ASTM A 570-79 Grado 33 que tiene una fluencia Fy = 33ksi y Fu = 45 ksi lo que en KN son Fy = 23 KN/cm^2 y Fu = 31,5 KN/cm^2. Con estas resistencias se han elaborado los gráficos de este manual.

C.2.4. Unidades de medida

Se adoptan el KN como medida de fuerza y para tensiones el KN / cm^2. Sin embargo en algunos gráficos se incluyen valores en Kgf (Kg fuerza) con una conversión aproximada de 1 KN = 0,1 kgf

De esta manera los profesionales que aun prefieren el empleo de las medidas antiguas pueden fácilmente convertir los valores sin cometer errores de coma, que es uno de los errores graves que se puede cometer en el cálculo estructural. Por la misma razón no se emplea el Pa ni el MPa, porque en el cálculo estructural es conveniente mantener las unidades básicas de KN y cm^2 a la vista, para evitar conversiones innecesarias cuando se efectúan los cálculos.

Para el caso de conversiones se pueden emplear las siguientes equivalencias aproximadas

1 MPa = 0,1 KN / cm^2

1 MPa = 10 Kgf / cm^2

1 MPa = 0, 01 Ton f / cm^2

C.3
GRÁFICOS AUXILIARES DE CÁLCULO

C.3.1. Criterio de este Manual

Las Instituciones técnicas y los fabricantes en general suministran al público tablas de cargas admisibles, en las cuales quedan limitados a los valores elegidos de las variables de entrada en dichas tablas. En el caso de las tablas de los montantes la presión del viento se da solo para algunos valores quedando las tablas limitadas a dichos valores con dificultades para emplear presiones de viento fuera de esos límites. En este Manual se ha optado por publicar gráficos en vez de tablas, por considerar que ofrecen, en el caso de los montantes sometidos a compresión y flexión, las siguientes ventajas:

1. Es posible disponer de una amplia gama de valores de presión de viento en los gráficos.

2. Al ser líneas continuas su interpolación visual es inmediata y suficientemente exacta.

3. La simple observación de los gráficos permite seleccionar el perfil adecuado.

Los gráficos de este Manual se dividen en los que entregan en forma separada las resistencias de los perfiles (montantes y vigas) a compresión y flexión en la sección C.4, mientras que en la Sección C.5 se encuentran los gráficos de las combinaciones de carga de compresión y flexión.

C.4
GRÁFICIOS DE RESISTENCIA

C.4.1. Resistencias a flexión

En este caso los gráficos suministran las cargas (KN por metro lineal) que soportan los perfiles montantes M y las vigas V en luces de 2 hasta 4 metros. La determinación de las sobrecargas lineales admisibles totales para cada perfil se determina con las siguientes condiciones:

1. Las vigas son simplemente apoyadas

2. En los apoyos hay restricción al vuelco lateral del perfil

3. Las sobrecargas son uniformes y aplicadas al centro del ala superior

4. Las sobrecargas incluyen el peso propio del perfil y eventualmente el peso del piso

5. El vuelco lateral por torsión de excentricidad (ver anexo X.4) se supone impedido por el revestimiento.

6. Se supone que el pandeo lateral por flexión está impedido por el diafragma de los revestimientos, fijados en forma efectiva al ala comprimida, o a las dos alas

7. Para la sobrecarga efectiva hay que restar el peso propio del perfil (y eventualmente el revestimiento) de los valores de la tabla (en el caso de usar los perfiles en forma horizontal).

Se han considerado las cargas que satisfacen la resistencia a la flexión, al corte y la deformación (L/300).

C.4.2. Cálculo de los gráficos

En el Anexo X.2 se describe la forma en que se determinaron los valores de las siguientes tablas de cargas admisibles. El profesional al que le interese puede emplear las expresiones allí mostradas para verificar las resistencias de otros perfiles o controlar los de los gráficos. De esta manera este Manual, aparte de entregar los gráficos permite la verificación de cálculo a la conveniencia del usuario.

C.4.3. Gráfico de montantes a flexión

Ver Gráfico C.4.3.

C.4.4. Gráfico de vigas a flexión

Ver Gráfico C.4.4.

C.4.5. Gráficos de resistencia a la compresión

Para este cálculo se ha optado en este Manual por el método “Todo Acero” (all steel) que figura en la norma del AISI (3) y que se distingue del método de considerar la contribución de los revestimientos estructurales como estabilizadores al pandeo de los montantes según su eje más débil. La opción de este Manual está del lado seguro, porque si en algún momento de su vida útil es retirado el revestimiento, se podría producir el colapso del muro al no disponer los montantes del efecto estabilizador de los revestimientos.

En la versión de la norma AISI del año 2007 (56) se ha adoptado este mismo criterio por los mismos motivos aquí expuestos. Sin embargo mantiene la posibilidad de estabilización lateral por los revestimientos, cuando se cumplan ciertas condiciones que se prescriben en dicha norma. En este Manual se asume que todos los montantes (y vigas usadas como montantes) llevan riostras horizontales de cin-

Gráfico C.4.3. Cargas admisibles kN/m (kgf/m) de montantes

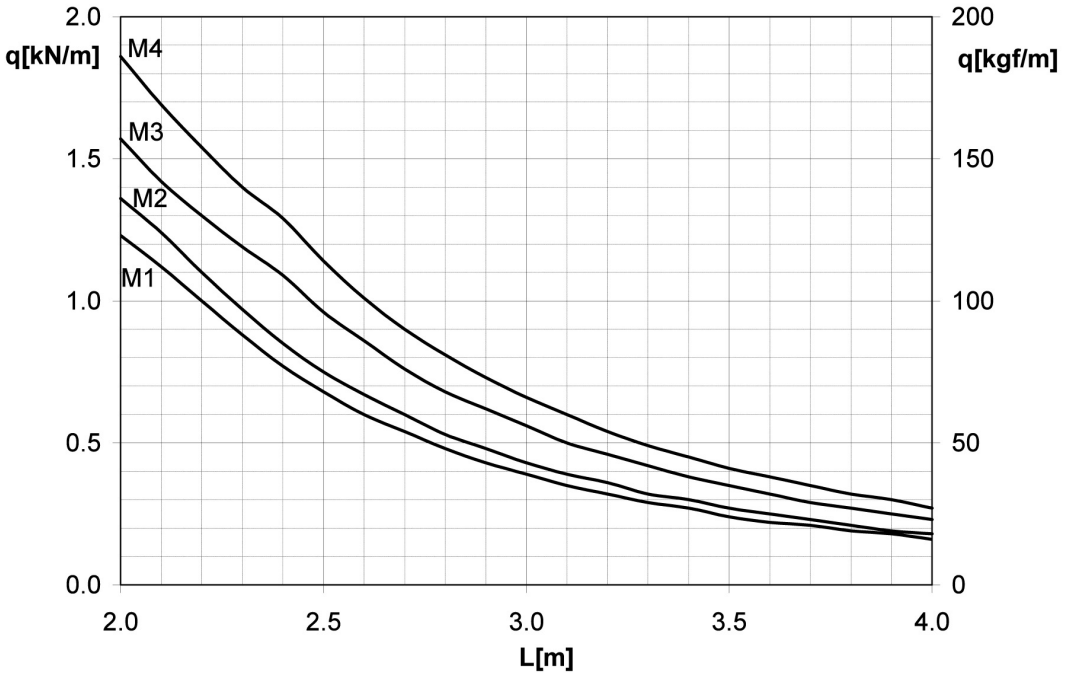
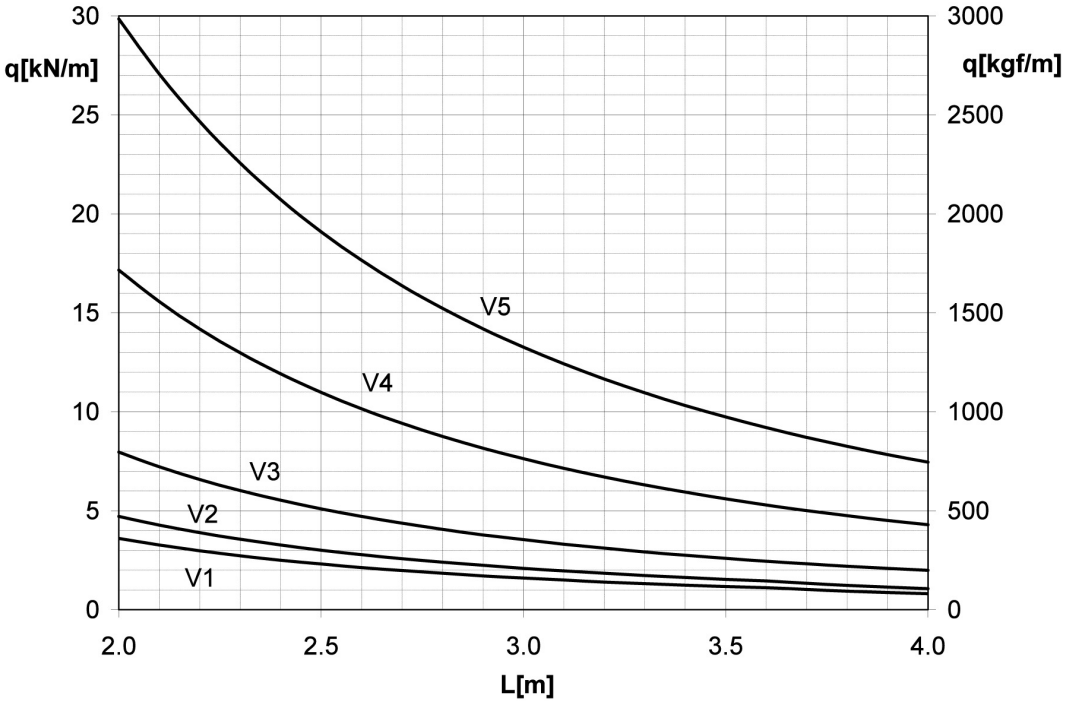


Gráfico C.4.4. Cargas admisibles kN/m (kgf/m) de vigas



tas (flejes) de acero con adecuados bloqueadores, conforme se explica en el Capítulo E de muros. Se considera instalar estas riostras al medio y/o al tercio de la altura del montante, casos que se muestran por separado en los gráficos.

Los gráficos muestran las compresiones admisibles para luces entre los 2 hasta 4 metros. En el Anexo X2 se detallan las expresiones de la norma que se han empleado para la confección de estos gráficos (Gráficos C.4.5.1 al C.4.5.4).

Gráfico C.4.5.1. Compresión admisible en montantes kN (kgf)
(arriostramientos en H/2)

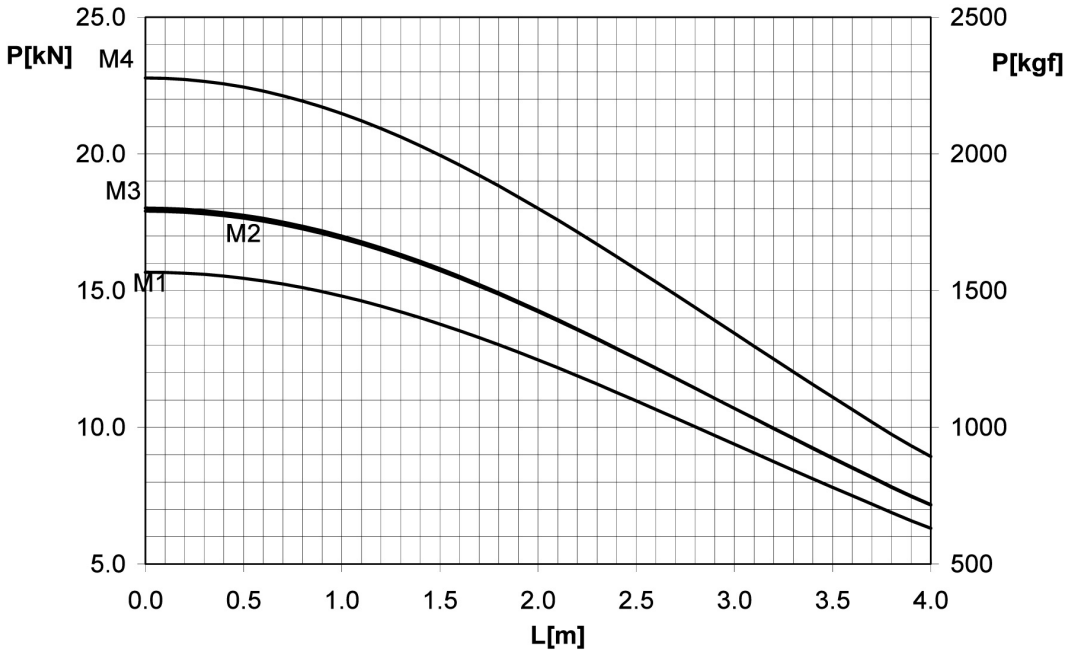


Gráfico C.4.5.2. Compresión admisible en montantes kN (kgf)
(arriostramientos en H/3)

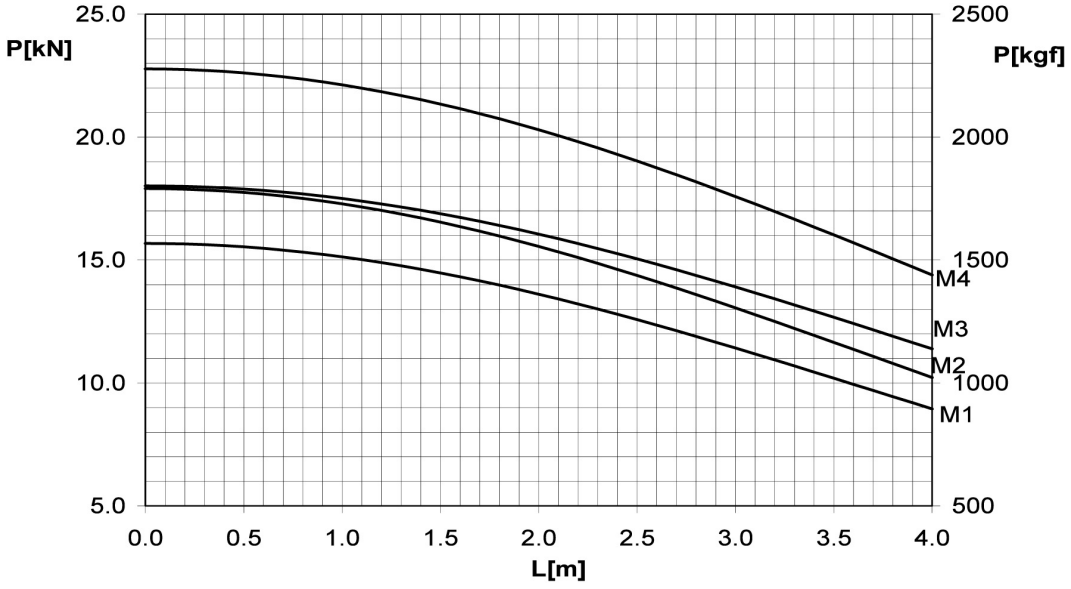


Gráfico C.4.5.3. Compresión admisible en vigas kN (kgf)
(arriostramientos en H/2)

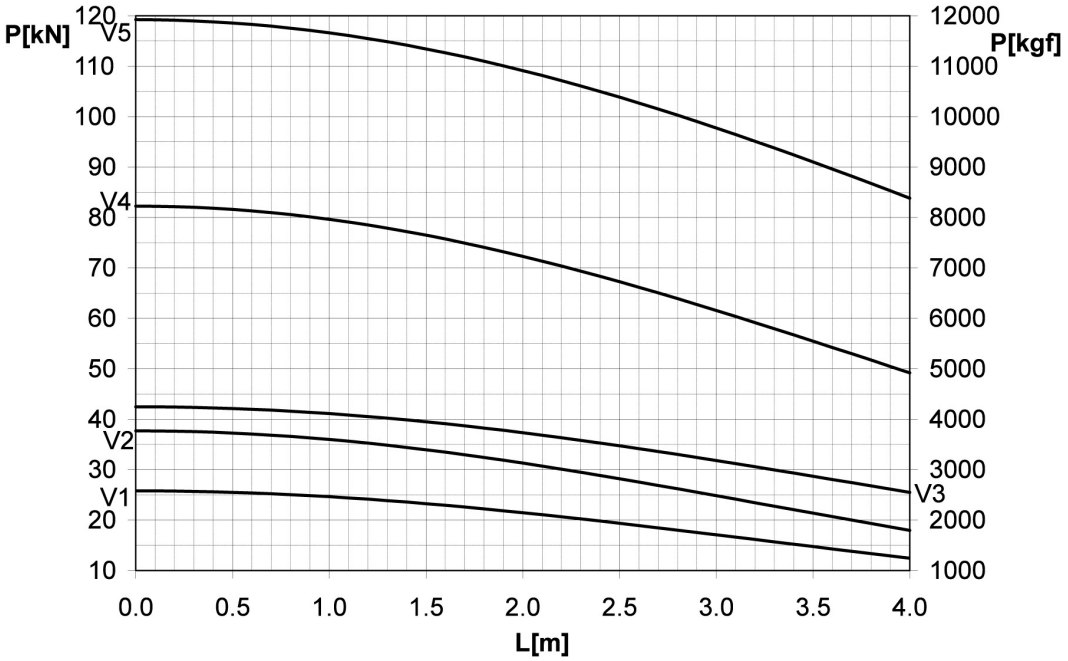
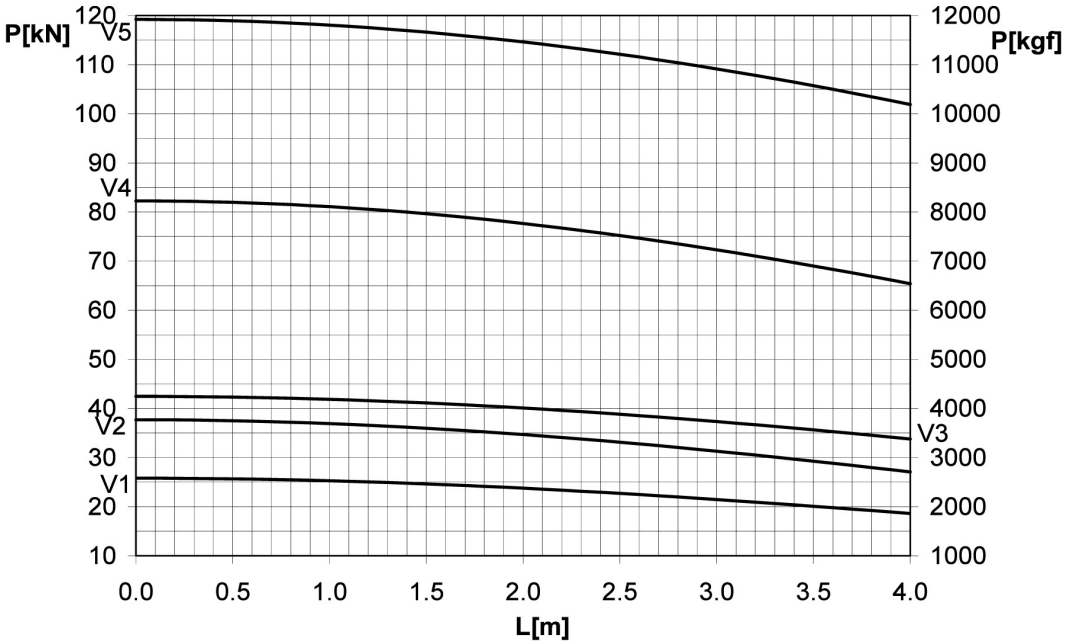


Gráfico C.4.5.4. Compresión admisible en vigas kN (kgf)
(arriostramientos en H/3)



C.5
GRÁFICOS DE COMBINACIONES DE CARGAS

Basado en las capacidades admisibles de los perfiles montantes y vigas es posible, empleando las expresiones de combinaciones de tensiones de la norma AISI, calcular las curvas que representan cualquier combinación de carga de compresión y flexión que se aplique al perfil, con la condición de que la combinación cumpla con el margen de seguridad establecido por dicha norma. La norma considera, aparte del caso normal, un aumento del 33% de las tensiones admisibles para los combinaciones con cargas eventuales, que en este caso son el viento y el sismo.

Nota: En la versión 2001 de la norma AISI el coeficiente de 33% de aumento no debe aplicarse al peso propio. Sin embargo en estas estructuras la incidencia de los pesos propios es reducida por lo cual por simplicidad y por tratarse de gráficos de prediseño se hace caso omiso a esta condición.

Considerando que se trata de 4 montantes y 5 vigas cada perfil origina cuatro gráficos, dos para casos normales y dos para eventuales, siendo uno para riostras a ½ luz y el otro para el 1/3. De allí que se editan un total de 36 gráficos de combinaciones de carga.

En el Anexo X2 se muestra el procedimiento adoptado y las expresiones empleadas, que se ajustan a lo especificado en la norma AISI, permitiéndole al usuario de este Manual verificar al detalle los valores de los gráficos así como emplear el procedimiento para verificaciones de cálculo de otros perfiles, fuera de los de este Manual. De esta manera el Manual le permite al interesado usar los gráficos para un dimensionamiento rápido, así como profundizar el tema, sin necesidad de recurrir a otras publicaciones.

El empleo de estos gráficos permite, conocido una de las cargas actuantes determinar en el gráfico el mayor valor admisible de la otra carga. De allí que el empleo de los gráficos es por tanteos sucesivos, hasta encontrar el perfil adecuado a las condiciones de cargas requeridas.

En estos gráficos las ordenadas muestran las cargas por metro admisibles (generada por la presión del viento) y las abscisas las fuerzas de compresión admisibles. Si por ejemplo es conocida la presión del viento en el gráfico de cargas eventuales), para la curva correspondiente a la luz del montante elegido se recorre esa curva, y donde se intersecta con la vertical correspondiente a dicha presión queda definida la carga de compresión admisible en las abscisas Si ese valor no satisface a la compresión requerida se debe ir al gráfico de un perfil más resistente, procediendo de esta manera hasta lograr la selección del perfil adecuado. Si en cambio se conoce la carga de compresión se entra por ese valor y se busca el perfil que satisface la fuerza por metro que genera la presión del viento.

De esta manera es posible seleccionar el perfil adecuado sin necesidad de efectuar cálculos y para cualquier par de valores requeridos, dentro de los valores extremos de estos gráficos.

Gráfico C.5.1. Interacción P-q montante M1 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

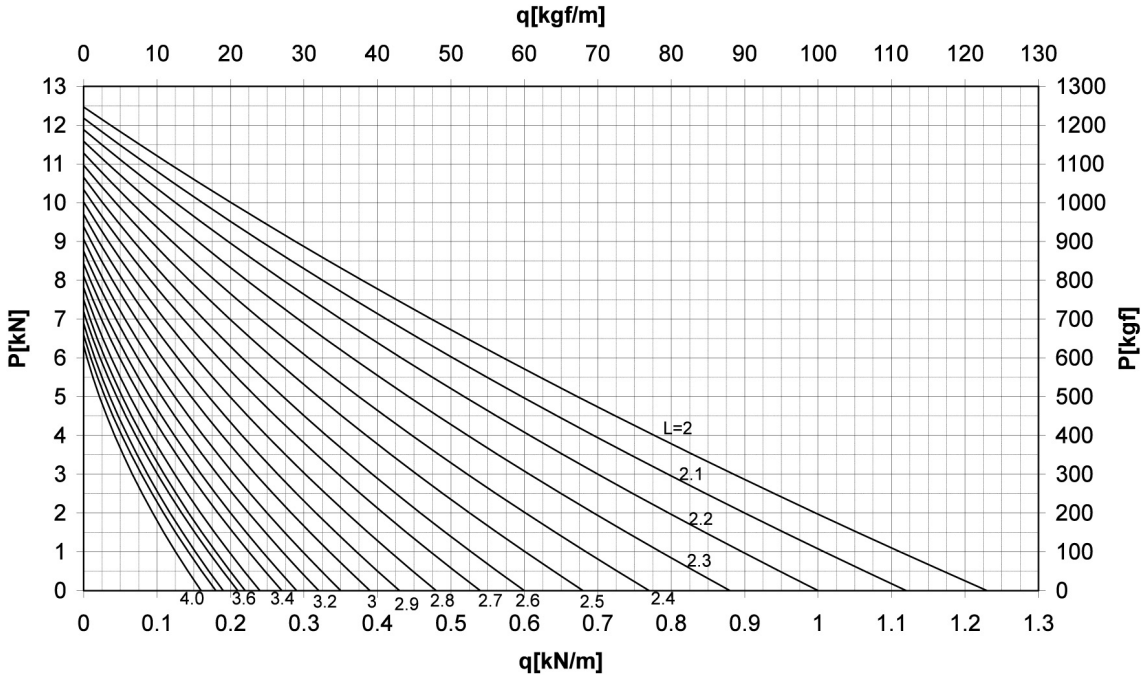


Gráfico C.5.2. Interacción P-q montante M1 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

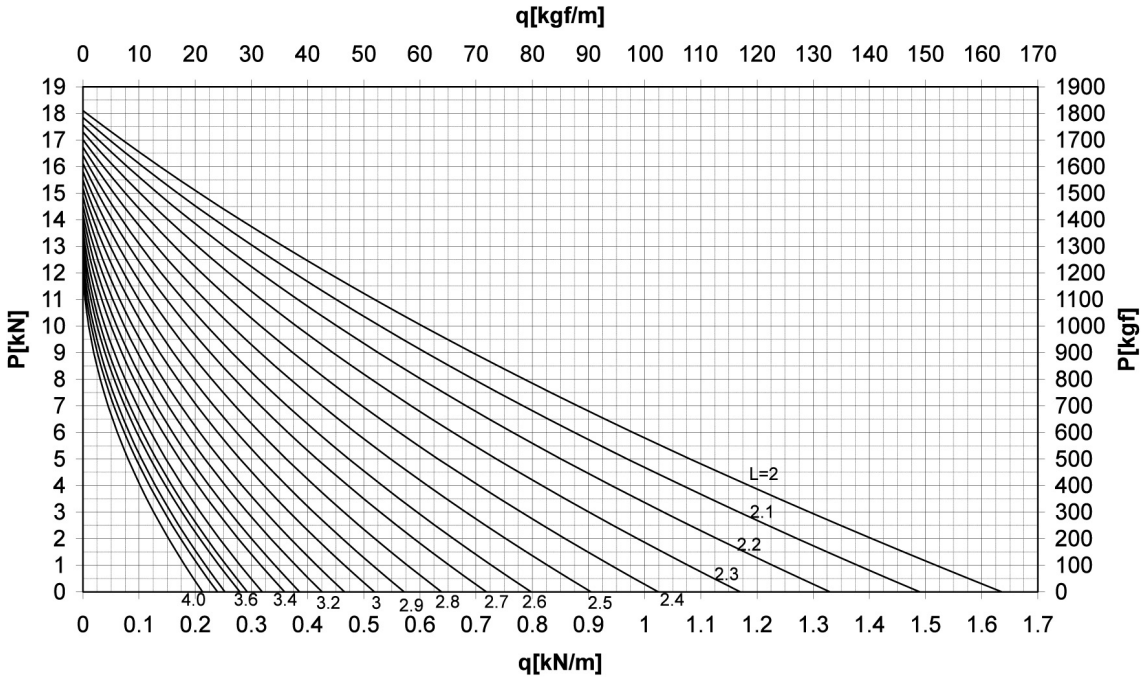


Gráfico C.5.3. Interacción P-q montante M1 Caso Normal
(arriostramientos en H/3)

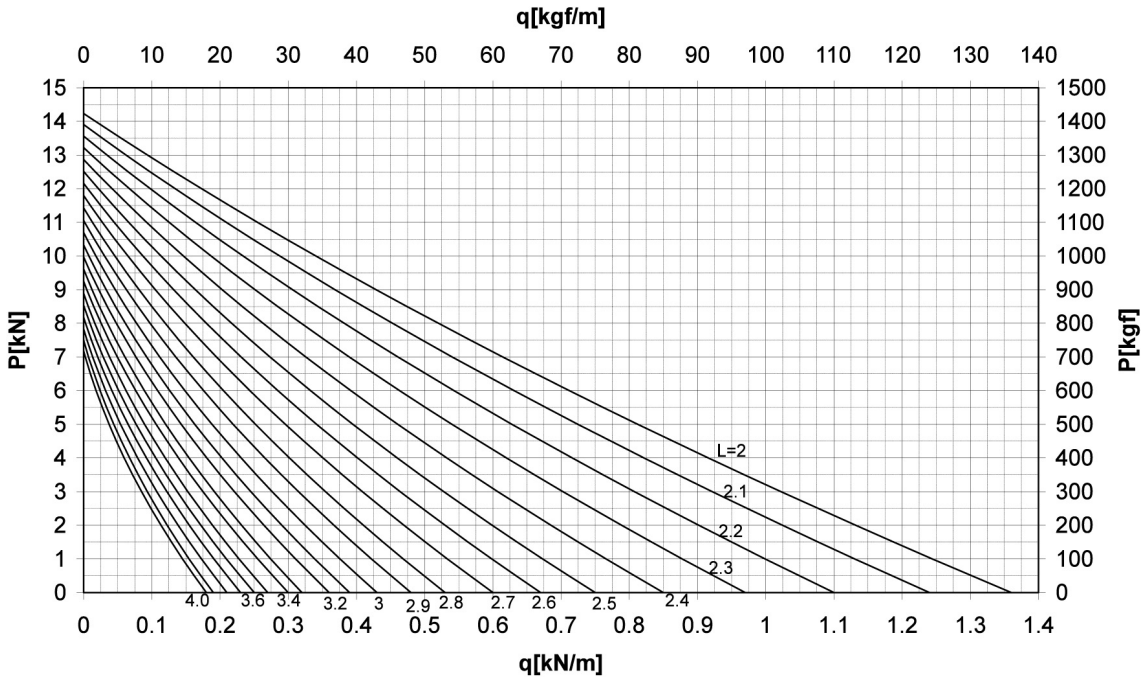


Gráfico C.5.4. Interacción P-q montante M1 Caso Eventual
(arriostramientos en H/3)

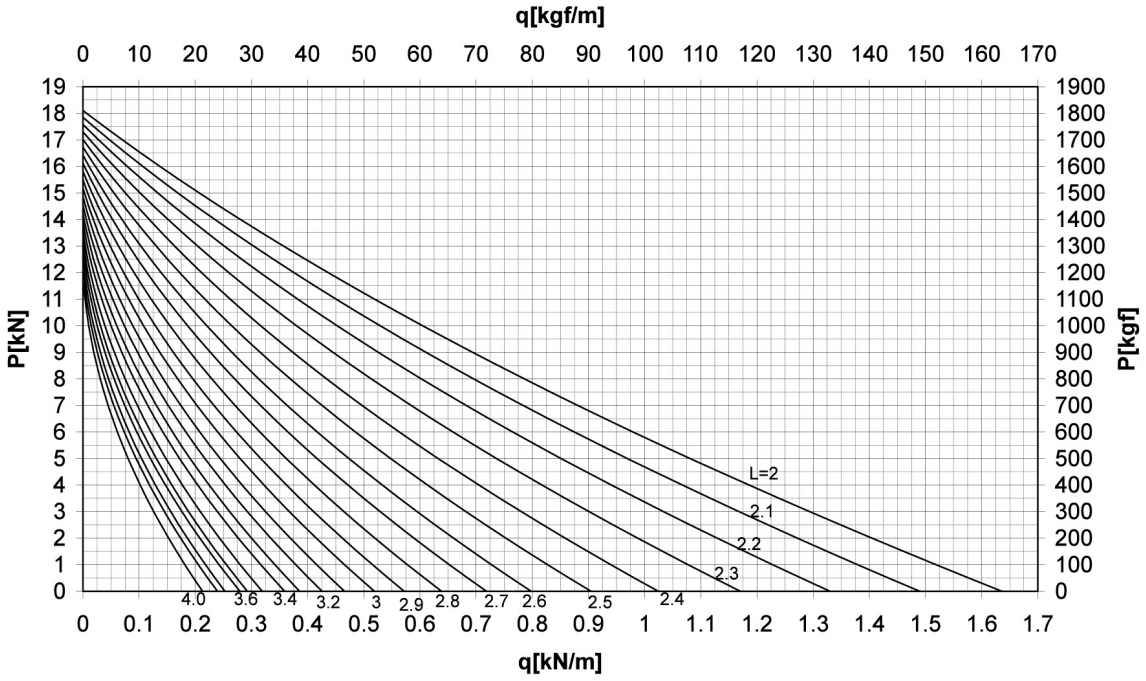


Gráfico C.5.5. Interacción P-q montante M2 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

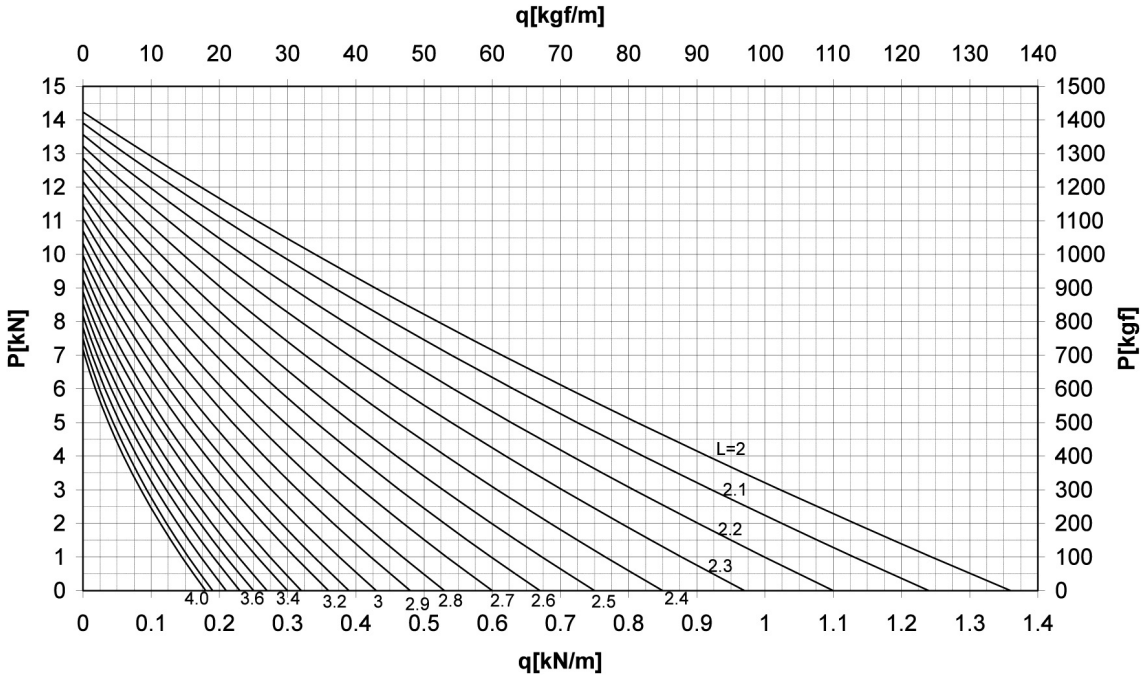


Gráfico C.5.6. Interacción P-q montante M2 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

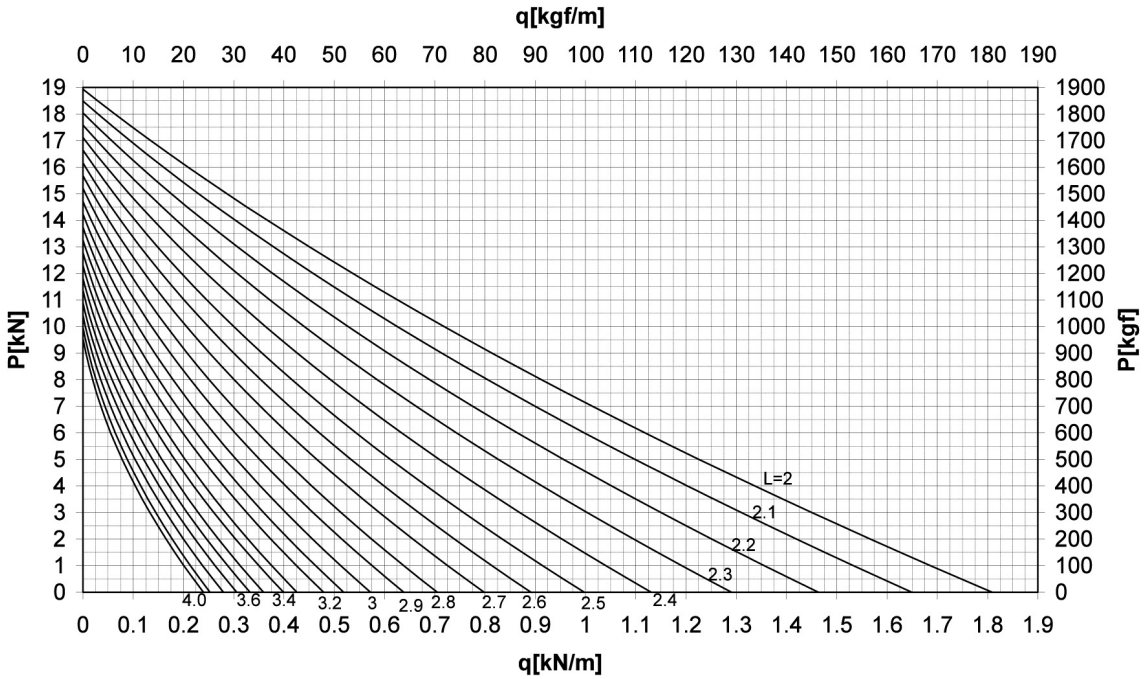


Gráfico C.5.7. Interacción P-q montante M2 Caso Normal
(arriostramientos en H/3)

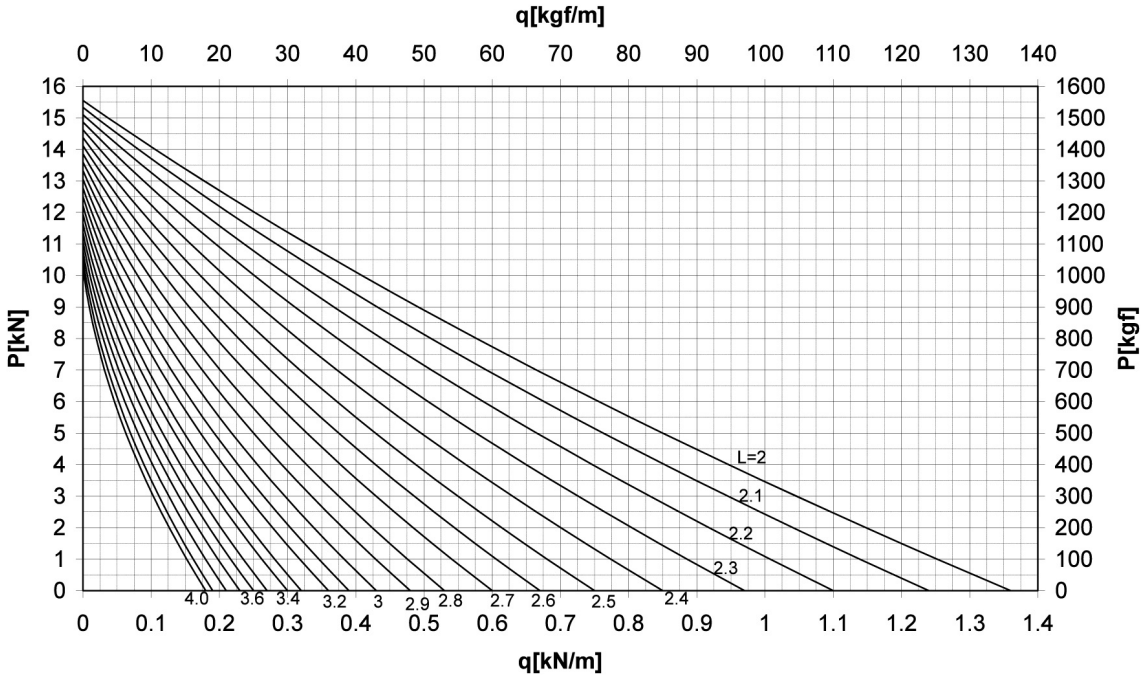


Gráfico C.5.8. Interacción P-q montante M2 Caso Eventual
(arriostramientos en H/3)

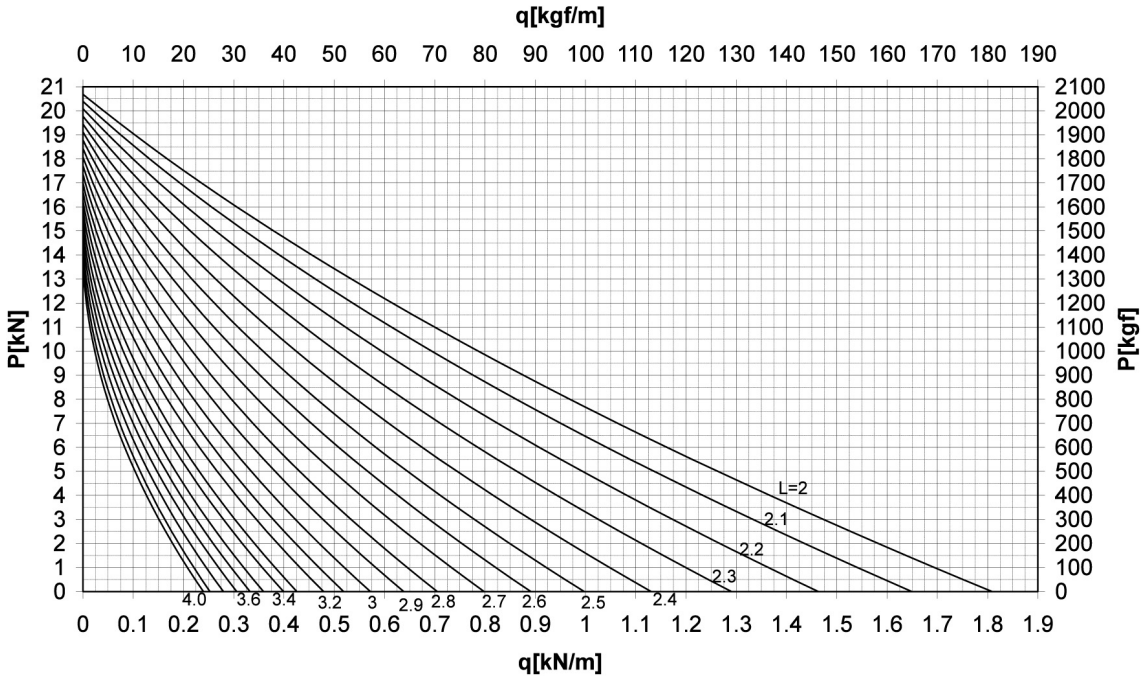


Gráfico C.5.9. Interacción P-q montante M2 Caso Normal
(arriostramientos en H/3)

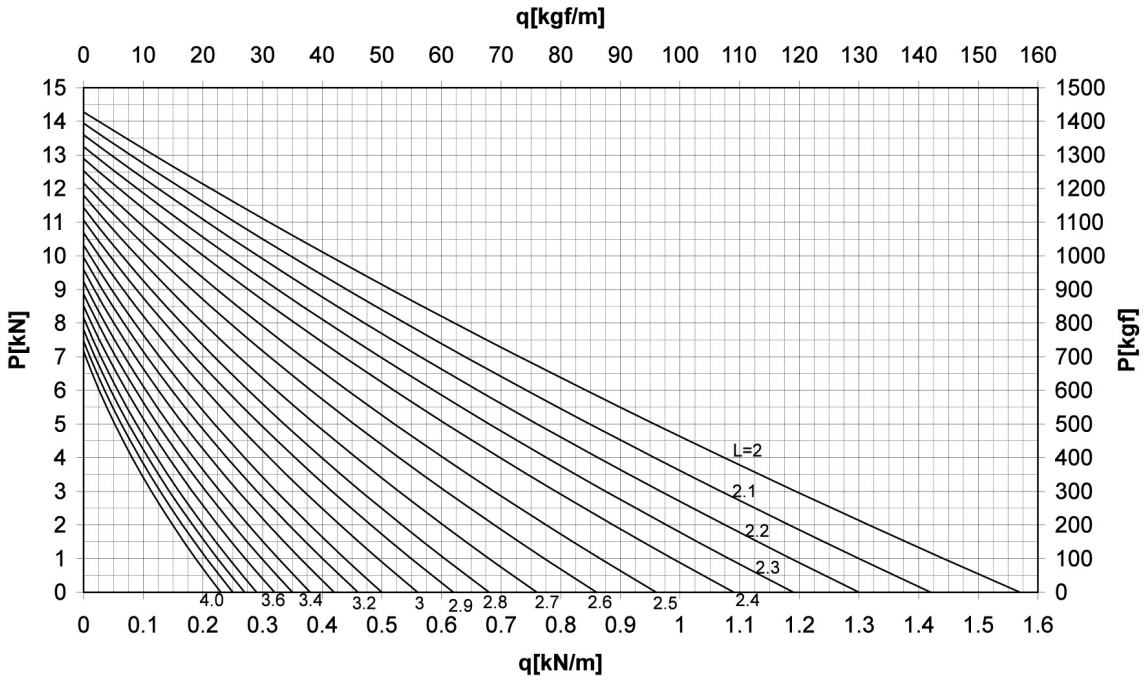


Gráfico C.5.10. Interacción P-q montante M3 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

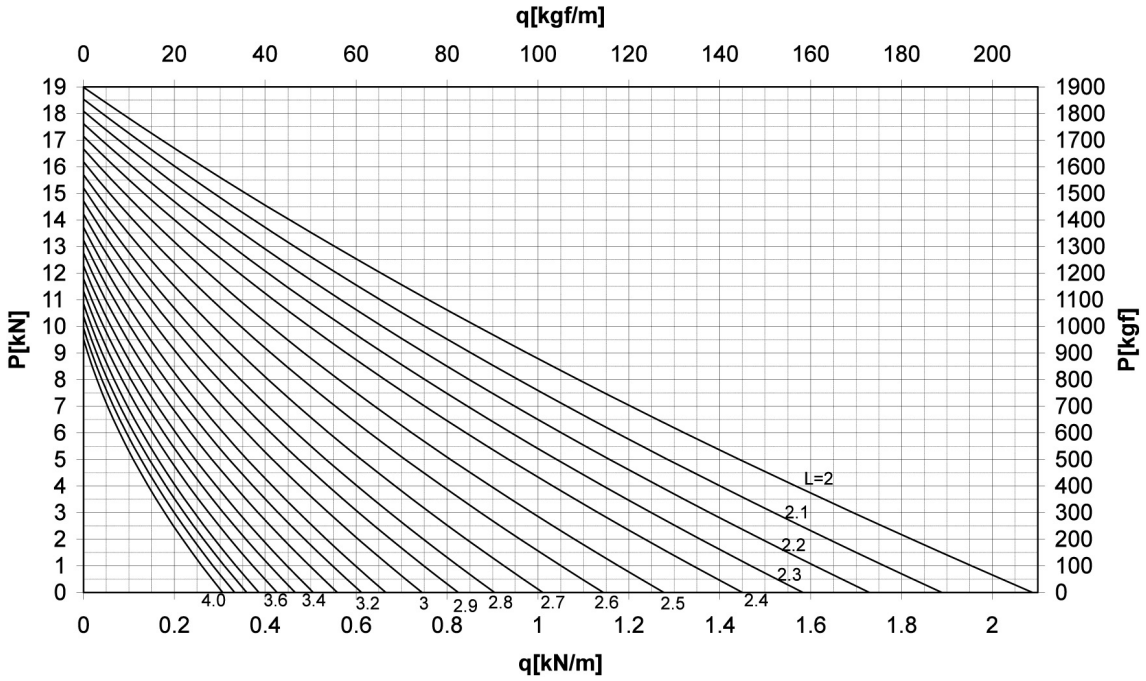


Gráfico C.5.11. Interacción P-q montante M3 Caso Normal
(arriostramientos en H/3)

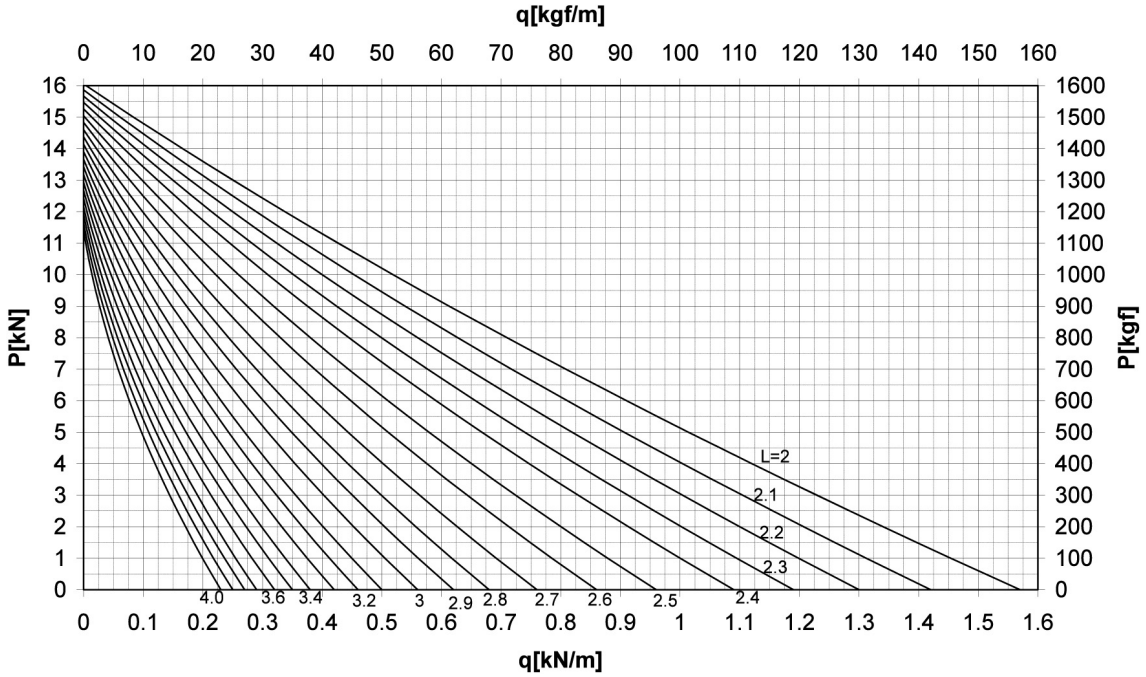


Gráfico C.5.12. Interacción P-q montante M3 Caso Eventual
(arriostramientos en H/3)

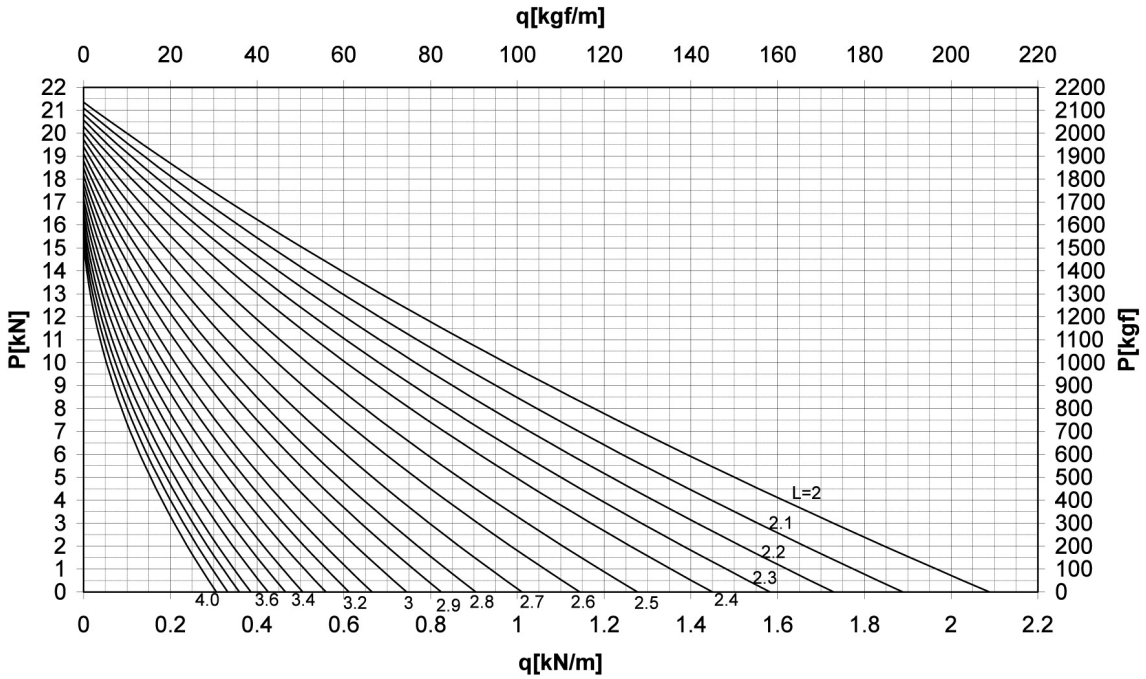


Gráfico C.5.13. Interacción P-q montante M4 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

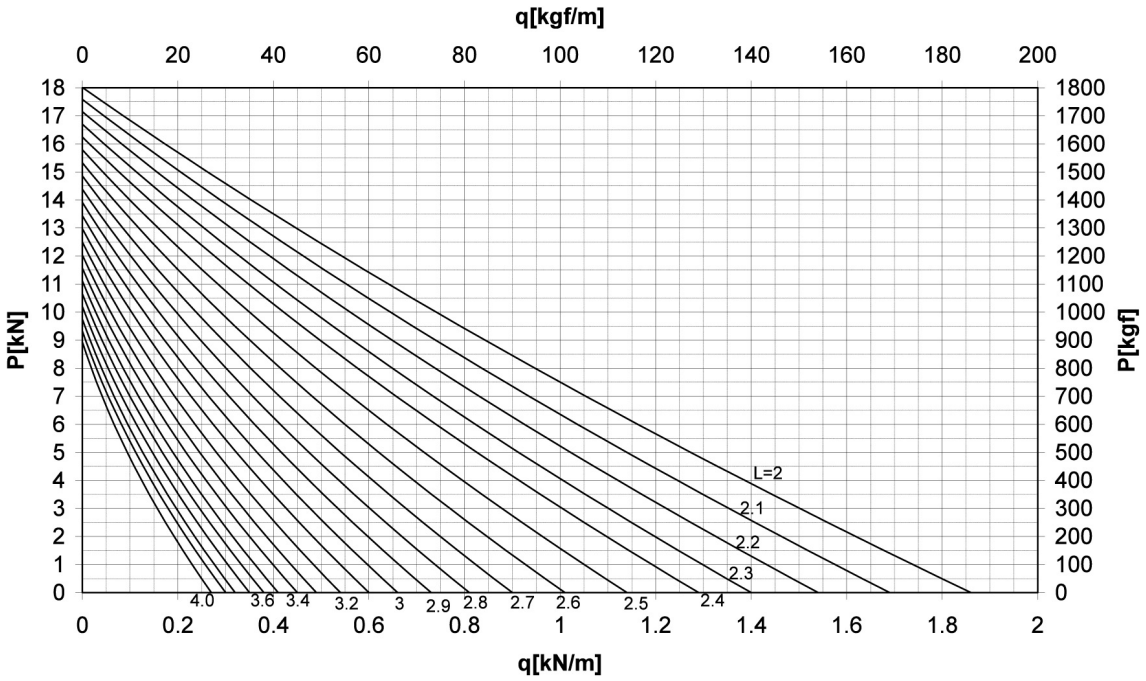


Gráfico C.5.14. Interacción P-q montante M4 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

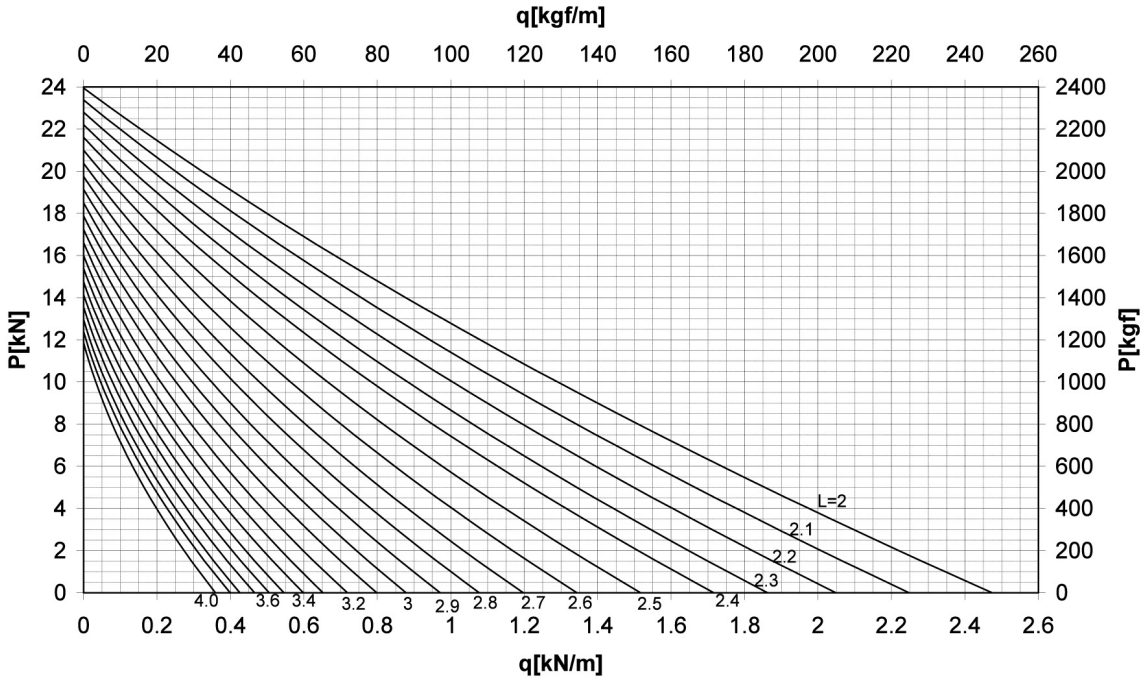


Gráfico C.5.15. Interacción P-q montante M4 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

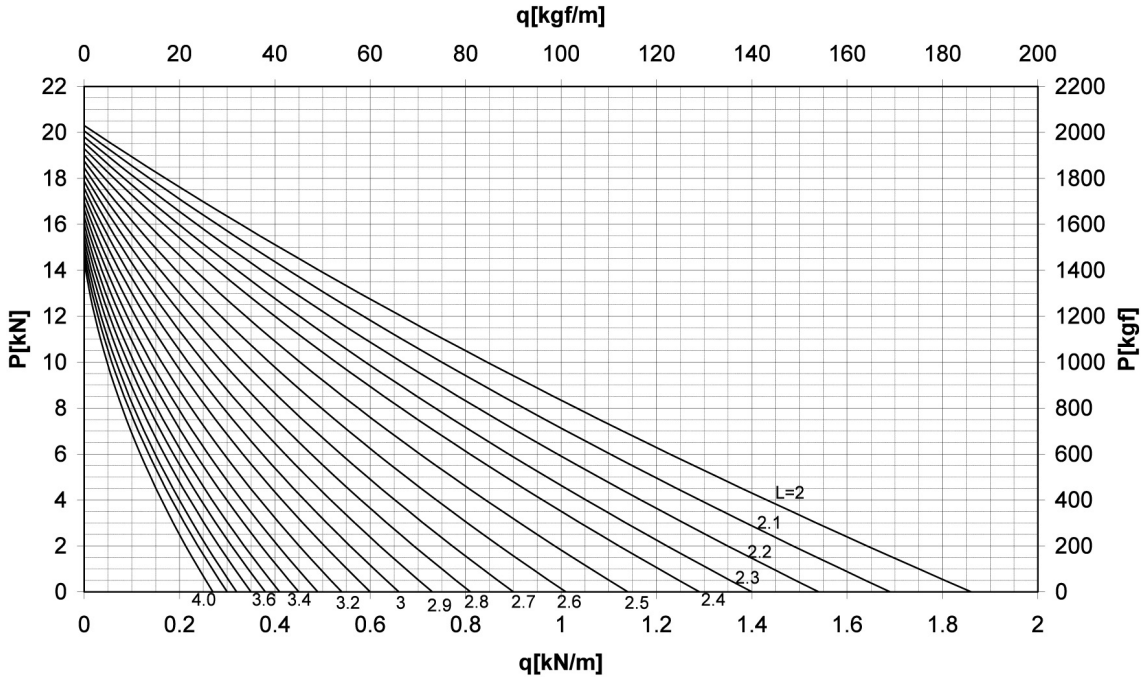


Gráfico C.5.16. Interacción P-q montante M4 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)

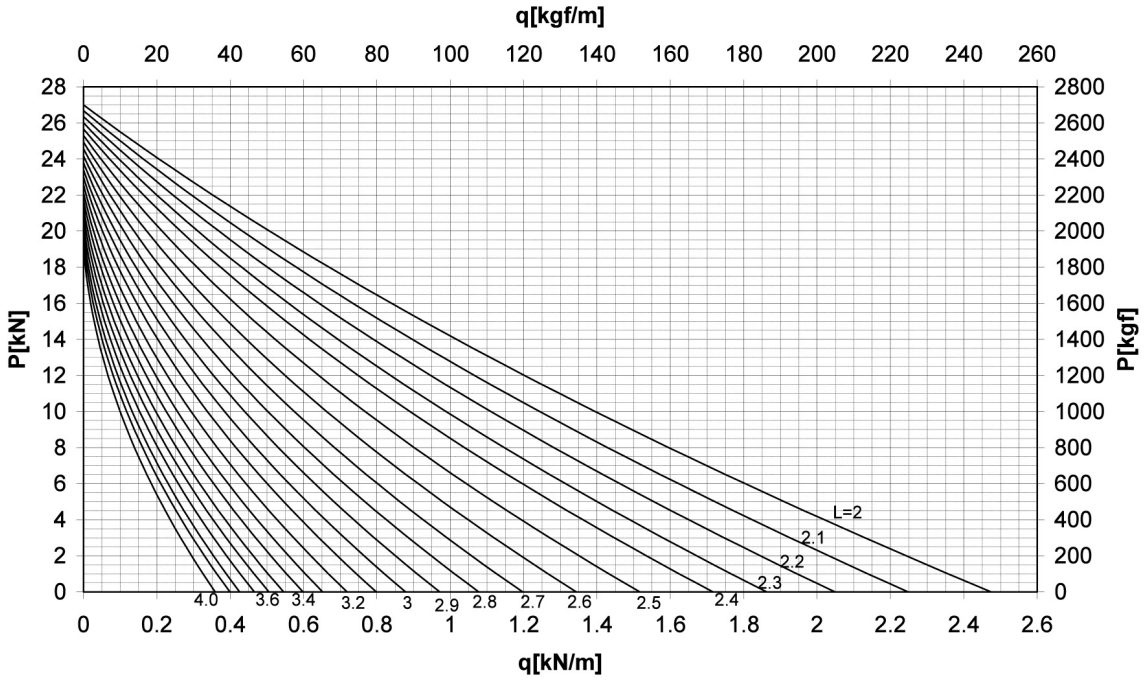


Gráfico C.5.17. Interacción P-q montante V1 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

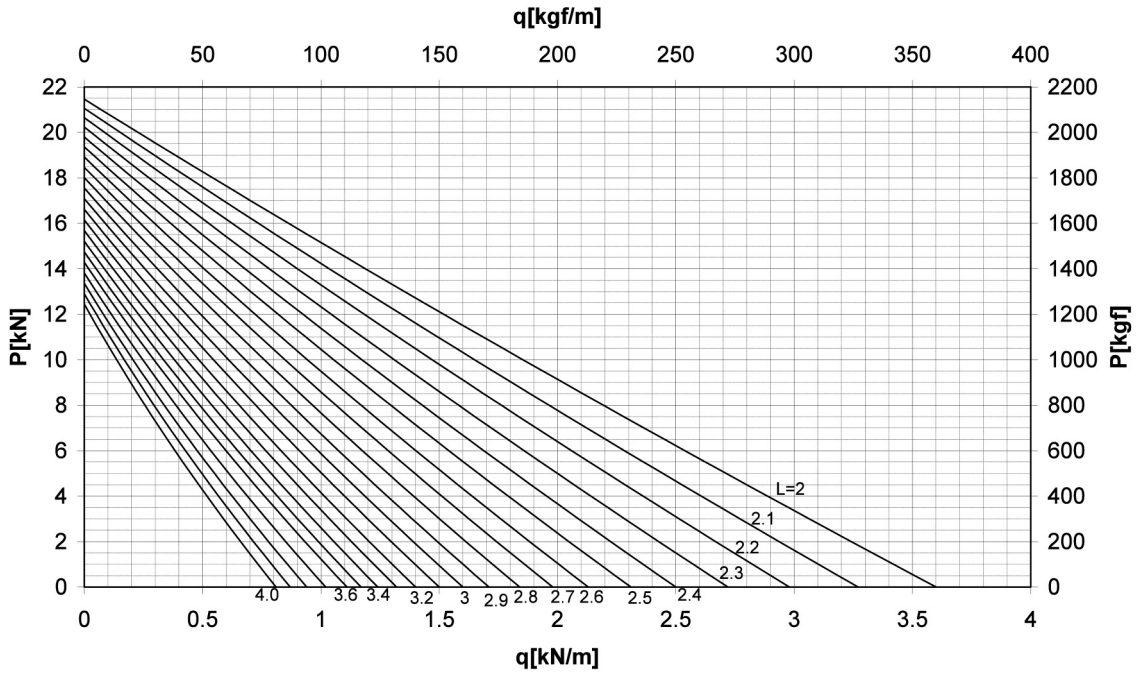


Gráfico C.5.18. Interacción P-q montante V1 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

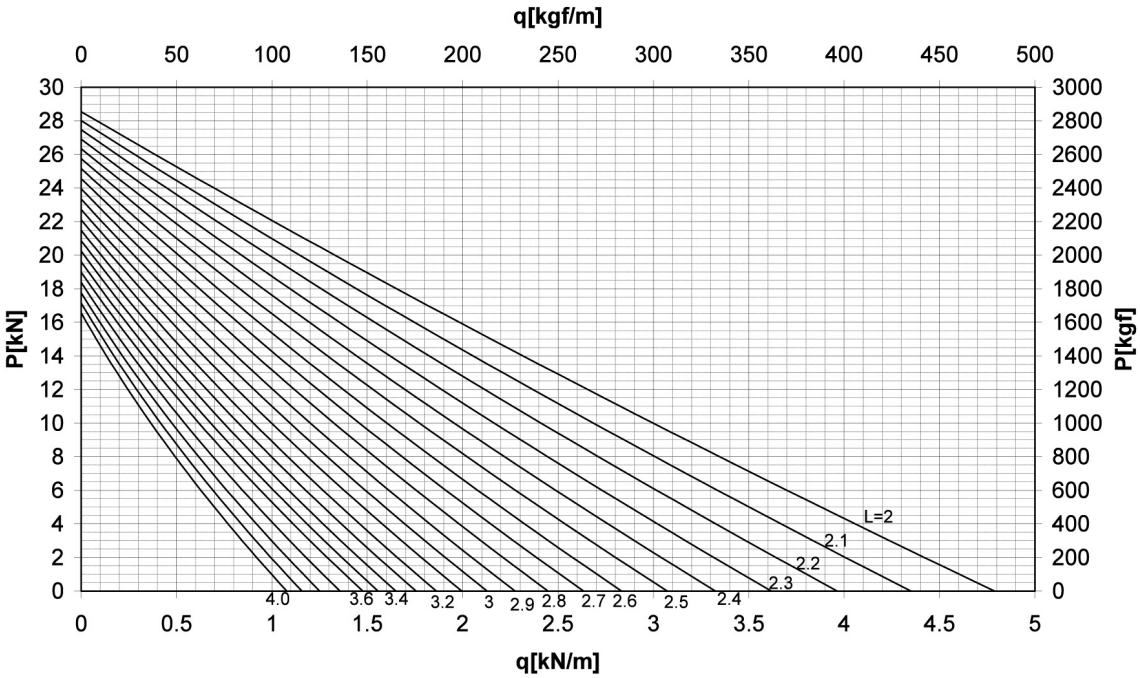


Gráfico C.5.19. Interacción P-q montante V1 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

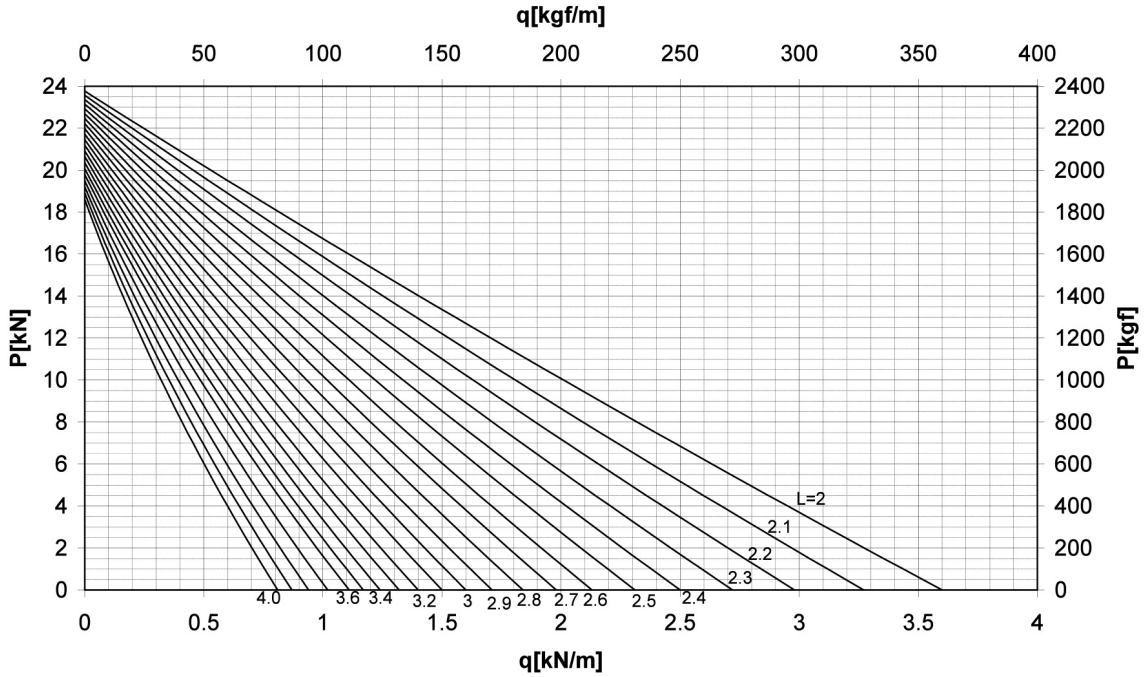


Gráfico C.5.20. Interacción P-q montante V1 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)

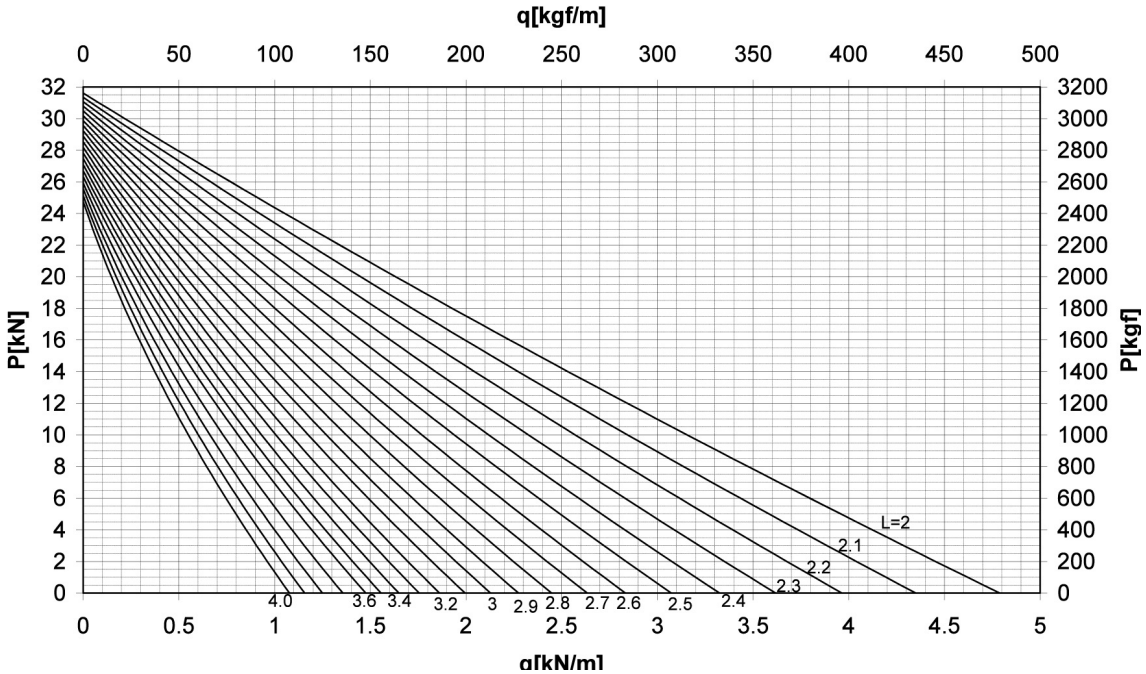


Gráfico C.5.21. Interacción P-q montante V2 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

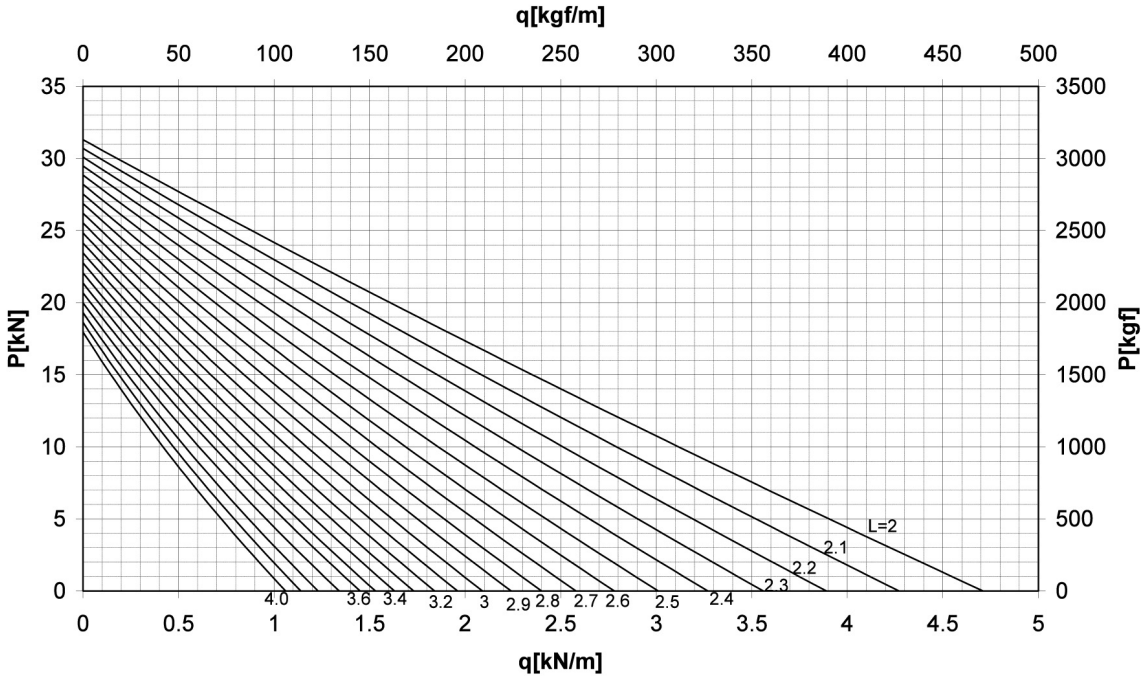


Gráfico C.5.22. Interacción P-q montante V2 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

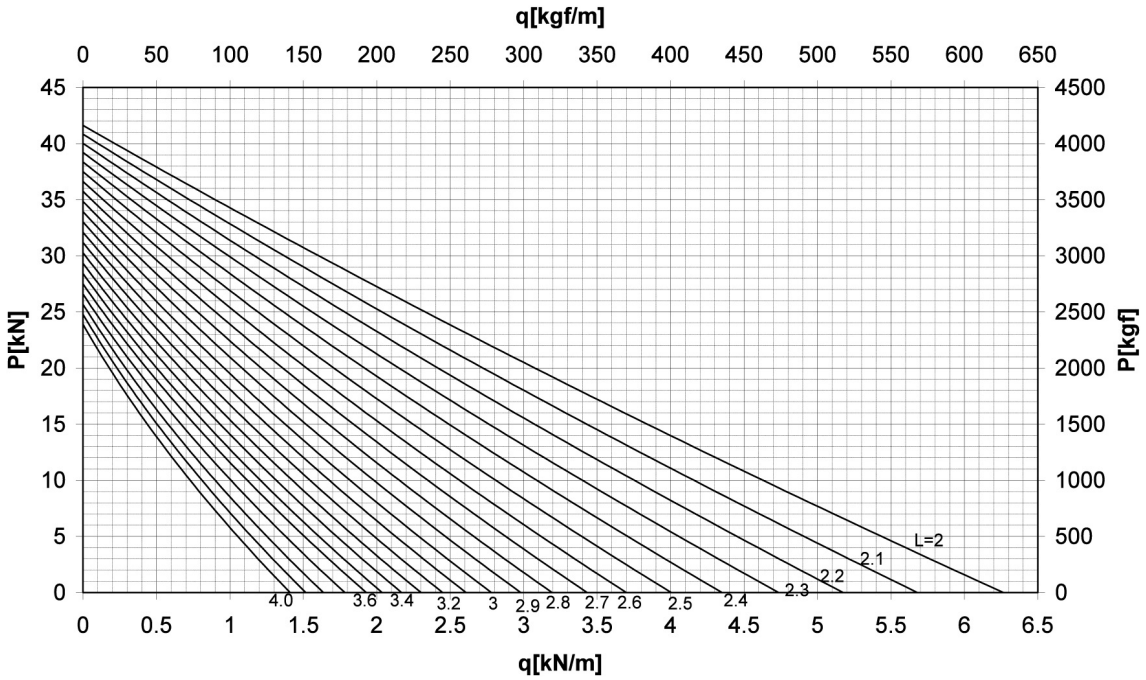


Gráfico C.5.23. Interacción P-q montante V2 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

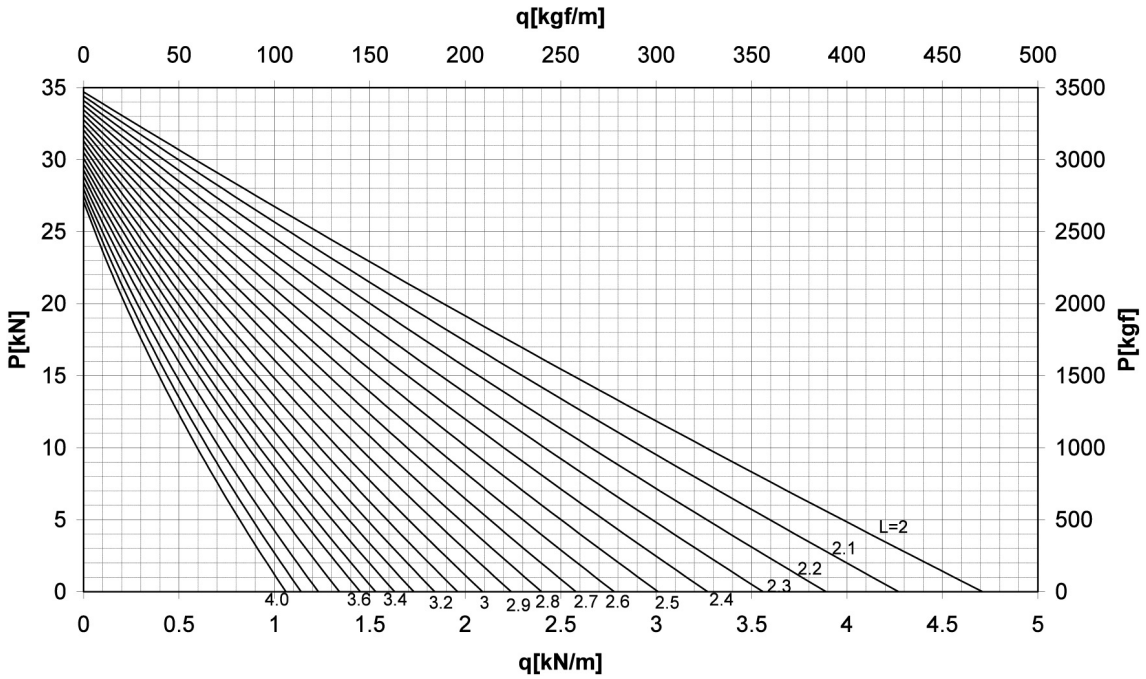


Gráfico C.5.24. Interacción P-q montante V2 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)

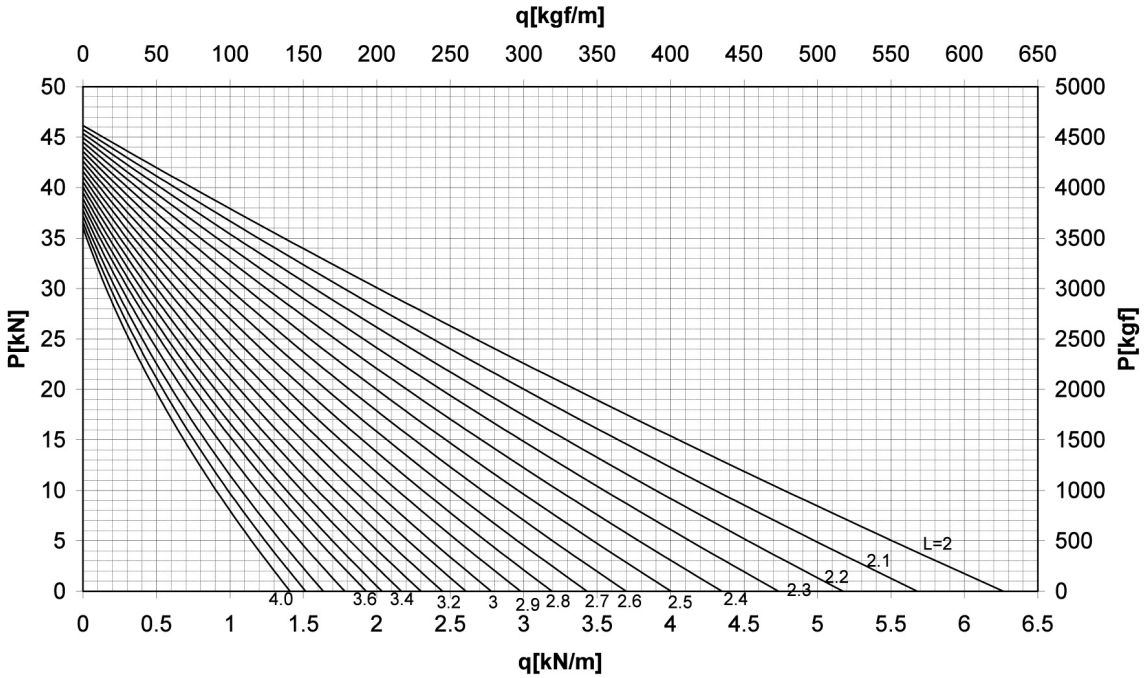


Gráfico C.5.25. Interacción P-q montante V3 Caso Normal
(arriostramientos en H/2)

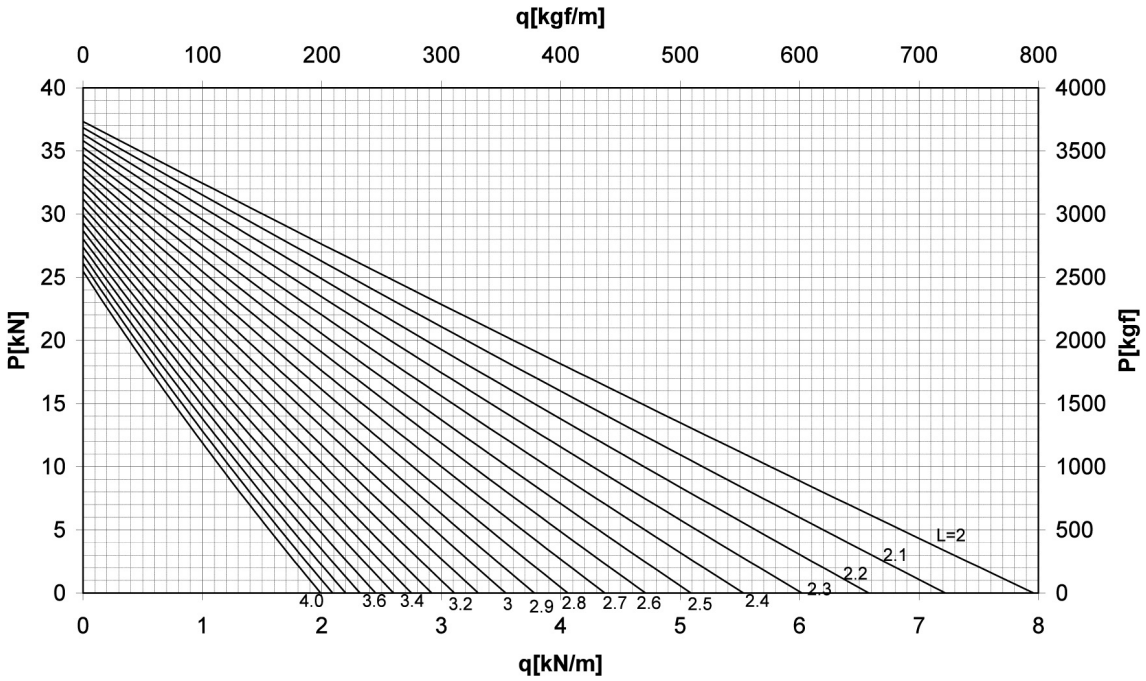


Gráfico C.5.26. Interacción P-q montante V3 Caso Eventual
(arriostramientos en H/2)

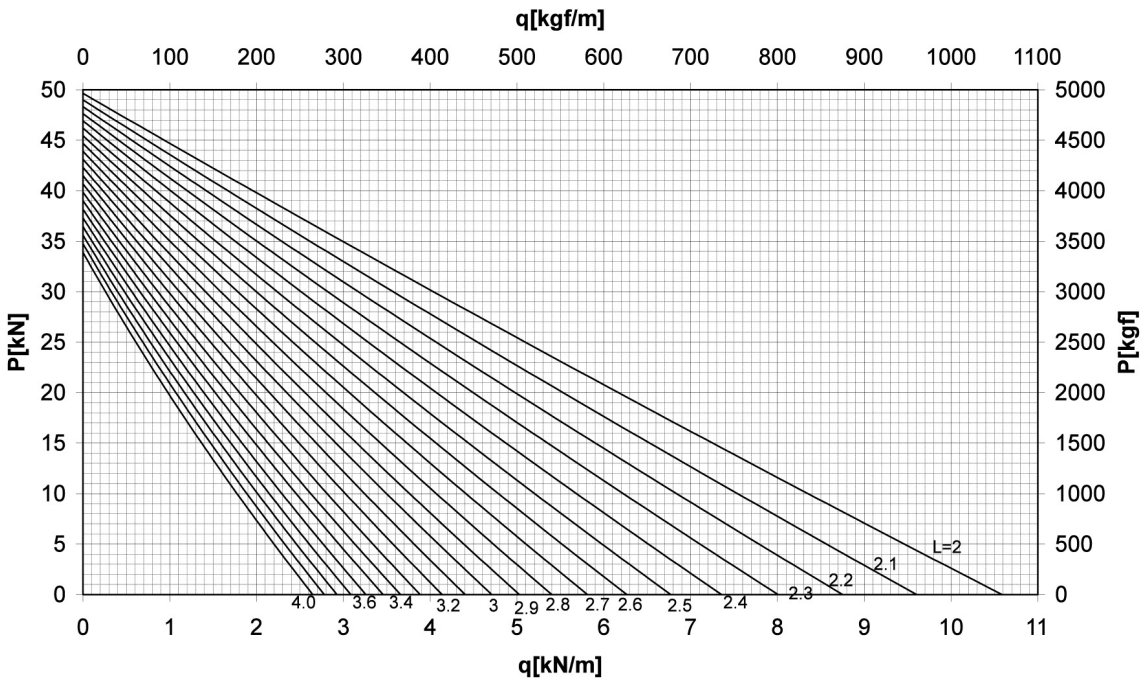


Gráfico C.5.27. Interacción P-q montante V3 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

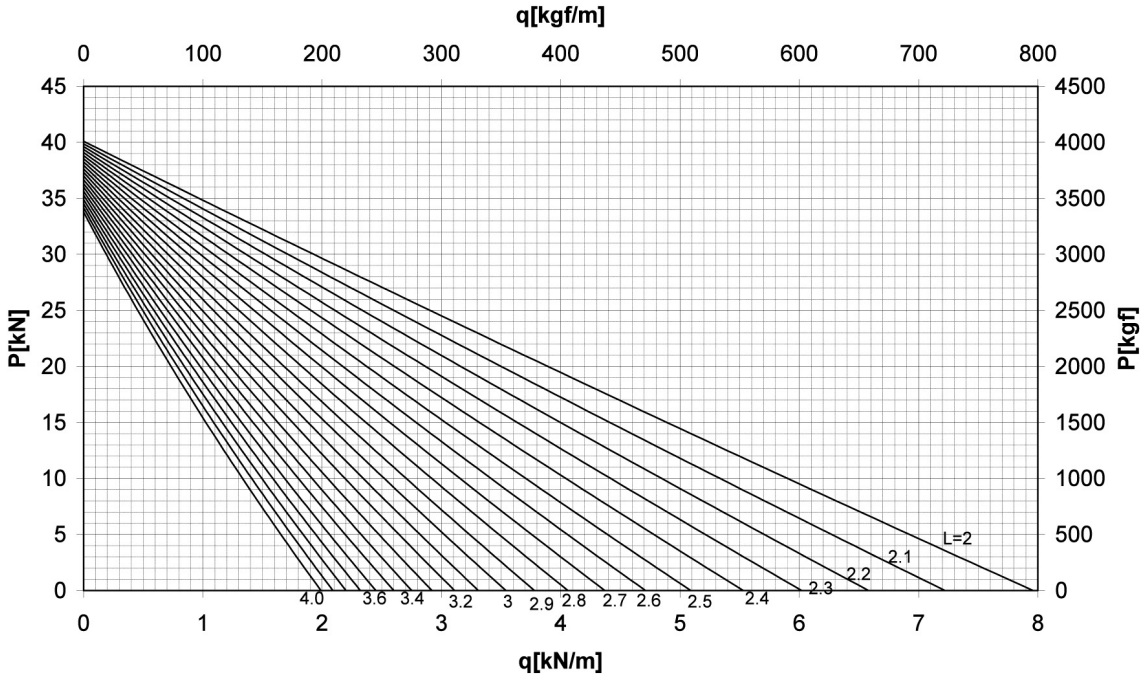


Gráfico C.5.28. Interacción P-q montante V3 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)

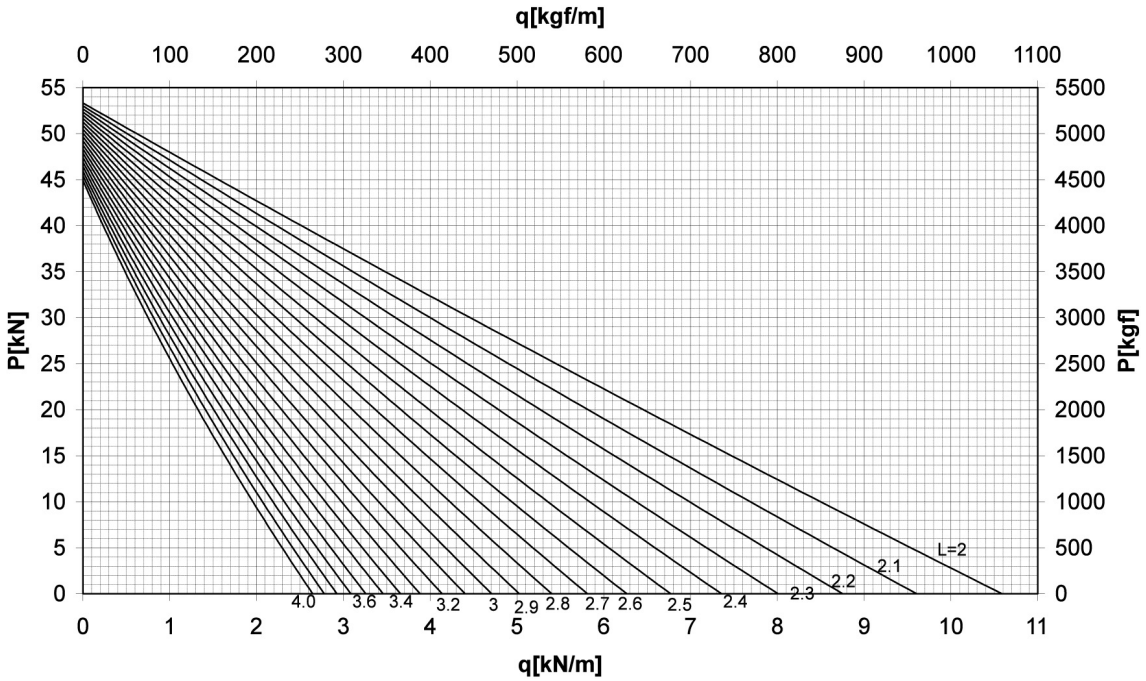


Gráfico C.5.29. Interacción P-q montante V4 Caso Normal (arriostramientos en H/2)

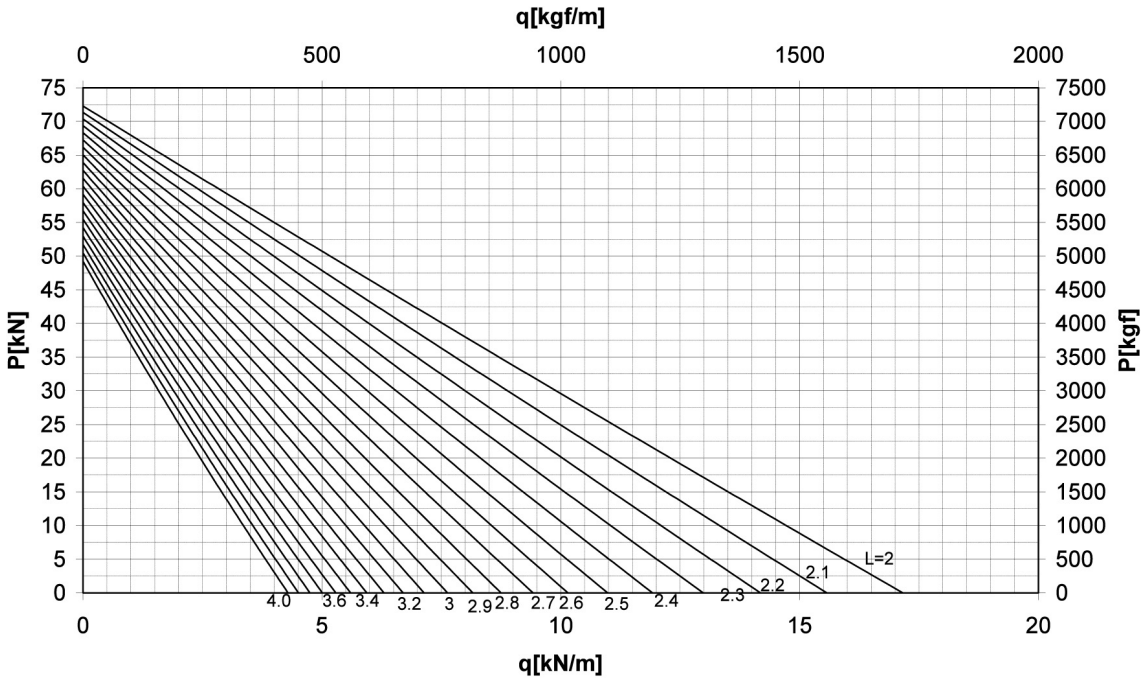


Gráfico C.5.30. Interacción P-q montante V4 Caso Eventual (arriostramientos en H/2)

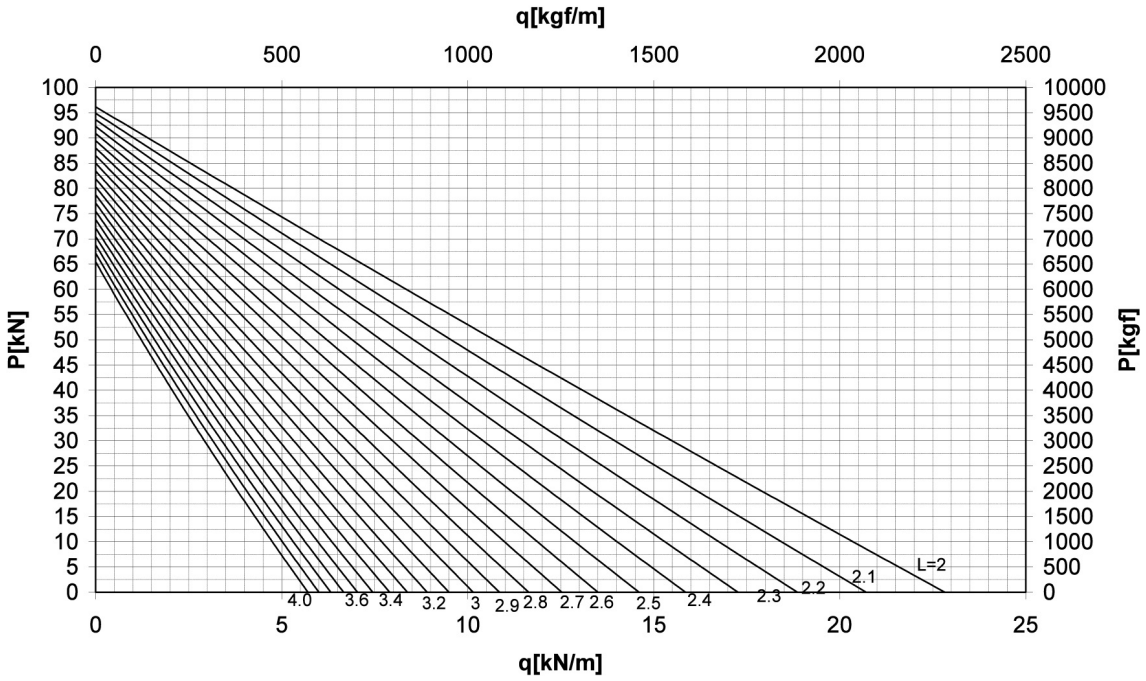


Gráfico C.5.31. Interacción P-q montante V4 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

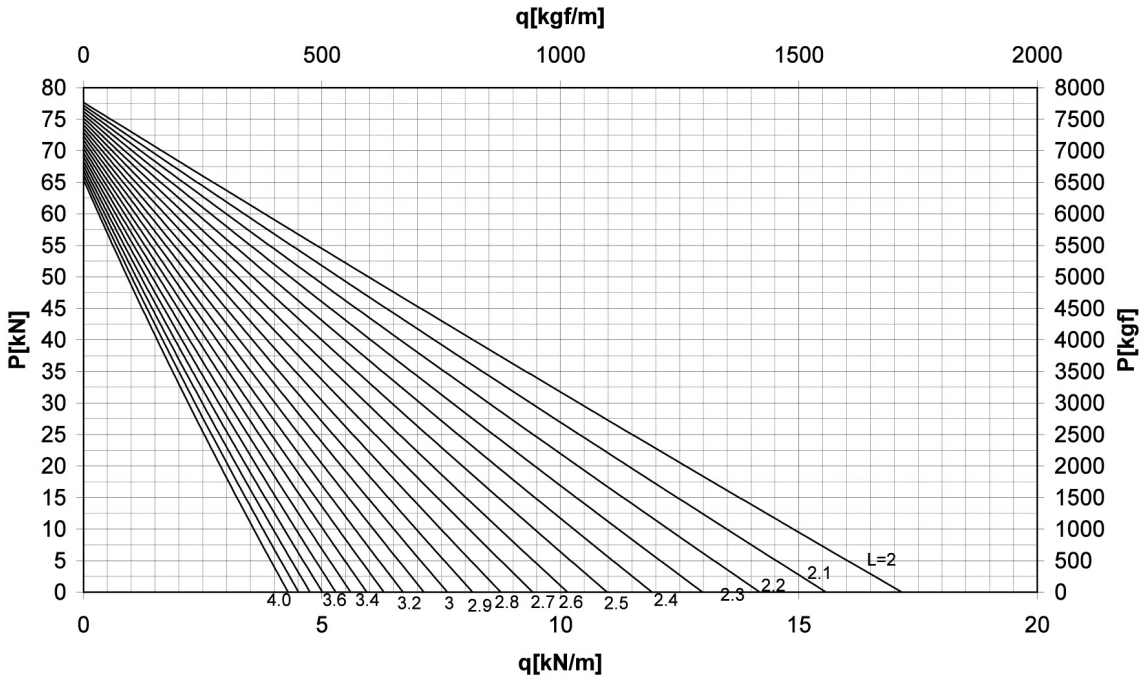


Gráfico C.5.32. Interacción P-q montante V4 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)

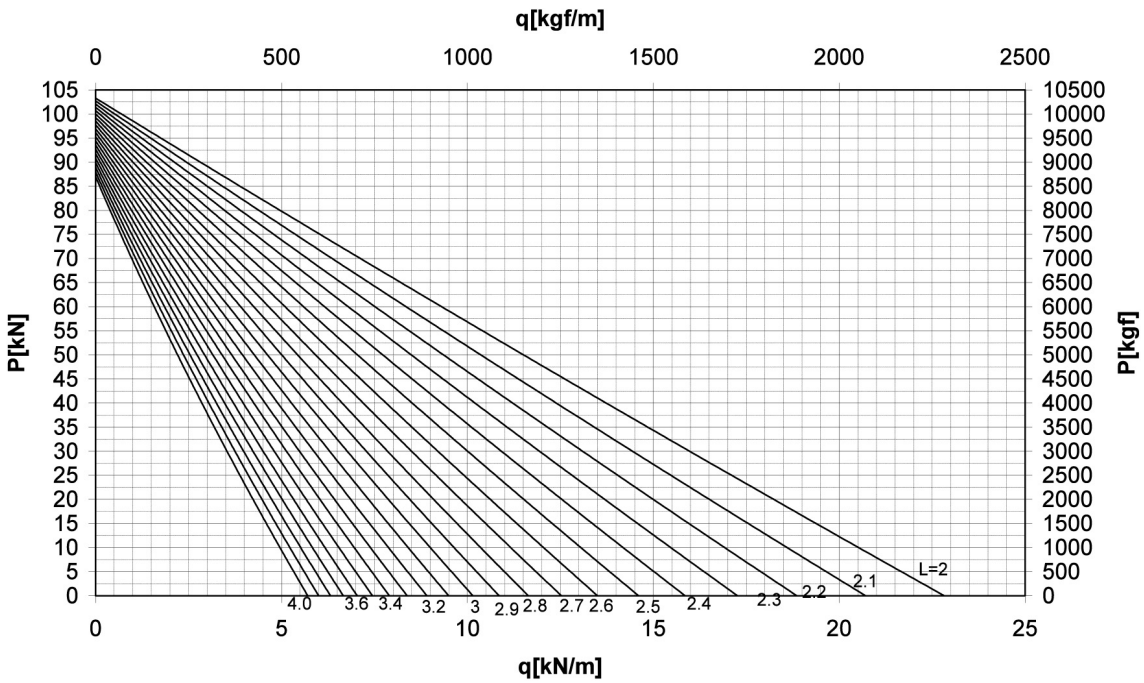


Gráfico C.5.33. Interacción P-q montante V5 Caso Normal (arriostramientos en H/2)

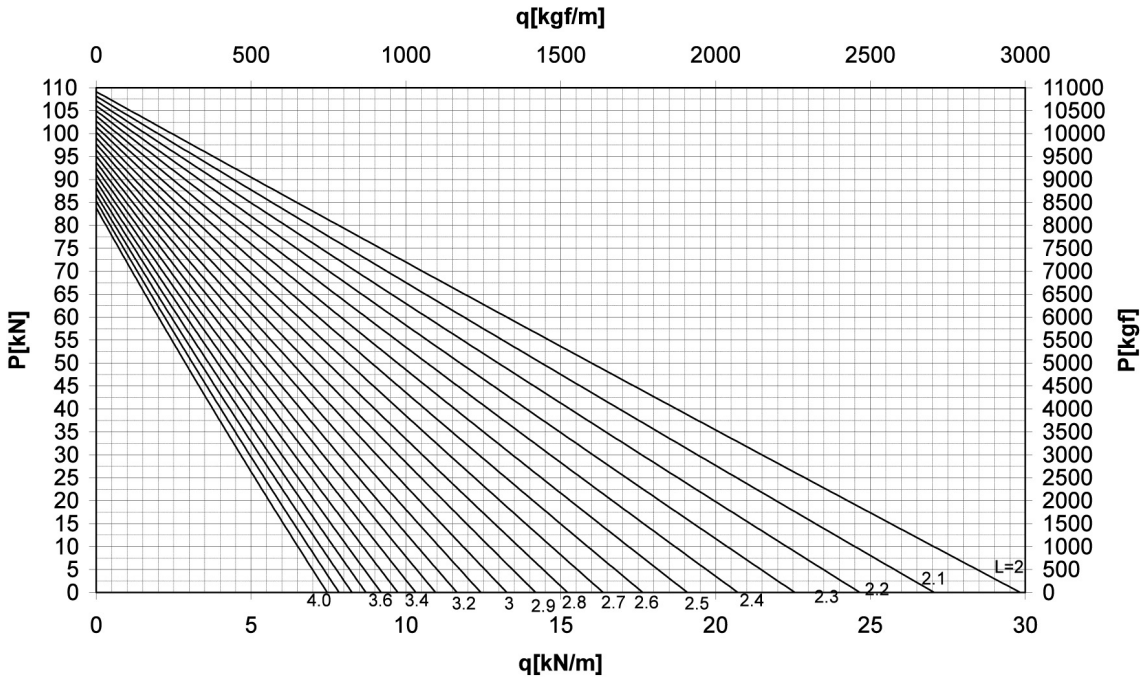


Gráfico C.5.34. Interacción P-q montante V5 Caso Eventual (arriostramientos en H/2)

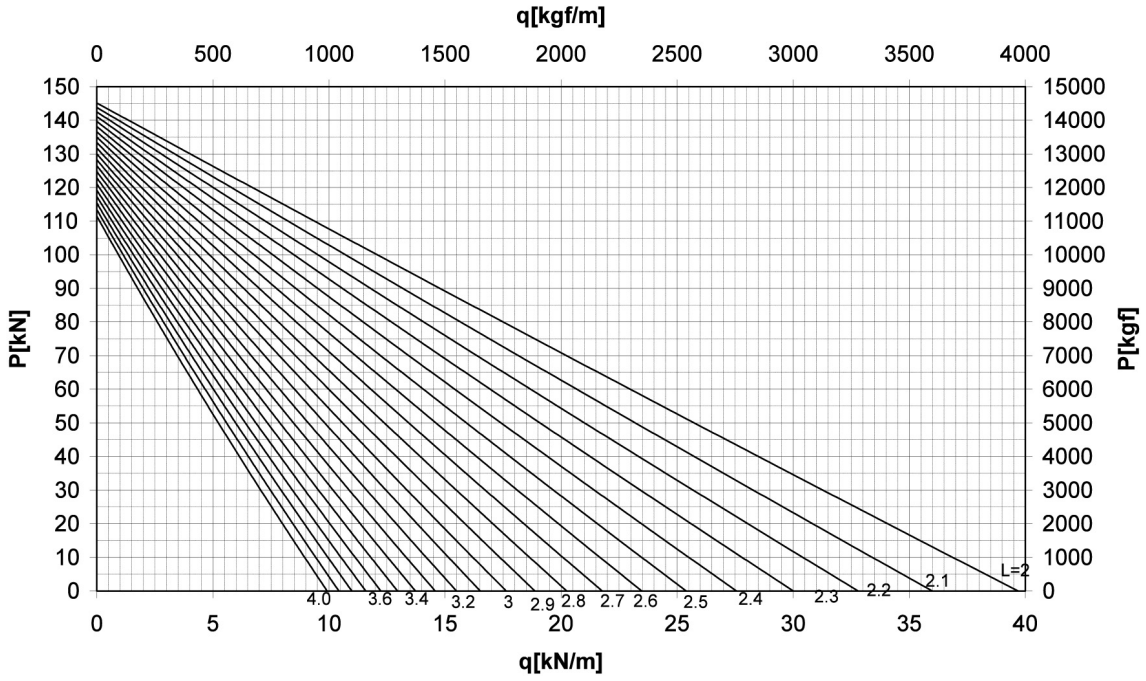


Gráfico C.5.35. Interacción P-q montante V5 Caso Normal (arriostramientos en H/3)

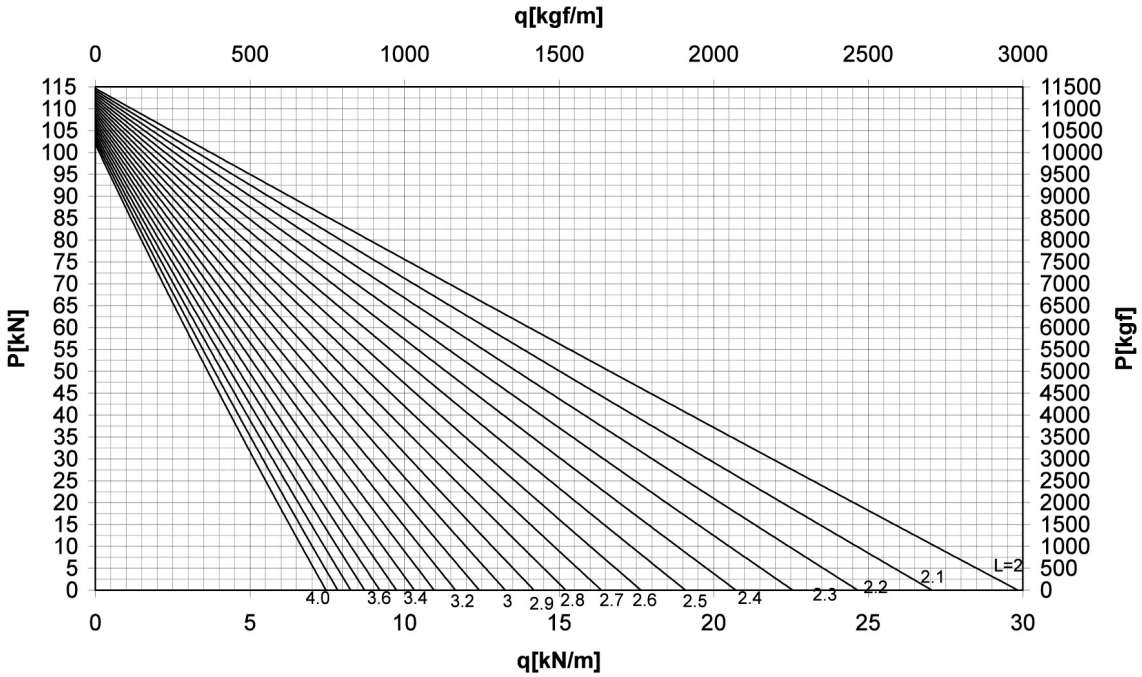
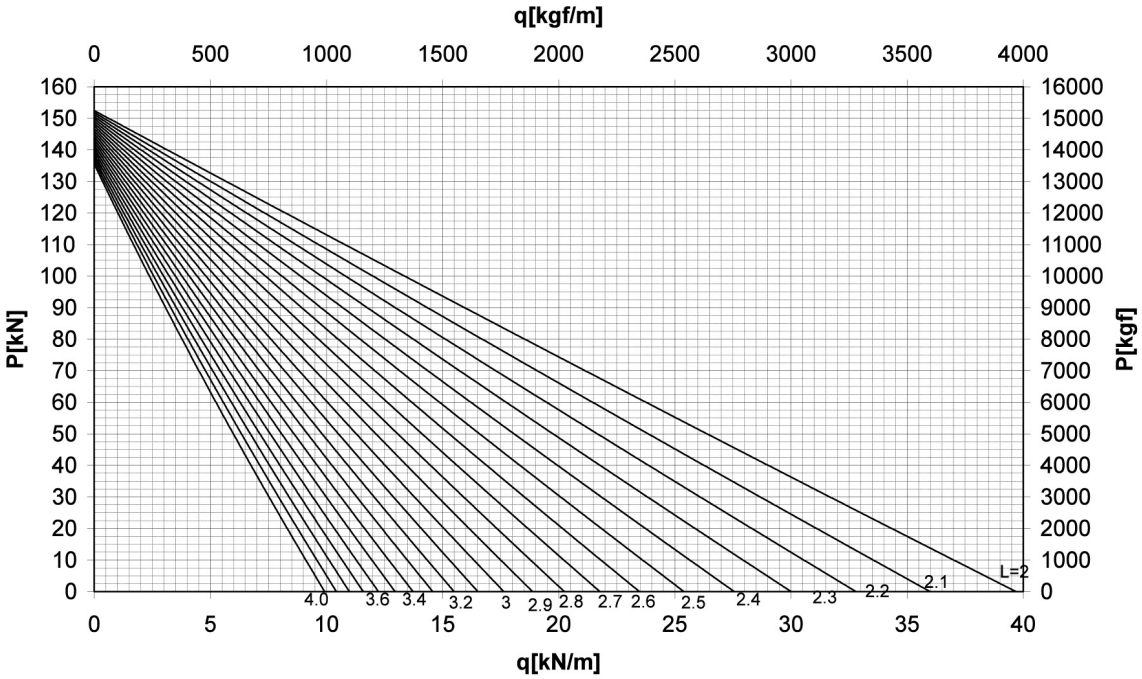


Gráfico C.5.36. Interacción P-q montante V5 Caso Eventual (arriostramientos en H/3)



C.6
REDUCCIONES DE RESISTENCIA DE FLEXIÓN POR EXCENTRICIDAD

En la versión de 2001 de la norma AISI (3) se había introducido una modificación de la Cláusula C.3.1, (referencia 24), agregando la condición de que las cargas se deben aplicar al centro de corte del perfil. En el caso de perfiles canal, para cargas aplicadas en el perfil en un plano paralelo al eje X del perfil, esta condición genera efectos de torsión debido a que ese centro de corte se halla desplazado a una distancia "m" del centro del alma del perfil. Esa torsión es igual a la fuerza multiplicado por la distancia m. En ediciones anteriores a la edición del año 2001 de la norma AICI este detalle no se tenía en cuenta porque la misma norma prescribía arriostramientos transversales en ambas alas al cuarto de la luz de la viga, con lo cual se contrarrestaba el efecto torsional.

En la edición de la norma AISI del año 1996, basado en investigaciones realizados por Ellifrit y otros (Referencia 54) se suprimió la exigencia de instalar riostras al cuarto de la luz, limitándola a una sola al centro de la viga. Esa liberalización de fijaciones laterales y el hecho frecuente del empleo de vigas canal sin riostras laterales, justifica la necesidad de incluir en la norma la verificación de la torsión por excentricidad respecto del centro de corte.

Mientras se confiaba en los arriostramientos laterales, en las normas anteriores al 2001 la flexión de las vigas se trataba solo por el peligro de volcamiento de los perfiles, causados por el pandeo lateral del ala en compresión. El capítulo C.3 de la norma AISI (3), contenía verificaciones detalladas de las fallas por esta causa y la determinación de las luces críticas máximas para las cuales el fenómeno del volcamiento no se produce. El pandeo lateral de vigas flexionadas es un fenómeno de **segundo orden**, mientras que la torsión originada por la excentricidad de las cargas respecto del centro de corte es uno de **primer orden**. Cuando en la edición de la norma AISI del año 2001 (3) se introdujo el requerimiento de considerar la torsión causada por la excentricidad se agregó a la Norma una exigencia de importantes consecuencias. En la cláusula C.3.6 de la versión AISI 2007 (56) se prescribe como calcular vigas canal flexionadas sin restricciones laterales, con torsión por excentricidad de las cargas respecto del centro de corte. La expresión Eq. C.3.6.1 de dicha cláusula fue la que el autor de este Manual propuso en el Structural Journal de la ASCE de Julio del año 1992 (ref 24).

En dicha cláusula C.3.6 se exige la verificación de la resistencia a flexión según lo especificado en la cláusula C.3.1.1a) y donde esa resistencia debe reducirse en el factor R que se calcula en la tensión por flexión dividido por la suma de la tension por flexión más la tensión por torsión en el punto crítico del perfil, según la fórmula de la Eq 3.6.1 de la citada cláusula.

Fórmula Eq 3.6.1

$$R = \frac{f_{flexión}}{f_{flexión} + f_{torsión}}$$

Mientras que la determinación de la tensión f flexión es un cálculo rutinario a realizarse conforme a la clausula C.3.1.1.a, el calculo de la tensión por torsión no se halla reglamentado en la norma, recomendándose en los Comentarios de la Norma recurrir a la **AISC Design Guide "Torsional Analysis of Structural Steel Members"** (53). Sin embargo el empleo de esta publicación no está destinada a perfiles delgados formados en frío, ya que esa publicación se refiere perfiles laminados en caliente. En este Manual se recomienda emplear el mismo criterio del Capítulo D de la misma norma AISI, en el que los efectos de la torsión se calculan solo por las tensiones de alabeo, ya que la torsión de Saint Venant es despreciable en perfiles delgados. El tema está explicado en detalle en el anexo 4 de esta publicación, para cuando sea necesario realizar esta verificación, como es el caso del ejemplo que se muestra al final de este Capítulo.

En el caso de los perfiles del Steel Framing de las estructuras de este Manual en general la torsión por excentricidad no tiene mayor influencia ya que la misma norma establece que si el ala comprimida se halla efectivamente soportada en sentido transversal por un revestimiento estructural y la conexión impide el giro del perfil a causa de la torsión, entonces es aceptable contar con la resistencia plena de flexión del perfil. Esto es lo que sucede con los muros exteriores, donde se exige que en el exterior vayan revestimientos estructurales confiables Lo mismo sucede con los cabios y largueros de soporte de la cubierta, cuando llevan colocados los revestimientos de placas prescritas en este Manual.

Por lo tanto en todos estos casos, en los cuales el ala comprimida por flexión se halla impedida de desplazarse lateralmente por efecto de un revestimiento confiable **son aplicables las combinaciones de cargas de las tablas de este Capítulo.**

Pero si se trata el caso de la flexión de perfiles canal solo con sus alas traccionadas fijadas lateralmente por un revestimiento confiable, la Norma AISI 2007 (56) trata este caso en la cláusula D.6, en la cual especifica valores empíricos del factor de reducción R que en la tabla D.6.1.1.1 de la norma varían entre 0.7 y 0.4 que define la menor resistencia del perfil por el efecto de la torsión generada por la excentricidad citada.

En el caso del Steel Framing de las estructuras de este Manual hay casos en los cuales las tensiones por excentricidad respecto del centro de corte, puede tener importancia y es el caso de correas, cabios e incluso montantes que por la acción de la succión del viento son flexionadas con su ala arriostrada en tracción y el ala libre comprimida. En ese caso y en pleno acuerdo con la norma AISI 2007 (56) se adopta el criterio de la cláusula C3.6 de la norma, tal como se explica en el Anexo 4 y los ejemplos del Anexo 8.

En el Anexo 4 se trata no solo el caso del perfil sin riostras sino también los casos de riostra al centro y al tercio de la luz, casos todos que son afectados por la torsión causada por la excentricidad y definiendo los respectivos coeficientes de reducción de resistencia R.

C.7
EJEMPLO DE UN PERFIL DE TECHO SIN RESTRICCIÓN LATERAL

En los Anexos 4 y 8 este tema es tratado en detalle. Es conveniente presentar en este texto del Manual de casos que pueden darse en las estructuras de Steel Framing. Como ejemplo se muestra a continuación un caso de una correa en un techo en pendiente con carga de nieve.Se supone un perfil de viga del tipo canal que ha sido colocado con su abertura hacia abajo, tal como se muestra en la Figura C.7.a).

El perfil está sometido a una carga distribuida vertical q (KN/m) –peso muerto más nieve– que se descompone en las fuerzas componentes q_x y q_y.

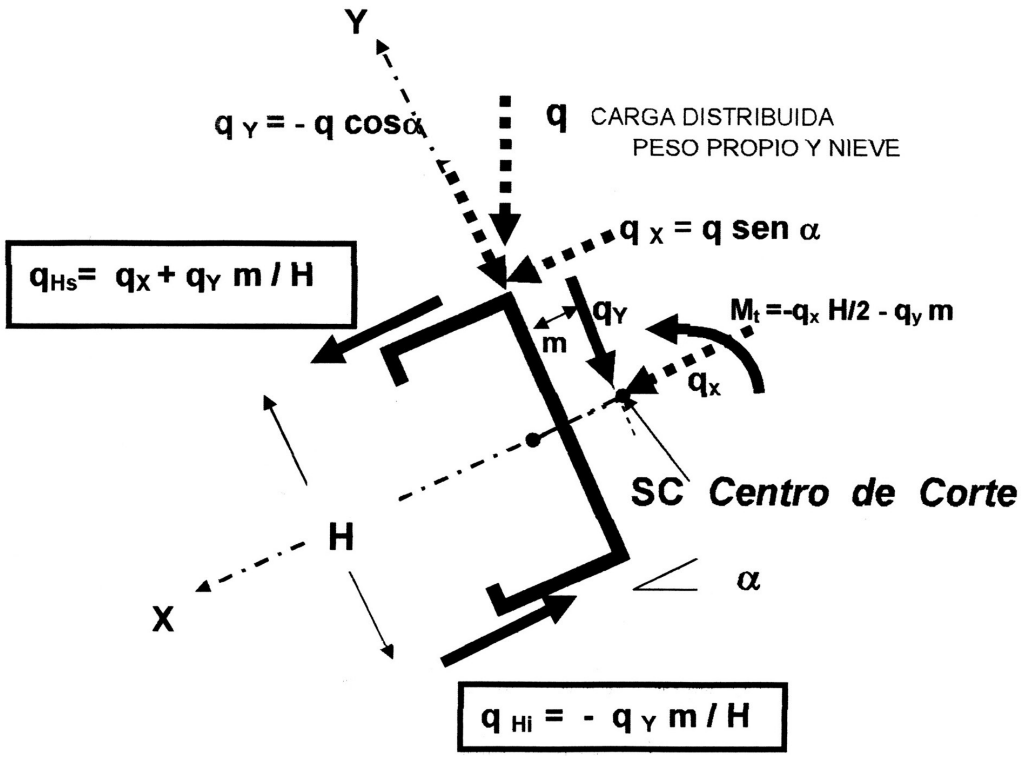
Se considera el caso en que la cubierta no constituye un diafragma (por ejemplo: de planchas de fibrocemento o donde las fijaciones no cumplen con las condiciones de diafragma). En ese caso el ala superior de la correa deberá resistir plenamente la compresión causada por la flexión en el plano del alma por la carga q_y, más la causada por la flexión lateral de la carga q_x, más la de alabeo lateral por la carga lateral q_H generada por la torsión de excentricidad de q_x respecto del centro de Corte SC, problema que se analiza en los Anexos 4 y 8.

Se supone que la carga del peso propio más la nieve genera la fuerza vertical distribuida q, aplicada en el vértice de unión del alma con el ala superior del perfil. Conviene distribuir esa carga en las componentes q_x y q_y, que conforme a lo especificado en la norma AISI, deben trasladarse al centro de corte SC, generando los siguientes efectos:

1. La componente q_y genera una flexión en el plano que debe verificarse según la clausula C.3.1.1.a).

2. Por su traslado esa componente genera la torsión $M_g = q_y\ m$.

Figura C.7.a)



3. La componente qx trasladada al centro de corte SC genera una torsión $M_x = -q_x H/2$ y una fuerza repartida en cada ala de $q_x/2$.

4. El momento M_y a su vez genera fuerzas $+ q_x/2$ en el ala superior y $- q_x/2$ en el ala inferior, las que sumadas a las del punto anterior resultan en una fuerza $+ q_x$ en el ala superior y 0 en el ala inferior.

Siendo ambos momentos de torsión del mismo sentido el momento de torsión total M_t total es

$$M_T = -q_y\, m/H - q_x \frac{H}{2}$$

Empleando el criterio simplificativo de cálculo de las tensiones de alabeo de torsión, resultan los siguientes esfuerzos de corte actuando sobre las alas del perfil canal

Sobre el ala superior
$q_Y\, m/H + q_x\, H/2H = q_y\, m/H + q_x/2$

Sobre el ala inferior
$- q_Y\, m/H - q_X/2$

Al agregar el corte q_X respecto del eje Y resultan los cortes totales siguientes.

Ala superior
$q_{Hs} = q_Y\, m/H + q_X/2 + q_X/2 = + q_Y m/H + q_X$

Ala inferior
$q_{Hi} = - q_Y\, m/H - q_X/2 + q_X/2 = - q_Y\, m/H$

Las tensiones de flexión se calculan con estos esfuerzos de corte, tomando en cuenta las condiciones de apoyo que tiene la correa.

En el caso de la figura la respuesta del perfil canal es muy desfavorable, siendo el punto de mayor compresión el vértice de encuentro del ala superior con el alma.

En casos como este el ingeniero estructural puede optar por una de las siguientes opciones:

1. Resistir este efecto como viga simplemente apoyada.

2. colocar riostras laterales al centro, al tercio o al cuarto de la luz, que inmovilicen ambas alas, y conectar dichas riostras a puntos firmes de la estructura.

3. Convertir la cubierta en un diafragma, respetando lo que prescribe el Manual de Diafragmas del Steel Deck Institute (50).

En los casos 1 y 2 deberá calcular las tensiones por la flexión lateral en el ala superior por el esfuerzo de corte mostrado en la Figura C.7.a) combinado con las tensiones de flexión de la viga por la carga q_y.

Es evidente que el ala superior estará sometido a una carga muy desfavorable ya que su módulo resistente lateral es reducido.

CONCLUSIÓN

El caso aquí mostrado demuestra la importancia de la ubicación, inclinación, punto de aplicación y dirección de las cargas aplicadas a un perfil canal en la evaluación de la resistencia del mismo. A partir de lo dispuesto en la norma AISI de la edición del año 2001 (3), fué necesario tomar en cuenta el efecto de la torsión de los perfiles tipo C y U generado por la ubicación excéntrica del centro de corte (Shear Center)

En la versión 2007 (56) se aporta una solución al cálculo de esa torsión, en la cláusula C.3.6 de la misma. En el ANEXO 4 de este Manual se entregan recomendaciones para poder verificar estos casos, empleando ciertas simplificaciones, para evaluar el efecto de la citada torsión. De esta manera los profesionales responsables del diseño pueden realizar las verificaciones de perfiles canal **en cualquier caso de carga, posición del perfil y condiciones de riostras laterales** como el de las correas de los techos en pendiente, o vigas del tipo canal de cualquier tipo, tal como se muestra en los casos del Anexo 8.



CAPÍTULO D

Estructuración de pisos

D.1 CONSTRUCCIÓN DE PISOS

Se recomienda realizar la estructuración de los pisos y/o entrepisos de acuerdo con lo especificado en esta Sección.

D.2 APOYO DE PISOS EN FUNDACIONES O MUROS PORTANTES

Las estructuras de pisos deben ser ancladas a fundaciones, soleras de madera o muros estructurales portantes de acuerdo con lo que indica la Tabla D.2.1 y D.2.2 y las Figuras D.2.1 hasta D.2.5. Las vigas continuas de piso soportadas en muros portantes interiores deben ser construidas de acuerdo con la Figura D.2.7. Los empalmes de vigas de piso deben ser construidas de acuerdo con lo que indica la Figura D.2.8. La fijación de vigas de piso a otros miembros debe realizarse de acuerdo con la Tabla D.2.2.

En zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos, el anclaje de pisos a fundaciones y a los muros portantes debe estar de acuerdo con las provisiones de las secciones E.12 y E.13, según sea aplicable, y a las verificaciones de cálculo.

Tabla D.2.1. Conexión requerida de piso a muro

Condición de conexión	Velocidad básica del viento (Km/h) Exposición y categoría sismica.	
	137 km/h Exposición C menos de 180 Km/h Exposición A/B Categorías sísmicas A, B y C. *Exposición y Categorías según norma ASCE 7 2005*	Menos de 180 Km/h Exposición C.
Vigueta en piso a solera de muro exterior, Figura D.2.1	2 tornillos N° 8	3 tornillos N° 8
Cenefa de borde o montante extremo a solera superior, Figura D.2.1	1 tornillo N° 8 a 60 cm	1 tornillo N° 8 a 60 cm
Cenefa de borde o montante extremo a solera de madera, Figura D.2.2	Placa de acero a 1,20 m con 4 tornillos N° 8 y 4 clavos	Placa de acero a 1,20 m con 4 tornillos N° 8 y 4 clavos
Cenefa de borde o montante extremo a fundación, Figura D.2.3	Perno de anclaje de ½" y ángulo conector a 1,80 m con 8 tornillos N° 8.	Perno de anclaje de ½" y ángulo conector a 1,20 m con 8 tornillos N° 8.
Vigueta en voladizo a fundación, Figura D.2.4	Perno de anclaje de ½" y ángulo conector a 1,80 m con 8 tornillos N° 8.	Perno de anclaje de ½" y ángulo conector a 1,20 m con 8 tornillos N° 8.
Vigueta en voladizo a solera de madera, Figura D.2.5	Placa de acero a 1,20 m con 4 tornillos N° 8 y 4 clavos	Placa de acero a 0,60 m con 4 tornillos N° 8 y 4 clavos
Vigueta en voladizo a solera de madera, Figura D.2.6	2 tornillos N° 8	3 tornillos N° 8

Tabla D.2.2. Esquema de fijación de piso

Descripción de elemento constructivo	Número y tamaño de fijadores	Espaciamiento de fijadores
Vigueta con solera de un muro inferior portante (ver Figura D.2.7 y D.2.8)	2 tornillos N° 8	Cada vigueta
Extremo de viguetas de piso con solera	2 tornillos N° 8	Uno por ala o dos para cada atiesador de apoyo.
Revestimiento de viguetas de piso	Tornillos N° 8	150 mm entre centros en bordes y 300 mm en soportes intermedios.

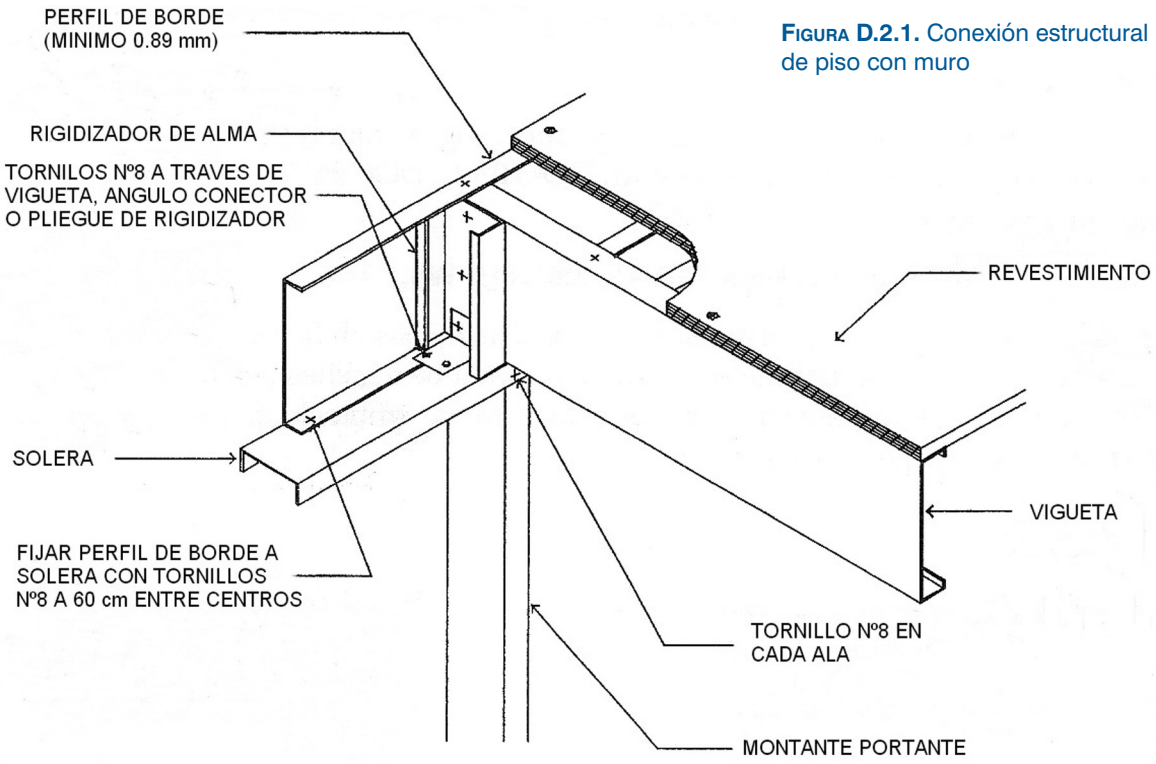


Figura D.2.1. Conexión estructural de piso con muro

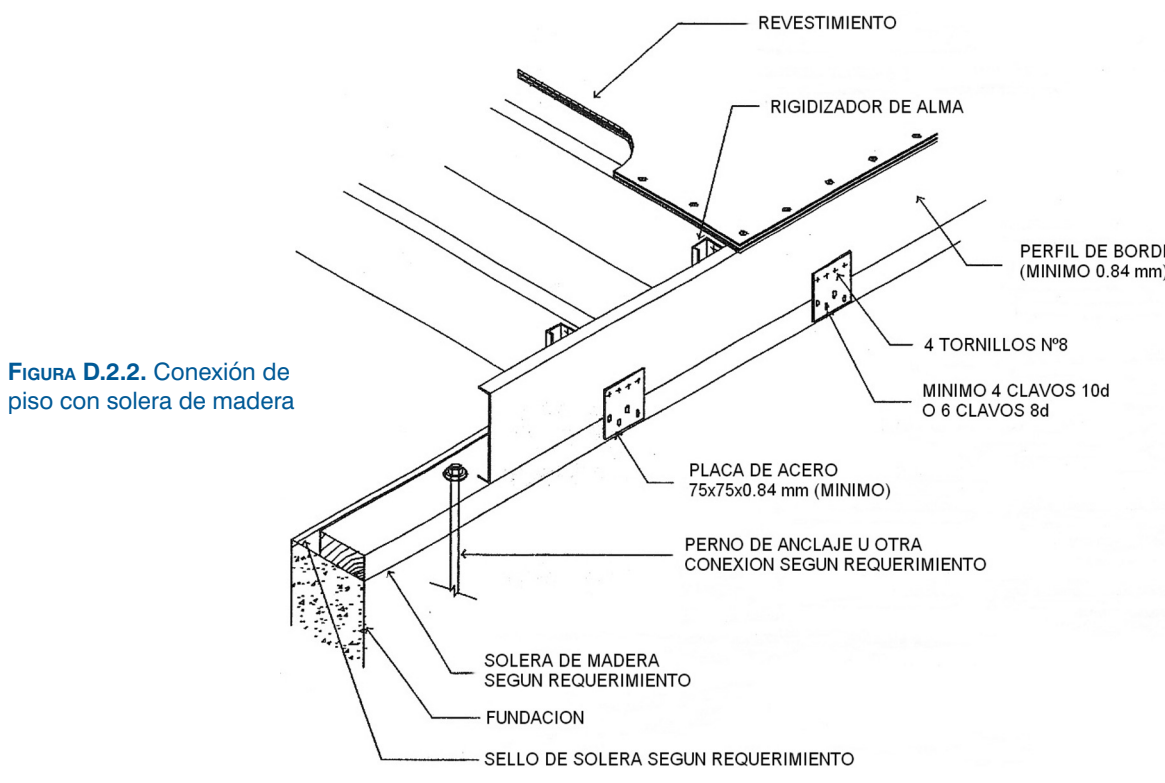


Figura D.2.2. Conexión de piso con solera de madera

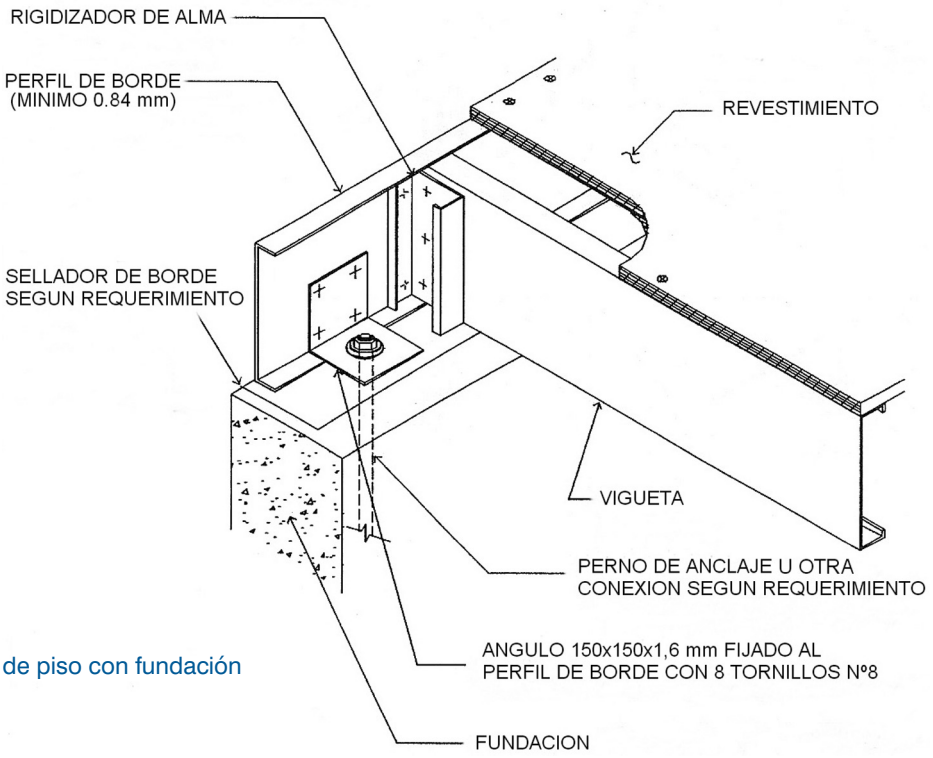


Figura D.2.3. Conexión de piso con fundación

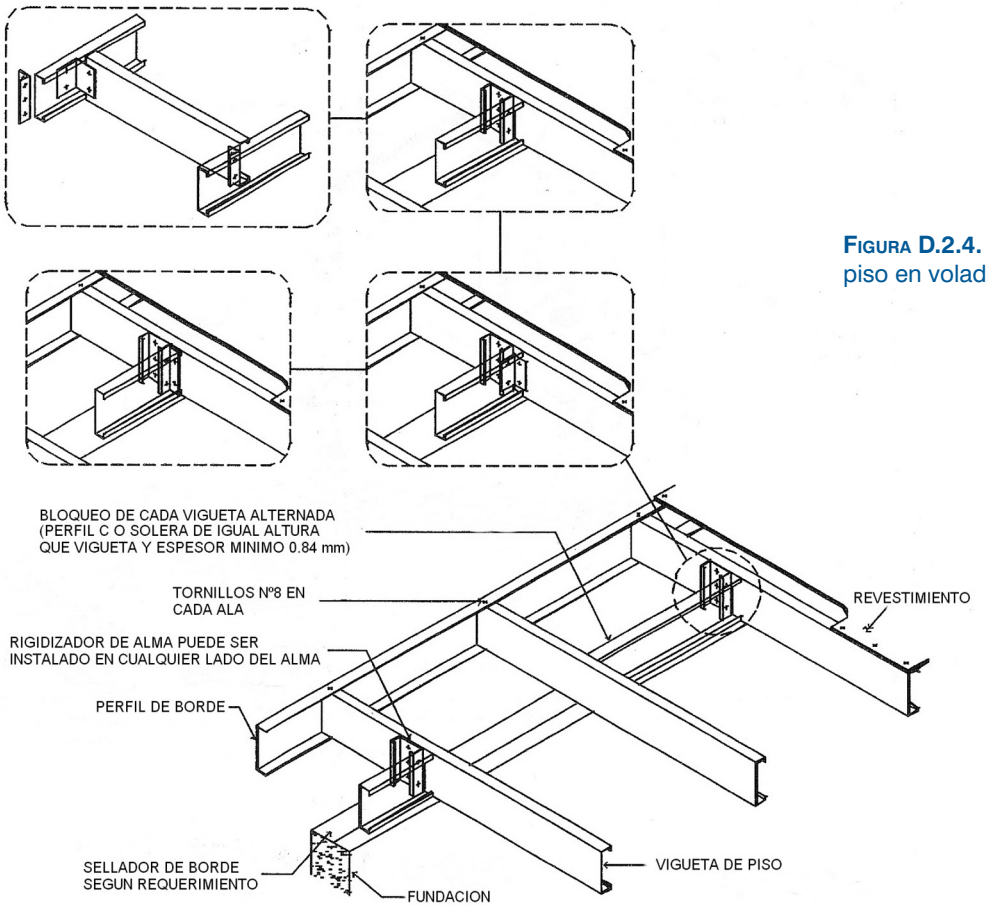


Figura D.2.4. Conexión de piso en voladizo a fundación

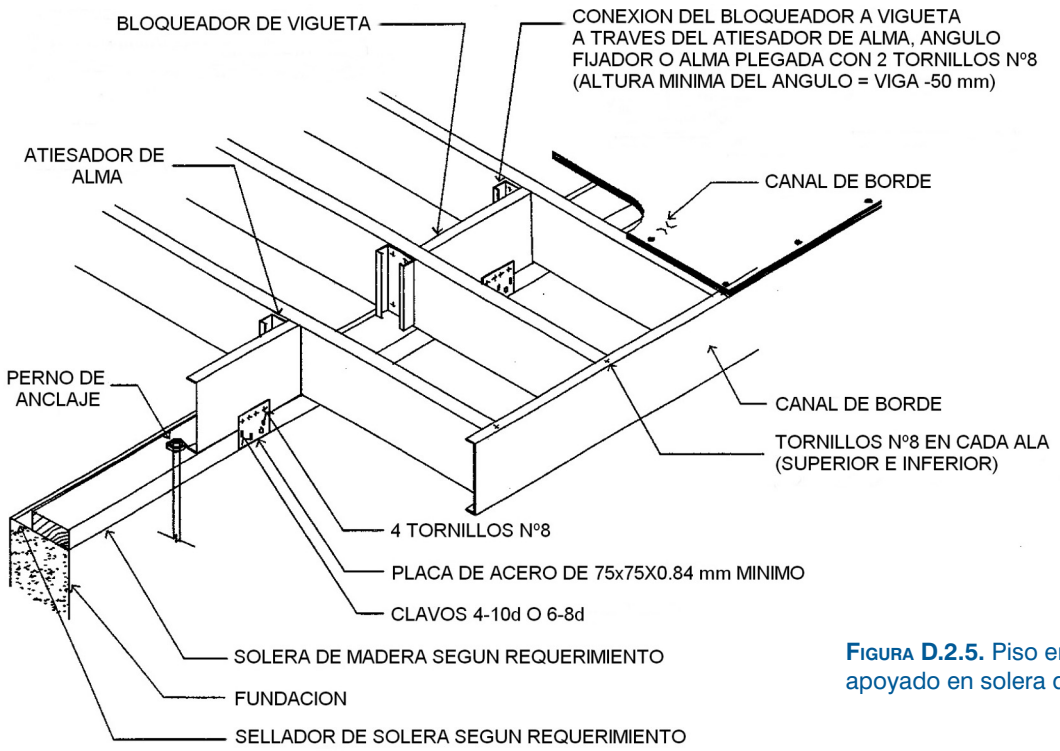


Figura D.2.5. Piso en voladizo apoyado en solera de madera

Figura D.2.6. Piso en voladizo apoyado en muro portante exterior

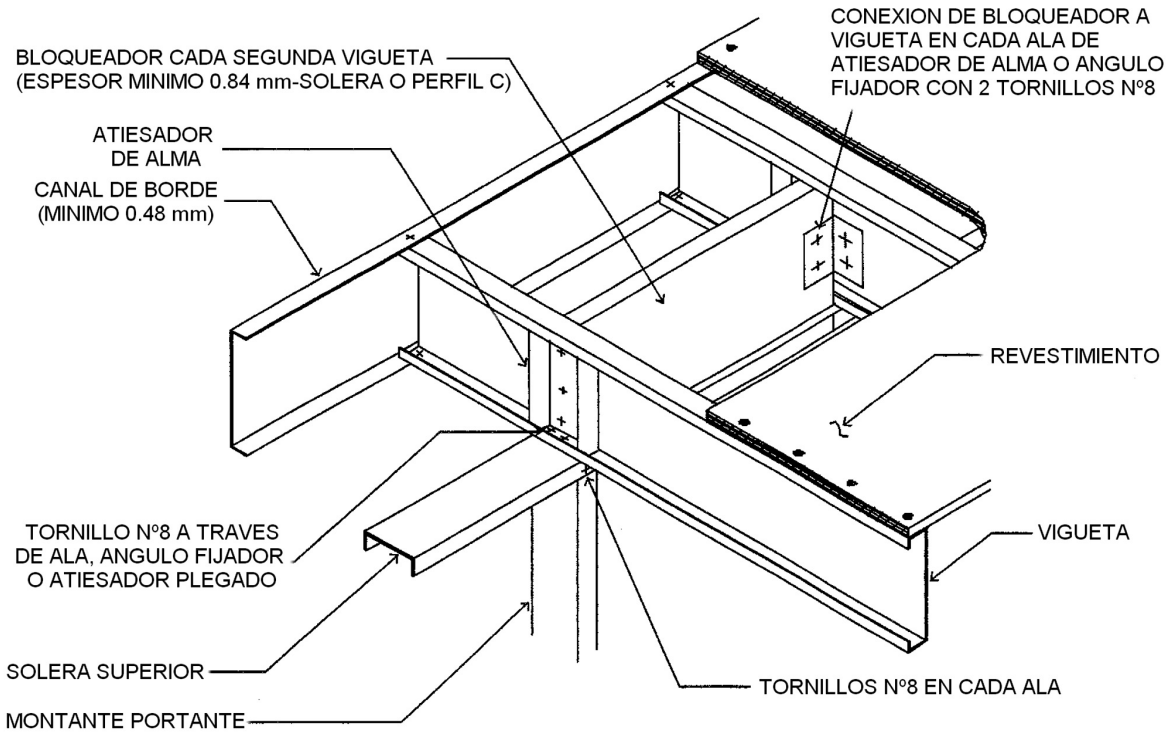
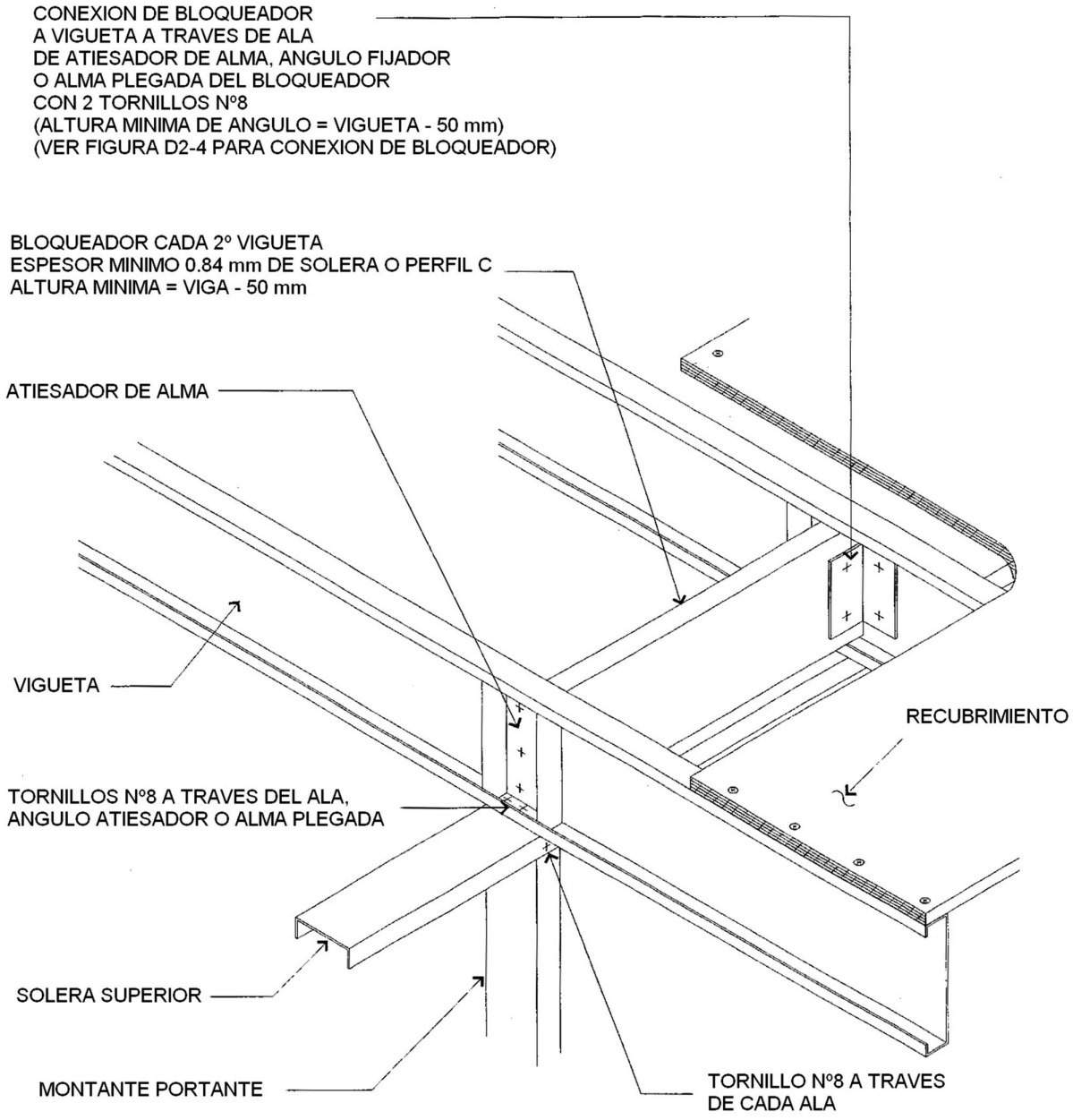


Figura D.2.7. Vigueta de piso continua apoyada en muro portante



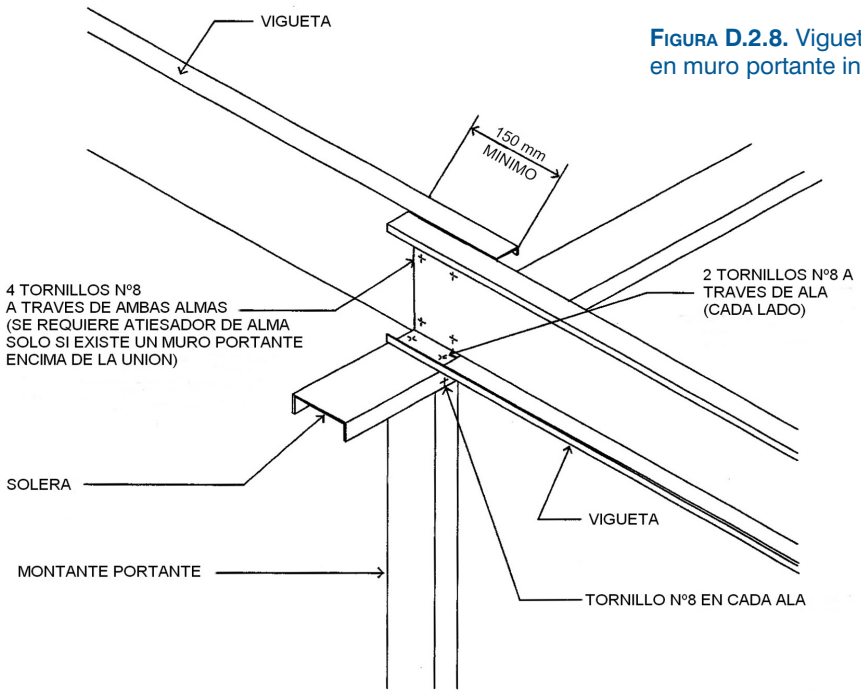


Figura D.2.8. Vigueta empalmada apoyada en muro portante interior

D.3 TAMAÑOS MÍNIMOS DE VIGUETAS DE PISO

El tamaño y espesor de las viguetas de piso se debe determinar según el dimensionamiento realizado por profesionales idóneos, y donde se cumpla con las normas aplicables y las reglas del arte de diseño estructural. Para esta labor se recomienda respetar las recomendaciones de este Manual y emplear los Auxiliares de cálculo del Capítulo C, cuando sean aplicables al caso.

Cuando se usan vigas continuas, el apoyo interior de dichas vigas debe estar ubicado aproximadamente en el centro del largo total de la viga de piso, a no más de 30 cm de ese centro. Las vigas de piso deben apoyarse en por lo menos 38 mm en los soportes extremos y en 90 mm para apoyos en muros interiores. Las soleras de apoyo deben tener un espesor mínimo de 0,84 mm, salvo si son usados como una vigueta cabezal o travesaño estructural en el piso, de acuerdo a lo que indica la sección D7, en cuyo caso deben tener el espesor que resulte del cálculo.

D.3.1. Voladizos de entrepisos

Los voladizos de entrepiso de un segundo nivel de un edificio de dos niveles o el primer piso de una casa de un solo nivel, no debe exceder de 600 mm. Voladizos mayores de 600 mm y que soportan pisos superiores y el techo (ejemplo: primer piso de un edificio de dos pisos), pueden ser permitidos si todas las viguetas en voladizo son de perfiles dobles (cajón o espalda a espalda). Estas viguetas dobles en voladizo deben extenderse como mínimo en 1,80 m hacia el interior del piso y deben ser fijados con un mínimo de 2 tornillos número 8 espaciados por 600 mm entre centros, a través de las almas de viguetas (espalda a espalda) y en las alas, en el caso de que sean perfiles cajón.

D.4 ATIESADORES DE APOYO

Los atiesadores de apoyo deben ser fabricados por perfiles tipo C (montante) con un espesor mínimo de 0,84 mm o del tipo U (solera) de espesor mínimo 1,2 mm, instalados en todos los apoyos de viguetas de piso. El largo mínimo de estos perfiles atiesadores debe ser igual a la altura del perfil que atiesan, menos 10 mm. Cada atiesador debe fijarse a todo el alto del alma del perfil con tornillos N° 8 y pueden instalarse en cualquier lado del perfil.

D.5 ARRIOSTRAMIENTO Y BLOQUEO DE VIGAS

D.5.1. Arriostramientos de alas superiores de las viguetas

Las alas superiores de viguetas de piso deben ser arriostradas lateralmente por el revestimiento de los pisos que son diafragmas, fijados a las viguetas de acuerdo a lo que especifica la sección D9.

D.5.2. Arriostramiento de alas inferiores de viguetas

Las viguetas de piso que tienen luces que exceden los 3,60 m deben tener sus alas inferiores arriostradas lateralmente de acuerdo a una de las siguientes soluciones:

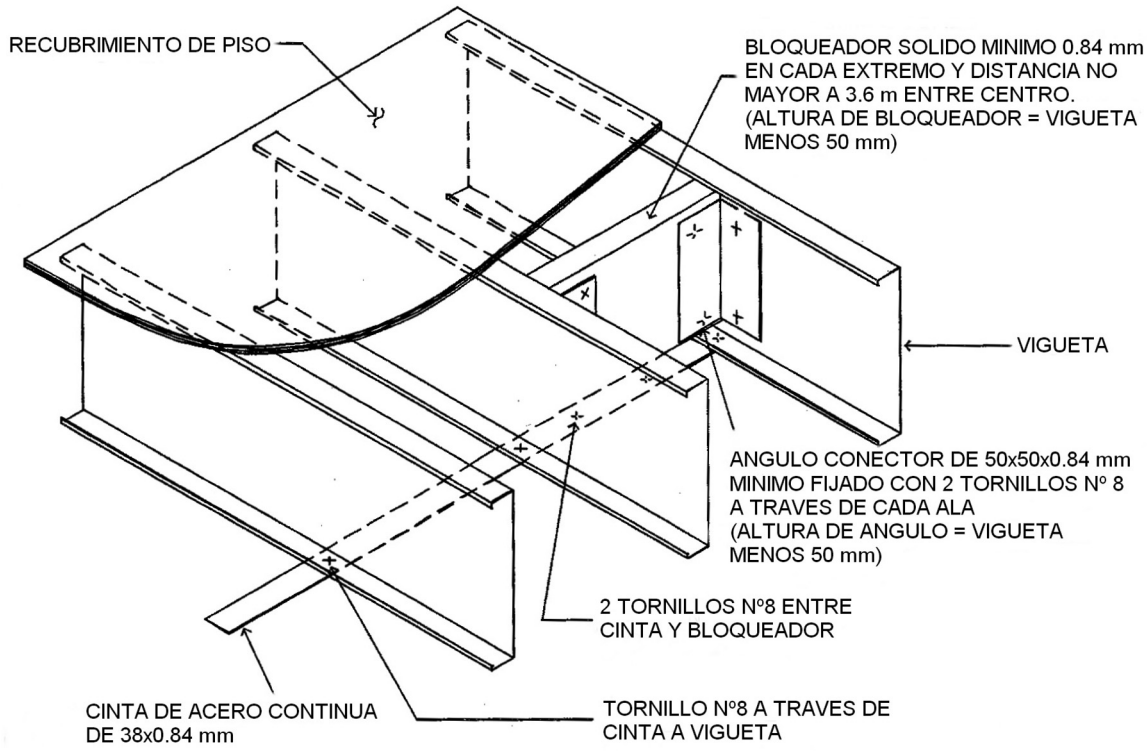
1. Planchas de yeso-cartón instaladas con tornillos número 6 a 300 mm entre centros como mínima distancia, en todos los bordes y en el interior. Los bordes perpendiculares al envigado del piso no necesitan ser bloqueados en sus uniones, entendiéndose por bloqueado la instalación de franjas de revestimiento fijadas en el reverso de las placas en las uniones.

2. Se deben instalar cintas (flejes) de acero continuas de acuerdo a lo que indica la Figura D.5.1. Estas cintas de acero deben ser de por lo menos de 38 mm de ancho y 0,84 mm de espesor. Deben ser fijadas al ala inferior de cada vigueta con un tornillo numero 8 y al bloqueador con dos tornillos número 8. Además, deben fijarse en cada extremo de las cintas con otros 2 tornillos número 8. El bloqueador que se muestra en la Figura D.5.1 o Figura D.5.2, debe ser instalado entre viguetas en una distancia máxima de 3,60 m, medido a lo largo de la línea de las cintas (perpendicular a las viguetas). Un bloqueador también debe ser ubicado en los extremos de todas las cintas. Como una alternativa del bloqueo del extremo, es posible anclar estas cintas a alguna parte estable del edificio y fijándolos con dos tornillos número 8.

D.5.3. Bloqueo en apoyos internos de viguetas

No se requiere bloquear viguetas de piso de perfiles espalda a espalda sobre los apoyos. Deben instalarse bloqueos entre las vigas continuas de un solo perfil en los apoyos intermedios de acuerdo con la Figura D.2.7. El bloqueo debe consistir en perfiles tipo C de montantes, o de soleras con un mínimo espesor de 0,84 mm. Los bloqueadores deben ser fijados a cada viga adyacente a través de ángulos conectores de por lo menos 0,84 mm de espesor o las almas plegadas del mismo bloqueador con dos tornillos N° 8 en cada lado. La mínima altura del bloqueador debe ser igual a la altura de la vigueta menos 50 mm. El largo mínimo del ángulo conector debe ser igual a la altura de la viga menos 50 mm.

Figura D.5.1. Bloqueo sólido de viguetas



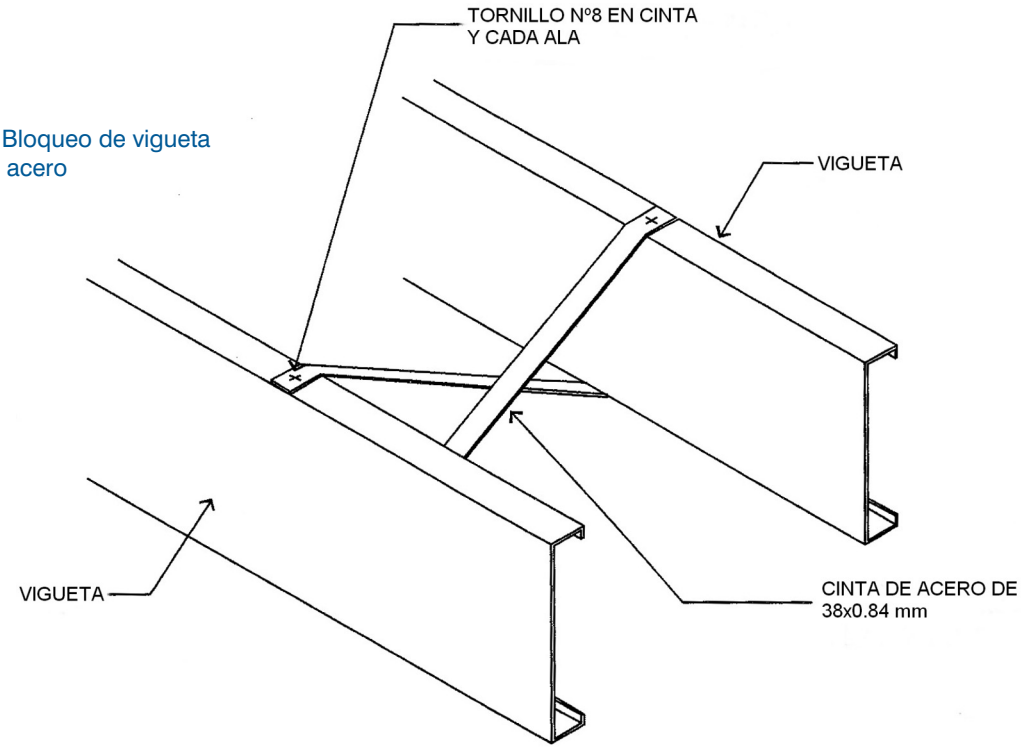


Figura D.5.2. Bloqueo de vigueta con cintas de acero

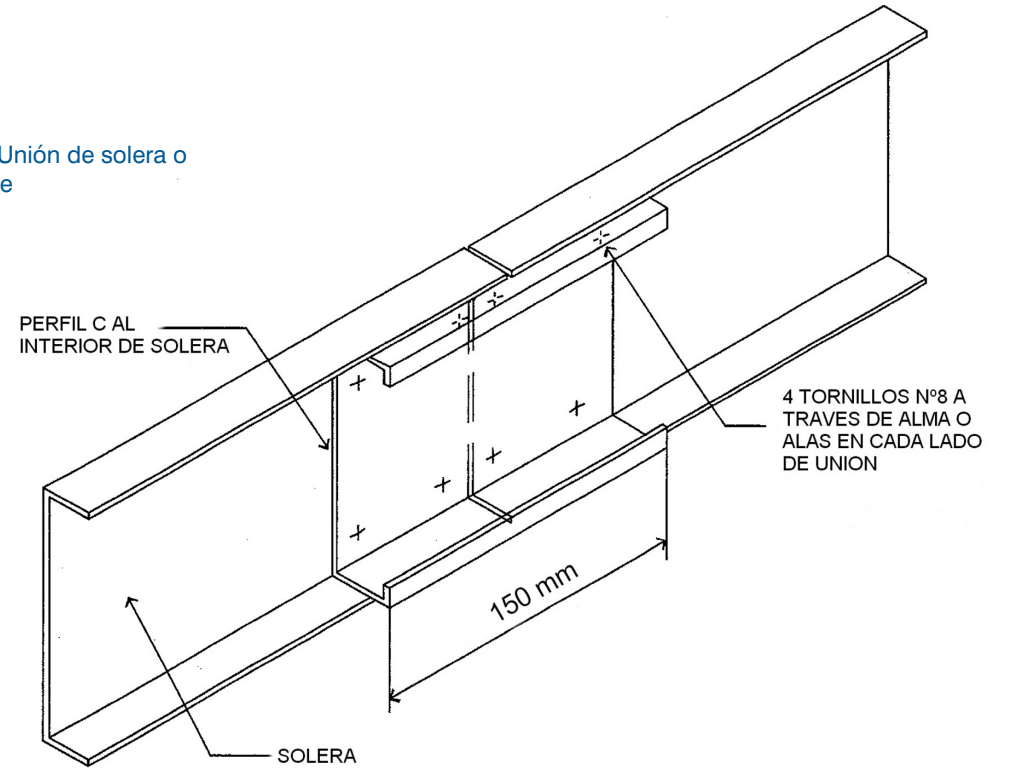


Figura D.6.1. Unión de solera o canal de borde

D.5.4. Bloqueo de voladizos

Se deben instalar bloqueos entre cada una de las viguetas en voladizo en sus apoyos, de acuerdo con las Figuras D.2.4, D.2.5 o D.2.6. El bloqueo debe consistir en perfiles tipo C o de solera con un mínimo espesor de 0,84 mm. El bloqueador debe ser fijado en cada viga adyacente, ya sea por las almas plegadas del elemento bloqueador, por ángulos conectores fijados al bloqueador o las alas del elemento bloqueador con dos tornillos número 8 en cada extremo. La altura del elemento bloqueador debe ser igual a la altura de la viga. El largo mínimo del ángulo conector debe ser igual a la altura de la vigueta menos 50 mm. El bloqueador debe ser fijado al revestimiento de piso y al apoyo con tres tornillos número 8 en el ala superior e inferior.

D.6
EMPALMES DE VIGUETAS

Si viguetas de piso y otros miembros estructurales deben ser empalmados, debe emplearse un diseño debidamente aprobado y diseñado por un profesional con experiencia en este tipo de estructuras. La resistencia del empalme debe ser igual o mayor que la del perfil de la vigueta.

Los empalmes mínimos de solera y de canal de borde deben ajustarse a lo indicado en la Figura D.6.1.

D.7
ABERTURAS EN PISOS

Las aberturas en pisos deben ser estructuradas con travesaños (viguetas cabezal) y viguetas de borde reforzadas. Los travesaños no deben exceder de una luz de 1,60 m o 2,40 m, según que el módulo del piso sea 40 cm o 60 cm y de acuerdo a lo indicado a la Figura D.7.1 y D.7.2, respectivamente. Los travesaños y las viguetas de borde reforzadas deben ser fabricadas a partir de perfiles canal o de tipo U (soleras) teniendo un tamaño mínimo y espesor al menos equivalente al de las viguetas del piso adyacentes. Deben ser instaladas de acuerdo a lo indicado en las Figuras D.7.1, D.7.2, D.7.3 y D.7.4. Cada travesaño debe conectarse a la viga de borde con dos ángulos conectores de 50 mm x 50 mm. Cada ángulo conector debe ser fijado al travesaño y a la vigueta de borde reforzada por cuatro tornillos número 8 espaciados regularmente en cada ala del ángulo conector. Los ángulos conectores deben tener un espesor no menor que el de la vigueta del piso. Los perfiles de tipo solera de refuerzo de la viga de borde deben extenderse a lo largo de toda la vigueta de borde reforzada.

D.8
VIGAS RETICULADAS DE PISO

Pueden existir casos en que sea conveniente emplear vigas reticuladas de piso allí donde los perfiles disponibles no tienen suficiente resistencia como vigas principales del piso. Son fabricadas con perfiles formados en frío y diseñadas de acuerdo con las técnicas de las cabriadas, que se describen en el capítulo F. Deben instalarse y arriostrarse de acuerdo con los estándares de perfiles conformados en frío y el diseño de reticulados. Los componentes de los reticulados deben ser de un diseño técnicamente aprobado y calculados para la resistencia requerida.

D.9
DIAFRAGMAS

Los paneles de revestimientos estructurales (terciados laminados o de OSB) forman planos que pueden asimilarse a diafragmas estructurales resistentes a las fuerzas de viento y sismo si tienen al menos 15 mm de espesor y cumplen con las normas propias de este tipo de paneles. Se fijan a las viguetas de piso de acuerdo a lo especificado en la Tabla D.2.2. En los empalmes entre paneles, sendos bordes deben ir fijados al perfil de vigueta que sirve de apoyo a ambos paneles.

D.9.1. Diafragma de piso en zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos

En zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos, los diafragmas de piso deben ser construidos de acuerdo con la sección D9, donde el espaciamiento entre tornillos de fijación debe ser no mayor de 15 cm a lo largo de los bordes de los paneles y en las fijaciones interiores. Los diafragmas pueden ser con cualquier configuración de placas en planta.

Figura D.7.1. Vano de piso de 1,80 m

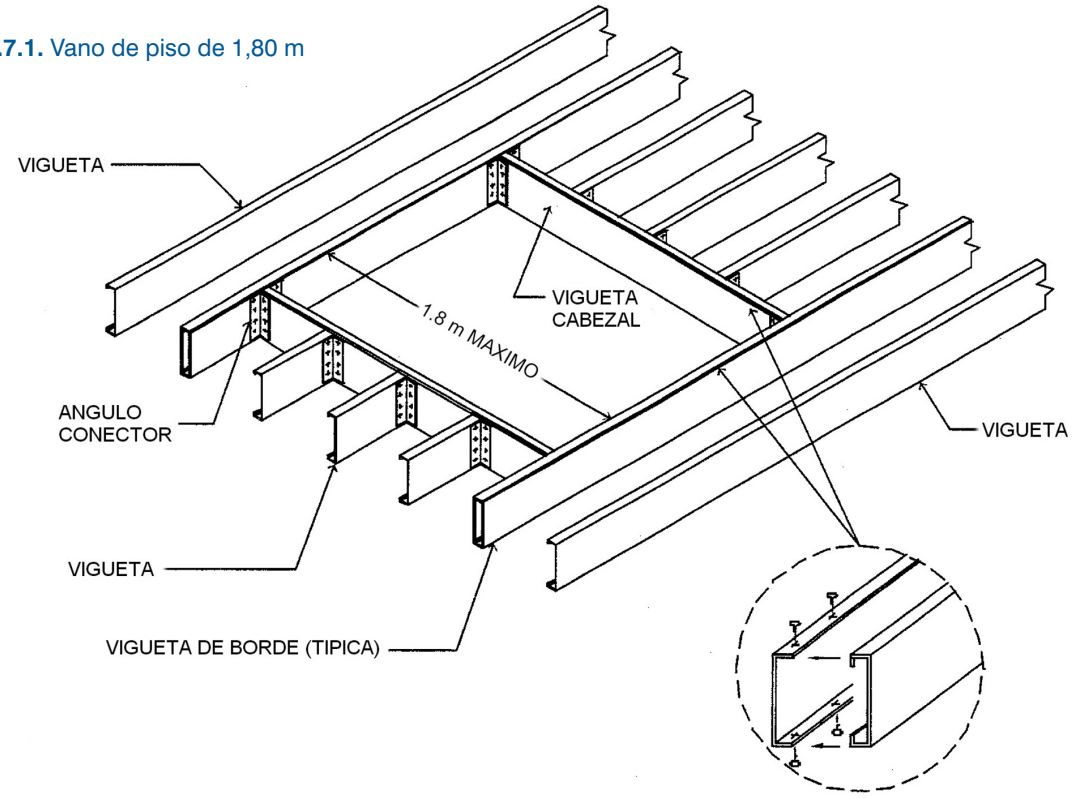
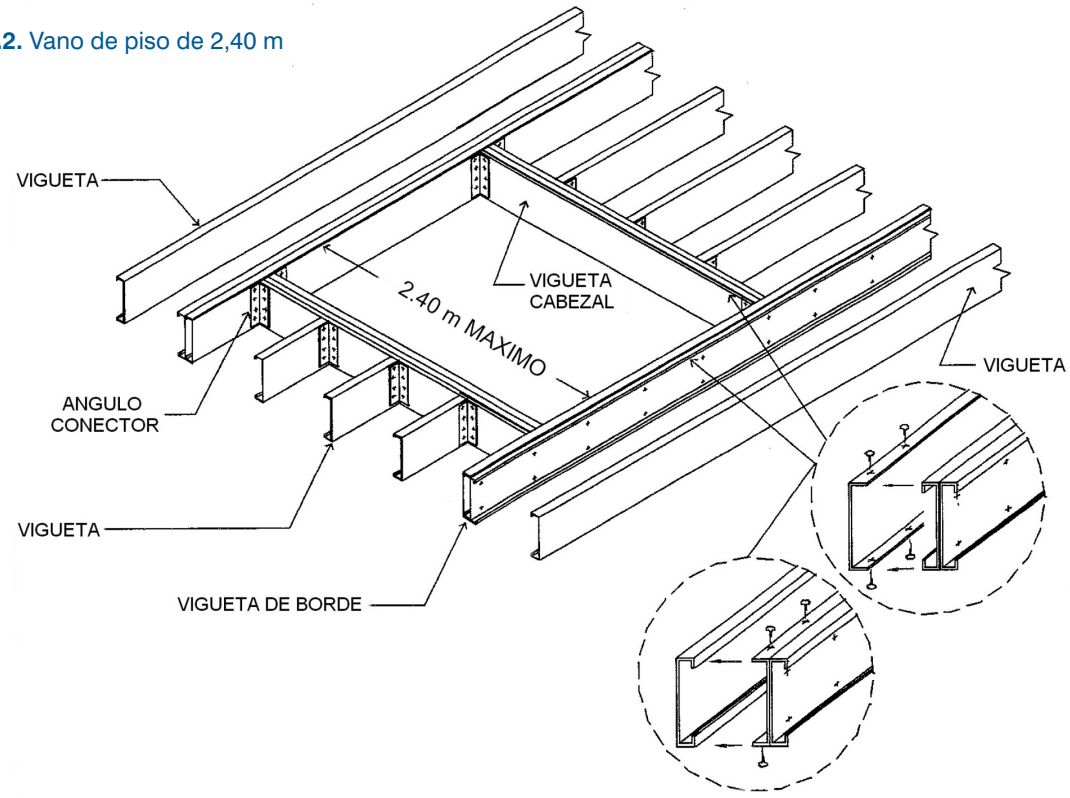


Figura D.7.2. Vano de piso de 2,40 m



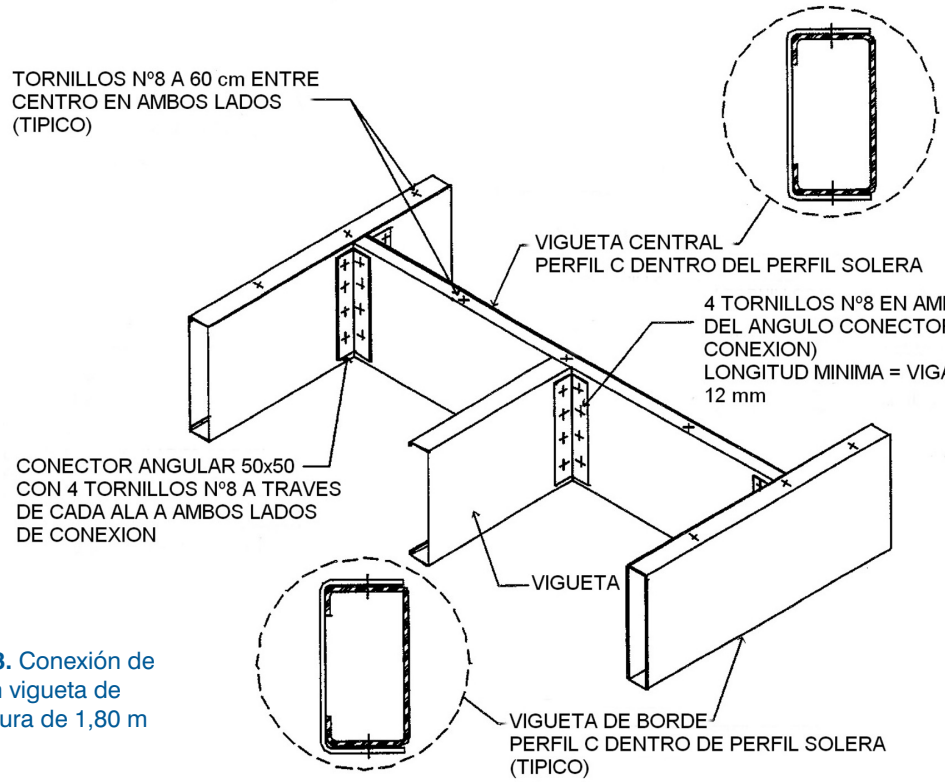


Figura D.7.3. Conexión de cabezal con vigueta de borde-abertura de 1,80 m

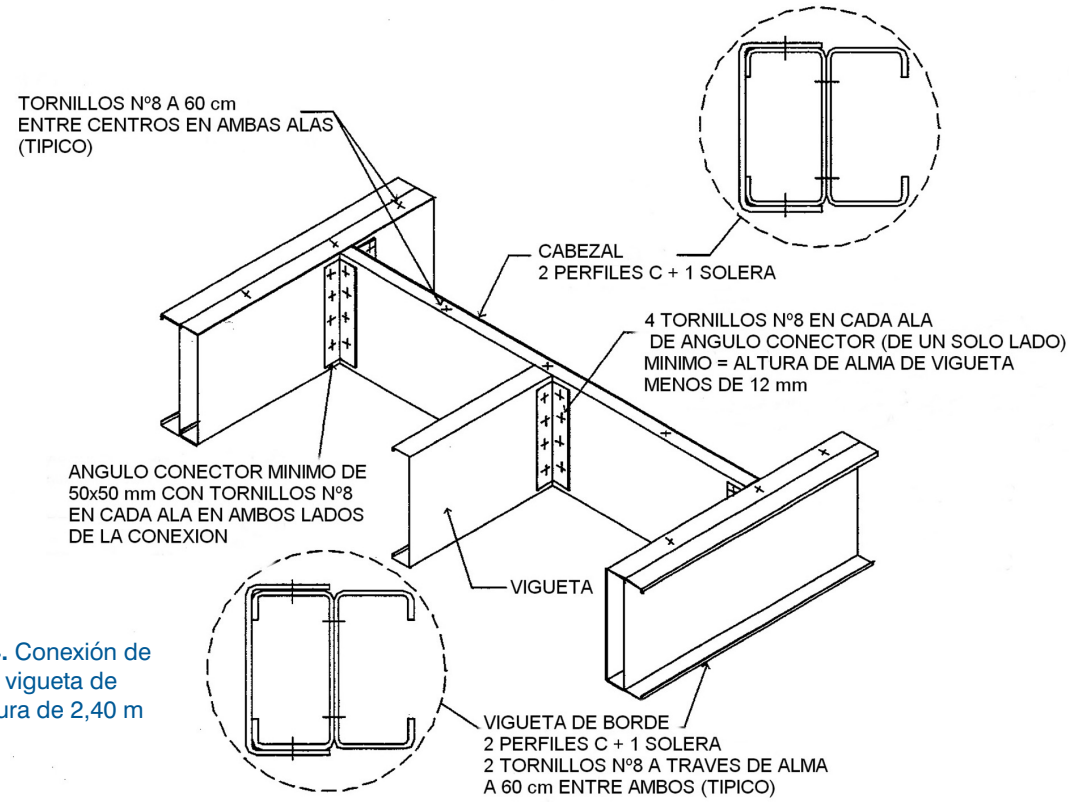


Figura D.7.4. Conexión de cabezal con vigueta de borde-abertura de 2,40 m



CAPÍTULO E

Estructuración de muros

E.1 CONSTRUCCIÓN DE MUROS

Los muros portantes (estructurales) deben ser construidos de acuerdo a lo que se especifica en este Capítulo. Los muros no estructurales (tabiques no portantes) pueden ser construidos de acuerdo con la norma ASTM C 645 y pueden tener un espesor de perfiles mínimo de 0,45 mm. Estos tabiques no portantes no son tratados en este Manual.

E.2 CONEXIÓN DE MURO A LAS FUNDACIONES

Los anclajes de los muros a las fundaciones deben diseñarse para que sean capaces de soportar las cargas transversales provocadas por el viento o el sismo, así como las solicitaciones de tracción por acciones de viento en el sentido de los muros. En las Figuras E.2.1 hasta E.2.3 y en la Tabla E.2.1 se dan recomendaciones de anclaje de los muros.

E.2.1. Conexiones de tracción en áreas de fuertes vientos

En áreas de fuertes vientos, los montantes de los muros exteriores en el piso inferior deben ser conectados a una solera de madera o directamente a la fundación por medio de uniones capaces de resistir las cargas de tracción que se obtengan del cálculo estructural. Alternativamente puede emplearse cintas de acero de 32 mm de ancho y espesor mínimo de 0,84 mm, colocadas por debajo de la solera de madera y conectada a ambas alas del montante exterior, tal como se muestra en la Figura E.2.4. Esta cinta de tracción debe ser fijada a cada una de las alas con tornillos como mínimo del número 8, tal como se especifica en la Tabla E.2.2 o lo que resulte del cálculo.

E.3 TAMAÑO MINIMO DE MONTANTES

Los muros estructurales deben ser construidos de acuerdo a las Figuras E.2.1, E.2.2 y E.2.3. Las dimensiones de los montantes de muros exteriores y su espesor deben ser determinados por el cálculo estructural que debe realizar el profesional que diseña la estructura. Para facilitar esta labor, el proyectista podrá realizar los cálculos ajustándose a las correspondientes normas de AISI. Puede también emplear para ello los auxiliares de cálculo del Capítulo C de este Manual, donde por empleo de los gráficos allí publicados podrá dimensionar los montantes para las cargas gravitacionales y las del viento que corresponden a la ubicación de la estructura.

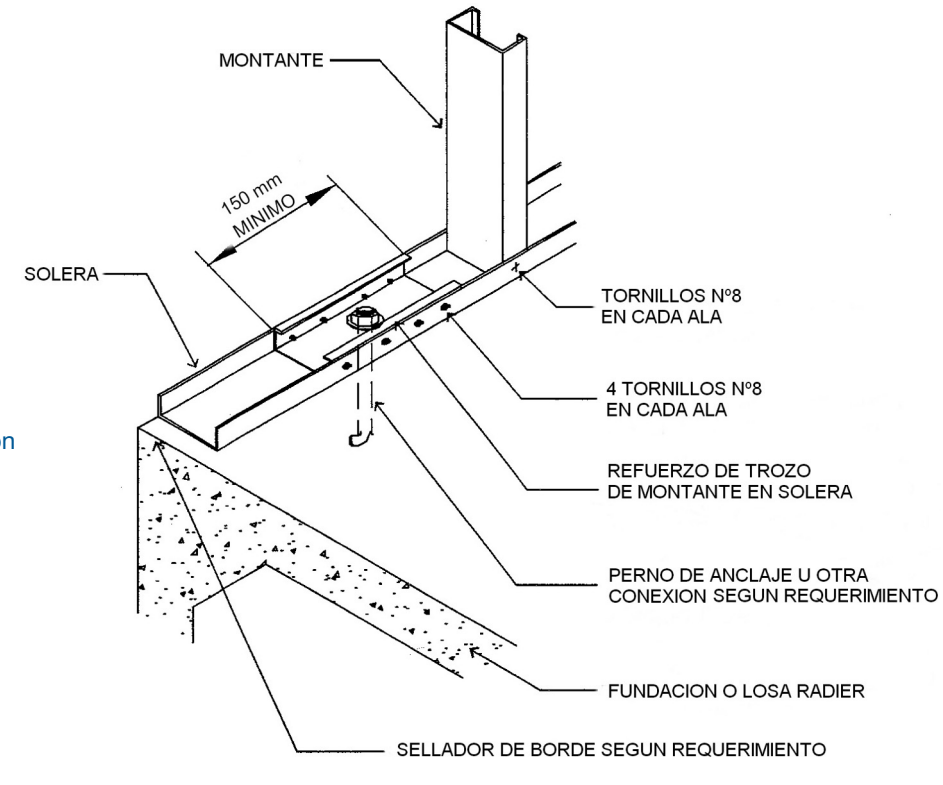


Figura E.2.1. Conexión muro a fundación

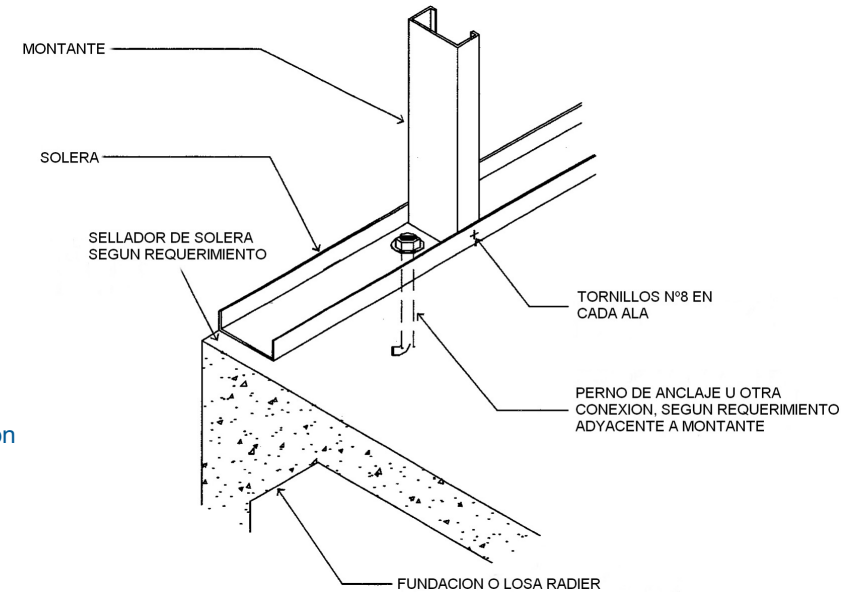


Figura E.2.2. Alternativa de conexión de muro a fundación

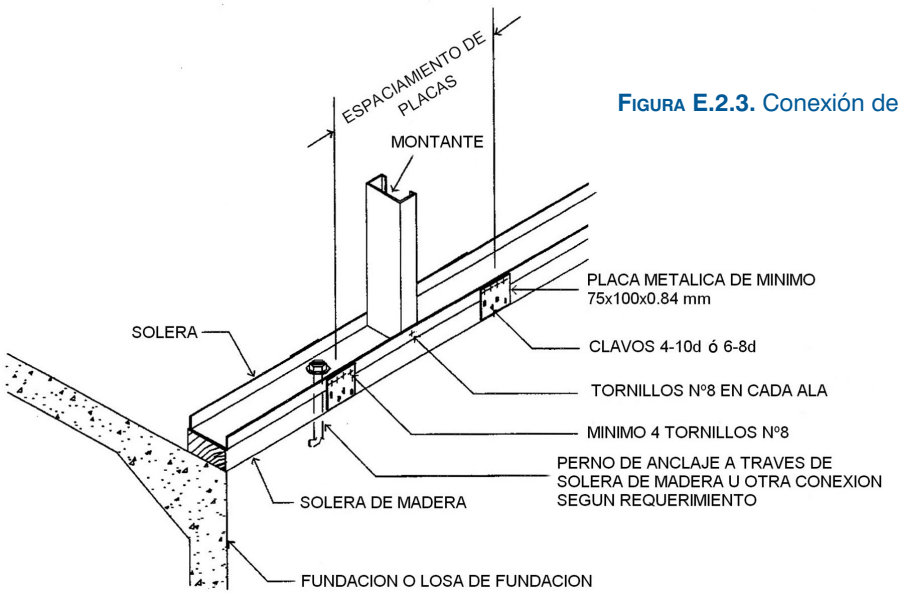


Figura E.2.3. Conexión de muro a solera de madera

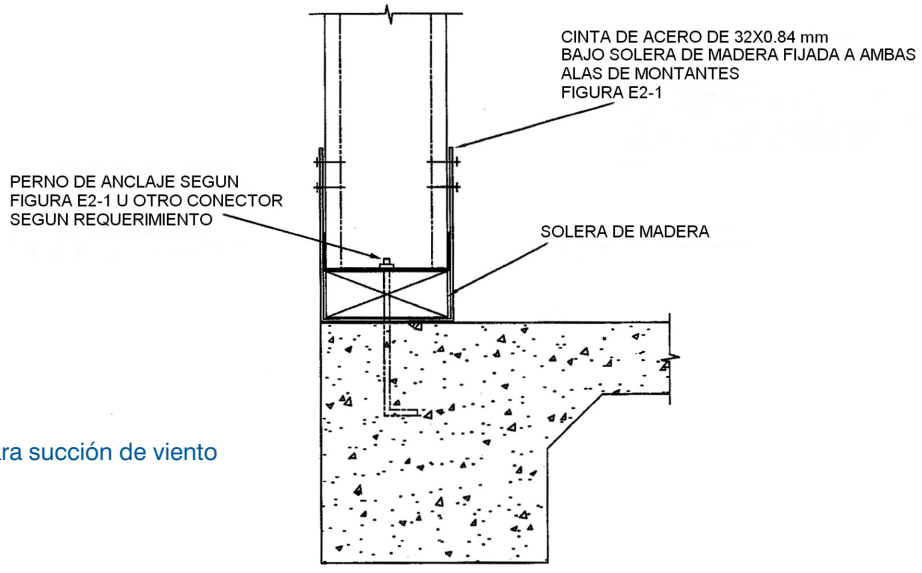


Figura E.2.4. Conector para succión de viento

Tabla E.2.1. Requerimientos de conexión de muros a fundación o pisos

Condición de Conexión	Categorías de exposición al viento (Km/h) –Nota 1 y sismos –Nota 2					
	137 Km/h A/B SDC3A,B,C	144 A/B	160 A/B 137 C	177 A/B 144C	160 C	177 C
Solera inferior a vigueta	1 tornillo N° 8 a 30 cm	1 tornillo N° 8 a 30 cm	1 tornillo N° 8 a 30 cm	1 tornillo N° 8 a 30 cm	2 tornillos N° 8 a 30 cm	2 tornillos N° 8 a 30 cm
Solera inferior a fundación Figura E.2.1 o E.2.2	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,80 m entre centros	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,80 m entre centros	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,20 m entre centros	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,20 m entre centros	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,20 m entre centros	Perno de anclaje diámetro ½" a 1,20 m entre centros
Solera inferior a solera de madera. Figura E.2.3	Placa de acero espaciada a 1,20 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos	Placa de acero espaciada a 1,20 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos	Placa de acero espaciada a 0,90 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos	Placa de acero espaciada a 0,90 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos	Placa de acero espaciada a 0,60 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos	Placa de acero espaciada a 0,60 m entre centros con tornillos N° 8 y cuatro clavos
Capacidad de succión de viento distancia entre montantes 40 cm	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	0,1 KN por m
Capacidad de succión de viento distancia entre montantes 60 cm	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	No se requiere conexión	0,15 KN por m

Notas Generales:

1) Exposición al viento es según norma ASCE 7, según las características de densidad de edificación del lugar.
2) SDC es Categoría de Diseño Sísmico según norma ASCE 7. En caso de que existan normas locales se recomienda establecer equivalencias.
3) Lo indicado en estas tablas son valores mínimos recomendados e publicaciones del AISI (5). Sin embargo deberán emplearse los valores que resultaran del cálculo estructural, si resultaran mayores que los valores de estas tablas.

Tabla E.2.2. Capacidad requerida de unión de cabios o cabriadas con muros (por succión)

		Velocidad de viento (Km/h)		
EXPOSICION A/B		210		
EXPOSICION C		177	190	210
Espaciamiento de montantes	Luz de techo (m)	Capacidad requerida (KN)		
40 cm	7,2	0,84	1,25	1,70
	10	1,20	1,73	2,32
	12	1,57	2,23	2,93
60 cm	7,2	1,26	1,88	2,55
	10	1,80	2,60	3,48
	12	2,36	3,34	4,40

Ver notas Generales
Las capacidades son resistencias al límite.

Se deberán tener en cuenta los pesos propios, las sobrecargas de pisos, del techo, las eventuales cargas de nieve, las del viento máximo y las de sismo si se halla en zonas de riesgo de terremotos. Para ello deberán respetarse las combinaciones de cargas que correspondan a las normas locales y en su defecto, a las que se especifican en la norma ASCE 7.

Los requerimientos de fijación deben estar de acuerdo con lo especificado en el Capítulo B y con el mínimo de tornillos indicado en la Tabla E.3.1.

Las soleras inferiores y superiores deben tener al menos el mismo espesor que los montantes de la pared.

La dimensión y espesor de los montantes de muros estructurales portantes, ya sean exteriores o interiores, deben ser verificados para los casos de carga crítica de pesos propios, sobrecargas de servicio, nieve, viento y eventualmente sismo. El Manual recomienda el diseño "Todo Acero" (all steel) definido en la norma AISI, en donde no se considera la contribución de los revestimientos a la capacidad de compresión de los montantes. En el Manual se asume que los montantes llevan bloqueos de torsión ya sea en su altura media o al tercio, condición para la cual se han confeccionado los gráficos del Capítulo C.

En la edición 2007 de la norma AISI, en la cláusula 4.1 se especifica que si se usa el método "todo acero" no se tiene en cuenta la contribución de los paneles de revestimiento a la estabilización lateral de los montantes. La preferencia por esta solución se debe al peligro que representa el hecho de que en algún momento de la vida útil del muro sean retirados los revestimientos, poniendo en peligro al muro. Sin embargo en el Standard AISI S211 Wall Stud Design (59), se autoriza el arriostramiento lateral de los montantes con las placas de los revestimientos, siempre que se cumplan con las prescripciones de este Standard.

Los montantes de los muros exteriores deben ser verificados para el caso de compresión (o succión) combinado con la flexión originada por el viento. Para esa verificación pueden emplearse los gráficos de Combinaciones de Carga del Capítulo C. En general, los fabricantes publican sus propias tablas de combinaciones de carga, que pueden emplearse con la precaución de verificar si cumplen con las prescripciones de las normas y del acero que se emplea y que sean de última edición.

En los tabiques interiores es conveniente verificar los montantes para al menos una diferencia de presiones de 0,15 KN/m^2 que pueden producirse entre las habitaciones.

E.4 ARRIOSTRAMIENTO DE MONTANTES

Las alas de montantes estructurales deben ser arriostradas lateralmente preferentemente de acuerdo al siguiente método:

Deben colocarse cintas (flejes) de acero fijadas al montante de acuerdo a la Figura E.4.2 en ambas caras, en la altura media de 2,40 m y en un tercio de la altura en muros de más de 2,40 m, hasta un máximo de 4 m. Las cintas de acero horizontales deben ser no menos de 38 mm de ancho y de un espesor de no menos de 0,84 mm. Estas cintas deben ser fijadas a ambas alas del montante con tornillos número 8. Se deben instalar en este sistema de riostras, elementos bloqueadores entre dos montantes contiguos en los extremos de estas líneas de cintas y bloqueadores intermedios a no más de 3,60 m a lo largo de dichas cintas. Las cintas deben ser fijadas al sistema de bloqueo con dos tornillos número 8.

Tabla E.3.1. Esquema de fijación de muros

Conexión	Numero y tipo de tornillos	Espaciamiento de tornillos
Montante con solera	2 tornillos N° 8	en cada extremo de montante, uno en cada ala
Paneles OSB o multilaminados con soleras y montantes	Tornillos N° 8	a 150 mm en bordes a 300 mm intermedios
Paneles de yeso-cartón de 12 mm mínimo	Tornillos N° 6	a 300 mm entre centros

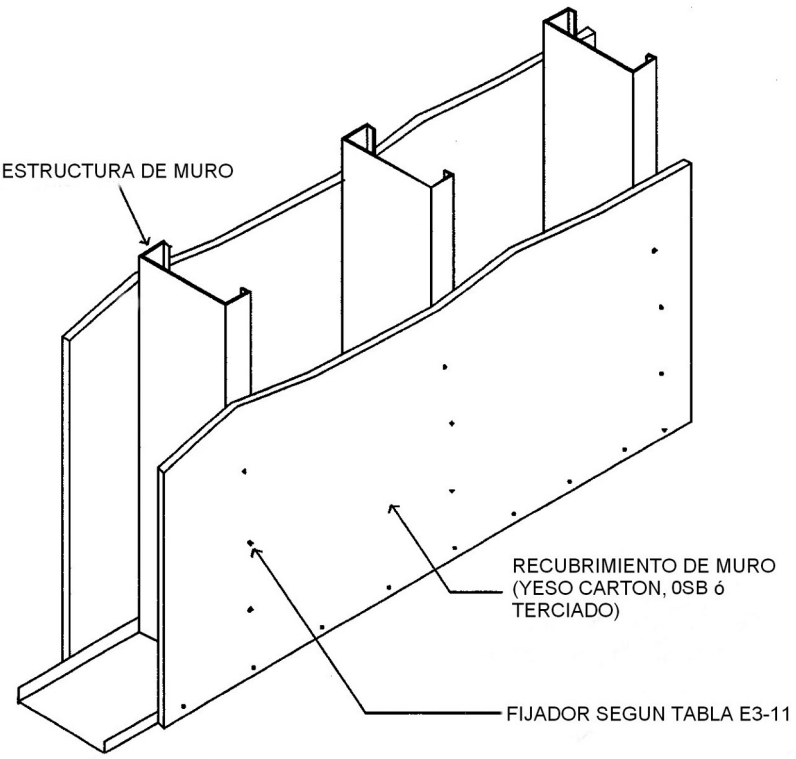


Figura E.4.1. Arriostramiento de montante con recubrimientos

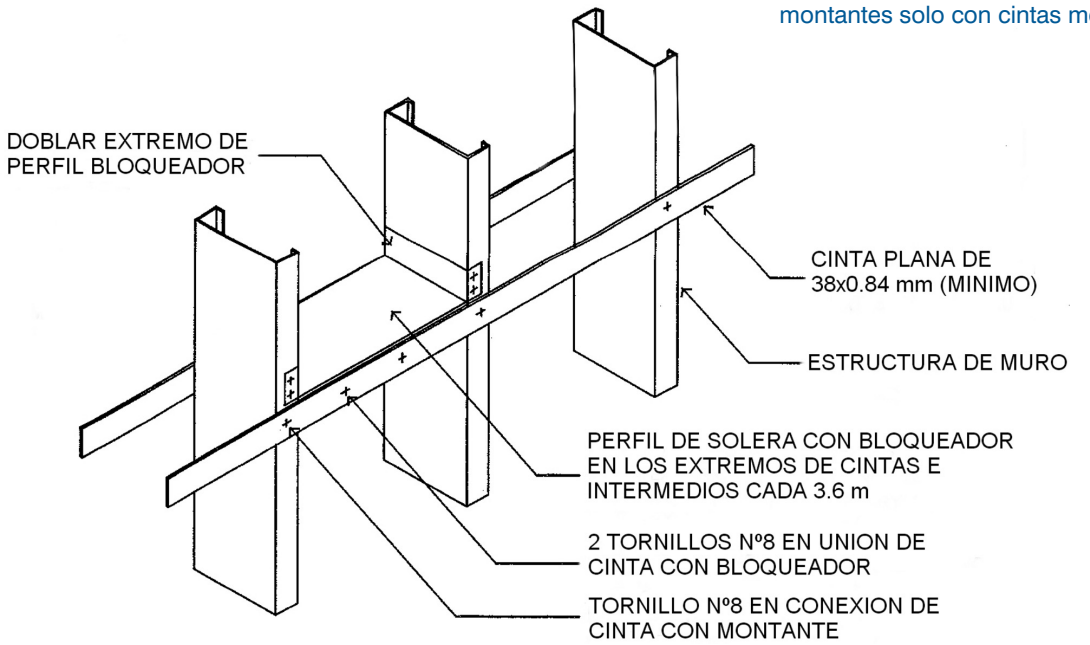


Figura E.4.2. Arriostramiento de montantes solo con cintas metálicas

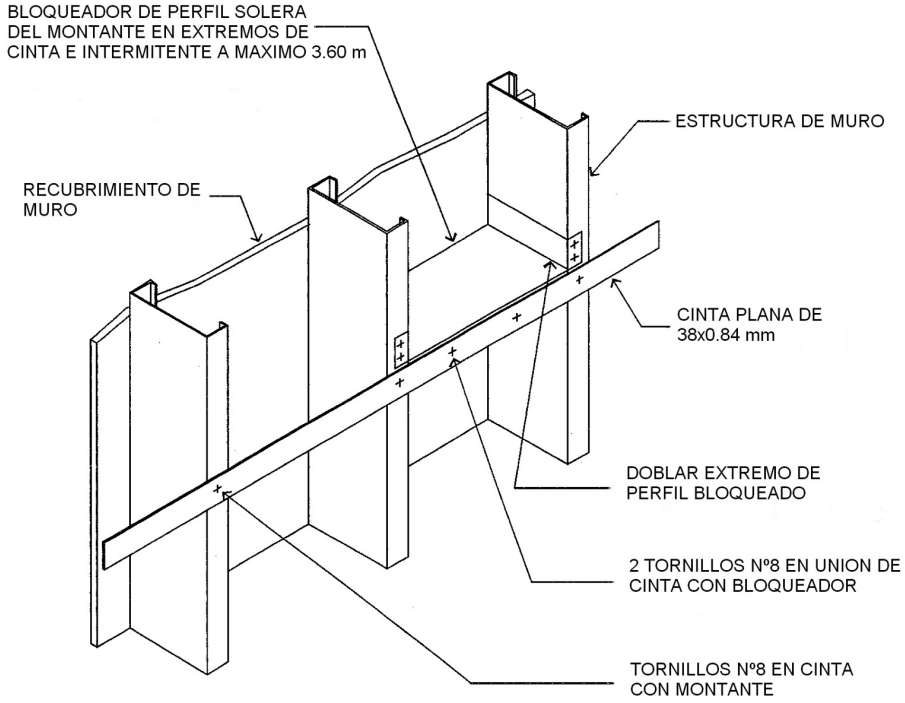


Figura E.4.3. Riostra de montante con cinta y recubrimiento

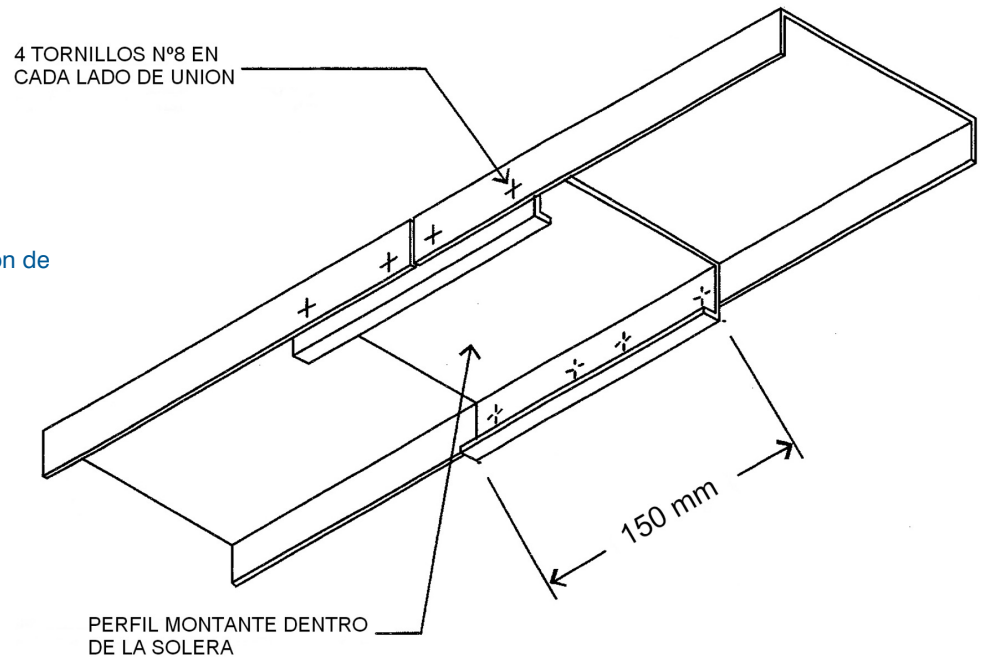


Figura E.5.1. Unión de solera superior

E.5 EMPALMES

Los montantes estructurales y dinteles no deben ser empalmados si no cuentan con un diseño aprobado realizado por profesionales con experiencia. Los empalmes de las soleras debe ser hechos de acuerdo con lo que indica la Figura E.5.1.

E.6 ESTRUCTURACIÓN DE ENCUENTROS

En muros estructurales los montantes de encuentro de esquina y de la solera superior deben ser instalados de acuerdo con la Figura E.6.1. Otros métodos de encuentro aprobados pueden ser autorizados.

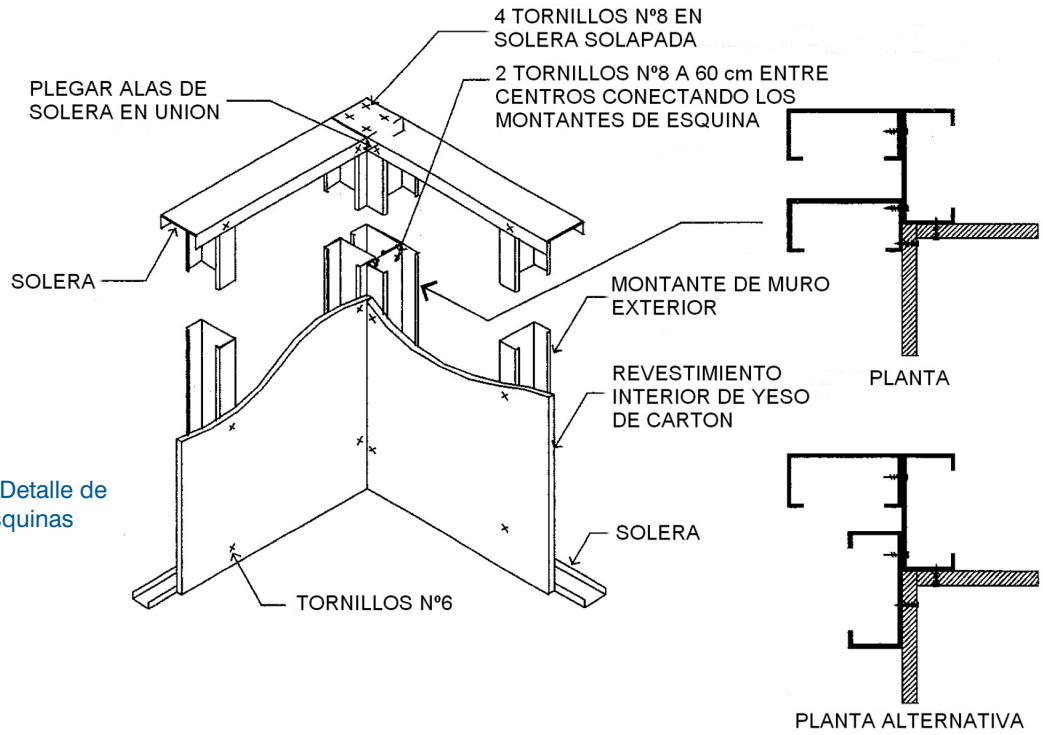


Figura E.6.1. Detalle de armada de esquinas

E.7 DINTELES

Se instalarán dinteles sobre los vanos de muros estructurales de acuerdo con la sección E.7.1 hasta E.7.4. Los dinteles no son requeridos para vanos en muros no estructurales (tabiques), salvo que sean mayores de 1,20 m.

E.7.1. Dinteles de vigas cajón

Los dinteles de tipo cajón deben ser construidos de acuerdo con la Figura E.7.1 y los perfiles que resulten del cálculo estructural con las cargas más desfavorables que puedan estar aplicadas en los montantes o viguetas que se apoyan en dicho dintel. Esas cargas son la suma de las cargas del techo, del piso y muro por encima del nivel del dintel. Los dinteles deben ser construidos por cajones formados por perfiles montante y de solera de la misma dimensión. Los dinteles deben ser conectados a las jambas en ambos extremos con los tornillos de unión que resulten del cálculo, de acuerdo con las cargas que soporta dicho dintel. Estos tornillos deben conectar el dintel con la jamba o montante de borde empleando un trozo de perfil C o U tal como se muestra en la Figura E.7.1. Este trozo de perfil C o U debe tener un largo igual a la altura del dintel menos unos 12 mm y un espesor no menor que el de los montantes del muro.

E.7.2. Dinteles espalda con espalda

Los dinteles de perfiles espalda con espalda se construyen de acuerdo con lo mostrado en la Figura E.7.2 y sus dimensiones deben estar determinadas por cálculo de igual manera que el caso anterior. Estos dinteles se forman con dos perfiles tipo C iguales, ubicados espalda a espalda uniéndose por las caras exteriores de sus almas. Los dinteles se conectan con los montantes de borde y jambas de dintel con los tornillos que resultan del cálculo, empleando un ángulo conector de 50 mm x 50 mm mínimo, de acuerdo con la Figura E.7.2. El ángulo conector debe extenderse en toda la altura del dintel menos 12 mm y debe tener un espesor mínimo no menor que el de los montantes de pared.

E.7.3. Dinteles de ángulo doble

Los dinteles angulares dobles deben ser construidos de acuerdo con la Figura E.7.3 y sus perfiles determinados mediante cálculo. El dintel angular consiste en dos ángulos de acero conformados en frío con un ala corta apoyada sobre el coronamiento de la solera del muro y un ala mas larga extendiéndose hacia abajo al costado del muro sobre el vano de la abertura, tal como se muestra en la Figura E.7.3. Cada ángulo se fija a la solera superior de la abertura con tornillos número 8 espaciados a 300mm entre centros. El ángulo L es colocado en ambos lados de la abertura del muro de tal manera

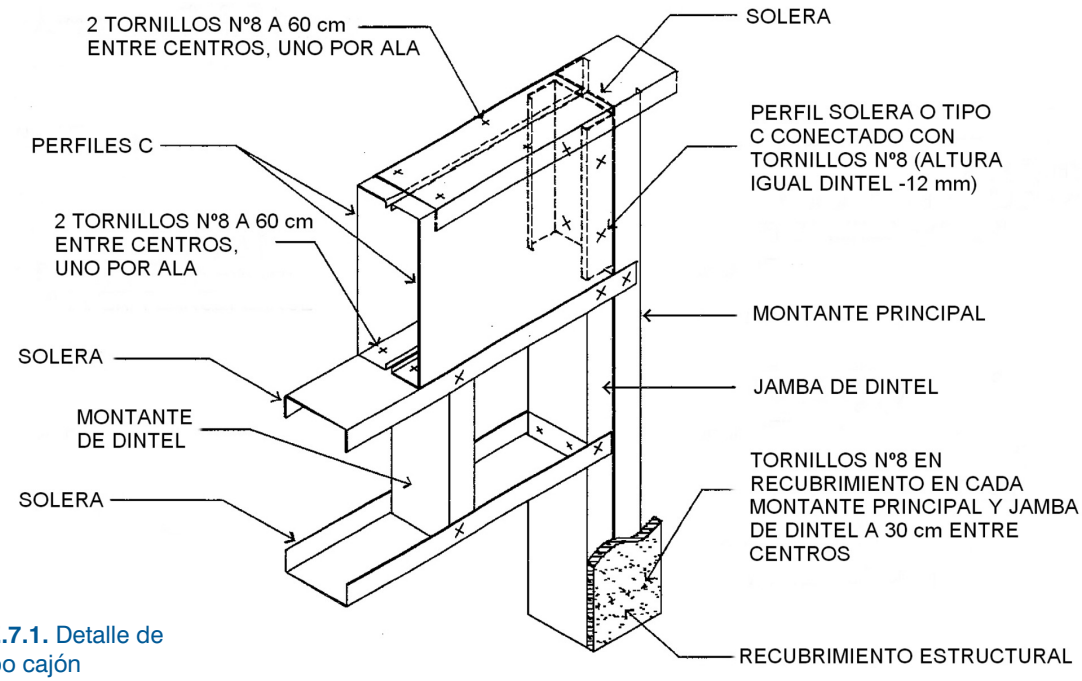


Figura E.7.1. Detalle de dintel tipo cajón

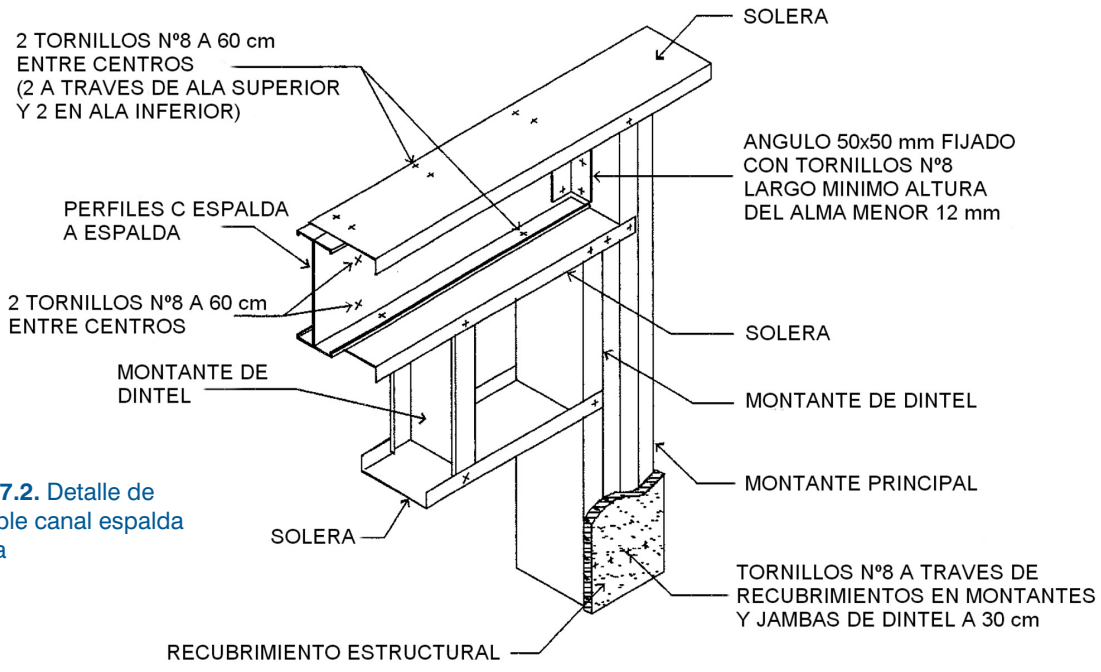


Figura E.7.2. Detalle de dintel doble canal espalda a espalda

Figura E.7.3. Doble dintel L

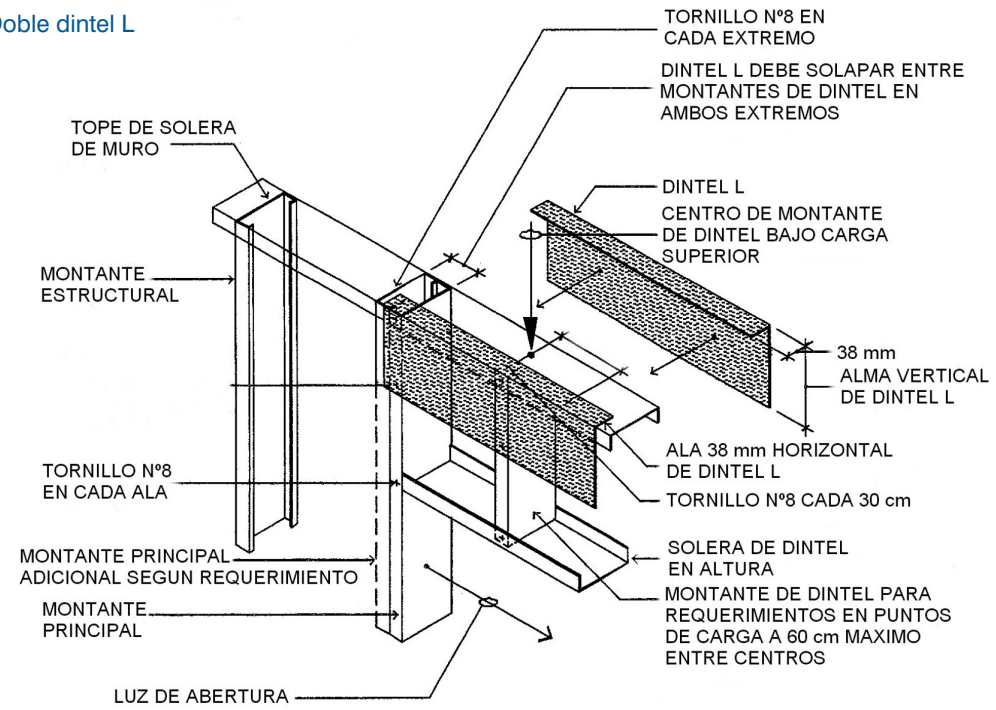


Tabla E.7.9. Tornillos requeridos en conexión de dintel en montantes de borde

Luz del dintel	Velocidad básica de viento (Km/h) y Categorías sísmicas					
	135 A/B Categoría sísmica A, B, C	145 A/B	160 A/B	177 A/B	160 C	177 C
			135 C	145 C		
<120	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8
1,2 a 2,4	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8	8 tornillos N° 8
2,4 a 3,0	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8	8 tornillos N° 8	10 tornillos N° 8
3 a 4	4 tornillos N° 8	4 tornillos N° 8	6 tornillos N° 8	8 tornillos N° 8	10 tornillos N° 8	12 tornillos N° 8

Ver Notas Generales

Tabla E.2.2. Montantes de borde requeridos en extremos de vano

Vano de (m)	60 cm espacio de jambas		40 cm espacio de montante	
	Jambas	Montantes de borde	Jambas	Montantes de borde
>1.0	1	1	1	1
>1.5	1	2	1	2
>2.40	1	2	2	2

Para vanos de 3 m se recomienda emplear montantes de mayor espesor y verificados para la compresión y flexión correspondiente a la luz del dintel.
Ver Notas Generales.

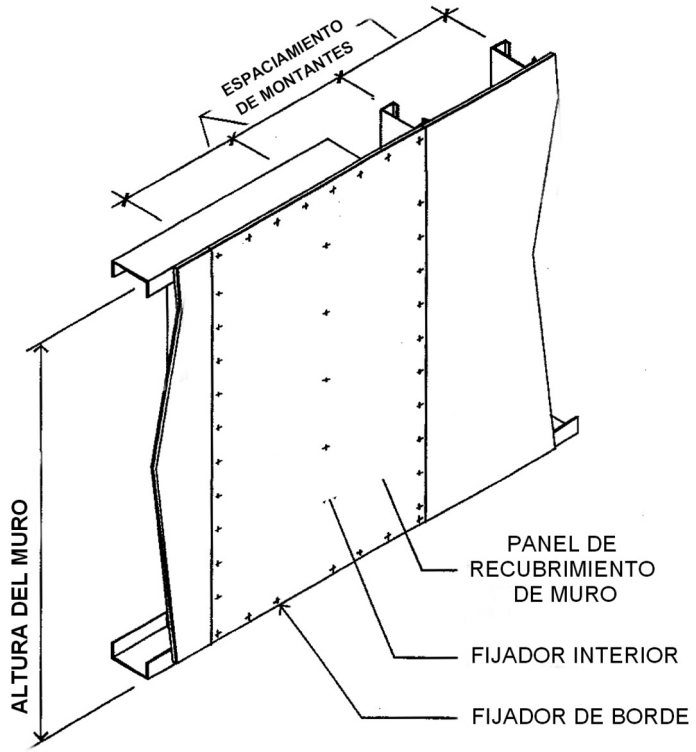


Figura E.8.1. Distribución de fijadores de recubrimiento

de formar un cabezal de doble ángulo. El ala larga del ángulo cabezal debe estar conectado con cada uno de los montantes de dintel y con los montantes principales en cada lado del dintel con un tornillo N° 8 en la parte superior y otro en la inferior.

E.7.4. Montantes de dinteles y montantes principales

La cantidad de montantes de dintel y montantes principales requeridos deben resistir las reacciones que transmite el dintel en sus extremos, que dependen de la luz y de las cargas que resiste dicho dintel. El espesor de estos montantes debe ser igual al de los montantes adyacentes. Estos montantes de los bordes de los dinteles deben llevar revestimientos estructurales tal como se muestra en las Figuras E.7.1 y E.7.2.

E.8 ARRIOSTRAMIENTO DE MURO

Los muros exteriores deben ser arriostrados para proveer una resistencia lateral en el plano del muro contra la acción del viento y del sismo. Se emplean cintas diagonales de acero o revestimientos estructurales.

E.8.1. Arriostramiento de cintas en X

Las riostras en diagonal en X deben ir en ambas caras de los montantes y sus conexiones deben se diseñadas e instaladas de acuerdo con un diseño aprobado. En zonas de fuertes vientos o sismos, todos los muros portantes deben llevar al menos un arriostramiento de este tipo. En zonas no sísmicas o de vientos moderados, podrá eliminarse esta exigencia de arriostramientos de cintas siempre que los revestimientos garanticen la estabilidad lateral de la estructura.

E.8.2. Revestimientos estructurales

Los revestimientos estructurales deben ser instalados en las caras exteriores de los muros exteriores de acuerdo con la Figura E.8.1 y la sección E.8.3. Los paneles de revestimiento estructural consisten en una placa OSB de al menos 11 mm de espesor o multilaminados fenólicos de por lo menos 12 mm.

Los revestimientos, en toda la altura del muro, deben ser verificados por cálculo pero no deben ser de una longitud menor que el 20% de la del muro en zonas de vientos moderados y no sísmicas. En zonas sísmicas y de fuertes vientos,la longitud de los muros será no menos del 50% del largo total del muro y/o la que resulte de las correspondientes verificaciones de cálculo.

Los revestimientos estructurales deben extenderse en la altura completa del muro desde la base hasta el coronamiento del muro sin ser interrumpido por aberturas. Además, los revestimientos estructurales deben cumplir con lo siguiente:

1. Ser instalados con la dimensión mayor en forma paralela a la estructura de los montantes (dirección vertical) y deben cubrir la altura vertical total del muro desde la base de la solera inferior hasta el tope de la solera superior de cada piso. Está permitido instalar la dimensión mayor de las placas de revestimiento en el sentido perpendicular a los montantes siempre que la junta horizontal sea reforzada como se describe en el punto 2 siguiente.

2. Los revestimientos deben ser reforzados o bloqueados en la dimensión longitudinal cuando se instalan en dirección perpendicular a los montantes (horizontal). El refuerzo o bloqueo debe ser de acero de un espesor mínimo de 0,84 mm. Cada revestimiento estructural horizontal debe ser fijado con tornillos número 8, a una distancia de 150 mm entre centros al refuerzo bloqueador de la junta.

3. Deben ser instalados en los extremos de muros exteriores, con un mínimo de un panel de por lo menos 1,22 m de ancho.

E.8.3. Fijación de los revestimientos estructurales

Todos los bordes y áreas interiores de los paneles estructurales deben ser fijados a los miembros estructurales y las soleras de acuerdo con la Figura E.8.1 y la Tabla E.3.1.

E.8.4. Requerimientos de anclajes verticales

Cuando el viento es de una velocidad mayor de 160 km/h y con condición de exposición C, deben instalarse en las soleras anclajes verticales de acuerdo con la Tabla E.2.1. Los anclajes deben ser verificados en especial en el caso de fuertes succiones combinadas con tracciones por efecto de la acción de los paneles de arriostramiento.

En las esquinas del edificio se permite un solo anclaje vertical, instalado de acuerdo a lo que muestra la Figura E.8.2.

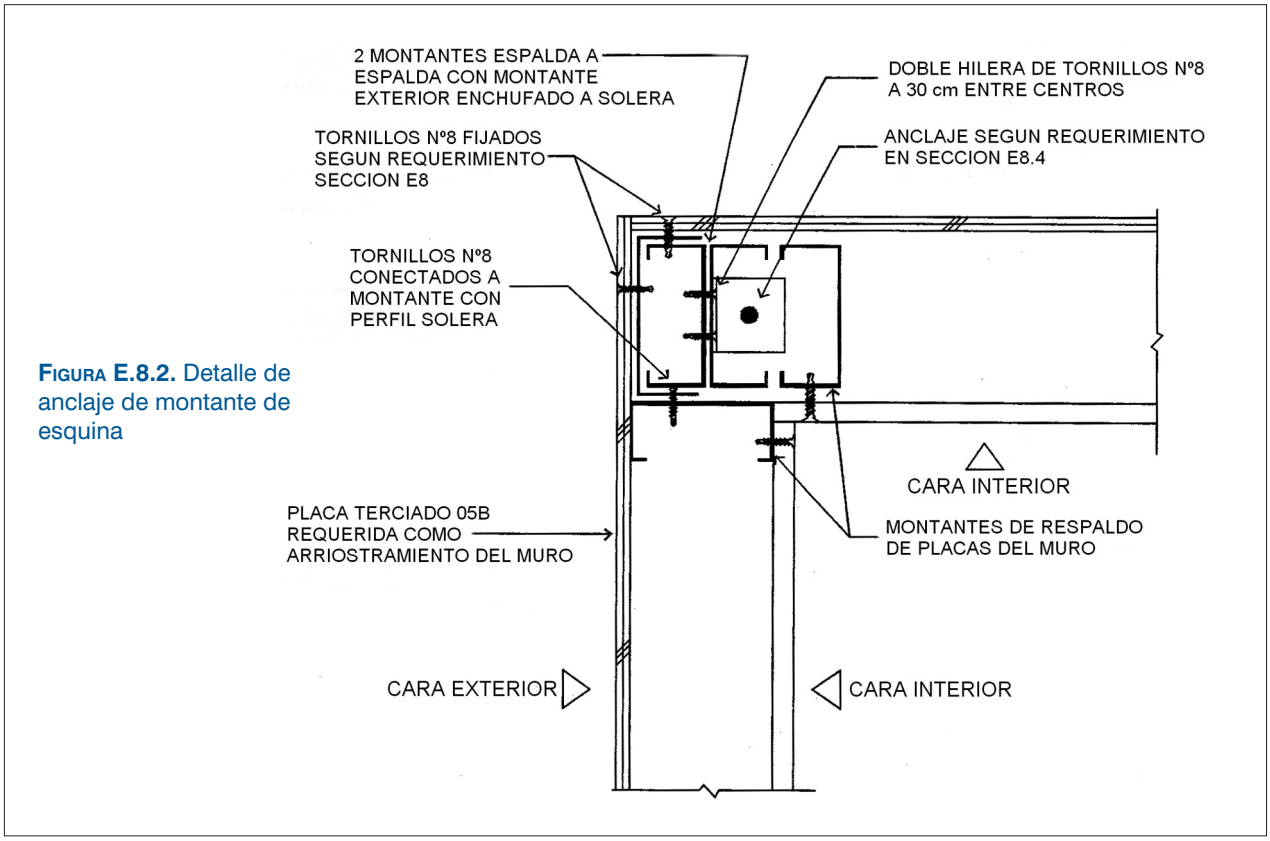


Figura E.8.2. Detalle de anclaje de montante de esquina

E.9
REVESTIMIENTO DE MUROS EXTERIORES

El método de fijación de los revestimientos de los muros exteriores debe estar de acuerdo a las instrucciones del montaje de los fabricantes de dichos revestimientos.

E.10
RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE LOS REVESTIMIENTOS ESTRUCTURALES

Para la verificación de la resistencia y deformaciones de los paneles de revestimientos estructurales deben emplearse valores confiables de las correspondientes características de los materiales que se emplean. Si no se conocen esos valores, se recomienda emplear los valores que se dan en el anexo X3, previo control que el material sea equivalente al de los valores de este Manual, que están basados en investigaciones realizadas en EE.UU.

E.11
MUROS ARRIOSTRADOS EN ZONAS DE VIENTOS Y DE RIESGO SÍSMICO

E.11.1. Generalidades

En zonas de vientos o de alto riesgo sísmico, los muros arriostrados deben ser construidos de acuerdo con esta sección. En zonas de alto riesgo sísmico los edificios deben ser construidos también de acuerdo con la sección E.12. En zonas de vientos extremos los edificios deben también respetar lo prescrito en la sección E.13.

Cuando un edificio o parte del mismo no cumple con las previsiones de esta sección, esas partes deben ser diseñadas y construidas con los respectivos códigos de edificación o con diseños de ingeniería de reconocida aceptación.

E.11.2. Líneas de muros arriostrados

Las líneas de muros arriostrados pueden ser ya sea arriostrados del tipo I (sólidos) o tipo II (perforados) tal como se muestra en la Figura E.11.1. Se extienden desde la fundación hasta el diafragma del techo o el diafragma del piso superior. El largo requerido del arriostramiento se determina de acuerdo con el cálculo, ya sea por cargas sísmicas o de viento. Cada línea de muro arriostrado debe tener no menos de 2 paneles arriostrados en toda la altura, cada uno teniendo una altura que cumpla con la relación máxima de altura-ancho de 2:1.

Los paneles arriostrados no deben estar a más de 2,40 m de distancia de los extremos del muro a que pertenecen hasta el comienzo del panel.

Los recubrimientos de muros arriostrados de tipo I y tipo II pueden ser paneles de recubrimiento de tipo madera o de tipo acero de un solo lado. Los paneles de recubrimiento o planchas de acero empleados como parte del muro arriostrado deben tener un ancho mínimo de 3 m.

Cuando se emplean paneles de recubrimiento estructural del tipo madera, estos deben tener un espesor de por lo menos 11 mm si son del tipo OSB y de 12 mm si son multilaminados fenólicos. Si son de madera laminada estructural deben ser fijados a los miembros estructurales con tornillos número 8 como mínimo y espaciados a un máximo de 300 mm en el interior de los paneles y de 150 mm en los bordes, salvo que un espaciado menor sea usado de acuerdo a lo indicado en la sección E.11.3, para ajustarse al largo requerido del muro arriostrado.

Cuando se usan planchas de acero, deben tener por lo menos 0,69 mm de espesor y fijadas a los miembros estructurales con tornillos espaciados en un máximo de 300 mm en el interior y de 100 mm en los bordes, salvo que se requiera un espaciamiento menor de acuerdo con la sección E.11.3, para ajustarse al largo requerido del muro arriostrado.

En líneas de muros arriostrados, todos los bordes de los recubrimientos de madera o de acero deben estar fijados a los miembros estructurales portantes, a los elementos bloqueadores de mínimo 0,84 mm o a cintas de por lo menos 50 mm de ancho por 0,84 mm de espesor. Los fijadores que se colocan a lo largo de los bordes en paneles deben ser colocados a no menos de 10 mm desde los bordes de dichos paneles.

E.11.3. Paneles de paredes arriostradas con revestimientos sólidos

Los muros arriostrados del tipo I no deben tener aberturas y deben ser continuos entre los anclajes extremos. Estos anclajes a la fundación deben ser como se requiere en la sección E.11.5. La relación alto-ancho de un panel arriostrante debe ser de un máximo de 2:1.

La longitud requerida para los paneles arriostrados es la que se verifica por cálculo. El largo total de muros arriostrados de tipo I dentro de una línea de muros arriostrados, debe ser igual a la suma de los largos de todos los paneles que se ajustan a la relación máxima de alto respecto del ancho aquí establecido. Los paneles arriostrados de tipo I deben

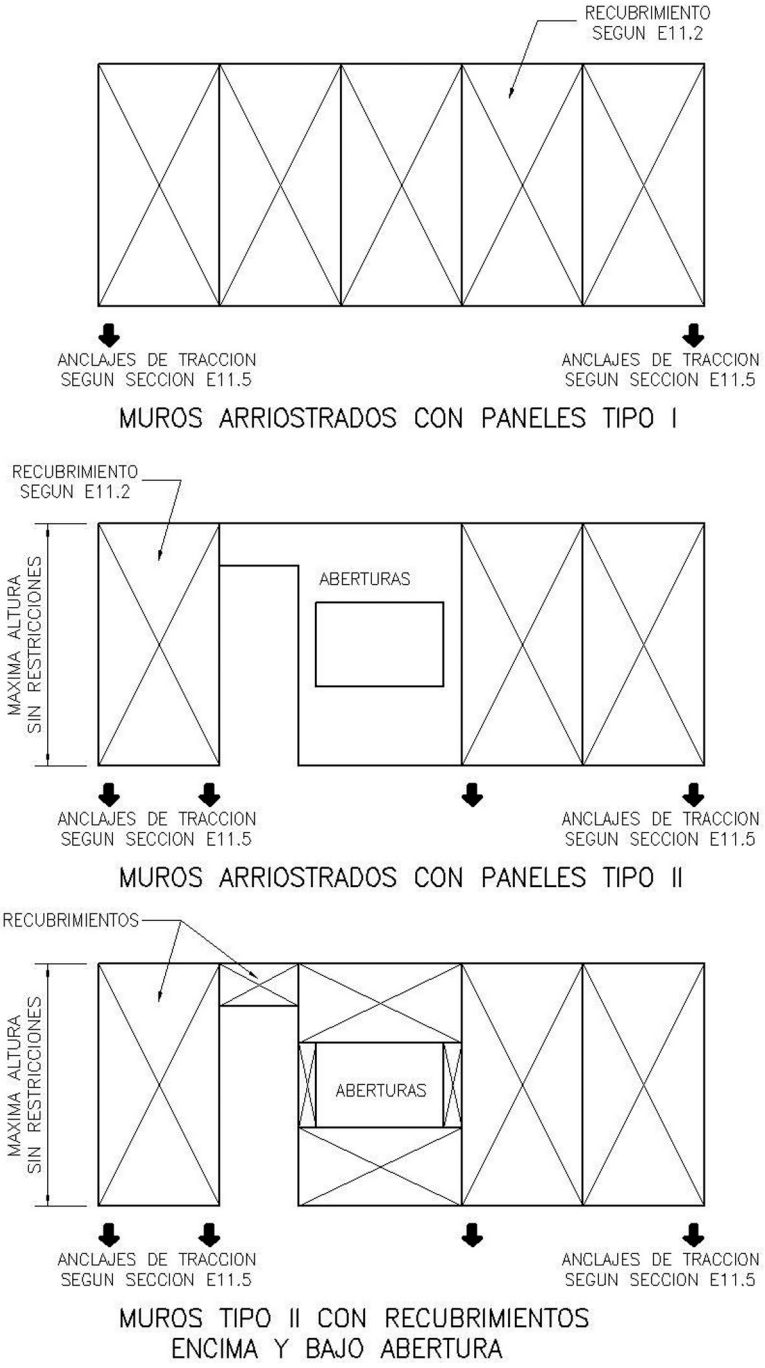


Figura E.11.1. Líneas de muros arriostrados Tipo I y II

tener anclajes a la fundación tal como se requieren en la sección E.11.5 en cada extremo de cada tramo de paneles arriostrados.

E.11.4. Líneas de muros arriostrados del tipo II (perforados)

Los muros arriostrados del tipo II pueden tener aberturas. Los recubrimientos especificados en la sección E.11.2 y fijados de acuerdo a lo establecido en la misma sección, se deben colocar por encima y por debajo de aberturas de ventanas y encima de aberturas de puertas. Donde este recubrimiento no es colocado encima y debajo de las aberturas de ventana y encima de las aberturas de puertas, la altura de la abertura se define como la altura total del muro. El largo total de paneles arriostrados es la suma de los paneles de altura total de esa línea de muro. Para que un segmento sea considerado como de largo adecuado, debe tener una relación máxima de altura-ancho de 2:1. Los muros arriostrados de tipo II deben tener anclajes a la fundación como se requiere en la sección E.11.5, en cada extremo de los tramos de dicho muro arriostrado.

E.11.5. Anclaje de muros arriostrados y requerimientos de montantes

Se deben instalar anclajes a la fundación en los extremos de los muros arriostrados de tipo I y en cada extremo de los tramos de muros arriostrados de tipo II, tal como se muestra en la Figura E.11.1. Los anclajes deben estar fijados por lo menos a dos montantes espalda con espalda. El espesor mínimo de los montantes debe ser de 0,84 mm. Estos montantes deben tener los correspondientes y requeridos fijadores de los revestimientos (ver Figura E.11.3). Estos anclajes a la fundación deben conectarse con la misma o a los miembros estructurales que se hallan por debajo del muro y que tengan la misma o mayor capacidad que el montante superior.

Donde los anclajes de los muros son fijados a miembros estructurales que están por debajo del mismo, la fuerza requerida de estos anclajes debe ser transferida a la fundación. Si los anclajes de un piso superior están alineados con los del piso inferior, la fuerza de anclaje y la capacidad del montante respectivo deben ser determinados por la suma de las fuerzas de los montantes del piso superior y del inferior (ver Figura E.11.4).

En las esquinas de los edificios se autoriza colocar un solo anclaje a la fundación, de acuerdo con la Figura E.11.2.

E.11.6. Conexiones de muros arriostrados a fundaciones, pisos y diafragmas

La solera superiores de muros arriostrados deben conectarse directamente con el recubrimiento del techo y en el caso de tener cabios conectar los bloquedores entre cabios con dicho recubrimiento, tal como se muestra en la Figura E.11.5. En el caso que exista una cinta de acero, ésta debe conectarse a los bloquedores y al recubrimiento con tornillos, tal como se muestra en la Figura E.11.6. Los bloquedores deben ser instalados en cada extremo de un muro tipo I y en el caso de muros tipo II, en cada extremo y en tramos intermedios a no más de 1,20 metros entre sí.

Los empalmes de las soleras superiores en muros arriostrados deben cumplir con la Figura E.11.7. Los empalmes de la solera superior y la cinta del techo (ver Figura E.11.7) no deben ser ubicados en el mismo tramo entre montantes.

La solera superior e inferior de muros arriostrados deben ser conectados a los diafragmas de piso de acuerdo con la Figura E.11.8.

Los empalmes del perfil de borde no deben estar ubicados en el mismo tramo entre montantes que los empalmes de la solera de muro inmediatamente encima o debajo de la unión del perfil de borde. El

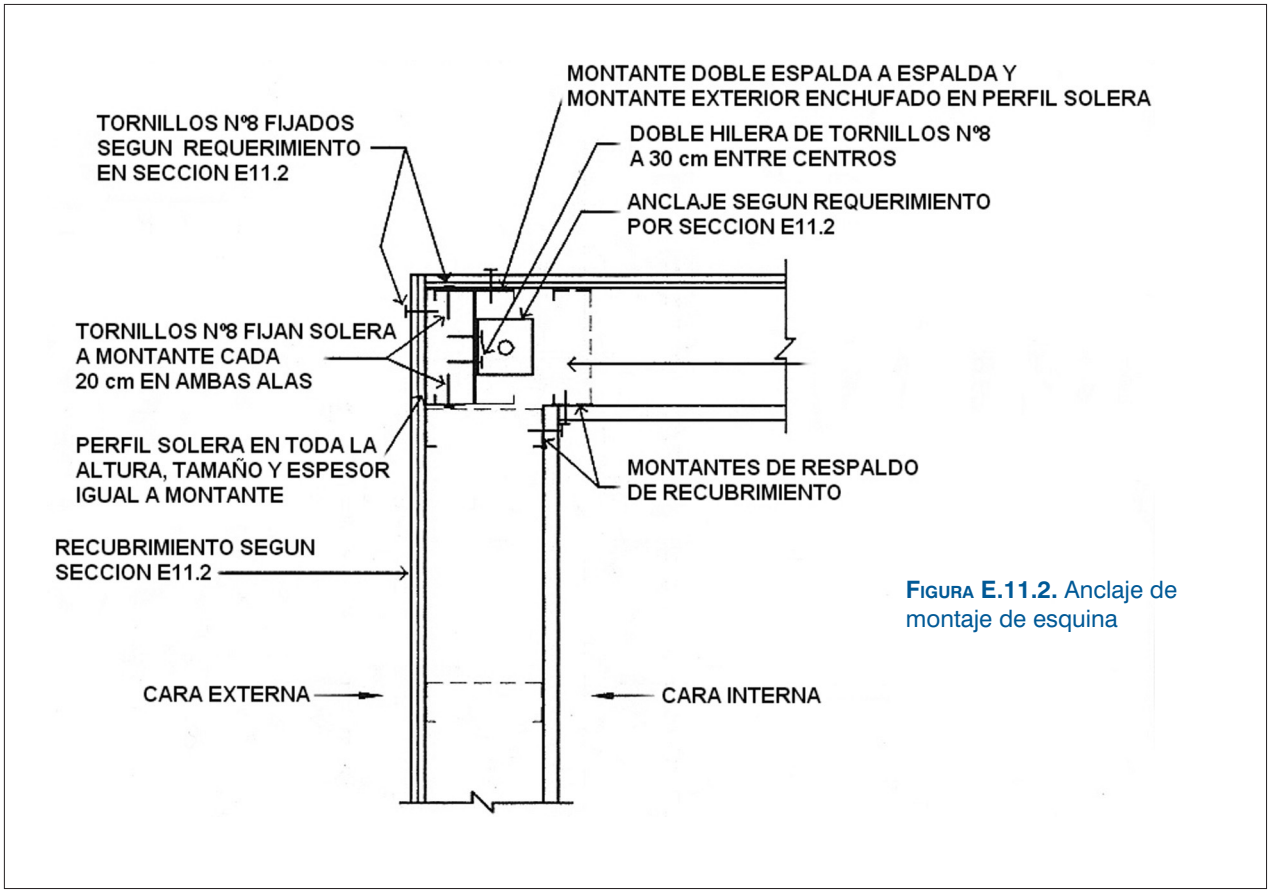


Figura E.11.2. Anclaje de montaje de esquina

desplazamiento entre empalmes debe ser al menos de dos tramos entre montantes.

La solera inferior de muros arriostrados apoyados en fundaciones, debe tener pernos de anclaje instalados de acuerdo a la Figura E.11.9 o E.11.10. La solera inferior o viguetas de borde que soportan muros arriostrados, deben ser conectadas a la fundación de acuerdo con la Figura E.11.11 o E.11.12. Los pernos de anclaje deben extenderse por lo menos 380 mm en la mampostería o 180 mm en el hormigón. Los pernos de anclaje deben ser ubicados a no más de 300 mm de los esquinas de los muros y la terminación de las soleras inferiores o empalmes en el perfil mostrado en la Figura E.11.11 y E.11.12.

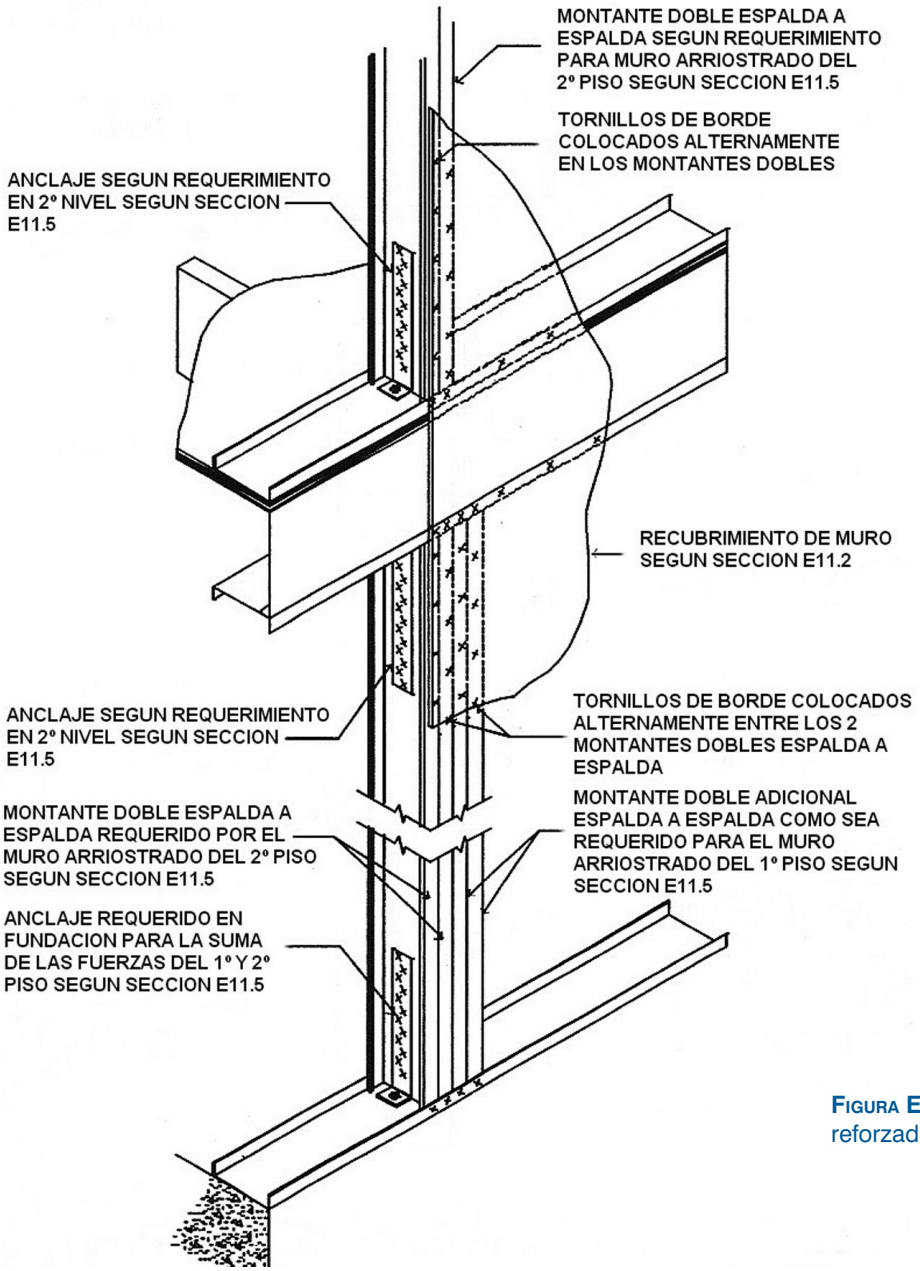
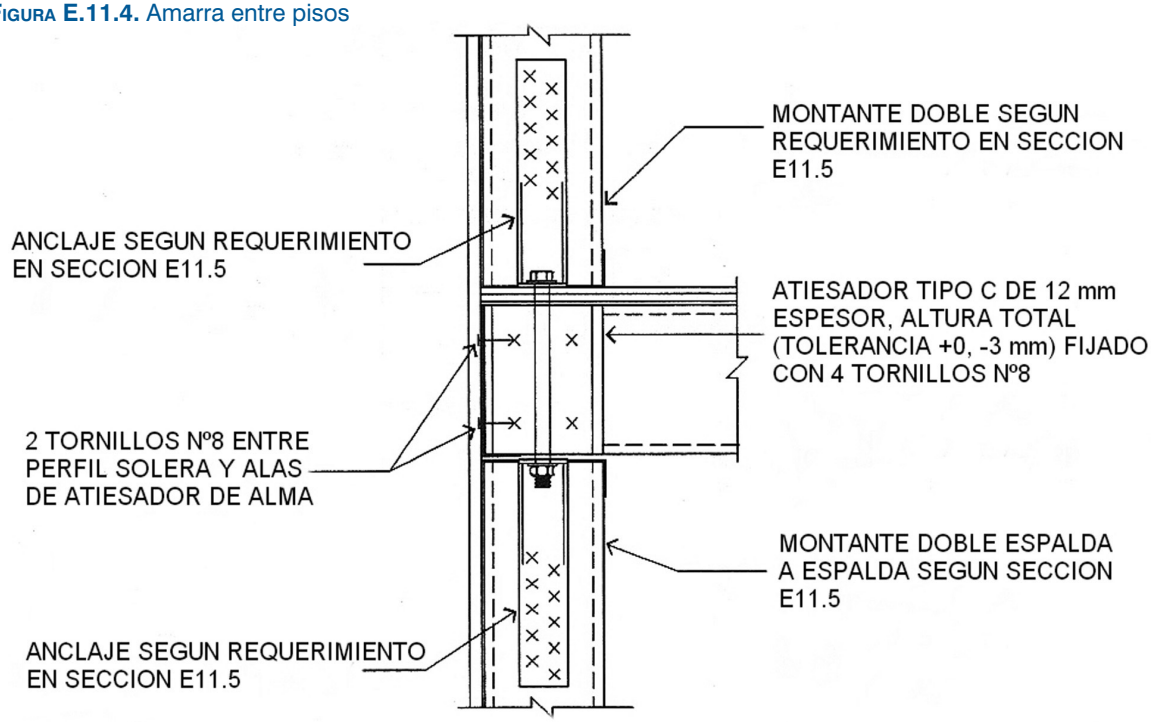


Figura E.11.3. Montante doble reforzada en el primer piso

Figura E.11.4. Amarra entre pisos



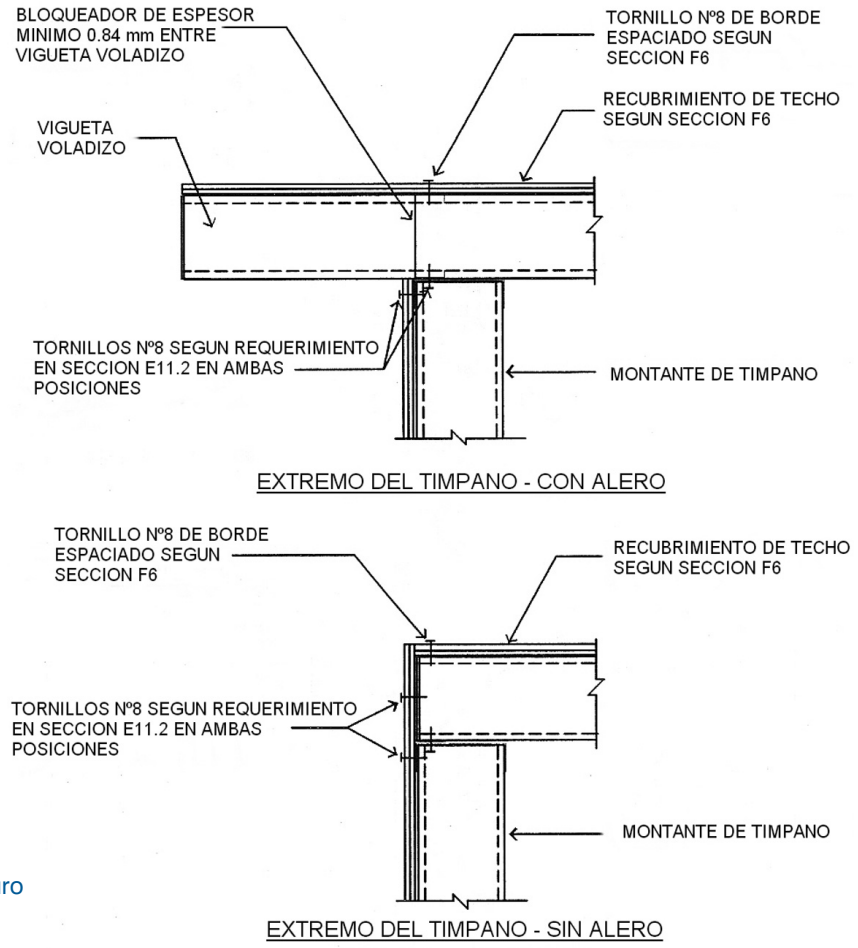


Figura E.11.5. Unión de recubrimiento de techo a muro arriostrado

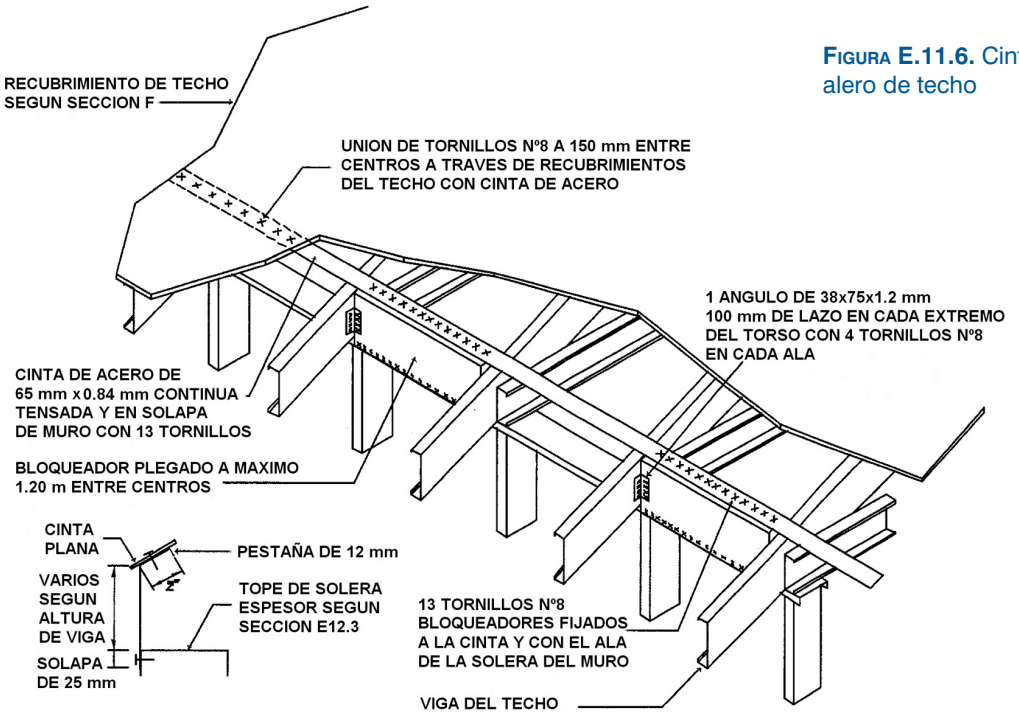


Figura E.11.6. Cinta y forro en alero de techo

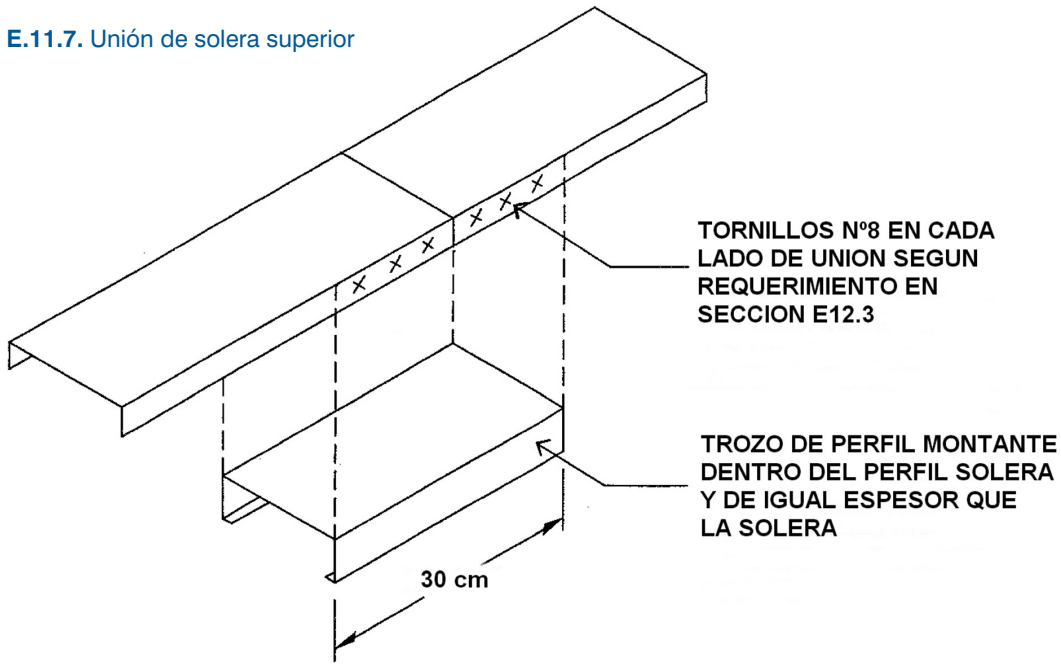


Figura E.11.7. Unión de solera superior

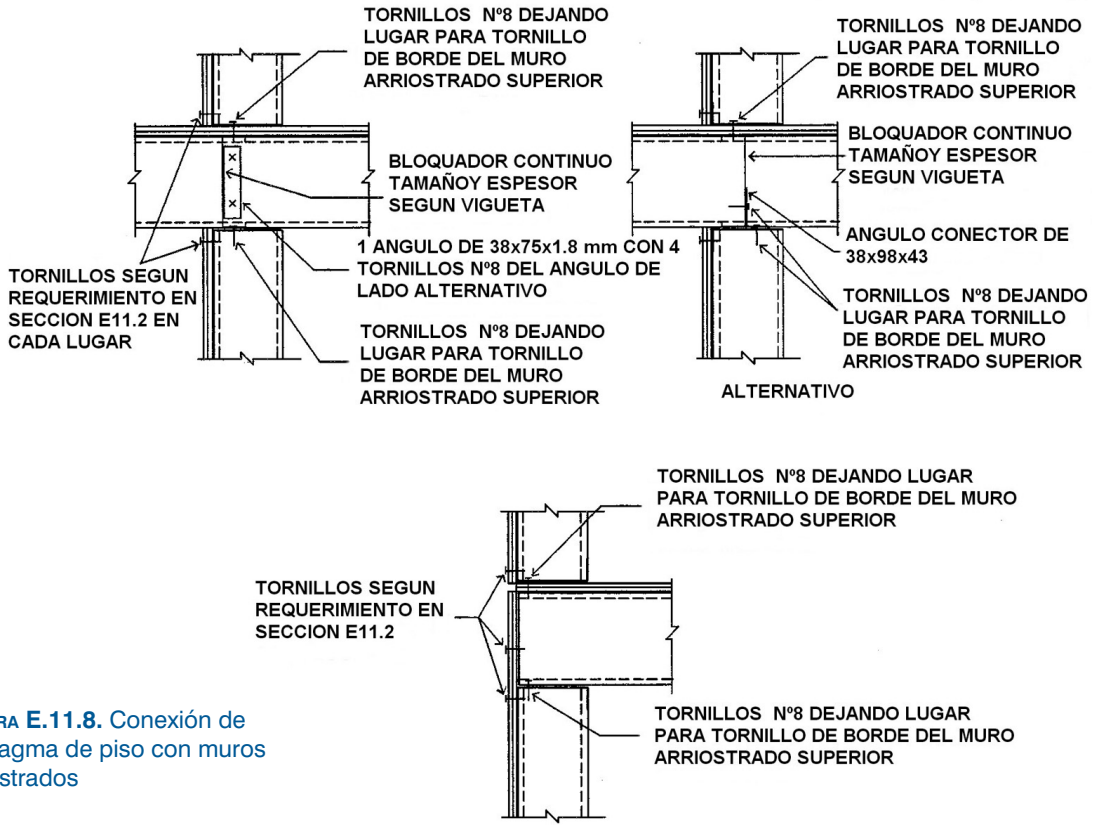


Figura E.11.8. Conexión de diafragma de piso con muros arriostrados

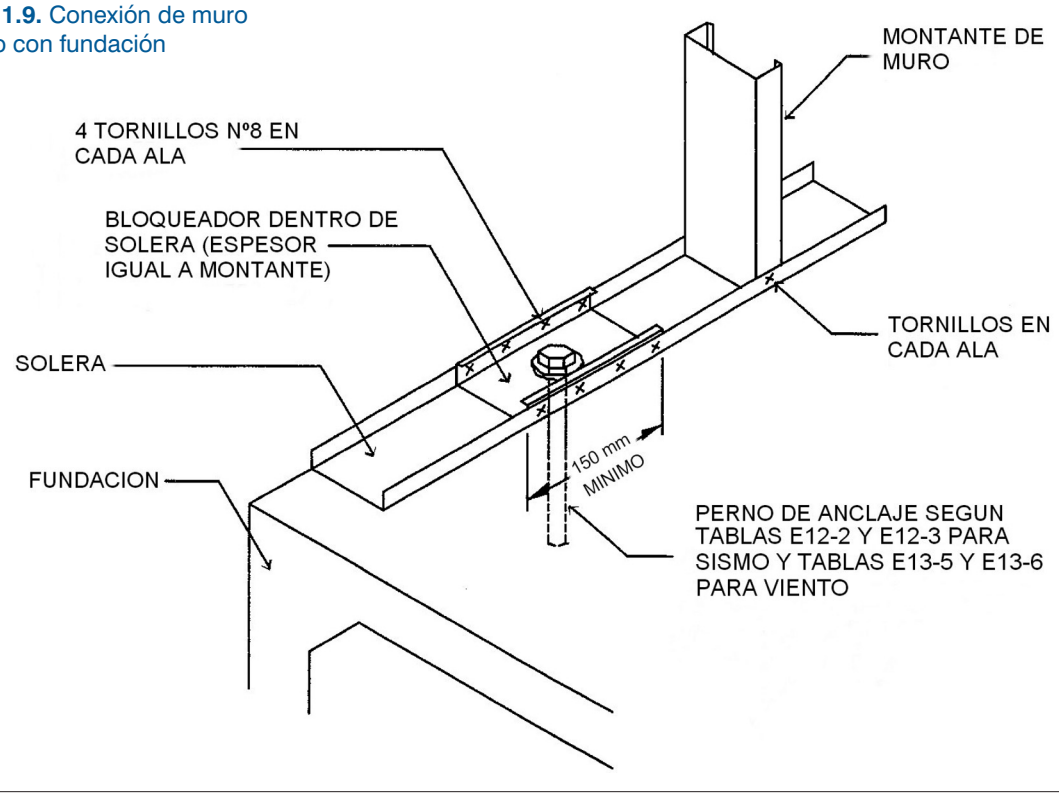


Figura E.11.9. Conexión de muro arriostrado con fundación

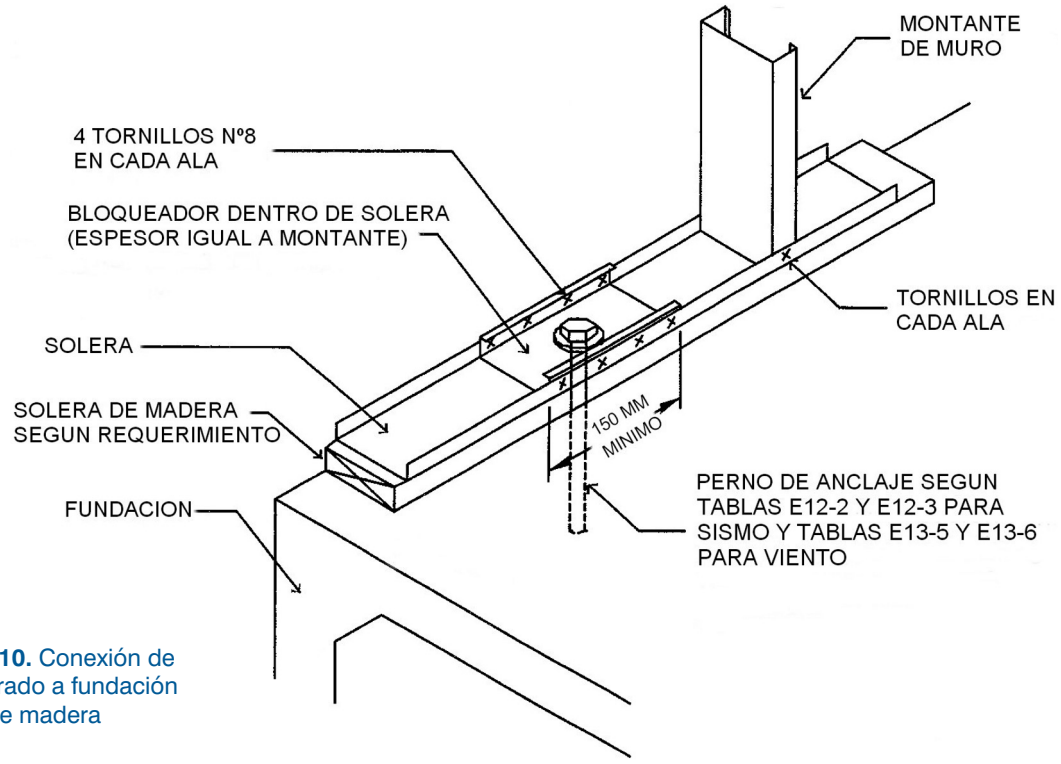


Figura E.11.10. Conexión de muro arriostrado a fundación con solera de madera

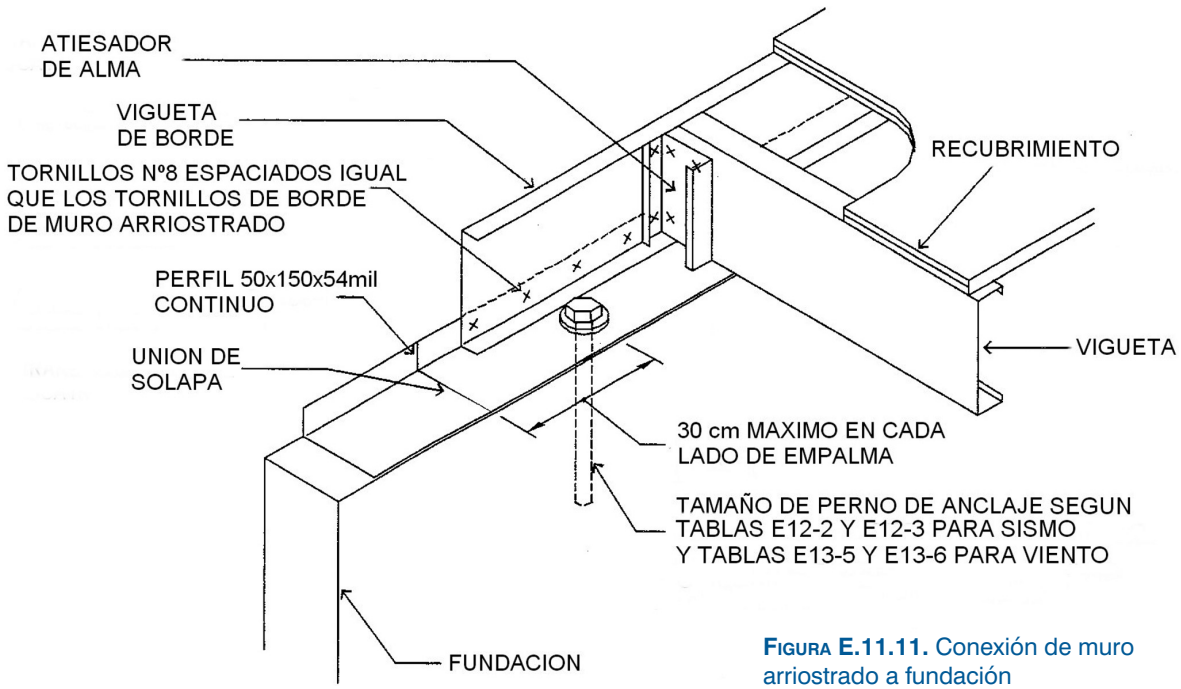


Figura E.11.11. Conexión de muro arriostrado a fundación

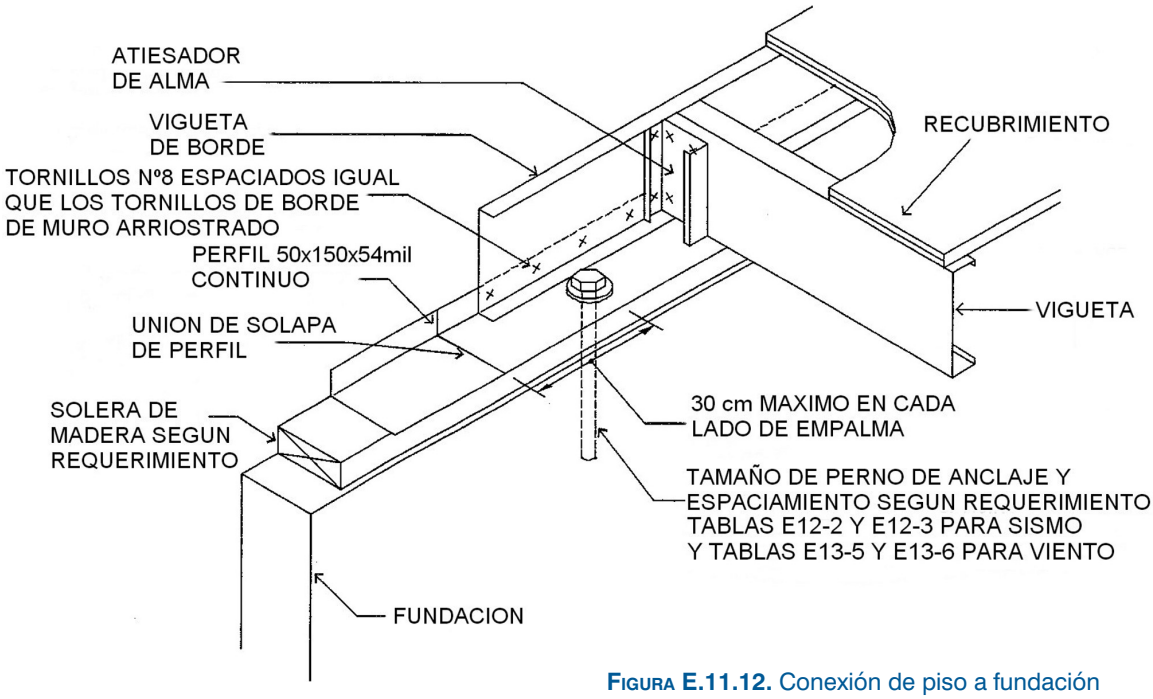


Figura E.11.12. Conexión de piso a fundación de muro arriostrado con solera de madera

E.12 DISEÑO DE MUROS ARRIOSTRADOS EN ZONA DE ALTA SISMICIDAD

En zonas de alta sismicidad el diseño de muros arriostrados debe cumplir con esta sección, complementariamente con lo requerido en la sección E.11. Se recomienda que en cada una de las lineas de muros arriostrados se instale al menos un arriostramiento de cintas de acero en cruz en ambas caras.

E.12.1. Largo de paredes arriostradas de tipo I

El largo requerido de muros arriostrados de tipo I se determina por cálculo. En el Anexo X3 se detalla una forma de verificación sísmica basada en las rigideces y distribución de las mismas en planta. Sin embargo el ingeniero responsable del diseño estructural podrá emplear un método diferente si por normas, disposiciones locales o su criterio personal optara por no emplear dicho Anexo X3.

En la verificación sísmica deberá tenerse especial cuidado al evaluar debidamente las masas que definen las fuerzas inerciales del sismo, en especial si los pesos propios de la construcción sobrepasan los valores especificados en este Manual, que son basados en la práctica norteamericana. Esto es especialmente importante, si en vez de elementos livianos se incluyen losas de hormigón, techos con tejas cerámicas, chimeneas de ladrillos, revestimientos de ladrillos, etc.

E.12.2. Anclajes de muros arriostrados y requerimientos de montantes

La capacidad mínima recomendable de los anclajes para resistir fuerzas de tracción en las categorías de diseño sísmico D1 y D2 deben ser como se especifica en la Tabla E.12.2. Pero es conveniente verificar siempre si estos valores satisfacen los esfuerzos que resulten del cálculo sismorresistente. Cuando los fabricantes de anclajes indican capacidades de cargas admisibles, las fuerzas especificadas en la Tabla E.12.2 deben ser divididas por 1,4 con el propósito de determinar una capacidad aceptable al límite de dichos anclajes. Las capacidades de anclajes que se han publicado e incrementadas para vientos o fuerzas de sismo, deben ser reducidas a sus valores básicos. Las capacidades requeridas para anclajes en el primer nivel de un edificio de dos plantas, que resisten fuerzas de tracción de los dos niveles, deben ser determinadas por la suma de las capacidades requeridas de los dos niveles.

La separación máxima entre anclajes requerida para transferir las cargas de corte deben ser como lo indica la Tabla E.12.3.

La capacidad de montantes de borde del primer nivel en una construcción de dos pisos, donde

Tabla E.12.2. Anclajes requeridos y capacidad de tracción de montantes (en KN)

Altura de muro (m)	Espaciamiento de tornillos en borde de placas			
	150 mm	100 mm	75 mm	50 mm
2,40	14,3	18,7	26,2	39,7
2,70	16,0	21,0	29,4	37,5
3,00	17,8	23,3	32,6	41,6

Las capacidades son resistencias al límite.

Tabla E.12.3. Anclaje de corte requerido para muros arriostrados

Diámetro de pernos de anclaje (pulg.)	Distancia entre pernos de anclaje (m)			
	Espaciamiento de tornillos en borde de placas			
	150 mm	100 mm	75 mm	50 mm
1/2”	1,50	1,05	0,75	0,60
5/8”	1,80	1,35	1,00	0,75

Ver Notas Generales.

el primer nivel está alineado con el montante de borde del piso superior, debe ser determinada por la suma de las requeridas capacidades de ambos pisos. En donde un par de montantes espalda-espalda no tenga la adecuada capacidad para resistir la suma del primer y segundo piso, se deben emplear dos pares de montantes espalda-espalda en el primer piso, tal como se muestra en la Figura E.11.3.

E.12.3. Solera superior de muro

El espesor de la solera superior de muros que soportan pisos o diafragmas de techo y los tornillos que se deben colocar en los empalmes de estas soleras deben ser verificados por cálculo.

E.13 DISEÑO DE MUROS ARRIOSTRADOS EN ZONAS DE VIENTOS EXTREMOS

E.13.1. Generalidades

En áreas de vientos extremos, el diseño de muros arriostrados debe cumplir con esta sección, además de los requerimientos de la sección E.11.

Los muros exteriores arriostrados deben ser revestidos con recubrimientos estructurales en el lado exterior del muro, tal como se verifique por cálculo y en el lado interior, con un revestimiento de yeso-cartón de no menos de 12 mm.

En esta sección se define como muro frontal a los muros exteriores del edificio perpendiculares a la cumbrera y como muros laterales, a los muros exteriores del edificio paralelos a la cumbrera. Para definir la fuerza de la acción y los requerimientos de arriostramiento, el ático debe ser considerado como un piso adicional, cuando la pendiente del techo es mayor que 50%.

E.13.2. Longitud de muros arriostrados

El largo requerido de los muros laterales y frontales debe ser determinado por cálculo.

Los anclajes de tracción de muros arriostrados deben cumplir con la sección E.11.5. La razón de forma entre la altura y el ancho de los muros arriostrados del tipo I debe ser limitada a 3,5:1. La razón de aspecto(relación de altura a ancho) del recubrimiento en toda la altura en los muros arriostrados del tipo II debe ser limitada a 2:1.

Los paneles de base madera o las planchas de acero estructurales deben cumplir con la sección E.11.2, excepto en regiones donde la velocidad básica del viento excede de 180 km/hr, en donde los paneles de tipo madera deben ir fijados a la estructura a no más de 600 mm en el centro de las placas y deben ser de por lo menos 15 mm de espesor.

E.13.3. Conexiones de muros en áreas de vientos extremos

E.13.3.1. Generalidades

En zonas de vientos extremos los muros deben ser conectados como se indica en esta sección, para asegurar un esquema de cargas continuas para transferir los cortes y la fuerza de tracción desde los pisos, montantes y estructura de techo hacia la fundación.

E13.3.2. Conexiones de tracción entre muros

Los montantes exteriores del piso superior en un edificio de dos niveles, deben ser conectados en línea con los montantes del muro portante inferior y en línea entre los montantes con conexiones capaces de resistir las cargas de tracciones que resulten del cálculo y no menores de lo que prescribe la Tabla E.13.5. Alternativamente, se puede emplear una cinta de acero de 32 mm de ancho y 0,84 mm de espesor, fijada con tornillos número 8 y conectada a cada montante, como se requiere en la Tabla E.13.6.

E.13.3.3. Conexiones de tracción en dinteles

E.13.3.3.1. Edificios de un solo nivel o el último piso

Deben instalarse conexiones de tracción en los cabios y cabriadas del techo que se apoyan en dinteles, empleando conectores capaces de resistir las cargas de tracción de la Tabla E.13.7.

Se deben instalar conexiones de tracción causada por la succión de viento en el techo para fijar el dintel a los montantes de dintel (ver Figura E.7.2) con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción, no menores a las especificadas en la Tabla E.13.7, multiplicando por la la mitad del número de cabios o cabriadas que han sido reemplazadas en el tramo del dintel. Se deben proveer cintas de acero adicionales de no menos de 32 x 0,84 mm para fijar los cabios a los montantes principales que están en línea con los montantes del piso inferior de acuerdo con la Tabla E.13.7.

Las conexiones de tracción deben ser previstas para fijar los montantes a la fundación, con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción admisible de la Tabla E.13.7, donde la fuerza es la propia del montante y en caso de existir dinteles se agrega la mitad de la suma de las fuerzas soportadas por dicho dintel. Como una alternativa se puede emplear una cinta de acero de mínimo 32 mm por 0,84 mm de espesor instalada con tornillos número 8 mínimo a cada montante, tal como se requiere en la Tabla E.13.6.

E.13.3.3.2. Piso inferior de un edificio de dos plantas

Se deben proveer conexiones de tracción para fijar montantes de muros exteriores en el piso superior de un edificio de dos plantas al dintel que se encuentra en el piso inferior, con conexiones capaces de resistir las cargas de tracción especificadas en la Tabla E.13.5.

Se deben instalar conexiones de tracción para fijar el dintel a los montantes de dintel con conectores capaces de resistir las fuerzas de tracción especificadas en la Tabla E.13.5, multiplicada esta fuerza por la mitad de los miembros eestructurales que han sido desplazados por el dintel. Una cinta de acero adicional debe ser provista para fijar los montantes del muro exterior a los montantes principales del piso superior, de manera de proveer un apoyo en línea de acuerdo con la Tabla E.13.5.

Se deben proveer conexiones de tracción para fijar los montantes de dintel a la fundación, con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción de la Tabla E.13.5, multiplicada por la mitad del número de miembros estructurales que han sido desplazados en el tramo.

Como alternativa a los conectores requeridos anteriormente, puede ser empleada una cinta de acero de mínimo 32 mm por 0,84 mm, que se conecta a cada montante con tornillos número 8, tal como se requiere en la Tabla 13.6.

E.13.3.4. Conexión de la solera inferior a la fundación

La solera inferior de muros exteriores puede ser conectada a una solera de madera tal como se muestra en la Figura E.2.4. La solera exterior debe conectarse con placas de acero distanciadas a no más de 60 cm entre centros y fijada con 4 tornillos número 8 y clavos. La solera inferior de muros arriostrados interiores, debe conectarse a los pisos o fundaciones tal como se requiere en la sección C2.

La solera inferior debe ser conectada a la fundación del muro con pernos de ½ pulgada, anclados por lo menos 380 mm en fundaciones de mampostería o 180 mm en hormigón. Los pernos de anclaje deben quedar espaciados como máximo 90 cm entre centros, con las siguientes excepciones:

1. Los pernos de anclaje que estén dentro de los 2,40 m del extremo de muros arriostrados, en una región de un viento básico de 200 km/hr o mayor, deben estar espaciados a un máximo de 60 cm entre centros.

Tabla E.13.5. Capacidad de succión requerida en uniones entre muros

		Velocidad de viento (Km/h)		
EXPOSICION A/B		210		
EXPOSICION C		177	190	210
Espaciamiento de montantes	Luz de techo (m)	Capacidad requerida (KN)		
40 cm	7,2	0,93	1,61	1,79
	10	1,29	1,83	2,41
	12	1,67	2,32	3,02
60 cm	7,2	1,40	2,42	2,68
	10	1,93	2,74	3,62
	12	2,50	3,48	4,54

Ver notas Generales.
Las capacidades son resistencias al límite.

Tabla E.13.6. Conexión de succión requerida en unión entre muros

		Velocidad básica del viento (Km/h)		
Tipo A/B		200		
Tipo C		180	190	200
Espaciamiento de montantes	Luz de techo (m)	Número de tornillos N° 8 requeridos en extremos de cinta de 38 x 0,84 mm		
40 cm	8	2	2	2
	10	2	2	3
	12	2	3	4
60 cm	8	2	3	4
	10	3	4	5
	12	4	5	7

Ver notas Generales.

Tabla E.13.7. Capacidad de succión requerida en uniones entre cabios y muro

		Velocidad básica del viento (Km/h)		
Exposición Tipo A/B**		200		
Exposición Tipo C**		180	190	210
Espaciamiento de montantes	Luz de techo (m)	Capacidad requerida de conexión (KN)		
40 cm	8	1,40	1,80	2,30
	10	1,70	2,30	3,10
	12	2,10	2,80	3,50
60 cm	8	2,10	2,70	3,40
	10	2,60	3,45	4,66
	12	3,20	4,20	5,30

Ver notas Generales.
Las capacidades son resistencias al límite.

2. Los pernos de anclaje ubicados en muros exteriores arriostrados, en donde los tornillos de fijación están colocados a menos de 150 mm entre centros, deben ser espaciados en un máximo de 45 cm entre centros.

3. Se debe colocar un perno de anclaje a no más 30 cm de las esquinas del edifico o de la terminación de las soleras exteriores.

E.14 DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS

E.14.1. Generalidades

En las secciones anteriores se han especificado los aspectos constructivos de los muros en cuanto a su disposición dentro del conjunto de elementos del sistema, para cumplir con las condiciones de resistencia adecuada a los sismos y a los vientos fuertes. En cuanto a la verificación del cálculo que debe realizarse en el diseño definitivo, hay que destacar que este tipo de construcciones no están cubiertas por las disposiciones generales de las normas sísmicas de los edificios de acero, como las Seismic Previsions 2005 del AISC (2), que corresponden solo a determinados tipos de estructuras de acero de edificios, en general en altura y cuyos criterios no es posible aplicar en las estructuras del Steel Framing. En las construcciones del Steel Framing prevalece el criterio de resistir las cargas gravitatorias por múltiples montantes similares separados en general en 40 cm o 60 cm, los que a su vez van revestidos por ambas caras por placas del tipo madera o de yesocartón. No se emplean en este caso las estructuras principales de vigas, columnas y/o pórticos principales que caracterizan a los edificios de acero tradicionales, por lo cual tampoco es posible contar con estos esqueletos de alta resistencia para resistir las acciones laterales por efecto de los sismos y los vientos. Los elementos que forman la barrera resistente lateral de la construcción son las placas de revestimiento que poseen una apreciable resistencia y rigidez en su plano y generan un sistema estructural laminar de placas que tienen capacidad de resistir fuerzas laterales de sismo y viento.

Sin embargo, existen casos en los cuales las resistencias y/o rigideces de estas placas requieren de refuerzos, en los cuales se emplean arriostramientos de cintas de acero en forma de cruz de San Andrés detrás de los paneles y fijadas a los montantes y soleras. Estos arriostramientos ofrecen una segunda barrera de resistencia. convirtiendo la construcción en una de resistencias redundantes, lo cual es una condición conveniente para la eficiencia de la resistencia a los sismos.

Por lo tanto es posible establecer tres alternativas de resistencia a las fuerzas laterales:

- Arriostramiento de las placas de revestimiento
- Arriostramiento por cintas de acero en cruz de San Andrés
- Sistema mixto redundante (placas y cintas)

En este manual se recomienda el empleo del sistema mixto que al ser redundante, es el más adecuado sobre todo en zonas de alta sismicidad.

E.14.2. Arriostramientos de placas de revestimiento

Desde el inicio de la tecnología del Steel Framing, se ha considerado la colaboración de los revestimientos en la estabilidad de estas construcciones. El AISI ha reunido información sobre numerosos ensayos realizados con estos materiales y existen publicaciones de estas experiencias, de las cuales es posible extraer información sobre la resistencia a la rotura de estas placas y su rigidez en su plano. En todos estos estudios ha quedado probado que la resistencia de estos paneles depende principalmente de la disposición de los tornillos de fijación de las placas a los montantes y a las soleras, tanto en el borde como en el interior de las placas. En general y tal como se observa en los ejemplos de fijaciones detalladas en este Manual, predomina la fijación de tornillos a 15 cm en los bordes y de 30 cm en el interior. La falla de las placas se define por roturas locales en ellas, en los puntos en que se hallan los tornillos de fijación. De allí que si se desea aumentar la rigidez y resistencia de las placas, es conveniente emplear mayor cantidad de tornillos. El criterio de diseño de estas placas, al no ser realmente perfectamente elásticas y carecer de una ductilidad como la del acero, su valor admisible de resistencia se define con un coeficiente de seguridad de 2,5 respecto del valor de rotura. Por lo anterior, en estas construcciones debe descartarse el cálculo sísmico con ductilidades, en el cual se reducen arbitrariamente las fuerzas sísmicas por la propiedad de ductilidad del acero con coeficientes de reducción R de entre 3 y 8, que en este caso no son aplicables.

E.14.3. Cálculo sismorresistente

A la fecha de la primera edición de este Manual (2005) no existía una norma internacional que cubre totalmente el problema del diseño sismorresistente de este tipo de estructuras. En la ASCE 7 (46), que actualmente es la norma directriz en los EE.UU., el tema solo abarca el caso de edificios de dos plantas y con referencias al Standard AISI Lateral Design 2004 (8), que trata el tema. Esta publicación entrega

datos de resistencias de los revestimientos de yeso, terciado laminado y OSB, así como algunas recomendaciones de diseño. Las rigideces se pueden consultar en la Especificación AISI 2001 (3,38), por lo cual es posible verificar las respuestas de este tipo de estructuras empleando criterios aceptados de diseño estructural.

En el Anexo X3 se entrega, a manera de sugerencia, una metodología de cálculo basado en criterios aceptados de ingeniería estructural, que pueden ser empleados para verificación sismorresistente. Se destaca que en estos casos es posible lograr, para este tipo de construcciones muy livianas, aceptables resistencias a los sismos sin recurrir al empleo de los coeficientes de reducción R de las fuerzas sísmicas. Por lo tanto, en estas condiciones, la resistencia a los terremotos de estas construcciones de Steel Framing ofrecen respuestas sismorresistentes óptimas con amplios márgenes de seguridad contra fallas y colapso.

En el Standard AISI S213 (61), que es complementario de la norma AISI 2007 se incluyen normativas de calculo sísmico de estructuras de Steel Framing de Estados Unidos de Norteamérica y de Canadá, ambos países como gestores de la Norma Norteamericana (USA, México y Canadá). Ambas especificaciones difieren entre sí y en general en su edición en 2007 anuncian que se están realizando estudios para perfeccionar estas normativas. En todo caso es destacable que en la versión canadiense del cálculo sísmico existe la tendencia de asumir en este tipo de estructuras respuestas del tipo elástico, con un coeficiente de reducción de la fuerza sísmica de R = 1, es decir sin asumir respuestas dúctiles que requieran de deformaciones plásticas de los componentes estructurales resistentes al sismo.

Por lo tanto el criterio de la versión canadiense viene a ser similar al criterio recomendado en este Manual en el Anexo X3.



CAPÍTULO F

Estructuración de los techos

F.1 CONSTRUCCIÓN DE TECHOS

La estructuración de los techos de este tipo de viviendas a dos aguas, con pendientes de entre 25 y 100%, se realiza por medio de cabios que se instalan alineados con los montantes de los muros que soportan al techo. Al nivel del cielo-raso se instalan viguetas horizontales que se unen en sus extremos a los cabios. Como alternativa se pueden emplear cabriadas de techo sujetas a los requerimientos de la sección F.5.

F.2 VIGUETAS DE CIELO

F.2.1. Tamaños de las viguetas de cielo

Las viguetas de cielo deben tener el tamaño y espesor que resulte de su cálculo estructural. Al determinarse el tamaño de las viguetas de cielo debe tenerse en cuenta el apoyo lateral del ala superior de las mismas. Pueden ser sin arriostramiento o con riostras en la luz media o arriostrados en un tercio de la luz de acuerdo con la sección F.2.4. En la verificación del cálculo deben tenerse en cuenta estas riostras a los efectos de la torsión y volcamiento lateral con las cargas que afectan a estas viguetas (Caso de sobrecargas del ático).

Cuando las viguetas son continuas sobre apoyos interiores, éstos deben estar ubicados a menos de 60 cm de la luz media de la vigueta de cielo y deben ser verificadas como vigas continuas.

Las viguetas de cielo deben tener apoyos de un largo de no menos de 38 mm y deben estar conectados a los cabios de acuerdo con la Figura F.2.2 y F.2.3 y la Tabla F.2.9.

Cuando el ático es un espacio utilizable, las viguetas de cielo deben diseñarse de acuerdo con lo indicado en el Capítulo D.

F.2.2. Atiesadores de apoyo

Si el cálculo lo requiere, deben instalarse atiesadores de apoyo en cada soporte de estas viguetas en forma similar a lo especificado en el capítulo D.

F.2.3. Arriostramiento del ala inferior de viguetas de cielo

Las alas inferiores de las viguetas de cielo deben ser arriostradas lateralmente por la instalación de revestimientos de yeso-cartón o cintas de acero continuas, en posición perpendicular a las viguetas de cielo y tal como se indica a continuación:

1. Las placas de yeso-cartón deben ser fijadas con tornillos número 6 de acuerdo con la Tabla F.2.10.

2. Las cintas de acero deben ser de por los menos 38mm por 0,84 mm e instaladas a una distancia no mayor de 1,2 m entre sí. Las cintas deben ser fijadas al ala inferior de cada vigueta con un tornillo número 8 y deben ser fijadas a un bloqueador con dos tornillos número 8. Los bloqueadores son trozos de perfiles C o U instalados en los ejes de las cintas, entre viguetas, con una separación máxima de 3,60 m entre ellos, medida a lo largo de la citada cinta continua instalada perpendicularmente a las viguetas. En los extremos de las cintas también deben instalarse bloqueadores.

F.2.4. Arriostramiento del ala superior de las viguetas de cielo

Las alas superiores de las viguetas de cielo deben ser fijadas o arriostradas lateralmente tal como se indica en el punto F.2.1 y con los siguientes perfiles mínimos:

1. Perfiles C, no menos de 0,84 mm de espesor.

2. Perfiles solera, no menos de 0,84 mm de espesor.

3. Cinta de acero, no menos de 38 mm x 0,84 mm.

Los arriostramientos laterales deben ser instalados perpendicularmente a la ubicación de las viguetas de cielo y fijadas en el ala superior en cada vigueta con un tornillo número 8. En el caso de arriostramientos de cintas deben instalarse perfiles bloqueadores en los extremos de cada cinta y entre los extremos bloquedores espaciados en no más de 3,60 m. Las cintas deben fijarse a los bloqueadores con dos tornillos número 8.

F.2.5. Empalme de viguetas de cielo

El empalme de las viguetas de cielo es permitido siempre que esas uniones estén soportadas en puntos de apoyo interiores y sea construido de acuerdo con la Figura F.2.4. La cantidad de tornillos en cada lado del empalme debe ser la misma que la requerida en la unión de la conexión que se muestra en la Tabla F.2.9. Estos empalmes no convierten a la vigueta en continua y deben estar apoyados en otros elementos estructurales de soporte, tales como muros o montantes.

F.3
CABIOS DE TECHO

F.3.1. Dimensiones de los cabios

Los cabios de techo de perfiles tipo C con pestaña (tipo vigas), deben tener dimensiones y espesor determinados de acuerdo con el diseño estructural de los mismos, en función de la luz horizontal proyectada del cabio. Para la determinación de las dimensiones de los cabios, se permite reducir las luces de los mismos cuando se instala un puntal de apoyo en el cabio de acuerdo con el punto F.3.2. La luz reducida del cabio que se debe tomar en cuenta es la mayor de las distancias desde la conexión del puntal hasta la cumbrera o hasta el muro interior de apoyo, medido horizontalmente.

Los cabios deben ser verificados para soportar las cargas de los pesos propios del techo y la nieve. Para el caso del viento, se considerarán las dos posibilidades de presión y de succión sobre el techo. En este último caso, deberán verificarse los perfiles de acuerdo a lo que establece la cláusula C.3.1.3 de la norma AISI 2001.

F.3.1.1. Voladizo de alero

Los cabios pueden tener un voladizo de 60cm en proyección horizontal en los aleros de los muros exteriores.

F.3.2. Puntal de apoyo de cabios

Para acortar las luces de los cabios es posible colocar un puntal de apoyo, tal como se muestra en la Figura F.2.1 y que debe cumplir con las siguientes condiciones:

1. Debe ser un perfil de tipo C de un largo máximo de 2,40 m

2. Debe instalarse con una pendiente mínima de 45 grados respecto de la horizontal

3. Debe ser conectado al cabio y a la vigueta de cielo por no menos de cuatro tornillos número 10 en cada extremo o lo que indique el cálculo estructural

4. La conexión entre el puntal y la vigueta de cielo debe estar a menos de 150 mm de un muro portante interior

5. Cada uno de los puntales de cabios que tenga más de 1,20 m de largo debe ser arriostrado lateralmente con un perfil adecuado, de tal manera que la luz del soporte lateral del puntal sea menor de 1,20 m. El puntal de apoyo debe ser continuo y conectado al respectivo cabio usando dos tornillos número 8.

F.3.3. Empalme de cabios

Los cabios no deben ser empalmados sin contar con un diseño aprobado. Las uniones de cabios con canales tipo solera deben ser en forma similar a lo que muestra la figura la Figura D.6.1. Salvo que en este caso la pieza de empalme es un perfil tipo U colocado en el exterior del empalme, del espesor que resulte del cálculo y con los tornillos necesarios que garanticen la misma resistencia que la del cabio empalmado.

F.3.4. Conexiones de cabios con viguetas de cielo y cumbrera

Los cabios deben estar conectados a las viguetas de cielo que están en el mismo plano, a fin de constituir una unión firme entre las paredes exteriores y el techo de acuerdo con las Figuras F.2.2 o F.2.3 y la Tabla F.2.10. Los cabios deben estar conectados a la vigueta de la cumbrera con un perfil ángulo conector mínimo de 50 x 50 mm fijado con tornillos número 10 al miembro de la cumbrera y de acuerdo con la Figura F.3.1 y Tabla F.3.3. El ángulo conector debe tener un espesor igual o mayor que el del cabio y una altura algo menor que la del mismo. La vigueta de cumbrera debe ser del tipo cajón fabricada de un perfil tipo C y una sección U tipo solera, los que deben tener un tamaño y un espesor de acero igual o mayor que la de los cabios que se apoyan en ella, tal como se muestra en la Figura F.3.1.

F.3.5. Arriostramiento del ala inferior de los cabios

Las alas inferiores de los cabios deben ser arriostradas lateralmente a una distancia no mayor de 2,40 m medidos a lo largo de los cabios, con los perfiles que se indican a continuación:

1. Un perfil C de 0,84 mm mínimo de espesor.

2. Una sección de solera de al menos 0,84 mm.

3. Una cinta de acero de 38 x 0,84 mm.

Los elementos de arriostramiento pueden estar fijados al ala inferior de cada cabio con un tornillo número 8 y deben estar fijados también a los bloqueadores con dos tornillos número 8. Los bloqueadores deben ser instalados entre los cabios y en línea con el arriostramiento continuo en no más de 3,60 m en línea con las riostras y en sentido perpendicular a los cabios. Los extremos de estos arriostramientos continuos deben ser fijados a un bloqueador extremo o anclado a una parte estable del edificio, con dos tornillos número 8.

F.3.6. Empuje estructural lateral en los apoyos de los cabios

En el diseño estructural de los cabios, en el caso que el diseño no tuviera viguetas de cielo, deberá incluirse la evaluación del empuje lateral sobre los muros exteriores. Deberán incluirse en el diseño elementos estructurales que resistan esos empujes y los trasmitan a muros de apoyo transversales.

F.4 ESTRUCTURACIÓN DE ABERTURAS EN CIELOS Y TECHOS

Las aberturas de cielos y techos deben ser estructuradas con cabezales y viguetas reforzadas de borde. Las viguetas cabezales no deben tener una luz mayor de 1,20 m. Los cabezales y las viguetas de borde deben ser fabricados con perfiles cajón formados por montantes y soleras como se muestra en la Figura F.4.2, teniendo una dimensión mínima y espesor al menos equivalente al de las viguetas de cielo o cabios y deben ser instalados de acuerdo con la Figuras F.4.1 y F.4.2. Cada perfil cabezal debe ser conectado a las viguetas por un mínimo de cuatro perfiles ángulos conectores de 50 mm x 50 mm. Cada ángulo conector debe ser fijado al perfil cabezal y al perfil de borde con cuatro tornillos numero 8, espaciados igualmente y a través de cada ala de dicho ángulo conector. Los ángulos conectores deben tener un espesor no menor al de la vigueta de cielo o cabio. Cada sección de solera de un cabezal compuesto o vigueta de borde tipo cajón debe extenderse en todo el largo del perfil.

F.5 CABRIADAS DE TECHO

F.5.1. Generalidades

En la práctica norteamericana generalmente las cerchas van a la misma distancia modular de 40 cm o 60cm empleado en el sistema. De esa manera es posible instalar directamente sobre los cordones superiores los revestimientos estructurales de la cubierta.

En la práctica latinoamericana es frecuente colocar las cabriadas a distancias entre sí múltiples del módulo adoptado entre montantes, por ejemplo 3 x 0,40 = 1,20 m. En estos casos, si se emplean revestimientos del techo de OSB o laminado terciado, se colocan correas (largueros) a no más de 600 mm entre si y sobre ellas el revestimiento. También existen casos en que en vez de placas del tipo madera el techo sea de planchas de acero galvanizadas del tipo acanalado o trapezoidales. En este caso las correas pueden ir a distancias mayores, generalmente no mayores de 1,50 m. Las luces entre cerchas también pueden ser mucho mayores. Las correas van sobre los nudos de la cabriada.

Las correas para placas de madera son en general los perfiles tipo galera, mientras que para las planchas de acero suelen usarse los perfiles tipo C o Z.

Se observa que en el tema de los techos existen diversas variantes y en el Manual de Arquitectura pueden encontrarse detalles al respecto. El trato de estas diferentes soluciones escapa al objetivo de este Manual.

F.5.2. Cabriadas de perfiles propios del Steel Framing

Aunque es posible adoptar muy variadas soluciones estructurales para las cabriadas, es oportuno mencionar la solución de cabriadas con los mismos perfiles del sistema. En esta modalidad, los cordones son de perfiles canal (del tipo montantes o vigas), mientras que las barras de celosía pueden ser canales, perfiles U o minicanales, según resulte del cálculo.

Para el diseño de estas cabriadas es recomendable emplear el Standard AISI S 214 editado en el año 2007 (62), que trata los distintos detalles de dimensionamiento que deben atenderse y que exceden el alcance de este Manual. Sin embargo es importante destacar que este Standard contempla el caso de las cerchas fabricadas con perfiles canal, en cordones y diagonales que se unen espalda con espalda, por lo cual constituye un diseño con excentricidades en las uniones, lo que obliga a un cálculo estructural no convencional. Por estas razones es conveniente el empleo de este Standard, para cumplir cabalmente con las normativas aplicables.

La Figura F.5.1 muestra dos cabriadas de este tipo, con cordones de perfiles montante, diagonales de canales o minicanales, correas de perfil galera y conexiones de tornillos. La cabriada b), en cambio, lleva cubierta de planchas de acero acanaladas o trapezoidales instaladas sobre correas del tipo canal con pestaña.

F.6 DIAFRAGMA DE TECHO

Los techos se estabilizan en su plano por medio de los diafragmas que forman los revestimientos de paneles estructurales del tipo madera que cumplen con las especificaciones correspondientes de

los mismos y de no menos de 9,5 mm de espesor que deben fijarse a los cabios, a las cabriadas o a las correas de acuerdo a las Tabla F.2.10. Las construcciones de edificios con relaciones de forma en planta mayores de 3:1 y con cabios que tienen una pendiente de 75% o mayor, tienen que tener los cabios y las viguetas de cielo bloqueadas de acuerdo con la Figura F.7.1.

F.6.1. Diafragmas de techo de zonas de alta sismicidad

En zonas de alta sismicidad los diafragmas de techo deben ser construidos con las indicaciones de esta sección.

Los diafragmas de techo deben ser construidos al menos con paneles tipo madera de por lo menos 9,5 m de espesor, con tornillos a no más de 150 mm entre si, colocados en los bordes de los paneles y de 300 mm en el interior de los mismos. Los diafragmas pueden ser construidos en cualquier configuración de paneles con excepción de edificios en la región en zona de diseño sísmico D2, donde se emplea un sistema de techo pesado (conforme a lo definido en este Manual – punto A - 5).

La zona sísmica de categoría D2, donde se emplea un sistema de techo pesado sobre un edificio con una luz mayor de 12 m, el diafragma de techo debe construirse con paneles de multilaminado fenólico de por lo menos 12 mm de espesor sin bloqueo y en cualquier configuración en planta con tornillos a no más de 150 mm entre si en el borde de los paneles y con un máximo de 300 mm de distancia en el interior del panel. Alternativamente se pueden usar revestimientos de OSB de 9,5 mm con tornillos a 150 mm espaciados en los bordes y 300 mm en el interior.

F.6.2. Diafragmas de techos en zonas de fuertes vientos

En zonas de fuertes vientos los diafragmas de techo deben ser construidos con paneles OSB de no menos de 9,5 mm y fijados con tornillos a 150 mm entre si en los bordes y en el interior. Los diafragmas son permitidos sin bloqueo y pueden ser en cualquier configuración de paneles.

F.7 CONEXIONES ESTRUCTURALES EN ZONAS DE FUERTES VIENTOS

F.7.1. Generalidades

En zonas de fuertes vientos las conexiones de la estructura del techo deben ser diseñadas según lo que especifica esta sección, para asegurar la capacidad de transmitir a las fundaciones las fuerzas que originan las cargas de nieve, viento y sismo, en los muros, pisos y techo.

F.7.2. Conexiones de succión de los cabios y cabriadas con los muros

Los cabios de techo y cabriadas deben ser fijadas a los muros de apoyo con conexiones capaces de resistir las cargas de succión que se indican en la Tabla F.7.1, salvo que por el cálculo resulten mayores fuerzas. Como alternativa se permite emplear una cinta de succión de acero de 32 mm de ancho x 0,84 mm de espesor, que conecta el cabio o la cabriada con la estructuración de montantes que se hallan en línea debajo de la estructura del techo. Cada extremo de la cinta debe conectarse con la cantidad mínima de tornillos número 8 que resulte del cálculo.

F.7.3. Conexión de cinta de acero en cumbreras

En las cumbreras de los techos deben instalarse conexiones que transmitan las cargas de tracción en esos puntos. Esas conexiones deben ser capaces de resistir las fuerzas que resulten del cálculo. Como alternativa se pueden instalar cintas de acero conectadas en su extremos con tornillos número 8 en la cantidad que resulte por cálculo.

Tabla F.7.1. Capacidad requerida en KN de unión de succión del cabio con el muro

		Velocidad de viento (Km/h)		
EXPOSICION A/B		210		
EXPOSICION C		177	190	210
Espaciamiento de montantes	Luz de techo (m)	Capacidad requerida (KN)		
40 cm	7,2	1,11	1,52	1,98
	10	1,46	1,94	2,52
	12	1,83	2,50	3,52
60 cm	7,2	1,88	3,05	3,94
	10	3,84	3,88	5,15
	12	3,65	5,00	6,50

Tabla F.3.3. Tornillos N° 10 requeridos en el ala del ángulo conector del cabio con la cumbrera

Ancho de construcción (m)	Número de tornillos			
	Carga de nieve (KN/m²)			
	0 a 1 KN/m²	1 a 1,5 KN/m²	1,5 a 2,4 KN/m²	2,4 a 3,4 KN/m²
	8	2	2	3 4
10	2	3	4	5
12	3	4	5	7

Nota general: Lo indicado en las tablas son valores mínimos recomendados, basados en publicaciones de AISI (5). Sin embargo, deberán emplearse los valores que resulten del cálculo estructural, si fuesen mayores que los valores de estas tablas.

Tabla F.2.9. Tornillos N° 10 requeridos para conexión de vigueta de cielo con cabios

Pendiente del techo	Número de tornillos											
	Ancho de la construcción											
	8m				10m				12m			
	Carga de nieve (KN/m²)											
	1.0	1.5	2.4	3.4	1.0	1.5	2.4	3.4	1.0	1.5	2.4	3.4
25%	5	6	9	11	6	8	11	15	8	9	14	19
33%	4	5	7	9	5	6	9	12	6	7	11	14
50%	3	3	5	6	4	4	6	8	4	5	8	10
75%	2	3	4	5	3	3	5	6	3	4	6	8
100%	2	2	3	4	2	3	4	5	3	4	5	7

Ver nota general.

Tabla F.2.10. Programa de fijación de componentes de techo

Descripción del elemento	Número y tamaño de tornillos	Número y espaciamiento de tornillos
Vigueta de cielo con solera de muro	2 tornillos N° 10	Cada vigueta
Revestimiento con cabio o cabriada	Tornillos N° 8	15 cm en bordes y 30 cm en apoyos interiores 15 cm en aleros frontales
Placa yeso-cartón a vigueta de cielo	Tornillos N° 6	30 cm entre centros
Cabriada con muro portante	2 tornillos N° 10	Cada cabriada
Cabriada frontal a muro frontal	Tornillos N° 10	30 cm entre centros
Cabio con vigueta de cielo y cumbrera	Tornillos N° 10	Ver Tablas F.2.9 y F.3.3

Ver nota general.

Figura F.2.1. Estructuración de techo

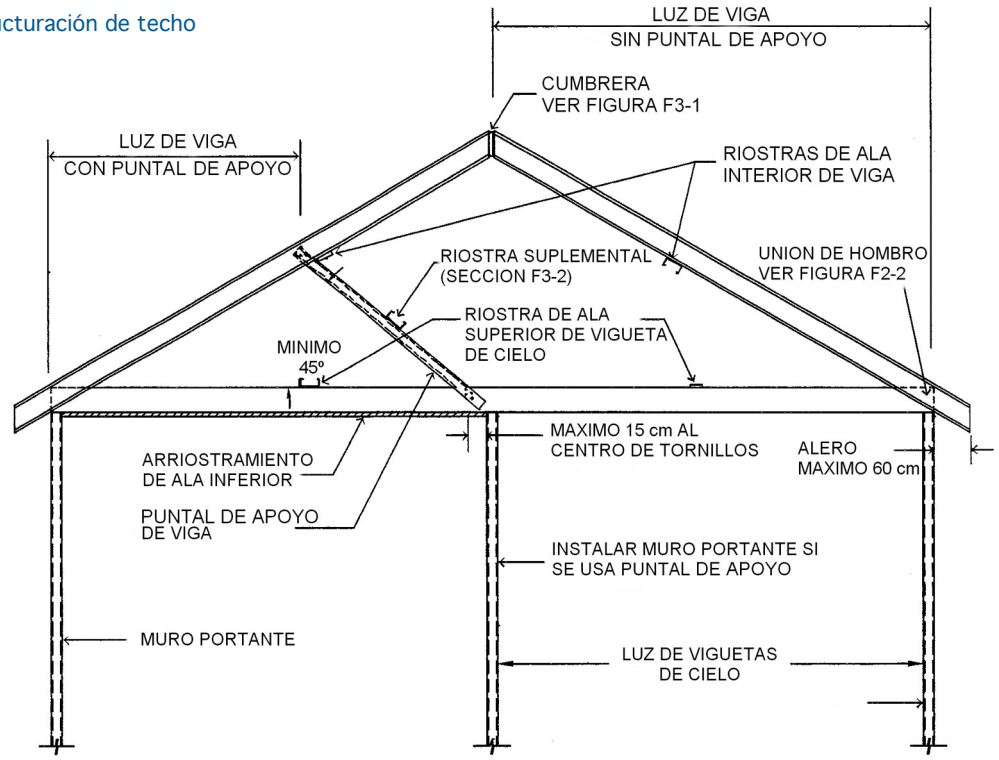


Figura F.2.2. Conexión de hombro

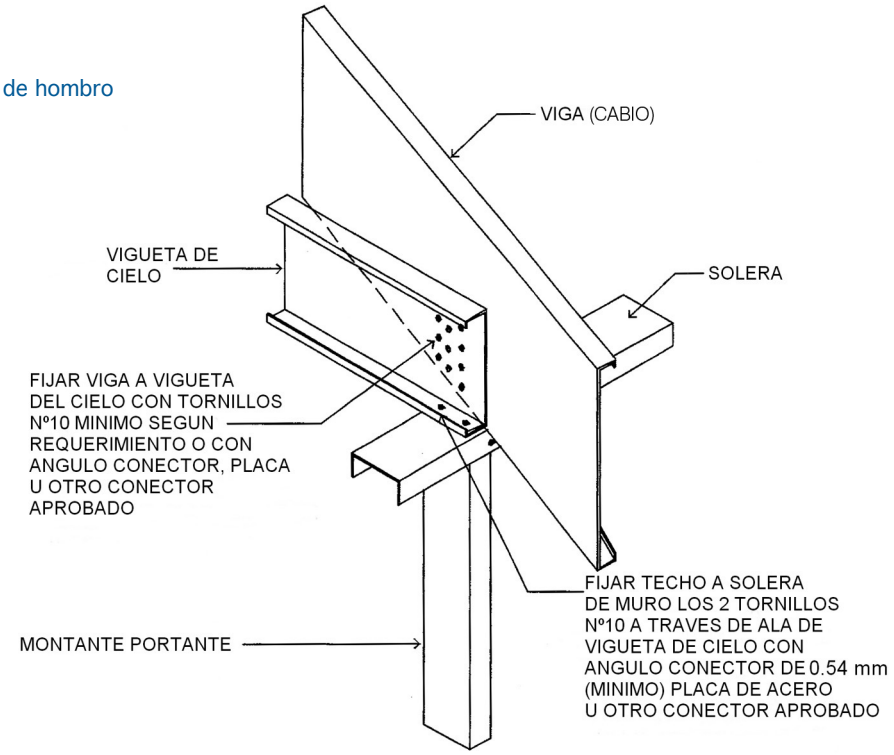
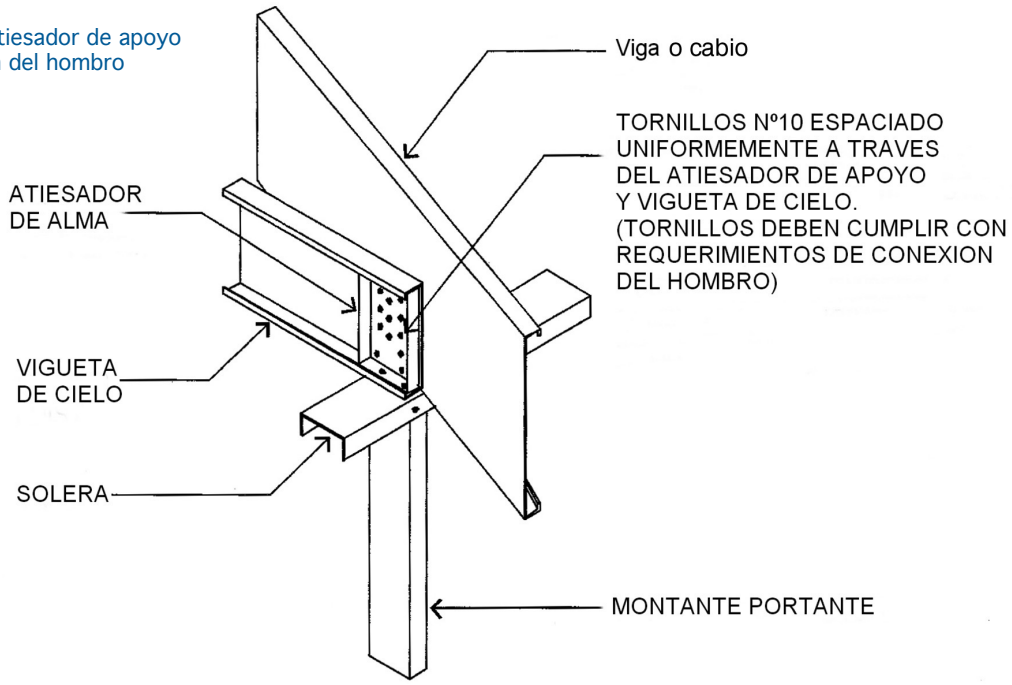


Figura F.2.3. Atiesador de apoyo en la conexión del hombro



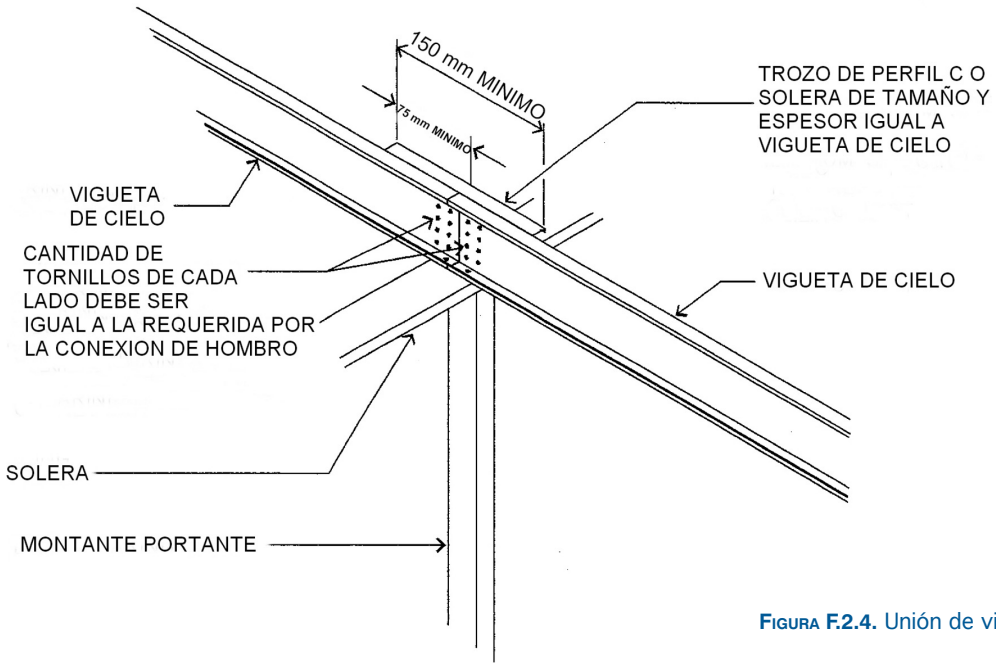


Figura F.2.4. Unión de vigueta de cielo

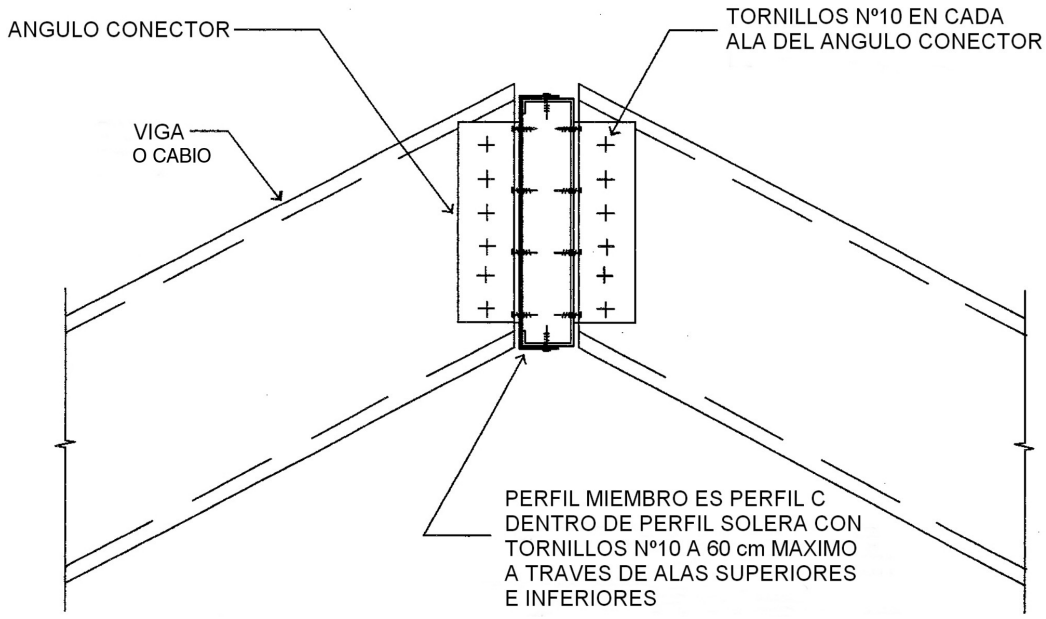
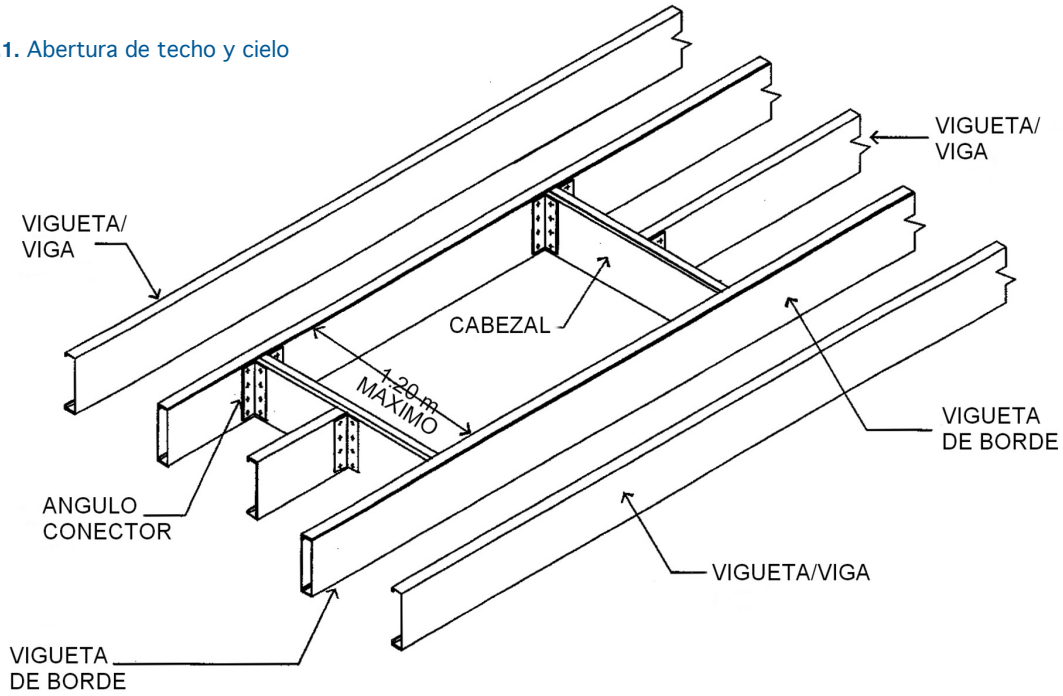


Figura F.3.1. Conexión de cumbrera

Figura F.4.1. Abertura de techo y cielo



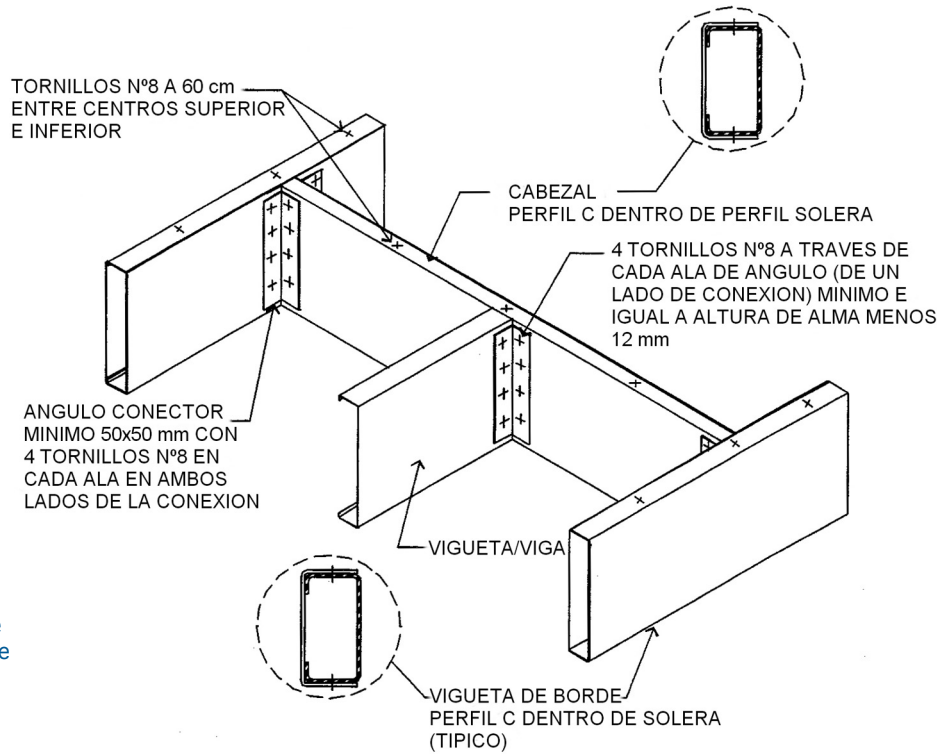
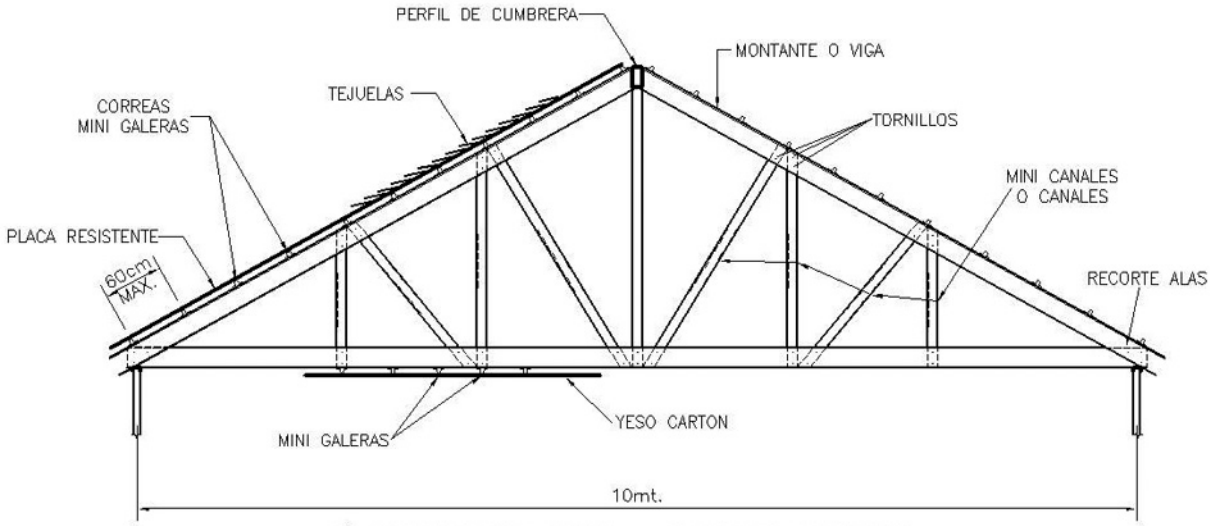
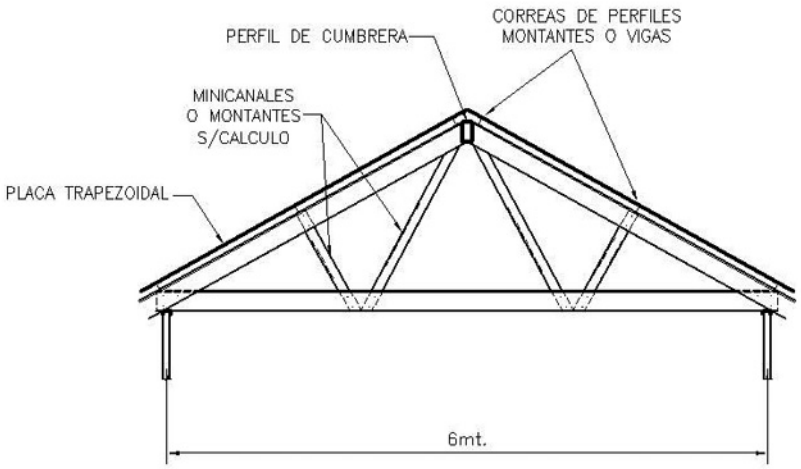


Figura F.4.2. Detalle de cabezal con vigueta de

Figura F.5.1. Ejemplo de cabriadas de techo



a) CABRIADA DE 10mt. – CUBIERTA TEJUELAS



b) CABRIADA DE 6mt. – CUBIERTA PLANCHAS DE ACERO TRAPEZOIDAL

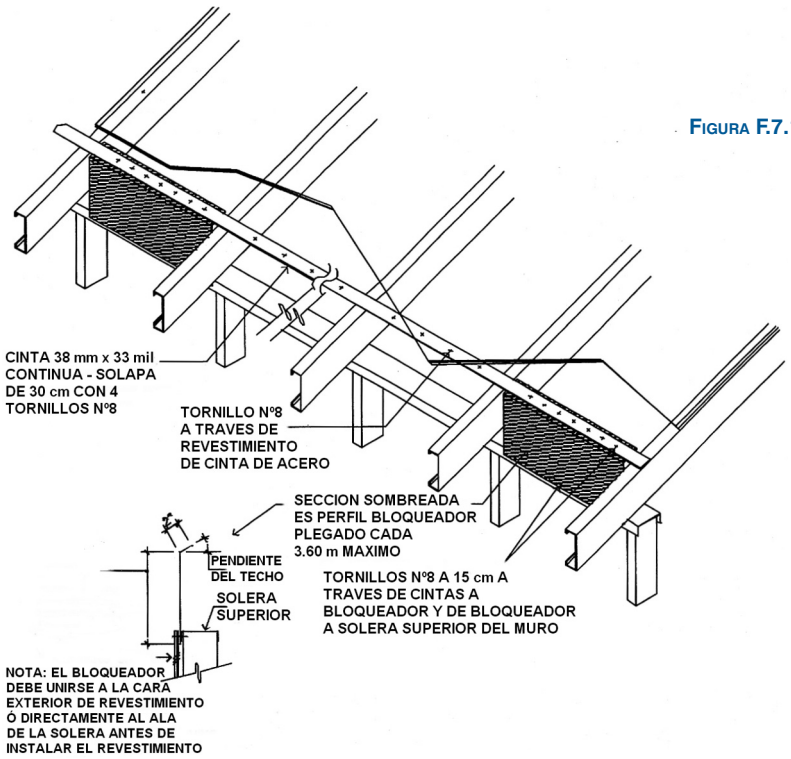


Figura F.7.1. Detalle de bloqueo de techo



CAPÍTULO G

Ejemplos de uso de los auxiliares de diseño

G.1 INTRODUCCIÓN

En este Capítulo se muestra la forma en que se emplean los Auxiliares de Diseño del Capítulo C, aplicables al cálculo estructural de los componentes del sistema Steel Framing.

G.2 GRÁFICOS DE FLEXIÓN DE MONTANTES Y VIGAS

Los Gráficos C.4.3 de montantes a flexión y el C.4.4 de vigas a flexión, permiten el dimensionamiento directo de estos componentes en función de la luz (de 2 a 4 m) y de la carga aplicada en el ala en sentido normal al eje longitudinal del elemento y al eje XX del perfil.

Las condiciones de estos gráficos son las especificadas en el punto C.4.1 del Manual y los que se aclaran en el ANEXO X4. En el caso que no se cumpla alguna de estas condiciones, no son aplicables estos gráficos y debe efectuarse una verificación detallada en un todo de acuerdo con la norma AISI.

Ejemplo de vigueta

Una vigueta de entrepiso de módulo 60 cm entre viguetas, con una luz de 3,10 m debe resistir el peso propio del piso de 0,60 KN/m^2 y sobrecarga de 5,00 KN /m^2. La carga por metro es

$$q = (0,6 + 5,00) \times 0,60 = 3,36 \text{ KN/m}$$

En el Gráfico C.4.4, para la luz de 3,10 m, la viga V3 (C 200.50.15.1,6) satisface esta condición, con una capacidad admisible de 3,40 K /m.

Nota aclaratoria. Esta capacidad se obtiene si se cumple con las condiciones citadas y que el revestimiento del piso garantice que resiste la torsión generada por la excentricidad de la carga respecto del centro de corte del perfil C. Además, para vigas que tienen una luz de 3,60 m o más, deben instalarse riostras al centro, tal como se especifica en el artículo D.5.2 del Manual.

En las vigas en las cuales el ala comprimida no esté arriostrada lateralmente en todo su largo, la resistencia se reduce hasta en un 60% de acuerdo con lo que establece la norma AISI 2001 y tal como se muestra en el anexo X4.

G.3 GRÁFICOS DE COMPRESIÓN ADMISIBLE

Los Gráficos C.4.5 del Manual corresponden a las compresiones admisibles de montantes y vigas, con riostras al medio o al tercio de la luz, para luces de 0 m a 4 m. Tal como se explica en el texto del Manual, estas riostras bloqueadoras aseguran que las alas de los perfiles montantes o vigas no se muevan lateralmente cuando son solicitadas por compresión. Debido a esto, las luces de pandeo respecto del eje menor de los montantes y vigas quedan definidas por las distancias entre las riostras.

Se reitera que en este Manual no se considera el caso de arriostramiento lateral de montantes por el revestimiento, alternativa que pueden emplear los usuarios si desean lograr economías en el diseño, ya que está autorizada por la norma AISI. Hemos preferido la mayor seguridad al no considerar esta alternativa.

Ejemplo de un montante

Un montante de 2,40 m de altura y con riostra al centro debe soportar una carga de compresión de 12,2 KN. En el Gráfico C.4.5.1 correspondiente a montantes con riostras al H/2 para la luz de 2,40 m, se observa que ambos montantes M2 y M3 resisten 12,9 KN y satisfacen esa capacidad, por lo cual se puede emplear cualquiera de los dos.

G.4 GRÁFICOS DE RESISTENCIA COMBINADA DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

El caso de los montantes del sistema es el más importante, ya que los montantes son los que resisten los cargas gravitacionales del techo, el peso de las paredes, de los pisos, las sobrecargas de uso del edificio y la flexión producida por la presión del viento. En el Manual se ha optado por entregar gráficos con los cuales es posible atender cualquier combinación de presión de viento y carga de compresión dentro de los límites de las capacidades de los respectivos perfiles.

Ejemplo

Sea un montante de 2,70 m de luz que debe resistir una carga de 8,8 KN cuando actúa un viento que genera una carga de viento de 0,35 KN/m.

La solución está en ubicar en los gráficos de la sección C.5 del Capítulo C, el montante que satisface este par de valores, en los gráficos de cargas eventuales (33% mayor tensiones admisibles por ser un caso eventual).

Entrando por la correspondiente curva de luz de 2,70 m, se encuentra por tanteos que el montante M.3 (100 x 35 x 12 x 1), con riostras a H/2, satisface estos valores en el Gráfico M.3.2. En el Gráfico M.3.4 del mismo perfil, con riostras a 1/3 de la luz, se observa una capacidad aumentada, siendo los valores admisibles ya sea una compresión de 10,5 KN para carga de viento de 0,35 KN/m o una compresión de 8,8 KN para una carga de viento de 0,43 KN /m.



Anexos

ANEXO X.1
SELECCIÓN DE PERFILES DEL SISTEMA

X.1.1. Introducción

El objetivo de este Anexo es describir como es posible proporcionar las pestañas y las alas de los perfiles del Steel Framing para evitar los pandeos locales en esos elementos.

Los perfiles de acero delgados, como los que se emplean en los entramados del Steel Framing tienen posibilidades de sufrir pandeos locales si las dimensiones de los anchos de las alas y pestañas sobrepasan ciertos valores. Los pandeos locales, conforme a la actual norma AISI representan pérdidas de eficiencia de los perfiles, ya que si se sobrepasan ciertos valores críticos de ancho/espesor, partes del ala se consideran no colaborantes, por lo cual el area del perfil se reduce a un valor que se denomina area efectiva o módulo resistente efectivo, menores que los de la sección bruta.

De acuerdo a esto, es conveniente que los perfiles que se adopten tenga sus valores efectivos lo más próximos a los valores brutos. Siendo el perfil montante el perfil que soporta mayores compresiones, a la vez que flexiones por viento, en este anexo se describe el método empleado para seleccionar estos montantes con la condición que en las alas y en las pestañas no existan peligros de pandeo local. Para flexión se verificará si existe pandeo en el alma, mientras que en las almas es imposible lograr evitar el pandeo local para el caso de la compresión. Algunos fabricantes diseñan las almas con uno o dos pliegues longitudinales en las almas con lo cual se logran mayores áreas efectivas para esos montantes para el caso de la compresión.

Nota: *Los números de las fórmulas de este Anexo corresponden a la edición 2001 de la norma AISI (3).*

X.1.2. Verificación pandeo local de elementos componentes en flexión.

A manera de ejemplo se verifica en el perfil M1 de este manual que no existan peligros de pandeo local en el ala y pestaña, para el caso compresión y el de flexión

X.1.2.1. Verificación pandeo local de la pestaña

Dimensiones se las pestañas:

Largo de la pestaña:
D = 1,2 cm

Ancho plano de la pestaña:
w = D – t – r = 1.2 – 0,09 – 0,09 = 1,02 cm

Según el punto B.3.1(a) k = 0,43. Con este valor de k se calcula la tensión crítica de pandeo de acuerdo a la Ec. B.2.1.5. Considerando μ = 0,3, E = 20700 kN/cm² y,

$$\frac{t}{w} = \frac{0{,}09cm}{1{,}02cm} = 0{,}088$$

la tensión crítica de pandeo es:

$$Fcr = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 = 62{,}6\,kN/cm^2 \qquad \left(6{,}26\,tf/cm^2\right)$$

Luego, evaluando la Ec. B.2.1.4 para f = Fy = 23 kN/cm² (2.3 tf/cm²)

$$\lambda = \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 0{,}606 \le 0{,}673 \Rightarrow \text{ no hay pandeo local}$$

Según Eq. B.2.1.1 **no hay reducción por pandeo local.**

X.1.2.2. Verificación pandeo local del ala

Dimensiones del ala:
Ancho: B = 3,5 cm (=b_o)
Espesor: t = 0,09 cm
Ancho plano: w = B–2t–2r = B–4t = 3,14 cm

La inercia real de la pestaña con respecto a un eje paralelo al ala que pasa por su centro de gravedad(de la pestaña) es:

$$Is = \frac{t\cdot d^3}{12} = 7{,}959\text{x}10^{-3}\,\text{cm}^4$$

Para calcular la inercia adecuada de la pestaña se debe evaluar el siguiente parámetro:

$$S = 1{,}28\sqrt{\frac{E}{f}} = 38{,}4 \qquad \text{(Ec. B4-1)}$$

Evaluado para E = 20.700 kN/cm² (E=2070 tf/cm²) y considerando conservadoramente

f = Fy = 23 kN/cm² (2,3 tf/cm²).

Como w/t = 3,14 cm/0,09 cm = 34,89 > 0,3285 = 12,6

Según B.4.2 se debe calcular la inercia adecuada de la pestaña de borde para que el ala se comporte como elemento atiesado de acuerdo a la Ec. B.4.2.10:

$$Ia = \min\left\{\begin{array}{l} 399t^4\left[\frac{w/t}{S} - 0{,}328\right]^3 = 5{,}213x10^{-3}cm^4 \\ t^4\left[115\frac{w/t}{S} + 5\right] = 7{,}183x10^{-3}cm^4 \end{array}\right\} = 5{,}213x10^{-3}cm^4$$

R_I = Is/Ia=1.554>1

Según la ecuación B.4.2.9 se debe utilizar R_I = 1

De acuerdo a la Tabla B.4.2, como 0,25 < D/w = 0,38 ≤ 0,8 ⇒ k se debe calcular como:

$$k = \left(4{,}82 - 5\frac{D}{w}\right)\cdot R_I^n + 0{,}43 = 3{,}34 < 4 \Rightarrow OK$$

Con este valor de k se calcula la tensión crítica de pandeo de acuerdo a la Ec. B2.1-5

$$Fcr = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 = 51{,}3\,kN/cm^2 \quad \left(5{,}13\,tf/cm^2\right)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 0{,}669 \le 0{,}673 \Rightarrow b = w$$

Como w/t > 0,328S

b_1 = b/2 R_I = b/2 (Ec B.4.2.5)

b_2 = b – b_1 = b/2 (Ec B.4.2.6)

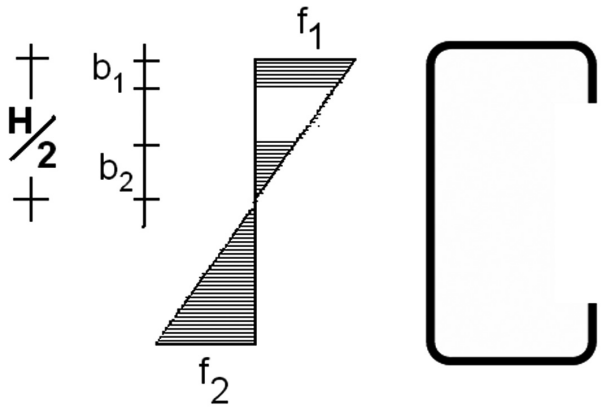
Luego b_1 + b_2 = b/2 + b/2 = b ⇒ **No hay reducción por pandeo local en el ala.**

X.1.2.3 Verificación pandeo local del alma en flexión

Dimensiones del alma

Altura: H = 9,0 cm (= ho)
Espesor: t = 0,09 cm
Ancho plano: w = H–2t–2r = B–4t = 8,64 cm

El alma en flexión se considera como un elemento atiesado sometido a un gradiente de tensiones:



Dado que no hay pandeo local del ala ni de la pestaña de borde se puede considerar f_1 = f_2 (asumiendo como hipótesis que no hay pandeo local del alma).

Luego,

$$\psi = \left|\frac{f_2}{f_1}\right| = 1 \quad \text{(Ec. B.2.3.1)}$$

k = 4+2(1+ψ)3 + 2(1+ψ) = 24 (Ec. B.2.3.2)

Con este valor de k se calcula la tensión crítica de pandeo de acuerdo a la Ec. B.2.1.5

$$Fcr = k\frac{\pi^2 E}{12\left(1-\mu^2\right)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 = 48{,}7\,kN/cm^2 \quad \left(4{,}87\,tf/cm^2\right)$$

Luego, evaluando la Ec. B.2.1.4 para f = Fy = 23 kN/cm² (2,3 tf/cm²)

$$\lambda = \sqrt{\frac{Fy}{Fcr}} = 0{,}687 > 0{,}673$$

Incorporando este valor en la Ec. B2.1-3 se obtiene:

ρ = (1-0,22/λ)/λ = 0,989

Por lo tanto, el ancho efectivo be es:

b_e = ρw = 8,55 cm

Como h_o/b_o = 2,57 < 4

b_1 = b_e/(3+ψ) = 2,14 cm (Ec. B.2.3.3)

y como ψ > 0,236

b_2 = $b_e/_2$ = 4,27 cm (Ec. B.2.3.4)

Luego, como b_1 + b_2= 6,41 cm > w/2 = 4,32 cm

CONCLUSIÓN toda el alma es efectiva en el caso flexión.

X.1.3. Anchos efectivos en compresión

Las verificaciones anteriores son válidas también para el caso de compresión en el ala y la pestaña. En cambio para el alma, si no se colocan atiesadores longitudinales existirá pandeo local al centro del alma. En los gráficos de capacidad a compresión se ha tenido en cuenta esto. Sin embargo y de acuerdo con la norma AISI, en este caso los anchos efectivos no se calculan con el valor más desfavorable, que es la tensión Fy sino con f = Fn es decir, la tensión Normal Fn aminorada por el efecto del pandeo general de la columna. Por ello cuanto más importante es el pandeo general tanto más efectiva resulta el alma del perfil.

ANEXO X.2
CÁLCULOS DE LOS GRÁFICOS DE DIMENSIONAMIENTO

X.2.1. Introducción

Los gráficos de dimensionamiento del Capítulo C de este Manual tienen por objetivo facilitar el cálculo estructural de los componentes del sistema Steel Framing. Cubren los perfiles que figuran en este Manual y permiten la determinación de las capacidades admisibles de flexión y las de compresión, y además las de combinaciones de flexión y compresión para las luces de 2 hasta 4 metros, para el caso normal así como el eventual con 33% de aumento de tensiones admisibles.

A continuación se muestra la metodología empleada para obtener las resistencias mostradas en los gráficos de dimensionamiento. El profesional que emplee estos auxiliares de cálculo podrá emplear estas mismas expresiones para verificaciones que no estén cubiertas por las tablas, incluso el caso de aceros de distintas características del empleado en este Manual.

Nota: *Las expresiones empleadas son de la norma AISI 2001 (3) y van con el número de referencia de dicha norma.*

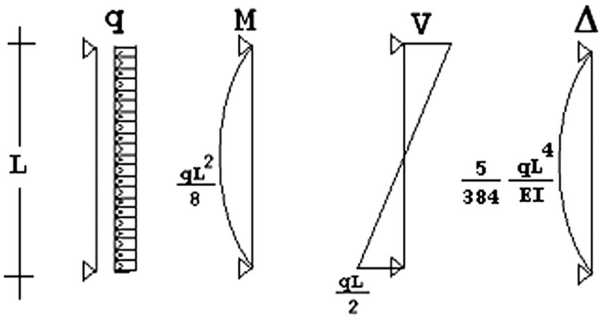
En este Manual se emplea el método ASD (de tensiones admisibles) por las razones dadas en el punto C.2.2 del Capítulo C.

En los gráficos de cargas combinadas se ha adoptado el criterio de aplicar para el caso de viento un aumento general de tensiones admisibles del 33%, de acuerdo con las anteriores ediciones de la norma AISI (3) y la norma de la AISC (1). En la nueva versión (2001) de la norma AISI se especifica que este aumento no debe aplicarse a las cargas muertas (pesos propios). Sin embargo para simplificar estos gráficos de prediseño y dado que los pesos propios de estas estructuras son bajos, se ha optado por el empleo general de dicho aumento del 33% de las tensiones admisibles.

X.2.2. Resistencia a flexión

La carga distribuída considerada viene dada por: qadm = min {$qadm_1$, $qadm_2$, $qadm_3$} en KN/m

donde:
qadm1=8
8 * 0,6 *Fy *Sx/L^2 (Resistencia a flexión)
$qadm_2$ = (384/5) *·EI/(300L^3) (Límite de deformaciones)
$qadm_3$ = 2 *V_{adm}/L (Resistencia a corte)



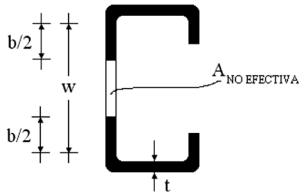
En estos gráficos solo se considera barras simplemente apoyadas. Por ello el caso de corte no es relevante. En caso de vigas continuas estos gráficos no son aplicables. Tampoco se incluye el caso de abollamiento de alma.

X.2.3. Resistencia a compresión

A continuación se expone la obtención de las expresiones para las curvas de cargas admisibles a compresión:

La carga admisible de compresión se expresa como:

$$Padm = \frac{A_e(F_n)\cdot F_n}{\Omega_c}$$ En KN



donde

$A_e(F_n)$ es el área efectiva en función de la tensión F_n.

y Ωc = 1,8

La tensión F_n viene dada por el punto C.4 de la norma AISI. De esta manera,

$$F_n = \begin{cases} \left(0{,}658^{\lambda_c^2}\right)F_y & \text{si } \lambda_c \le 1{,}5 \quad (\text{Ec. C4-2}) \\ \dfrac{0{,}877}{\lambda_c^2}F_y & \text{si } \lambda_c > 1{,}5 \quad (\text{Ec. C4-3}) \end{cases}$$

donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}}$$ (Ec. C.4.4)

La tensión Fe se calcula como el mínimo entre la tensión de pandeo elástico de pandeo por flexión y la tensión de pandeo elástico flexotorsional.

Tensión de pandeo elástico por flexión:

$$F_e^F = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2_{max}}$$ (Ec. C.4.1.1)

Donde $\left(\frac{L}{r}\right)_{max} = \max\left\{\frac{L_x}{r_x}, \frac{L_y}{r_y}\right.$

En este caso $L_y = \begin{cases} L_x/3 & \text{Si el perfil está ariostrado en los tercios de la altura} \\ L_x/2 & \text{Si el perfil está ariostrado a media altura} \end{cases}$

Tensión de pandeo elástico por flexotorsión:

$$F_e^{FT} = \frac{1}{2\beta}\left[(\sigma_{ex}+\sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex}+\sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t}\right] \quad \text{(Ec. C.4.2.1)}$$

Donde

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_x}{r_x}\right)^2} \quad \text{(Ec. C.3.1.2.1.7)}$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2}\left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{K_t L_t^2}\right] \quad \text{(Ec. C.3.1.2.1.9)}$$

(Se usará $L_t = L_y$, $K_t = 0{,}5$)

Luego la tensión Fe se obtiene como:

$F_e = \min \{F_e^F, F_e^{FT}\}$

El área efectiva se calcula como:

$A_e(F_n) = A_{total} - A_{NO\ EFECTIVA}(F_n)$

Del dibujo

$A_{NO\ EFECTIVA}(F_n) = (w\text{-}b/2 \times 2) \cdot t = (w - b) \cdot t$

Donde,

$$b = \begin{cases} w \text{ si } \lambda \le 0{,}673 \text{ (Ec. B.2.1.1)} \\ \rho w \text{ si } \lambda > 0{,}673 \text{ (Ec. B.2.1.2)} \end{cases}$$

con $\rho = (1\text{-}0{,}22\lambda)/\lambda$ (Ec. B.2.1.3)

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_n}{F_{cr}}} \quad \text{(Ec. B2.1-4)}$$

$$F_{cr} = k\frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)}\left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad \text{(Ec. B2.1-5)}$$

X.2.4. Resistencia combinada (flexocompresión)

La especificación AISI 2001 presenta la siguiente ecuación de interacción para perfiles flexocomprimidos:

$$\frac{\Omega_c P}{P_n} + \frac{\Omega_b M_x C_{mx}}{M_{nx}\alpha_x} + \frac{\Omega_b M_y C_{my}}{M_{ny}\alpha_y} = \begin{cases} 1 & \text{Caso normal} \\ 1.33 & \text{Caso eventual} \end{cases} \quad \text{(Ec.C 5.2.1.1)}$$

donde:

$$\alpha_x = 1 - \frac{\Omega_c P}{P_{Ex}} \quad , \quad P_{Ex} = \frac{\pi^2 EI_x}{L_x^2} = \frac{\pi^2 EA_x}{\left(\frac{L_x}{r_x}\right)^2}$$

Dado que los montantes tienen carga entre los extremos no restringidos al giro se considera Cmx=1. Considerando que:

$$M_{adm} = \frac{M_{nx}}{\Omega_c} \quad , \quad P_{adm} = \frac{P_n}{\Omega_c} \quad , My = 0$$

Se tiene:

$$\frac{P}{P_{adm}} + \frac{M}{M_{adm}\alpha_x} = \begin{cases} 1 & \text{Caso normal} \\ 1.33 & \text{Caso eventual} \end{cases}$$

Remplazando M/Madm por q / qadm

$$\frac{P}{P_{adm}} + \frac{q}{q_{adm}\alpha_x} = \begin{cases} 1 & \text{Caso normal} \\ 1.33 & \text{Caso eventual} \end{cases}$$

Despejando q resulta para casos normales

$$q = \begin{cases} q_{adm}\left(1 - \frac{P}{P_{adm}}\right)\left(1 - P\frac{\Omega_c}{\pi^2 EA}\left(\frac{L}{r_x}\right)^2\right) & \text{Caso normal} \\ q_{adm}\left(1.33 - \frac{P}{P_{adm}}\right)\left(1 - P\frac{\Omega_c}{\pi^2 EA}\left(\frac{L}{r_x}\right)^2\right) & \text{Caso eventual} \end{cases}$$

Con estas expresiones es posible calcular la carga lateral de viento q conociendo la carga de compresión P o viceversa conociendo la carga de viento q estimar la carga de compresión admisible para esa condición combinada

Los valores de qadm y Padm se obtienen de los respectivos gráficos de los montantes.

ANEXO X.3
CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE VIVIENDAS DE STEEL FRAMING

X.3.1. Generalidades

El cálculo de estructuras resistentes a los terremotos ya tiene una larga trayectoria, pero recién cuando a fines del siglo 19 se comenzaron a construir edificios de mayor altura, se convirtió en una especialidad de la ingeniería estructural que ha ido progresando en cada uno de los grandes sismos que han sucedido desde entonces. Actualmente (2011), existe una metodología bastante desarrollada que se basa principalmente en evaluar la respuesta vibratoria de la estructura en función del comportamiento esperado del terreno sobre el cual se apoya y del riesgo sísmico de la región geográfica en que se halla y a partir de esos datos, estimar las fuerzas inerciales que se generarán en la estructura si se produce un terremoto.

Es una ciencia que aún tiene muchos ingredientes empíricos, pero con perspectivas de avances importantes en las formas posibles de mitigar los efectos de estas fuerzas inerciales, ya sea por el perfeccionamiento de las estructuras mismas o por la instalación de disipadores y aisladores sísmicos.

En todo caso, hoy en día, la base de referencia son los espectros elásticos de respuesta que definen las fuerzas dinámicas que se generan en las masas que soporta la estructura cuando el suelo se mueve. Esos espectros definen las aceleraciones que se pueden generar en dichas masas, según sea la relación entre el período de vibración de la estructura y la del suelo. La modalidad llamada del cálculo sísmico estático es la aplicable al Steel Framing, donde en función de las aceleraciones esperadas para el período de la estructura, es posible estimar la fuerza que se generará en la estructura, la que debe ser resistida por la misma.

Pero antes de abordar la aplicación de esta técnica al Steel Framing, es necesario mencionar una modalidad que se emplea internacionalmente en las normas de cálculo sísmico y que por razones de economía estructural se permite emplear reducciones en las fuerzas sísmicas, admitiendo que en ciertas partes de la estructura se sobrepasan los límites de fluencia del acero, generando una apreciable disipación de la energía dinámica, en tal proporción que se contrarresta el impacto sísmico, evitando su colapso. Según sea el tipo de estructura, las normas autorizan reducciones entre 3 y hasta 8 veces la fuerza sísmica, siempre que se cumplan determinadas condiciones.

Para emplear este método de reducción de fuerzas por plastificación de partes críticas de la estructura, la parte que aporta esa disipación debe ser de acero o de otro material o dispositivo que tenga capacidad de aportar la suficiente ductilidad a la estructura. No puede ser de un material frágil, que no tenga elasticidad. No pueden emplearse partes que, aunque sean de acero, se pandean ya sea en forma general o localmente, ya que el pandeo de las piezas de acero representa una rotura frágil que excluye la posibilidad de ductilidad. Teniendo en cuenta que las estructuras del SF se forman de perfiles delgados con posibilidades de pandeos locales y generales, surge la duda si es posible aceptar en esos perfiles que se pase a respuestas estructurales inelásticas. De allí que al ser el pandeo una rotura del tipo frágil, la modalidad dúctil de respuesta estructural no debiera autorizarse en estructuras de Steel Framing y no emplearse un factor R mayor que 1. En tal sentido, conviene mencionar que en algunos paises europeos (Rumania y España por ejemplo) (29), es obligatorio emplear un R=1.

Por lo tanto, cuando una estructura no dispone de mecanismos propios para generar esos puntos de plastificación que disipen la energía en forma confiable no debe emplearse el método de las ductilidades y la estructura debe resistir plenamente las fuerzas sísmicas espectrales (R=1), con un adecuado margen de seguridad respecto de la rotura o del pandeo.

Este criterio de excluir la posibilidad del empleo de la ductilidad del acero del cálculo sísmico de las estructuras del Steel Framing en estructuras de hasta tres niveles, ha sido racionalmente justificado en un artículo del autor de este Manual publicado en el Boletín Técnico N° 30 de Alacero de noviembre de 2010, titulado **Resistencia Sísmica de Estructuras de Steel Framing** (Referencia N° 52).

El concepto básico que fundamenta un cálculo sísmico sin recurrir al artificio de las roturas locales (controladas) de la estructura de acero, se justifica básicamente por la exclusiva propiedad de estas construcciones de ser de masas reducidas y de gran rigidez si se instalan adecuados arriostramientos de diagonales en los paneles de los muros, lo que permite que las oscilaciones en un sismo sea de muy alta frecuencia de períodos muy bajos (menores de 0,2 segundos). En esas condiciones, en el caso de movimientos del suelo a causa de un sismo, la estructura es forzada a vibrar en esa alta frecuencia y con desplazamientos laterales de pocos mm, tanto menores cuanto menor es el período propio de la estructura.

La consecuencia estructural es que no representa complicaciones ni una elevación de costos lograr

esa sismorresistencia total, incluidos adecuados márgenes de seguridad, sin el riesgoso empleo de las ductilidades y mayores períodos de oscilación con mayores desplazamientos laterales y roturas a ser reparadas después del terremoto.

En la parte canadiense del **Standard AISI S213 - Lateral Design (2007)** (61) se contempla la posibilidad del cálculo sin uso de la ductilidad (R=1) por lo cual el procedimiento recomendado aquí, estaría avalado por la citada norma norteamericana.

X.3.2. Características sismorresistentes del Steel Framing

El sistema estructural del Steel Framing no posee partes estructurales principales, como es el caso de los edificios que poseen un entramado de vigas y columnas principales o pórticos, que son los que resisten las fuerzas gravitacionales y en el caso del sismo y viento aseguran la estabilidad lateral. El Steel Framing es un conjunto formado por placas resistentes verticales (muros y tabiques), otras horizontales (pisos) y los techos soportados por un entramado de montantes y soleras. Las masas de la construcción se distribuyen en estos planos con la particularidad de que en general son masas reducidas, mucho menores que las de las construcciones tradicionales de mampostería. Estas características le confieren a este sistema constructivo tres ventajas que son las siguientes: las fuerzas sísmicas inerciales son relativamente reducidas, las resistencias de los planos estructurales arriostrados contribuyen eficientemente a la estabilidad del conjunto y a su vez le confieren la ventaja adicional de una relativa alta rigidez, que en este caso es beneficiosa, como se ha explicado en el punto anterior.

El método de diseño sismorresistente preferido es el de contar con la rigidez y resistencia propias de los paneles de muros, pisos y techos, con el agregado de diagonales en forma de cruces de San Andrés de cintas (flejes) de acero en los muros detrás de los revestimientos.

X.3.2.1. Rigideces de los componentes arriostrantes

Los paneles del tipo OSB, o de madera multilaminada (terciados) y los de yeso-cartón son los que se emplean en los revestimientos del Steel Framing. También se emplean revestimientos de planchas de acero delgadas galvanizadas o de zincalum. Estos revestimientos colaboran en la estabilidad y resistencias del conjunto. Para conocer la participación de estos paneles es conveniente evaluar su rigidez en el plano del panel y compararla con la que ofrecen las cruces de cintas tipo riostras que se emplean en el sistema. La comparación de rigideces permite al ingeniero estructural determinar las fuerzas de corte que asume cada uno de los paneles y de este modo verificar si la estructura resiste las fuerzas laterales del sismo (y los vientos).

Es posible evaluar las rigideces de los paneles en base a la Tabla D.4 de la especificación AISI 2001(Ref 3,34), que entrega los siguientes datos (Tabla X.3.2.1):

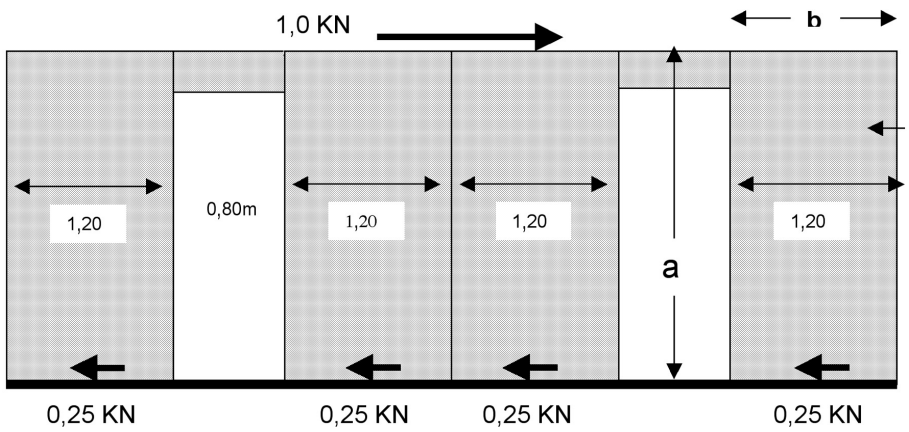
Para poder comparar las rigideces con la de los arriostramientos de cintas de acero, haremos una evaluación de un muro interior del primer nivel de una vivienda de dos plantas de 6,40 m de largo y con dos aberturas de 0,80 cada una y cuatro paneles de 1,20 con una altura de 2,40 m, dos de los cuales llevan riostras en diagonal como se muestra en la Figura X.3.2.1. En este ejemplo será posible verificar, en función de las rigideces respectivas, los porcentajes de la carga horizontal de 1 KN (100 Kg aprox) que serán resistidos por los paneles y por las diagonales de acero. Se tendrán en cuenta solo las deformaciones principales de cada sistema: en los paneles, la deformación por corte en su plano y en las riostras, el alargamiento de las diagonales traccionadas.

El valor de Qo contiene un coeficiente de seguridad de 1,5 (34). En la Figura X.3.2.2, se muestra la curva de deformaciones de un panel de este tipo en

Tabla X.3.2.1

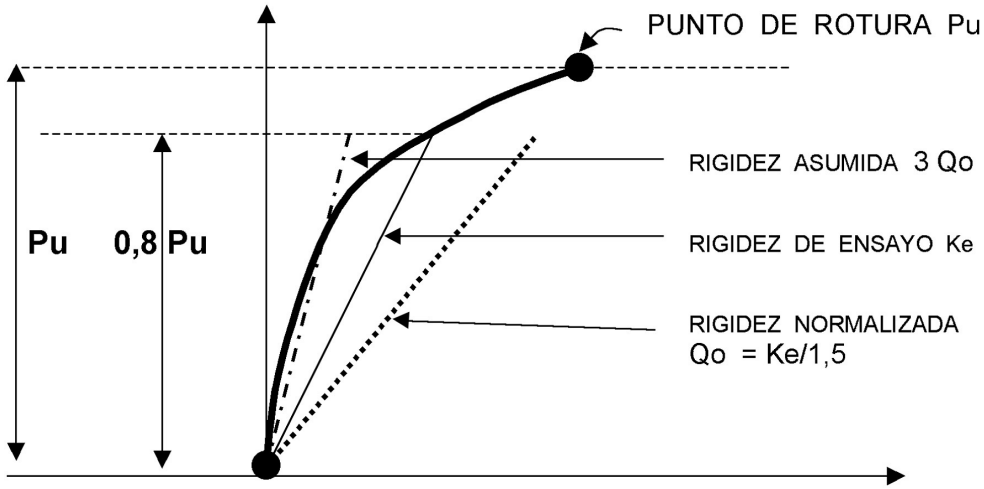
Revestimiento	Qo
Placas de yeso cartón	107,0 KN /pie = 3,51 KN/cm
Placas OSB	53,4 KN /pie = 1,75 KN/cm
Placas de multilaminado	32,0 KN /pie = 1,05 KN/cm
Placas de multilaminado especial	64,1 KN /pie = 2,10 KN/cm

Figura X.3.2.1. Ejemplo de muro interior



NOTA: Para evaluar la colaboración de los paneles de revestimiento en la resistencia lateral al sismo y viento, es conveniente considerar una rigidez mayor de los mismos porque de esta manera se obtienen mayores fuerzas de corte en esos paneles y es posible evaluar el caso más desfavorable para ellos. Es por eso que se estima que corresponde emplear una rigidez de los paneles correspondiente al inicio del diagrama de fuerza deformación, donde la rigidez es máxima.

Figura X.3.2.2. Ensayo de panel



función de una fuerza lateral, de acuerdo con ensayos realizados en EE.UU. donde el panel falla con la carga lateral Pu. Se adoptó la carga 0,8 Pu como definitoria del módulo de deformación lateral y a ese valor se le aplica el citado coeficiente de seguridad de 1,5, con el cual se ha obtenido el valor Qo de la tabla de la norma AISI.

Se observa que la deformación del panel, si bien inicialmente es aproximadamente elástica, a medida que se aumenta la fuerza lateral la rigidez lateral disminuye. La deformación resulta principalmente de la sumatoria de pequeñas deformaciones en los lugares donde se hallan instalados los tornillos de fijación. En la medida que aumentan las fuerzas en esas conexiones, los orificios se deterioran y contribuyen al relajamiento de la rigidez lateral global del panel. Es razonable, entonces, para estimar la rigidez del panel al inicio del proceso, asumir una rigidez bastante mayor que la que entrega el valor de la norma. Si se admite una rigidez del doble de la del ensayo, los valores anteriores hay que multiplicarlos por 2 x 1,5 = 3 veces.

Tabla X.3.2.2. Valores de Qo'

Placas de yeso cartón	3, 51 x 3	=	10, 03	para placas dobles
OSB	1, 75	=	5, 25	
Terciado común	1, 05	=	3, 15	
Terciado especial	2, 10	=	6, 30	

La rigidez de corte $Qo' = (P / b) \times (\Delta / a) = \frac{P \times a}{\Delta \times b}$

Tabla X.3.2.2 de rigideces de corte Qo' corregidas

Con esta expresión es posible determinar la rigidez relativa unitaria de cualquier panel, que en este caso la calcularemos para un corte de 1 KN.

• Paneles de yeso

Cada panel de la Figura X.3.2.1 es sometido a la cuarta parte de la fuerza de 1 KN, es decir 0,25 KN. La deformación resultante es:

$\Delta = (0,25 \times 2,40)/(10,30 \times 1,20) =$ **0,0498 cm/1 KN**
RIGIDEZ UNITARIA
K 1 = 1 / 0,0498 = **20,08 KN / cm**

• Paneles de OSB

$\Delta = (0,25 \times 2,40) / (5,25 \times 1,20) =$ **0,0952 cm / KN**
RIGIDEZ UNITARIA
K2 = 1 / 0,0952 = **10,50 KN / cm**

• Arriostramientos de cintas de acero

En la Figura X.3.2.1, existen dos paneles con riostras cruzadas en ambas caras del panel. Son cuatro riostras en tracción y cuatro en compresión. Actuando la fuerza unitaria de 1 KN en el tope de los paneles cada diagonal resiste 0,25 KN.

Se adopta una cinta de acero de 60 x 0,9 mm = 0,54 cm^2 de área, la que al estirarse genera un desplazamiento lateral de:

$\Delta = 0,0293$ cm
Rigidez unitaria
K3 = 1 / 0,0293 = 34,13 kn / cm

Con estas rigideces es posible distribuir la fuerza lateral en proporción a las rigideces respectivas, para el caso de un muro con placas de yeso y otro con placas de OSB:

Placas de yeso-cartón	Placas de OSB
K1 = 20,08 kn /cm	K2 = 10,50 KN /cm
K3 = 34,13	K3 = 34,13
ΣK = 54,63	ΣK = 44,63

Distribución de los cortes en %

37,5%	23,5%	Placas
62,5%	76,5%	Diagonales

Con estos porcentajes es posible asignar a cada sistema la fuerza que debe resistir.

X.3.2.3. Determinación del periodo de oscilación propio

La evaluación de la fuerza sísmica se efectúa en base al espectro de aceleraciones establecidas en las normas locales. Para este caso se supone que la construcción se halla en Argentina en zona sísmica 4, en un suelo clase II y conforme al **Reglamento INPRES - CIRSOC 103** (41) de ese país, es posible extraer de dicha norma el espectro de aceleración, que en este caso es el mostrado en la Figura X.3.2.3:

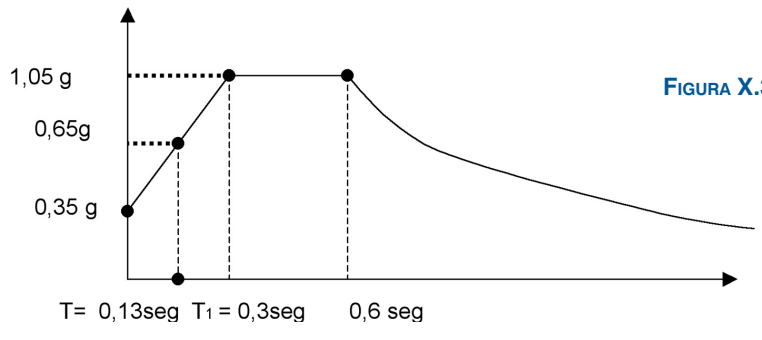


Figura X.3.2.3. Espectro sísmico (ejemplo)

En el caso del ejemplo del muro de la Figura X.3.2.1, es posible determinar el período si se conocen las masas que soporta el muro y su rigidez. Analizaremos los dos casos de revestimientos, determinando el periodo por la formula de Geiger:

$$T = \frac{\sqrt{d}}{5}$$

d es la deformación lateral en cm del muro cargado horizontalmente por una fuerza horizontal, igual al peso de las masas aplicadas.

Se asume que el muro soporta un peso de 2 ton (20 KN)

Muro con paneles de yeso

d = 20 KN / 54,63 = 0,366 cm

T = $\sqrt{0,366}$ / 5 = 0,12 seg

Muro con paneles de OSB

d = 20 KN / 44,63 = 0,448 cm

T = $\sqrt{0,448}$ / 5 = 0,13 seg

X.3.3. Cálculo de la fuerza sísmica

Por simplicidad y del lado seguro, adoptamos el periodo de 0,13 seg para ambos casos. Con este valor vamos a la figura X3.2-3, donde para el período T= 0,13 seg es posible determinar la aceleración A correspondiente:

A = 0,35+(1,05–0,35) T/T1 = 0,35+0,30 = 0,65 g

Con esta aceleración se calcula la fuerza sismica
Ps = 0,65 x 20 KN = 13 KN

Muro con paneles de yeso - cartón

Fuerza en todos los paneles
Hp = 0,375 x 13 KN = 4,875 KN

Fuerza horizontal en las cintas de acero
Ha = 0,625 x 13 = 8,125 KN

Total = 4,875 + 8,125 = 13,00 KN

Muro con paneles de OSB

Fuerza en todos los paneles
Hp = 0,235 x 13 = 3,055 KN

Fuerza horizontal en las cintas de acero
Ha = 0,765 x 13 = 9,945 KN

Total = 3,055 + 9,945 = 13,00 KN

X.3.4. Resistencias de las placas de revestimiento

Las resistencias de los paneles que se emplean en la construcción del Steel Framing deben determinarse por ensayos que se especifican por el AISI. Si no se dispone de ensayos, es posible recurrir a los resultados de ensayos efectuados en EE.UU. en paneles a escala natural y publicados en el **AISI Standard de Lateral Design (8)**, en Tablas C.3.1.2 y C.3.1.3.

De esas tablas reproducimos los valores que estimamos representativos y a los efectos de la aplicación a este ejemplo (Tabla X.3.4):

X.3.5. Verificación de resistencia

X.3.5.1. Muro de paneles de yeso cartón en ambas caras

Largo total de los paneles
L = 2 x 4,80m = 9,60m

Fuerza sísmica en Paneles
Hp = 4,875KN

Fuerza de corte por metro
V = 4,875/9,60 = 0,508 KN/m < 1,76 KN/m *cumple*

Muro de paneles de OSB

Fuerza sísmica
Hp = 3,055KN

Fuerza de corte por metro
V = 3,055/9,60 = 0,318 KN/m < 4,16KN/m *cumple*

NOTA. Se observan fuerzas de corte bajas respecto de las admisibles, lo que en este caso verifi-

Tabla X.3.4. Resistencias nominales de paneles (de un solo lado)

Tipo de panel	Espesor	Tornillos	Resistencia	Nominal	Admisible
Yeso - Cartón	½”	4 – 12”	295 lb/ft	4,39 KN/m	1,76 KN/m
Terciado	15/32”	6 – 12”	780 lb/ft	11,6 KN/m	4,64 KN/m
OSB	7/16”	6 – 12”	700 lb/ft	10,4 KN/m	4,16 KN/m

ca el comportamiento satisfactorio de los paneles, cuando se emplea el sistema mixto de arriostramientos de paneles y cruces de cintas de acero.

X.3.5.2. Verificación de la resistencia de las cintas de acero

Se disponen de un total de 8 diagonales, donde 4 responden en tracción y las otras 4 en compresión, que se pandean levemente y no colaboran en la resistencia.

Cada diagonal recibe una tracción
D = Ha/4 (2,68m / 1,20m) = 0,588Ha

Tensión admisible
Fad = 1,33 x 0,6 x 23 KN /cm^2 = 18,35 KN /cm^2

Las cintas son de 60 x 0,9 mm
A = 0,54 cm^2

Área neta 2 agujeros de 0,6 cm
An = 0,52 - 2 x 0,6 x 0,09 = 0,49 cm^2
f = 4,78 / 0,49 = 9,76 KN/cm^2 OK 18,35

Caso de paneles de yeso
f = 0,588 x 8,125 / 0,49 = 9,62 < 18,35 KN/cm^2 OK

Caso de paneles de OSB
f = 0,588 x 9,945 / 0,49 = 11,93 < 18,35 KN/ cm^2 OK

Todos los componentes tienen tensionesmenores que las admisibles.

X.3.6. Deformaciones laterales

La respuesta de la estructura es del tipo elástico, sobre todo por la contribución de las cintas diagonales. Para una fuerza sísmica lateral de 13KN, las deformaciones laterales son:

Caso paneles de yeso

$$x = \frac{13{,}0\ \text{KN}}{54{,}63\ \text{KN / cm}} = 0{,}238\ \text{cm}$$

Caso de paneles de OSB

$$x = \frac{13{,}0\ \text{KN}}{44{,}63\ \text{KN/ cm}} = 0{,}291\text{cm}$$

En esta verificación llama la atención que se trata de una deformación muy reducida de solo 2,91 mm en el caso del revestimiento del OSB. De todas maneras, la contribución de este resultado es la rigidez que aportan los arriostramientos de cintas de acero. Si se tiene en cuenta que los movimientos sísmicos representan desplazamientos horizontales de varios centímetros, llama la atención que estas estructuras se desplacen solo algunos milímetros. Sin embargo, es posible explicar la causa de estas respuestas de reducidos desplazamientos de las masas si se recurre al procedimiento propuesto en 1956 por el conocido experto Prof. **Housner** (15, 17, 26, 27, 30, 31), de tomar en cuenta la energía cinética que genera el sismo en las masas de la estructura.

X.3.7. Energía cinética en estructuras

Si se aplica el criterio energético propuesto por Housner (30, 31), a estructuras de gran rigidez, representada por períodos muy reducidos, del orden de entre 0,05 y 0,15 segundos, se observa que a medida que decrece el período, la porción de energía que el terremoto le entrega a la estructura se reduce a solo una pequeña fracción de la energía que la estructura debe disipar en el tramo denominado "flexible" del espectro de respuesta. Para comprobarlo, es útil evaluar cual es la energía cinética por una masa unitaria de 1000 kg (1 ton) en los extremos del plateau del espectro que en la Figura X.3.2.3.3 son 0,3 y 0,6 segundos y la aceleración es 1,05 g mientras que para ell muro el período es T = 0,16 seg.

(para el caso OSB) y la aceleración 0,65 g
Masa 1000 kg aprox 10 KN
Velocidades

$V_{0,6}$ = A x T/2π = 1,05 x 9,81 x 0,6 / 2π = 984 m/seg

$V_{0,3}$ = 1,05 x 9,81 x 0,3/2π = 0,492 m/seg

$V_{0,13}$ = 1,05 x 9,81 x 0,13 / 2π = 0,132 n/seg

Para estos tres casos estimamos la energía cinética correspondiente a la masa de:

M = 1 ton = 10 KN / 9,81 M/s^2 = 1,02 KN Seg/m^2

$E_{0,6}$ = ½ x 1,02 x 0,984^2 = 0,494 KN m = 49,4 KN cm

$E_{0,3}$ = ½ x 1,02 x 0,4922 = 0,123 KN m = 12,3 KN cm

$E_{0,13}$ = ½ x 1,02 x 0,1322 = 0,0089 KN m = 0,89 KN cm

Nota: estas son las energías cinéticas especificas para cada ton de masa (10 KN)

Se observa que existe una dramática reducción de la energía cinética del movimiento de las masas de una estructura muy rígida. Si se compara con una de período 0,6 seg con la de Steel Framing de 0,13 seg, la relación es:

49,4 / 0,89 = 55 veces menor

Es posible calcular la deformación elástica de la estructura a partir del trabajo lateral de deformación de la fuerza sísmica generada por la energía cinética del impacto sísmico. Se puede escribir la siguiente igualdad:

Trabajo T de la fuerza sísmica H
$E_{0,13}$ energía de las masas para T= 0,13 seg

Donde H = 0,65 x 20 KN = 13 KN (A=0,65 g)

$T = ½ \times H \times \Delta = ½ \times K \times \Delta 2$

donde $K = H/\Delta$ es la rigidez lateral

$E_{0,13}$ = 0,89 KN cm para 10 KN
Para 20 KN es E = 1,78 KN m
$E = T = 1,78 = ½K\Delta^2$ donde para revestimiento de OSB
K = 44,63 KN/cm

Despejando el desplazamiento Δ resulta

Δ = 0,282 cm

valor que coincide prácticamente con el calculado anteriormente en el punto X3- 6 lo que confirma que el enfoque energético es correcto.

X.3.8. Conclusiones y Recomendación

Se puede apreciar que a pesar que las fuerzas sísmicas son bastante elevadas en este caso (65% de las masas), las tensiones en las placas de revestimiento y en las cintas de acero son moderadas. En todo caso, están muy lejos de la rotura de las placas y de la fluencia de las cintas. Podría intentarse colocar menos cintas de acero que es la única economía posible, ya que los revestimientos de toda manera se colocan. Por lo tanto, buscar una modesta economía en reducir la cantidad de cintas no parece importante.

Basado en este ejemplo, es posible verificar de manera semejante cualquier planta de este tipo de estructuras de no más de dos niveles, con la prudencia de no adoptar vanos muy grandes y de distribuir en forma uniforme los paneles arriostrantes en la planta y en ambos sentidos principales, para evitar efectos torsionales.

En este análisis se debe destacar el importante hecho, ya expuesto en publicaciones del autor (26, 27), y reafirmando lo dicho por Housner hace 50 años (30, 31), de la importancia de las energías cinéticas que actúan en la estructura durante un sismo. En este caso, se observa la gran ventaja de lograr estructuras de gran rigidez y períodos bajos, lo que genera velocidades de las vibraciones muy bajas, por lo cual se reducen en forma cuadrática las energías. Con esto se reduce en forma importante el efecto destructivo de los sismos. En este sentido es recomendable la colocación de riostras de cintas de acero en todos los muros, ya que estas riostras aseguran altas rigideces laterales del conjunto de la estructura.

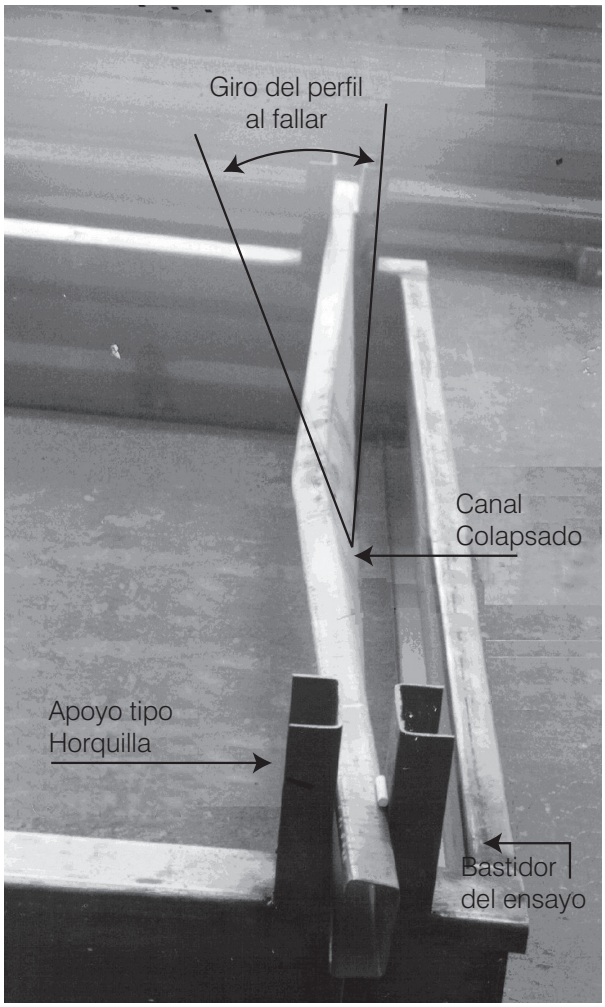
Estas conclusiones no son absolutas ni limitan otros enfoques de cálculo. Lo que si viene a confirmar este análisis es que de manera alguna es correcto adoptar reducciones en la fuerza sísmica por el factor R de ductilidad, porque la rigidez de estas estructuras permite la reducción de los efectos del sismo y las deformaciones laterales en respuestas elásticas sin recurrir a la plastificación de alguno de los componentes estructurales que resisten las fuerzas inerciales del sismo.

ANEXO 4. REDUCCIONES DE RESISTENCIA DE PERFILES CANAL POR TORSIÓN

X.4.1. Introducción

Las especificaciones AISI anteriores a la edición 2001 en la sección C.3 de dicha norma prescribían el dimensionamiento de vigas del tipo canal (U o C) teniendo en cuenta solo la reducción de resistencia debido a la inestabilidad lateral del perfil en función de las propiedades torsionales de estos. En la edición 2001, y por gestión del autor de este Manual, el AISI introdujo la modificación de la cláusula C.3.1, en donde se aclaró que la especificación corresponde solo a cargas que pasan por el centro de corte, el cual se ubica a una distancia m fuera del plano del alma. En la FIGURA X.4.1 se muestra la fotografía del ensayo comprobatorio que realizó el autor con el auspicio de la empresa CINTAC de Chile, donde se verificó que la resistencia de este tipo de vigas es del orden de hasta 60% menor que la nominal básica para una viga tipo canal, sin tomar en cuenta la reducción eventual por el pandeo lateral en flexión.

Figura X.4.1. Fotografía del ensayo comprobatorio del efecto de la excentricidad fe la fuerza



La carga aplicada ha sido concentrada en el centro y en el ala superior del perfil. La falla del perfil fue por compresión local en el centro del perfil.en el borde del alma con el ala. La carga se fue aumentando hasta que se produjo la falla, la que ocurrió cuando el perfil estaba sometido a un momento de flexión igual aproximadamente a un 40% de su capacidad teórica nominal.

Se produjo al centro del perfil una falla por plegado local del borde del perfil, lo que muestra una especie de pandeo local que no corresponde a una falla por fluencia de compresión, como asumen las normas. El tema ya ha sido comentado (ref. 23) y merecería ser estudiado pero escapa del objetivo de este Manual.

En la cláusula C.6 del texto de este Manual se ha analizado el caso de las novedades aportadas por la edición de la la norma AISI del año 2001 y la del 2007, en relación con la exigencia de considerar en la flexión de los perfiles Canal la excentricidad de las cargas aplicadas al perfil respecto del centro de corte del perfil.

Mientras que en la AISI 2001 solo se planteó el requerimiento de considerar la citada excentricidad en la cláusula C.3, en la edición de la norma AISI del año 2007 el tema de la torsión por la excentricidad en los perfiles C se amplía porque se establece en la cláusula C.3.6 la forma de calcular la reducción de la resistencia de canales en flexión por la torsión de excentricidad. En esta cláusula se define el factor R de reducción de resistencia en base a la tensión generada por la excentricidad respecto del centro de corte. El texto de la Norma AISI para calcular la tensión por torsión desvía el problema a la recomendación del empleo de la **Design Guide del AISC titulado Torsional Analysis of Structuiral Steel Members** (referencia 53). De esta manera la norma elude entrar en la complejidad de las verificaciones de torsión que no son sencillas. Sin embargo en este caso al tratarse de perfiles esencialmente delgados, es posible simplificar el tratamiento de la torsión, recurriendo solo al alabeo de los perfiles tipo C (montantes y vigas) debido a que en la resistencia de torsión predomina la de alabeo frente a la torsión de Saint Venant, por tratarse de perfiles de reducido espesor.

En este ANEXO se presenta un método aproximado para resolver el caso de la torsión (Referencia 24), basado en considerar que el perfil canal resiste la torsión por las flexiones laterales que se producen en las alas del perfil por el alabeo. Para poder calcular las tensiones que se producen en las alas por esta acción de alabeo es necesario conocer el valor del Módulo resistente a flexión de cada ala.Para ello asumimos que cada ala, con un tercio del alma, define el módulo resistente lateral a la flexión de cada ala. Esto es un procedimiento aproximado pero su-

ficiente como para permitir una razonable aproximación al problema.

Estos valores reducidos de resistencia deben emplearse en los casos en que las vigas no disponen de fijación lateral por riostras o revestimientos estructurales (terciado, OSB, o planchas de acero) fijados en forma adecuada al ala comprimida. En caso de succiones con el ala libre comprimida deben aplicarse estas reducciones de resistencia a flexión, lo cual está de acuerdo con la cláusula C.3.1.3 de la Especificaciones AISI 2001, aunque los valores R de esta cláusula de la norma son empíricos del tipo promedio.

En la cláusula D.6.1.1. de la norma AISI 2007 se mantiene el criterio empírico de ediciones anteriores asignando factores R de reducción de resistencia de flexión a perfiles con succión y sus alas comprimidas sin soportes laterales.

Estas reducciones deben aplicarse sólo cuando correspondan a criterio del ingeniero estructural responsable del diseño. En este Manual se asume que los montantes y viguetas de piso y las costaneras están recubiertos del lado de la acción del viento, cargas de piso y nieve y que las fijaciones especificadas tienen capacidad de resistir dichas fuerzas laterales generadas por la excentricidad del centro de corte, valores que en los casos de la Tabla X.4.2 oscilan entre el 10 y 38% de la carga principal (q).

Esto significa que si asumimos que la carga horizontal (q H) es en promedio un 20% de la carga principal se tendrán las fuerzas que se muestran en la Tabla X.4.1.:

X.4.2. Método de diseño de perfiles canal a torsión

Tal como se ha explicado en el punto anterior, en los perfiles de este Manual de montantes y vigas de espesores delgados es aceptable considerar que la torsión es resistida principalmente por el alabeo ya que las tensiones de Saint Venant son despreciables, Por lo tanto se asume que en primera aproximación se puede suponer que la torsión en estos perfiles de reducido espesor se resisten por alabeo con flexiones transversales de las alas del perfil, La hipótesis simplificativa que se emplea es la que se muestra en la Figura X.4.2.

En la Figura X.4.2. a) se muestra en forma aumentada la deformación del alma por el alabeo, donde se puede apreciar que la parte central el alma no participa en las deformaciones laterales de las alas, Por lo tanto puede asumirse que no colabora de las resistencias de las alas y que el tercio central del alma no participa en la resistencia de las alas, Basado en esta hipótesis los módulos resistentes de las alas con la pestaña y un tercio del alma forman un perfil tipo U de alas desiguales, como se muestra en la Figura X.4.3.

En la Figura X.4.2 el perfil equivalente del ala está solicitado por las fuerzas de corte $q_H = M_t / H$ generadas por el momento torsor $M_t = q\ m$. Estas fuerzas, con el perfil apoyado en sus extremos, genera sendos momentos de flexión horizontales M_A y M_B en las alas en Figura X.4.2 y las correspondientes tensiones f_A y f_B en la Figura X.4.3.

Tabla X.4.1.

qx[kN/m]	qy[kN/m]	Fuerza de corte[kN] en cada tornillo separados a 30 cm
0,50	0,10	0,03
1,00	0,20	0,06
1,50	0,30	0,09
2,00	0,40	0,12

Nota: Estas son fuerzas discretas en los tornillos que pueden ser resistidas. Sin embargo debería disponerse de ensayos que garanticen la rigidez torsional de estas conexiones a placas estructurales de terciado u OSB (excluido el yeso) en muros o cubiertas exteriores para garantizar que estas placas absorben el efecto torsional que se analiza en este Anexo.

FIGURA X.4.2. Perfil C con torsión

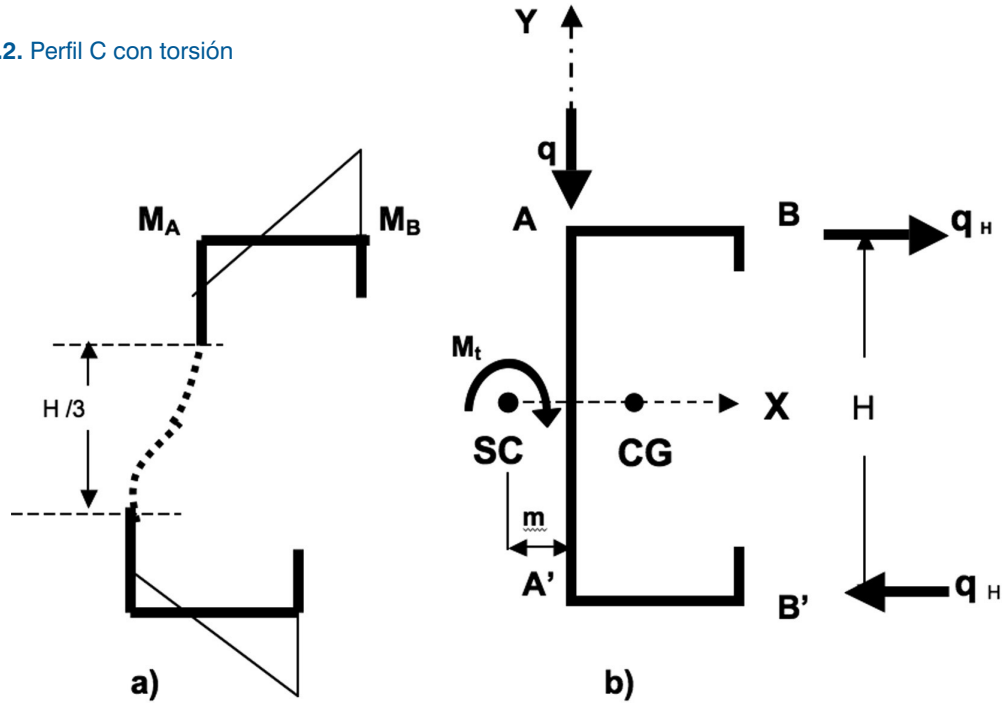


FIGURA X.4.3. Perfil equivalente de las alas para alabeo

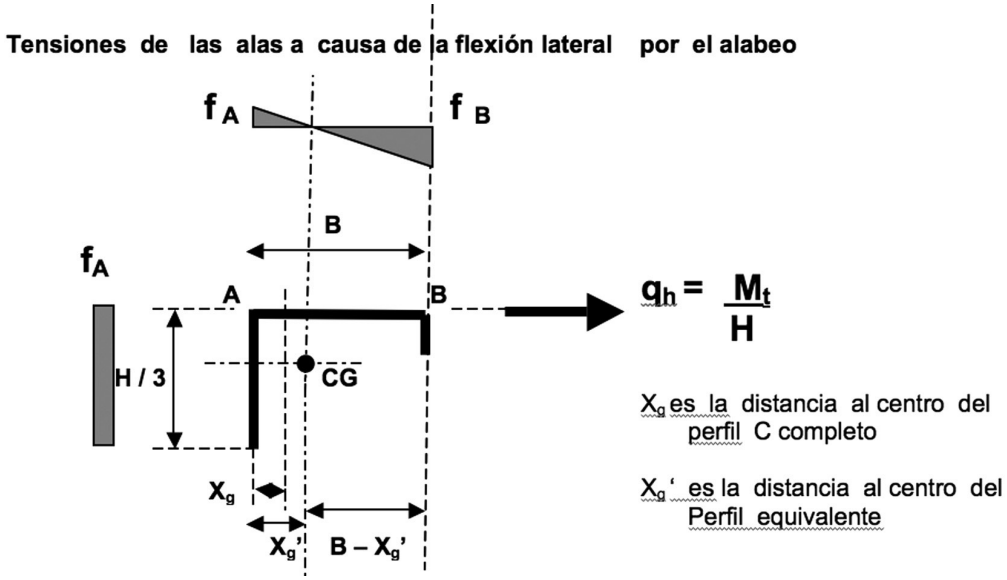


Tabla X.4.2.

Perfil	Perfil normal		Módulos de puntos A y B del perfil C: Cada ala del perfil normal		Valores perfil equivalente		Módulos de puntos A y B en el perfil del ala EQUIVALENTE: Módulos resistentes	
	X_g [cm]	I_y [cm4]	$S_{yA}/2$ [cm³]	$S_{yB}/2$ [cm³]	X_g' [cm]	I_y' [cm⁴]	S_{yA}' [cm³]	S_{yB}' [cm³]
M1	1,12	2,83	1,26	0,59	1,29	1,36	1,05	0,64
M2	1,12	3,11	1,39	0,65	1,28	1,51	1,18	0,71
M3	1,06	3,21	1,51	0,66	1,23	1,56	1,27	0,72
M4	1,06	3,77	1,78	0,77	1,22	1,86	1,53	0,86
V1	1,08	6,47	3,00	1,11	1,27	3,12	2,46	1,19
V2	1,08	8,28	3,85	1,42	1,25	4,11	3,30	1,59
V3	1,21	15,40	6,35	2,03	1,43	7,53	5,26	2,21
V4	1,16	27,05	11,61	3,53	1,34	13,63	10,18	4,00
V5	1,42	57,28	20,20	6,25	1,63	28,80	17,68	7,08

Basado en las secciones efectivas de las alas con un tercio del ala, en la Tabla X.4.2 se muestran los valores del módulo resistente Sy / 2 correspondiente a la mitad del perfil normal, al eje y para las secciones efectivas de las alas con un tercio del alma, los valores S_{YA}' y S_{YB}' correspondientes a los bordes A y B del ala.

Se observa que el módulo resistente del vértice A se reduce respecto de módulo de perfil entero, mientras que el módulo del vértice B aumenta levemente.

Con los valores de los módulos resistentes S_{YA}' y S_{YB}' es posible calcular las tensiones de flexión para la fuerza lateral q_H en ambas alas del perfil, causadas por el alabeo del perfil, Esas tensiones de flexión son considerables debido a la reducida resistencia lateral de las alas, por lo cual las tensiones resultantes también son determinantes en la resistencia requerida del perfil, Estas tensiones deben sumarse a las causadas por las flexiones en sentido x e y de las fuerzas aplicadas al perfil trasladadas al centro de corte SC, cumpliendo de esa manera con lo establecido en la cláusula C.3.6 de la norma AISI 2007.

4.3. Cálculo de resistencias de los perfiles M y V del manual

Para que el lector del Manual tenga una idea de la influencia de la excentricidad de las cargas respecto del centro de corte, se presenta en este ANEXO el ejemplo del cálculo de estos perfiles para el caso de posición del alma vertical y con los casos de cargas gravitacionales aplicadas al centro del alma y al centro del ala para cargas de succión, Esto se debe a que para el caso de cargas gravitacionales el perfil gira levemente y la carga del revestimiento se concentra en al alma, En cambio en el caso de succión se supone el tornillo de fijación al centro del ala, por lo cual la excentricidad resulta mayor y crítica,

Se han tratado los casos de luz libre, riostras al centro y al tercio de la luz, Empleando los valores de los módulos resistentes del ala comprimida de los perfiles en la Tabla X.4.2 se ha calculado la tensión máxima en el ala más solicitada a compresión,separando los dos casos: el de tensión máxima f_x solo por efecto de flexión de la carga en el plano vertical del centro de corte, y el caso de la tensión total f_{tot} que es la suma de la tension f_x más la tensión por alabeo en el ala comprimida, La tensión f_{tot} será mayor que f_x y la relación entre las tensiones f_x / f_{tot} define el coeficiente R de reducción de resistencia por la torsion por excentricidad, establecido en la cláusula C.3.6, de la norma AISI 2007.

Se presentan los siguientes casos:

1) Flexión sin riostras
2) Elexión con riostra al centro
3) Flexión con riostras al tercio de la luz

En las páginas siguientes se muestran las expresiones usadas para todos estos casos y los gráficos en perspectiva de las vigas mostrando en forma exagerada las respectivas deformaciones y localizando lo puntos de máxima compresión en donde se supone se producirá la primera falla de rotura (pandeo local del ala por plegado de la arista).

El alabeo puede ser asimilado a sendas flexiones laterales sobre las alas en sentidos opuestos, de tal manera que los esfuerzos de corte transversales en dichas alas equilibren a la torsión. En el caso de la Figura X.4.2, siendo que las fuerzas actúan en el plano del alma la excentricidad respecto del centro de corte SC es m, que es la distancia del alma a dicho centro de corte, En primera aproximación y para simplificar el cálculo, es aceptable suponer que el momento actuante Mt = q x m (por cada metro) es resistido por el par de fuerzas

qH = q x m / H

donde H es la altura del perfil

En el caso de succión, con la fuerza actuando al centro del ala la excentricidad aumenta al valor (m + b/2 – t/2), donde b es el ancho del ala.

X.4.4. Cálculo de resistencias de perfiles para cargas gravitacionales y succión

Se analizan a continuación los dos casos de cargas repartidas la coincidente con el alma y la del centro del ala, en los tres casos de viga sin riostras, riostras al centro y riostras al tercio de la luz.

Figura X.4.4. Perfil Canal con cargas continuas en el plano del alma

Donde $q_h = q\frac{m}{H}$

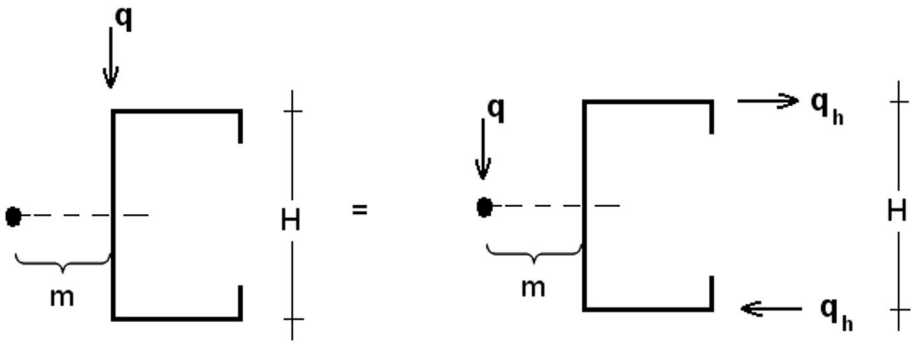
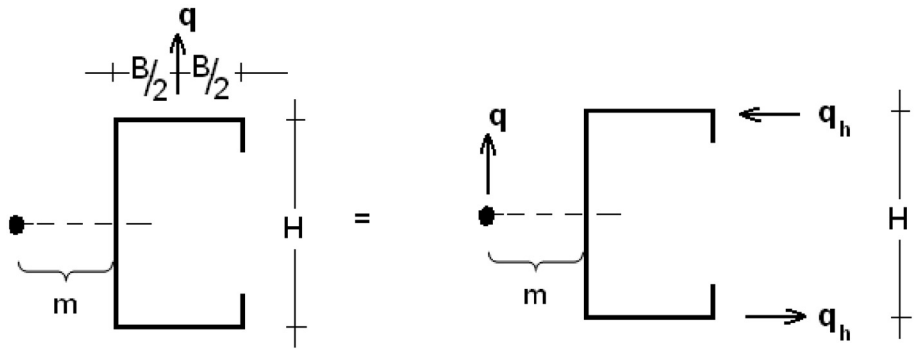


Figura X.4.5. Perfil Canal con succión en la mitad del alma superior

Donde $q_h = q\frac{m + B/2 - t/2}{H}$



X.4.4.1. Cálculo de influencias de la torsión

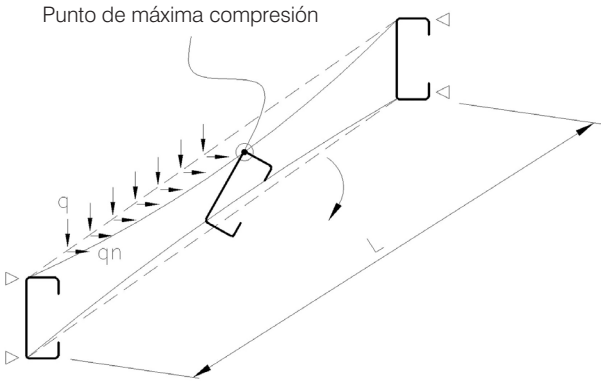
A continuación se analizan los efectos de la excentricidad de las cargas para tres condiciones de arriostramiento:

Caso 1: Flexión sin riostras:
Punto de máxima compresión es el vértice A

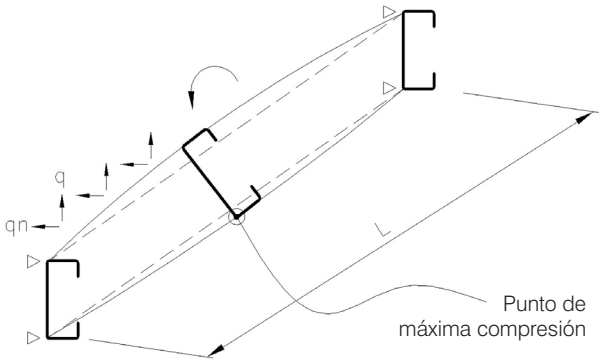
$$f_x = M_x/S_x \quad f_y = M_y / S'_{yA}$$

$$f_{tot} = f_x + f_y = q\ L^2 / 8S_x + q_h\ L^2 / 8\ S'_{yA} = qL^2 / 8\ S_x\ (1 + m\ S_x / H\ S'_{yA})$$

$$1 / R = f_{tot} / f_x = 1 + m\ S_x / H\ S'_{yA}$$



1.2. Succión en el ala:
Punto de máxima compresión es vértice A'



Reemplazando m por m+B/2 se tiene

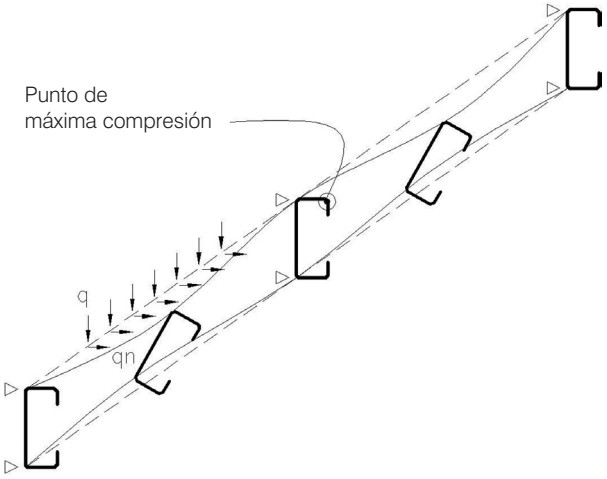
$$\frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{2(m + B/2)S_x}{HS_y}$$

En ambos casos $S_y = \frac{I_y}{x_g}$

$$1 / R = f / f = 1 + \frac{(m + B/2 - t/2)\ S_x}{H\ S'_{yA}}$$

Caso 2: Flexión con riostras al centro de la luz

2.1. Carga en el alma:

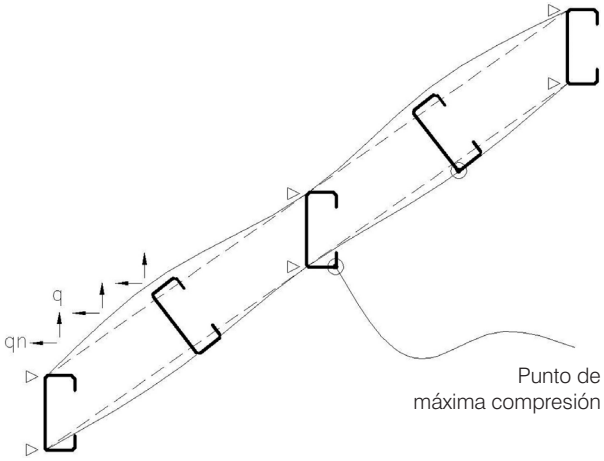


En este caso: $Mx = qL^2 / 8$

$$My = \frac{q\ m\ (L/2)^2}{8\ H} = \frac{q\ m\ L^2}{8x\ 4}$$

$$1/R = f_{tot} / f x = 1 + \frac{m\ S_x}{4\ H\ S'_{yB}}$$

2.2 Succión en el ala:



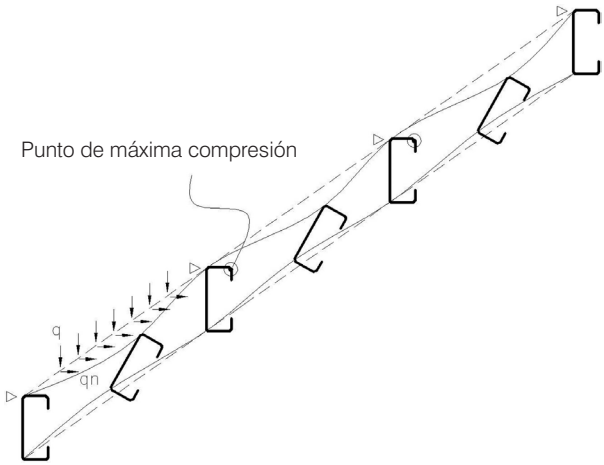
Máxima compresión en vertice B' del ala inferior.

Este caso es similar al anterior, salvo que en vez de la excentricidad m aumenta a m + B/2 + t/2 con la carga q aplicada al centro del ala

$$1/R = f_{tot} / f_x = 1 + \frac{(m + B/2 - t/2)\ S_x}{4\ H\ S'_{yB}}$$

Caso 3: Flexión con riostras en los tercios de la luz

3.1. Carga en el alma:



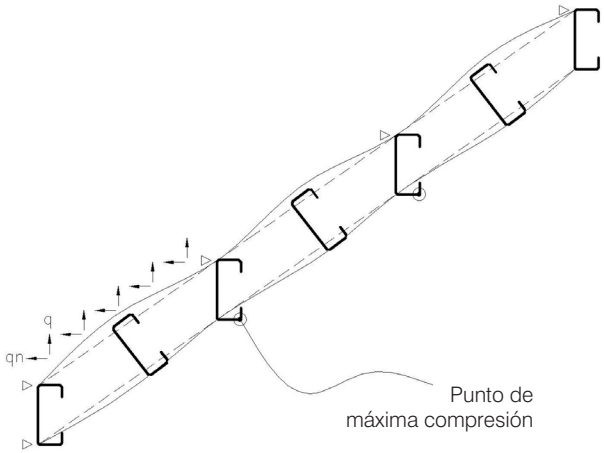
En este caso los momentos se pueden estimar

Para q $\quad M_x = q\ L^2 / 9$ Aproximadamente

Para $q_h = m\ q / H \quad M_y = \frac{q_h\ (L/3)^2}{10} = \frac{m\ q\ L^2.}{10 \times 9\ H}$ aproximadamente

$$1/R = f_{tot} / f_x = 1 + \frac{m\ S_{x.}}{10\ H\ S'_{yB}}$$

3.2. Succión en el ala:



En este caso el punto de mayor compresión es el vertice B' del ala inferior.

El momento es similar al caso anterior, pero la excentricidad aumenta a m + B/2 – t/2

$$1/R = f_{tot} / f_x = 1 + \frac{(m + B/2 - t/2)\ S_{x.}}{10\ H\ S'_{yB}}$$

X.4.5. Resultados de los cálculos con torsión

Los datos de los perfiles M (montantes) y V (vigas) de este Manual se registran en la Tabla X.4.3 con los resultados del cálculo de los valores $\frac{f_{tot}}{f_x}$ y la inversa R, que representa la disminución de la capacidad de resistencia a la flexión del perfil, causado por la torsión generada por la excentricidad de las cargas q_x con respecto al centro de corte del perfil. Esos valores se dan para fuerzas distribuidas en la dirección del eje y. Las gravitacionales están aplicadas al centro del plano del alma, y las de succión del viento al centro del ala. Asimismo se da el valor de la fuerza de corte en las alas causada por el alabeo,en la relación q_H / q_x valor con el cual es posible estimar la fuerza que debe resistir el diafragma de los revestimientos en los tornillos de conexión.

La reducción de la resistencia debido a la torsión generada por la excentricidad se mide por el factor R que se muestra en la tabla y que expresa la resistencia reducida en porcentaje, Este factor es similar al empleado en la norma AISI 2007 En este procedimiento el valor de R se calcula, y permite evaluar casos que la norma no cubre. Permite a los ingenieros estructurales tomar en cuenta este efecto muy crítico, y combinarlo con la flexión en el plano del alma y también la flexión lateral que se genera en las alas de las correas cuando se trata de cubiertas que deben resistir la componente lateral del peso y sobrecarga del techo.

La tabla anterior muestra como en algunos de los casos las resistencias a flexión se reducen hasta solo un 40% de su resistencia, como ocurre en el caso frecuente de correas conectadas en su ala superior a diafragmas de planchas de cubierta sometidas a la succión del viento y donde se comprimen las alas inferiores, no arriostradas, que son sometidas a la torsión y además al pandeo lateral.

X.4.6. Evaluación de los resultados de las tablas

Los valores que se muestran en la Tabla X.4.3 merecen ser comentados. Es oportuno destacar que los datos de las mismas son aproximados,ya que la torsión se ha supuesto resistida solo por el alabeo del perfil, Se ha supuesto que en las flexiones laterales de las alas solo colaboran 1/3 de las almas, por lo cual se emplearon los módulos resistentes de la Tabla X.4.2.

En la nueva edición de la norma AISI 2007 se adopta el criterio similar al propuesto en la referencia 24, al especificar el cálculo de los perfiles canal con las excentricidades respecto del centro de corte lo que genera valores altamente variables ya que no solo dependen de la excentricidad del Centro de

Tabla X.4.3. Tablas de resistencias a flexión y torsión

Tipo de riostra		Perfil	m [cm]	t [cm]	H [cm]	B [cm]	xg [cm]	Iy [cm⁴]	Sx [cm³]	Sy [cm³]	SyA' [cm³]	SyB' [cm³]	Carga en el alma			Succión en el ala		
													(f_{tot}/f_x)	R	q_h/q_x	$(f_{tot}/f_x)_f$	R	q_h/q_x
1	Flexión sin riostras laterales	M1	1,71	0,09	9	3,5	1,12	2,83	4,49	2,53	1,05	0,64	1,81	0,55	0,19	2,62	0,38	0,38
		M2	1,70	0,1	9	3,5	1,12	3,11	4,96	2,78	1,18	0,71	1,80	0,56	0,19	2,60	0,39	0,38
		M3	1,65	0,1	10	3,5	1,06	3,21	5,71	3,03	1,27	0,72	1,74	0,57	0,17	2,51	0,40	0,34
		M4	1,65	0,12	10	3,5	1,06	3,77	6,76	3,55	1,53	0,86	1,73	0,58	0,16	2,47	0,40	0,33
		V1	1,77	0,12	15	4,0	1,08	6,47	13,08	6,01	2,46	1,19	1,63	0,61	0,12	2,31	0,43	0,25
		V2	1,75	0,16	15	4,0	1,08	8,28	17,08	7,69	3,30	1,59	1,61	0,62	0,12	2,27	0,44	0,24
		V3	2,02	0,16	20	5,0	1,21	15,40	28,87	12,70	5,26	2,21	1,55	0,64	0,10	2,22	0,45	0,22
		V4	1,98	0,25	25	5,0	1,16	27,05	62,22	23,22	10,18	4,00	1,48	0,67	0,08	2,06	0,48	0,17
		V5	2,41	0,3	30	6,0	1,42	57,28	108,15	40,40	17,68	7,08	1,49	0,67	0,08	2,07	0,48	0,18
2	Flexión con riostras al centro de la luz	M1	1,71	0,09	9	3,5	1,12	2,83	4,49	1,19	1,05	0,64	1,33	0,75	0,19	1,66	0,60	0,38
		M2	1,70	0,1	9	3,5	1,12	3,11	4,96	1,30	1,18	0,71	1,33	0,75	0,19	1,66	0,60	0,38
		M3	1,65	0,1	10	3,5	1,06	3,21	5,71	1,32	1,27	0,72	1,33	0,75	0,17	1,67	0,60	0,34
		M4	1,65	0,12	10	3,5	1,06	3,77	6,76	1,54	1,53	0,86	1,32	0,76	0,16	1,65	0,60	0,33
		V1	1,77	0,12	15	4,0	1,08	6,47	13,08	2,21	2,46	1,19	1,32	0,76	0,12	1,68	0,60	0,25
		V2	1,75	0,16	15	4,0	1,08	8,28	17,08	2,83	3,30	1,59	1,31	0,76	0,12	1,66	0,60	0,24
		V3	2,02	0,16	20	5,0	1,21	15,40	28,87	4,07	5,26	2,21	1,33	0,75	0,10	1,73	0,58	0,22
		V4	1,98	0,25	25	5,0	1,16	27,05	62,22	7,05	10,18	4,00	1,31	0,76	0,08	1,68	0,60	0,17
		V5	2,41	0,3	30	6,0	1,42	57,28	108,15	12,50	17,68	7,08	1,31	0,77	0,08	1,67	0,60	0,18
3	Flexión con riostras en los tercios de la luz	M1	1,71	0,09	9	3,5	1,12	2,83	4,49	1,19	1,05	0,64	1,13	0,88	0,19	1,27	0,79	0,38
		M2	1,70	0,1	9	3,5	1,12	3,11	4,96	1,30	1,18	0,71	1,13	0,88	0,19	1,26	0,79	0,38
		M3	1,65	0,1	10	3,5	1,06	3,21	5,71	1,32	1,27	0,72	1,13	0,88	0,17	1,27	0,79	0,34
		M4	1,65	0,12	10	3,5	1,06	3,77	6,76	1,54	1,53	0,86	1,13	0,89	0,16	1,26	0,79	0,33
		V1	1,77	0,12	15	4,0	1,08	6,47	13,08	2,21	2,46	1,19	1,13	0,89	0,12	1,27	0,79	0,25
		V2	1,75	0,16	15	4,0	1,08	8,28	17,08	2,83	3,30	1,59	1,13	0,89	0,12	1,26	0,79	0,24
		V3	2,02	0,16	20	5,0	1,21	15,40	28,87	4,07	5,26	2,21	1,13	0,88	0,10	1,29	0,78	0,22
		V4	1,98	0,25	25	5,0	1,16	27,05	62,22	7,05	10,18	4,00	1,12	0,89	0,08	1,27	0,79	0,17
		V5	2,41	0,3	30	6,0	1,42	57,28	108,15	12,50	17,68	7,08	1,12	0,89	0,08	1,27	0,79	0,18

Corte en el sentido del eje Y sino también de la inclinación y posición del perfil respecto de las cargas. En la cláusula D.3.2.1 de la Norma, que trata el diseño de riostras laterales de perfiles C y Z, se entregan expresiones de fuerzas para diseñar esas riostras y donde en los comentarios se agregan explicaciones de los orígenes de estas fuerzas generadas por las excentricidades que incluso varían con la posición e inclinación del perfil.

Los resultados de la Tabla X.4.3 conviene graficarlos para poder evaluar la importancia del efecto torsional de la excentricidad, y sobre todo en relación con la reducción por pandeo lateral que hasta la edición de 2001 era la principal reducción a considerar en el diseño de perfiles canal sometidos a flexión. En la Figura X.4.6 se representan los momentos admisibles M_{ad} de un perfil canal como los montantes M1 a M4 en función de la luz libre entre apoyos simples,

De acuerdo con el capítulo C.3 de la norma AISI 2007 la resistencia a flexión hasta la luz L_{kd} es igual al módulo resistente multiplicado por la tensión admisible. En el gráfico ese tramo de resistencia se representa por el segmento AB (Momento MI). Según lo especificado en la Norma AISI 1007 a partir del punto B la capacidad de momento MII desciende a medida que crece la luz L, por efecto del pandeo lateral del perfil. Pero eso es solamente válido para el caso que la carga pase por el centro de corte. Evidentemente ese caso para los perfiles canal es imposible en la práctica ya que ese centro de corte se halla fuera del perfil y no puede aplicarse la carga a un punto sin construir un brazo firme que lo conecte con el perfil. **Por lo tanto las curvas I y II de la Norma AISI 2007 son más teóricas que reales**. La normas AISI anteriores al 2001 han eludido este problema apoyándose en la condición de que los perfiles debían arriostrarse lateralmente al cuarto de la luz para evitar el pandeo por volcamiento. Sin em-

bargo esa condición contiene una evidente falacia, porque en el tramo AB, donde la norma supone resistencia máxima existe de todas maneras el efecto de la torsión por la excentricidad del centro de corte. En ese tramo la real resistencia a flexión es R veces menor que la prescrita en la norma AISI 2007 por pandeo lateral. Por lo tanto correspondería adoptar en la norma el segmento CD (tramo III) donde la resistencia $M_{III} = M_{I}$,/ R y el valor de R se obtiene de la TABLA X.4.3 o se calcula para cada caso, cuando el tipo de cargas es diferente del adoptado en estas tablas. De todas maneras queda en evidencia el error del empleo de los valores de la curva M_{I} y M_{II} que no representan la respuesta real del perfil en flexión en ningún caso.

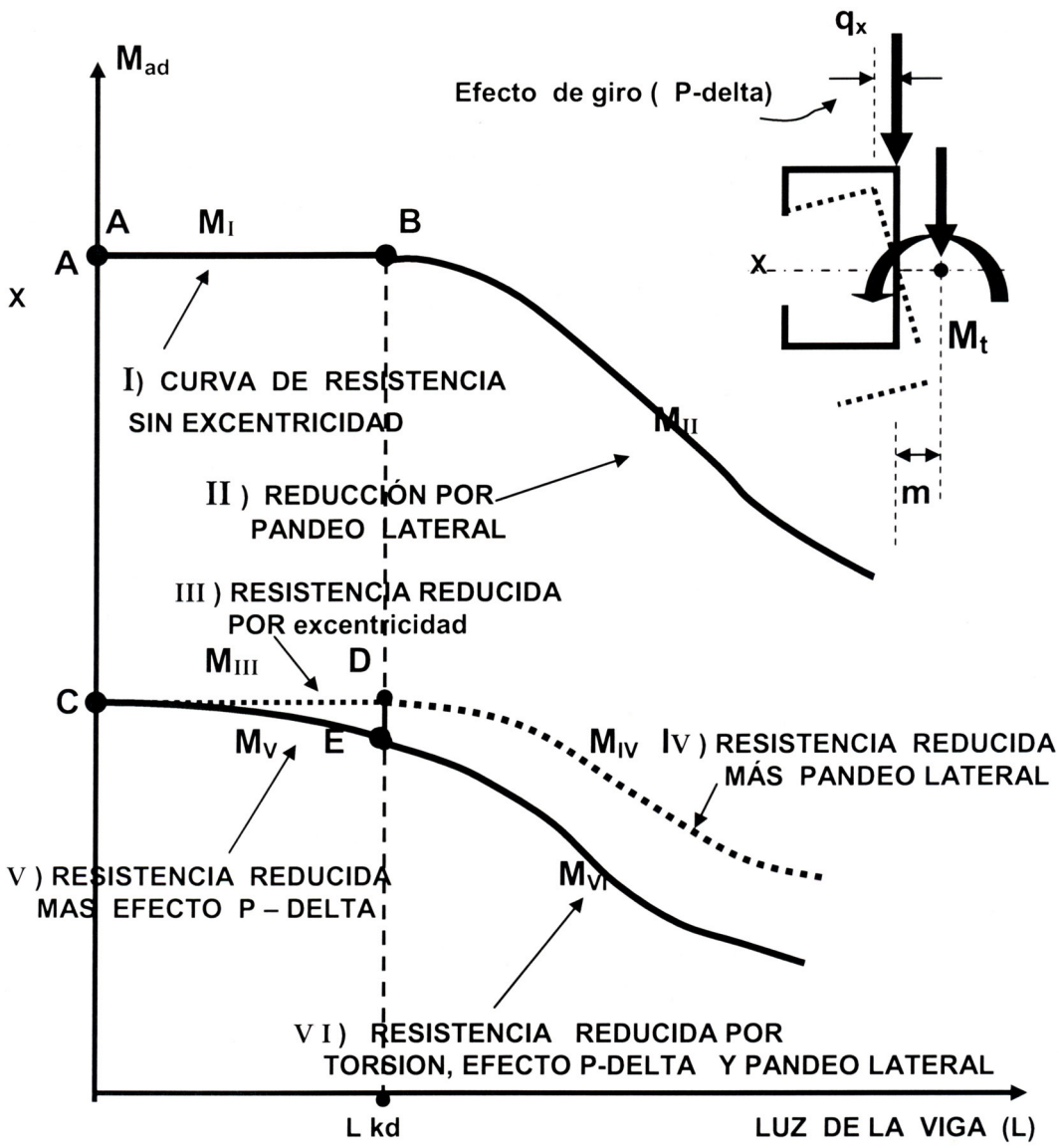
Aun cuando no existen estudios en la bibliografía disponible para el autor, sobre como responden los perfiles canal después del punto D en relación con el pandeo lateral en flexión es razonable suponer que en primera aproximación a partir de ese punto D el perfil estará sometido al pandeo lateral creciente con la luz del perfil, definiéndose la rama M_{IV} descendiente de momento admisible, Sin embargo se debe suponer que en el tramo CD,en el cual actúa el momento torsor sobre el perfil canal, el perfil sufra un giro a causa de esa torsión y que por ese motivo crecerá en una medida proporcional a la luz de la viga el brazo de palanca generador de la torsión, a la manera de un efecto P-Δ Por lo tanto es razonable estimar que en lugar del segmento CD se desarrolle una curva CE, con una discreta reducción de la resistencia al valor M_{V}, menor que M_{III} y donde en el punto E empalma con la curva M_{VI} donde se agrega el pandeo lateral de la viga.

Se deja expresa constancia de que el GRÁFICO X.4.6 solo es una propuesta conceptual para la elaboración futura de representaciones más exactas de las resistencias de los perfiles canal, en los cuales el efecto torsional causado por la excentricidad de las cargas respecto del centro de corte es de primordial importancia, ya que es un efecto de primer orden frente al pandeo lateral que es de segundo orden. Si bien la instalación de riostras laterales mejora sustancialmente la resistencia admisible, también existen mermas en la resistencia que pueden evaluarse en la TABLA X.4.3 para los casos de riostras al centro y tercio de la luz

Ya se dijo que el objetivo de mostrar esta imagen es solo a los fines conceptuales para el caso de un perfil canal con el alma vertical, ya que como se puede ver en el ANEXO 8 con el ejemplo de cálculo que se presenta, la reducción a causa de la torsión es esencialmente variable con la posición de la carga en el ala, la posición del perfil, dirección de las cargas, la pendiente de la superficie de apoyo, la presencia de riostras intermedias, etc.

En los perfiles M y V del Manual la luz L_{kd} se halla entre 0,9 y 1,10 m, siendo conveniente que si se quiere evitar el pandeo lateral debieran instalarse riostras laterales en luces no mucho mayores de 1 metro. Pero esas riostras no eliminan el efecto de la excentricidad, tal como se comprueba en los resultados de la TABLA X.4.3.

Figura X.4.6. Resistencias a flexión de perfiles canal
Gráfico conceptual (no en escala)



ANEXO 5.
DISEÑO DE PIEZAS DE DOS PERFILES CANAL

En la cláusulas D.3.1 y D.3.2 de la norma AISI 2007 se trata el tema de cómo deben arrriostrarse lateralmente los perfiles C y/o Z dobles empleados como vigas y columnas. En la cláusula D.3.1 se advierte que, conforme a los redactores de esa norma, no existen a esa fecha técnicas simples generalmente acepadas para el diseño de las riostras de los perfiles que forman piezas compuestas y simétricas de columnas y vigas. Incluso recomiendan a los ingenieros estructurales recurrir a adecuadas referencias confiables para el diseño de esas riostras.

Atendiendo a esta recomendación de la Norma, en este Anexo se presentan soluciones extraídas de la norma europea EUROCODE 3 (Ref 54) y de la DIN 18800 (Ref. 55). Comentamos aquí el caso de columnas formadas de perfiles tipo canal (montantes y vigas) o perfiles U (soleras) formando pares de perfiles ya sea en contacto o separados en una distancia no mayor de la altura de los perfiles.

En la Figura X.5.1 se muestra un par de perfiles canal (montantes, vigas u otras canales) formando una columna, separados en una distancia de h_y entre ejes de los perfiles.

Para calcular este tipo de columna es recomendable recurrir a la cláusula D.1.2 de la norma AISI 2007 donde se define la esbeltez ideal compuesta

$$(kL / r)_m = \sqrt{(KL / r)_o^2 + (a ./ r_1)^2}$$

r_o es el radio de giro del doble perfil y
r_1 es el radio de giro de cada perfil

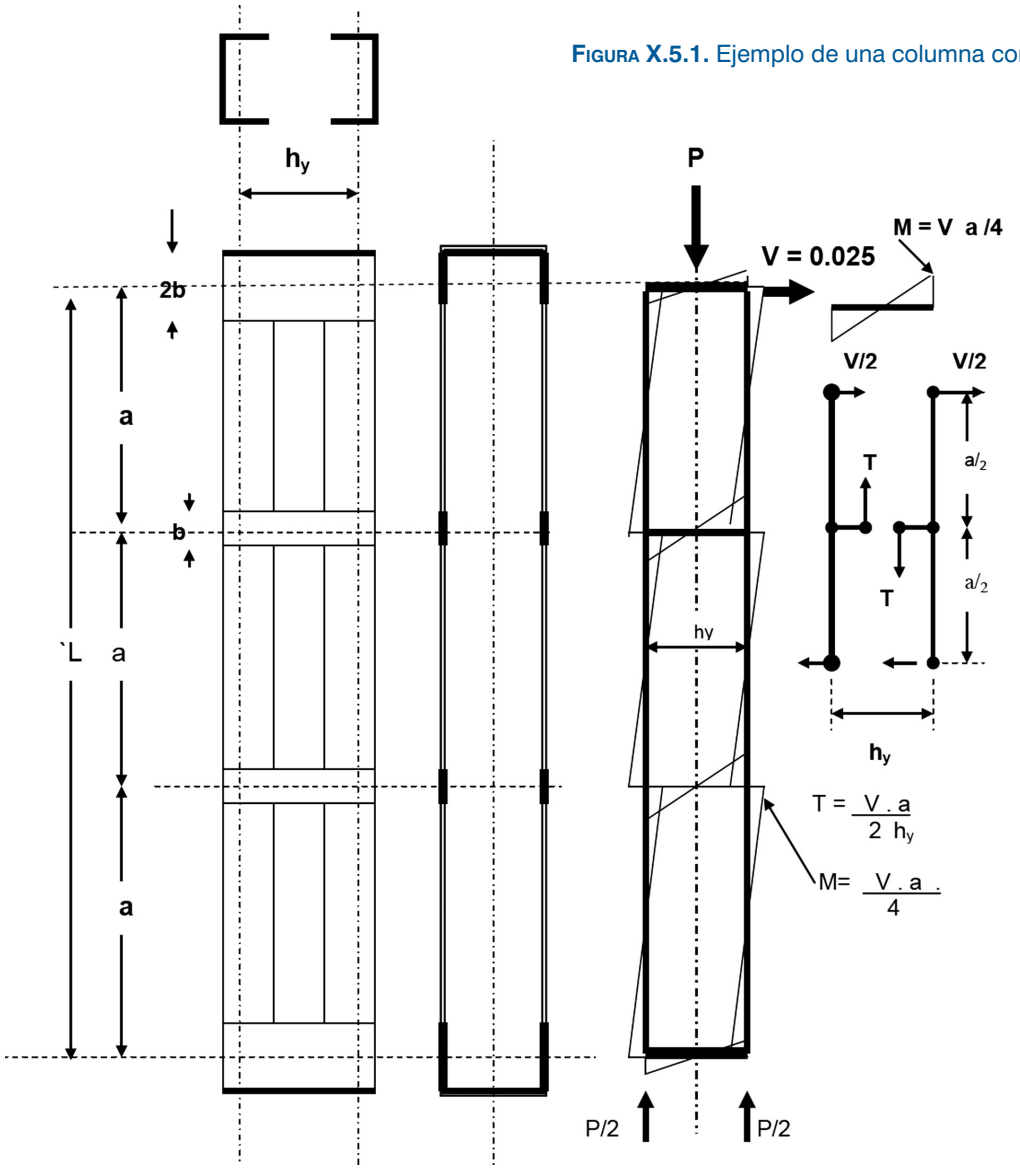


Figura X.5.1. Ejemplo de una columna compuesta

donde se debe cumplir la condición que la esbeltez

$$(a / r_1 .) < 0.5 (KL / r_r)_o$$

La forma de calcular estos perfiles compuestos en la edición AISI 2007 es similar a lo que prescriben las normas europeas, la DIN 18800 y la Euronorm EC 3.

En este caso en los Comentarios de la citada cláusula D.1.2 se aclara como deben calcularse las columnas basado en las actuales normas Canadienses, que a su vez se basan en las citadas normas europeas.

En este Manual se recomienda aclarar la forma de diseño de este tipo de columnas con la FIGURA X.5.1 con las notaciones de la norma DIN 18800.

Las cartelas intermedias deben se ancho b > h_y/2 y las extremas de un ancho igual a 2b.

En los Comentarios de la norma AISI se especifica que la fuerza de corte V que puede generarse por el pandeo de la columna no debe ser considera menor del 2,5% de la capacidad nominal de compresión total de la columna compuesta. Con este valor deben verificarse los perfiles de las columnas y las cartelas (presillas) de unión, sobre todo las conexiones de las cartelas a los perfiles. En este tema es posible que el empleo de los tornillos autoperforantes que se muestran en el Manual para las estructuras de Steel Framing no sean suficientes. En ese caso es permitido emplear soldadura siguiendo las prescripciones de la norma en el capítulo conexiones soldadas.

Las cartelas o presillas, conforme a las normas europeas deben ser de un ancho no menor que la mitad de distancia hy entre los perfiles, y las cartelas de los extremos por lo menos igual a esa distancia.

Lo recomendado en este Anexo también debe ser aplicado en elementos dobles sometidos a compresión formados por perfiles canal espalda a espalda.

Las presillas pueden ser de plancha de acero o perfiles tipo U. y satisfacer el esfuerzo de corte y flexión que se establece en esta verificación.

Generalmente este tipo de columnas resultan adecuadas para casos en que las fuerzas en las columnas son mayores que las usuales. Por ello resulta recomendable cumplir estrictamente con normas o referencias técnicas confiables, y eventualmente emplear perfiles de mayores espesores que los del Steel Framing de esta publicación.

ANEXO 6.
CALCULO ESTRUCTURAL DE PERFILES Z

Aun cuando en este Manual no figuran perfiles del tipo Z es posible que existan fabricantes que ofrezcan perfiles de este tipo para el sistema Steel Framing, sobre todo para su empleo en cubiertas, donde este tipo de perfil es empleado por su condición especial de poder instalarse como correas continuas y su capacidad de ser solapadas en sus uniones sobre los apoyos.

Por este motivo parece conveniente incluir este Anexo, en el cual se hace referencia a la forma en que el diseño de estos perfiles es tratado en la norma AISI 2007, orientada a un empleo de rutina, sin entrar en los detalles complejos de las diversas alternativas que pueden ofrecer estos perfiles, cuya respuesta estructural es diferente a la de los perfiles canal.

La norma está orientada a facilitar el uso de estos perfiles a través una simplificación normativa, donde se concede preferencia a prescribir la forma de las adecuadas riostras y a un enfoque empírico al diseño de rutina.

En los COMENTARIOS de la norma AISI 2007 se aclara en parte el funcionamiento de estos perfiles Z en flexión por su forma con simetría polar. En este caso no existe la excentricidad del centro de corte respecto del alma, pero de todas maneras es aplicable lo prescrito en la cláusula C3.1 respecto de cualquier excentricidad que hubiera entre la linea de las fuerzas aplicadas al perfil, respecto del centro de Corte SC.

En las Figura X.6.1 se muestran los ejes x e y, paralelos y perpendiculares al alma, siendo los ejes principales los 1-1 y 2-2, los que deben emplearse para poder evaluar adecuadamente el comportamiento de estos perfiles Z, en las diversas condiciones de apoyo, cargas y riostras que pueden presentarse.

Es sabido que los perfiles de simetría polar como estos Z, conforme a la teoría de estructuras, se deben diseñar con referencia a los ejes principales 1 y 2, que son oblicuos respecto del plano del alma. Es así que para las cargas en el plano del alma, para una ubicación vertical del alma, se generan dos deformaciones, una en el sentido del eje 2 y otra en el del eje 1. De esta manera el perfil sometido a una carga P en el plano del alma, como mostrado en la Figura X.5.1 b) tiene un desplazamiento lateralΔX y otro en sentido verticalΔY. En la cláusula D.3.2.1 punto b) de los Comentarios de la norma AISI 2007 se analiza como este desplazamiento, si no se impide genera un momento de torsión en el perfil ya que las cargas se desplazan lateralmente con el perfil y generan una torsión respecto de los puntos de apo-

Figura X.6.1. Perfil tipo Z

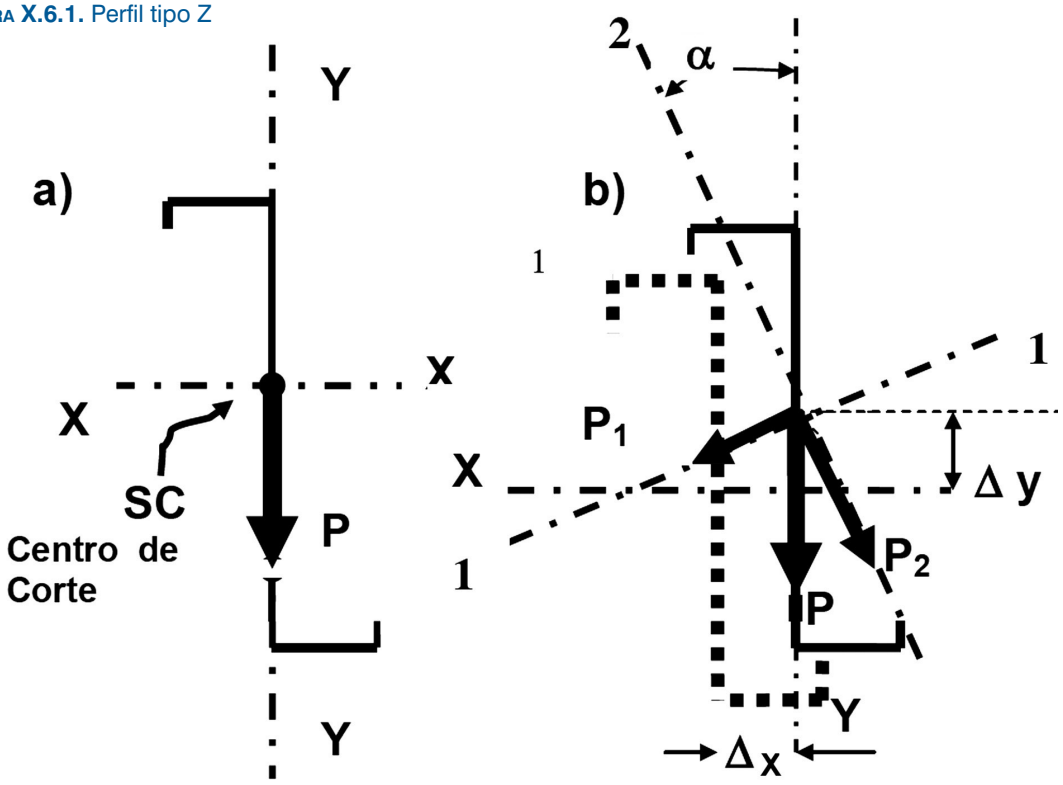
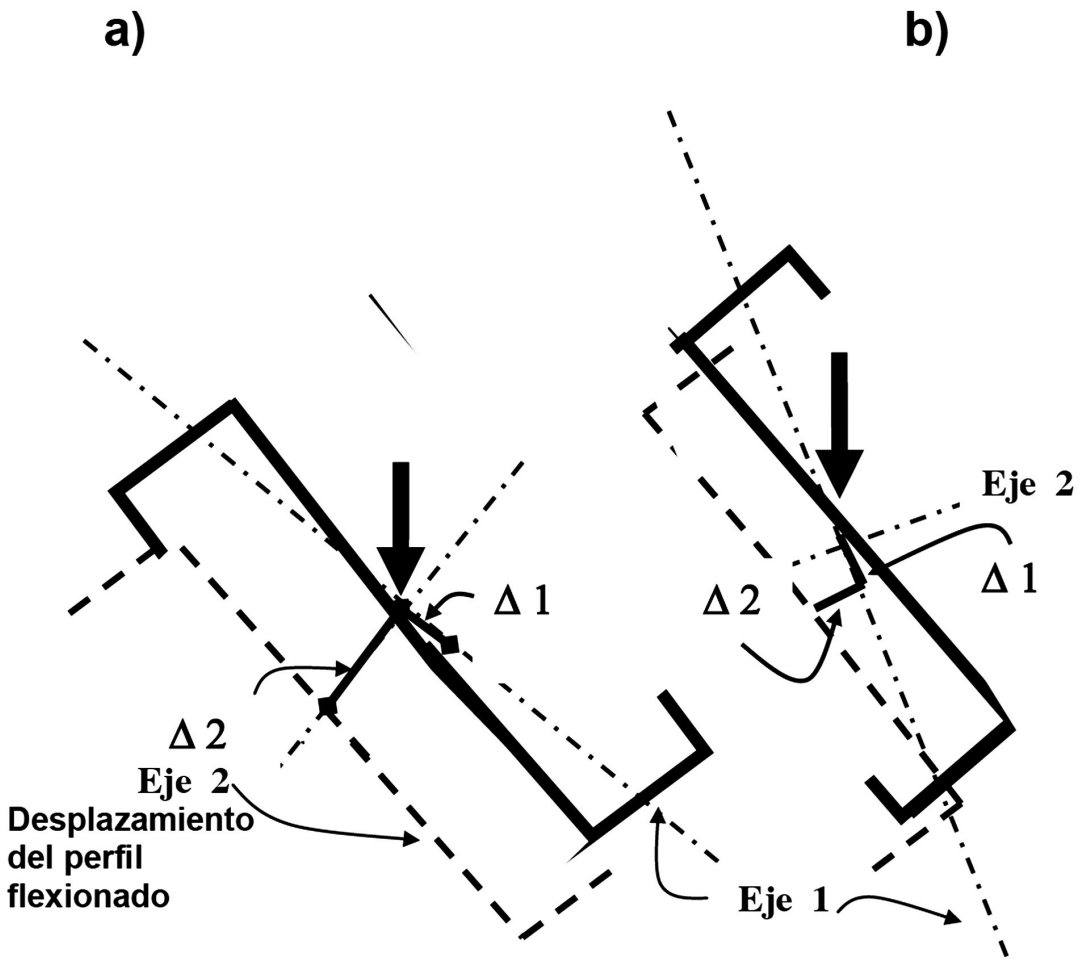


Figura X.6.2. Instalación de perfiles z en techos



yo. Si existen vínculos que impiden ese desplazamiento horizontal (Δx) se generan otros efectos, los que dependen de cada caso.

Las posibilidades de respuestas en este caso pueden ser complejas pues esa tendencia de desplazamientos laterales puede originar efectos torsionales que no son causados por excentricidades respecto del centro de corte como en el perfil C, sino por existir ejes principales oblicuos y vínculos que impiden algunas de las deformaciones del perfil. Este hecho complica el cálculo exacto de tensiones. Pero dado que este perfil no forma parte de los del Manual solo se hace la advertencia a los calculistas de que su evaluación estructural exacta puede ser compleja y se recomienda consultar bibliografía especializada si se desea profundizar en el tema

Sin embargo conviene advertir sobre la conveniencia de cómo instalar estos perfiles si son empleados como correas en techos con pendiente. Es frecuente ver que se instalan con las alas superiores de las Z mirando hacia pendiente abajo en los techos como se muestra en la Figura X.6.2 a). Esto es una posición inconveniente ya que el eje principal adopta una posición inadecuada en relación con la carga gravitacional que en los techos es predominante, sobre todo en el caso de nieve. Al estar en esa posición el perfil es flectado principalmente respecto al eje 2 que es el eje debil y con un momento de inercia mucho menor que con respecto al eje 1 Por lo tanto la deformaciónΔ 2 predomina, lo que es poco conveniente. Además siendo menor el Módulo resistente en ese sentido serán mucho mayores las tensiones por flexión. Por lo tanto queda comprobado que la posición correcta de los perfiles en un techo es la mostrada en la Figura X.6.2 **b**).

En esta figura se ha supuesto la carga gravitacional aplicada en el centro de corte (centro de simetría polar) para simplificar la demostración del caso. En el caso corriente de cargas aplicadas en el ala superior, las desventajas de la posición mostrado en la figura a) aumentan aún más ya que se agregan los efectos de torsión por la excentricidad aumentada respecto del centro de Corte.

ANEXO 7.
PANDEOS DISTORSIONALES

En la edición 2007 de la norma AISI se introduce el pandeo distorsional para las columnas y vigas en flexión y para las columnas comprimidas.

Se trata de un concepto nuevo, explicado en la norma. Los gráficos de las Figuras X.7.1 y X.7.2 de este Anexo muestran en secciones de un perfil tipo C las deformaciones que caracterizan los tres tipos de pandeos que pueden afectar a este tipo de perfiles. En las versiones anteriores de la Norma se consideraban solo los pandeos locales en las alas de los perfiles y el pandeo general del tipo flexional o flexo- torsional del perfil en toda su longitud. El pandeo que ahora se agrega afecta a perfiles abiertos como los del tipo Canal que poseen alas con una pestaña rigidizadora en el borde. Este pandeo ocurre cuando, por la debilidad del alma y de la pestaña, las alas tienden a rotar provocando una distorsión lateral y torsional de las alas, cuando la tensión de compresión en el ala supera a una determinada tensión crítica de pandeo distorsional.

Esta falla de pandeo por distorsión es aplicable al caso de los perfiles Montantes y Vigas del listado de perfiles del Manual. En este Anexo se evalúa si este tipo de pandeo distorsional afecta a estos perfiles de la Tabla B.2.1 de este Manual que son los montantes M1 a M4 y las vigas V1 a V5.

Las longitudes de ondas de las deformaciones de inestabilidad son cortas en el pandeo local (del orden del ancho del ala), del orden de las distancias

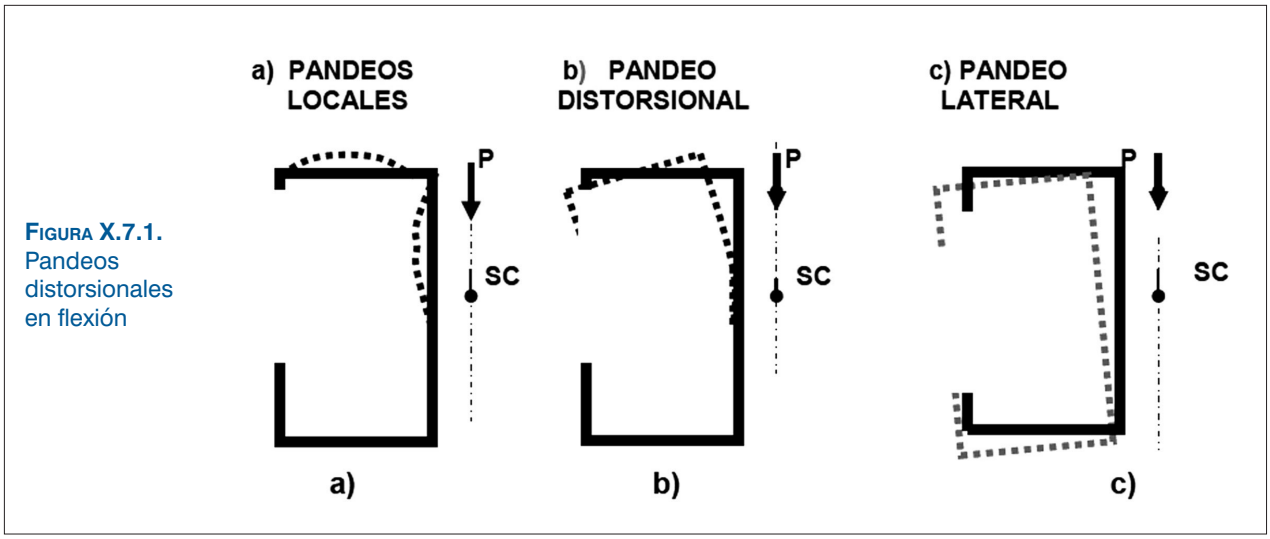


Figura X.7.1. Pandeos distorsionales en flexión

NOTA En las figuras se muestra en punteado las deformaciones que se producen en los perfiles causado por el respectivo pandeo. Hasta esta nueva edición de la norma el fenómeno del pandeo distorsional se había tenido en cuenta solo en forma indirecta.

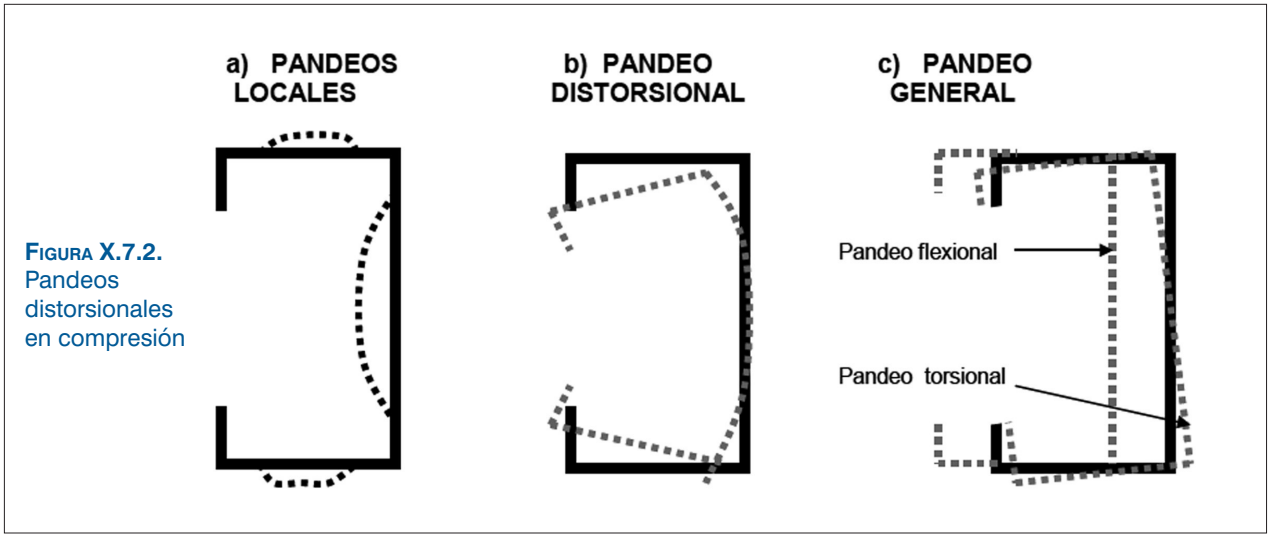


Figura X.7.2. Pandeos distorsionales en compresión

entre riostras en el pandeo lateral general y de largo intermedio en los pandeos distorsionales

X.7.1. Cláusula C.3.1.4 de Norma AISI 2007 pandeo distorsional en flexión

Es conveniente mostrar en la Figura X.7.1 gráficamente en forma exagerada las deformaciones de la sección de los perfiles montantes y vigas de forma de canal con pestañas en sus alas, para las tres formas de pandeos que se presentan en un perfil tipo C sometido a flexión.

X.7.2. Cláusula C.4.2 de la norma AISI 2007 pandeo distorsional en elementos en compresión

Cuando un elemento, como los montantes del Manual son comprimidos, además del pandeo local y el pandeo general flexo-torsional, en esta nueva versión de la norma se agrega el caso del pandeo distorsional. En la Figura X.7.2 se muestran en forma exagerada, en líneas de puntos, las deformaciones en las alas y almas de los perfiles montantes para que el lector pueda apreciar la diferencia entre las tres formas de inestabilidad de las alas y alma del perfil.

X.7.3. Verificación del pandeo distorsional de la norma AISI 2007

En las Figuras X.7.1b) y X.7.2b) de ambos casos se observa que esta falla de estabilidad consiste en un giro de las alas que al mismo tiempo genera una flexión en las respectivas almas. Por lo tanto revela una debilidad del perfil en evitar que sufran una distorsión rotacional, cuando las tensiones de compresión llegan a un cierto límite crítico.

En la norma, el problema se ha tratado en tres métodos de solución, de creciente complejidad. El método más simple y apto para ser realizado en forma manual y relativamente simple, no contempla ciertos factores favorables que contribuyen a la estabilidad. Por lo mismo sus resultados están en general del lado seguro El método recomendado es el de Elementos Finitos con un programa de computación especial.

Como este Manual está destinado al público general, pero en forma preferencial a profesionales que realicen los cálculos estructurales de Steel Framing, es posible que en la mayoría de los casos de proyectos de viviendas aisladas de uno a dos pisos los procedimientos más complejos de cálculo generen complicaciones por el tiempo profesional requerido y se sobrepase los presupuestos del proyecto Por esta razón, para esos casos es conveniente brindar en este Manual a esos profesionales la posibilidad de eludir el empleo de verificaciones demasiado complejas.

Sin perjuicio que sea conveniente realizar las verificaciones establecidas en la Norma, sobre todo para los fabricantes de perfiles y para proyectos de gran envergadura e importancia, en este ANEXO se va a realizar una evaluación para el caso de los montantes y vigas del Manual, en su empleo en muros, tabiques, techos y pisos, para determinar si este tipo de falla de estabilidad distorsional es aplicable a estos casos.

X.7.4. Pandeo distorsional en perfiles de este manual

En la norma AISI 2007 se introduce, después de más de 50 años, el requerimiento de la verificación de las posibilidad de pandeos distorsionales en perfiles con alas con pestañas en sus extremos, sometidos ya sea a flexión o compresión. Es un evidente avance técnico en problemas que habían sido ignorados en las ediciones anteriores de la Norma Sin embargo ese hecho, por otro lado, prueba que por este motivo no han existido problemas muy graves, ya que si así hubiera sido, este problema hubiera sido abordado desde hace mucho tiempo.

Tal como se muestra en las figuras, este tipo de inestabilidad se origina por un giro de alas comprimidas con sus pestañas de borde y generando una evidente flexión en las respectivas almas. De esta manera se observa que la debilidad de flexión del alma es la que posibilita la distorsión del ala. Cuanto mayor es esa debilidad tanto mayor es el peligro distorsional.

Para comprender de qué forma puede generarse en los montantes de las estructuras de viviendas de este Manual pandeos distorsionales en las alas es conveniente analizar el comportamiento de los recubrimientos que se emplean en el sistema de STEEL FRAMING y qué efecto pueden tener en impedir esta inestabilidad.

En la Figura X.7.3 se muestra un montante de muro exterior con los revestimientos usuales. En el caso de tabiques interiores va yeso cartón en ambas caras.

En los casos de muros de este Manual no consideramos aplicable lo dispuesto en la norma AISI 2007, que se refiere a casos del perfil sin revestimientos. Las verificaciones del pandeo distorsionales prescriptas en la norma AISI 2007 consisten en probar que el perfil por si solo posee resistencias internas propias que impiden la iniciación de la inestabilidad distorsional de las alas.

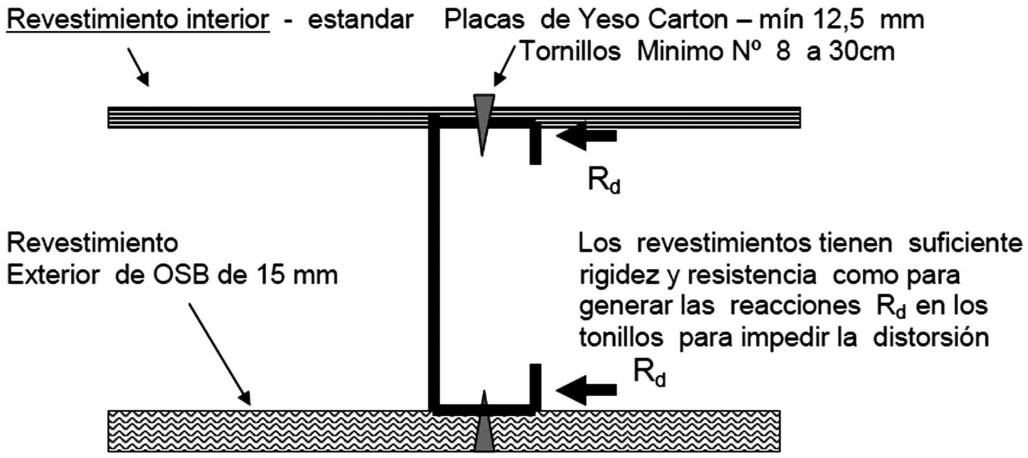


Figura X.7.3. Montante con revestimientos

Figura X.7.4. Montante de muro

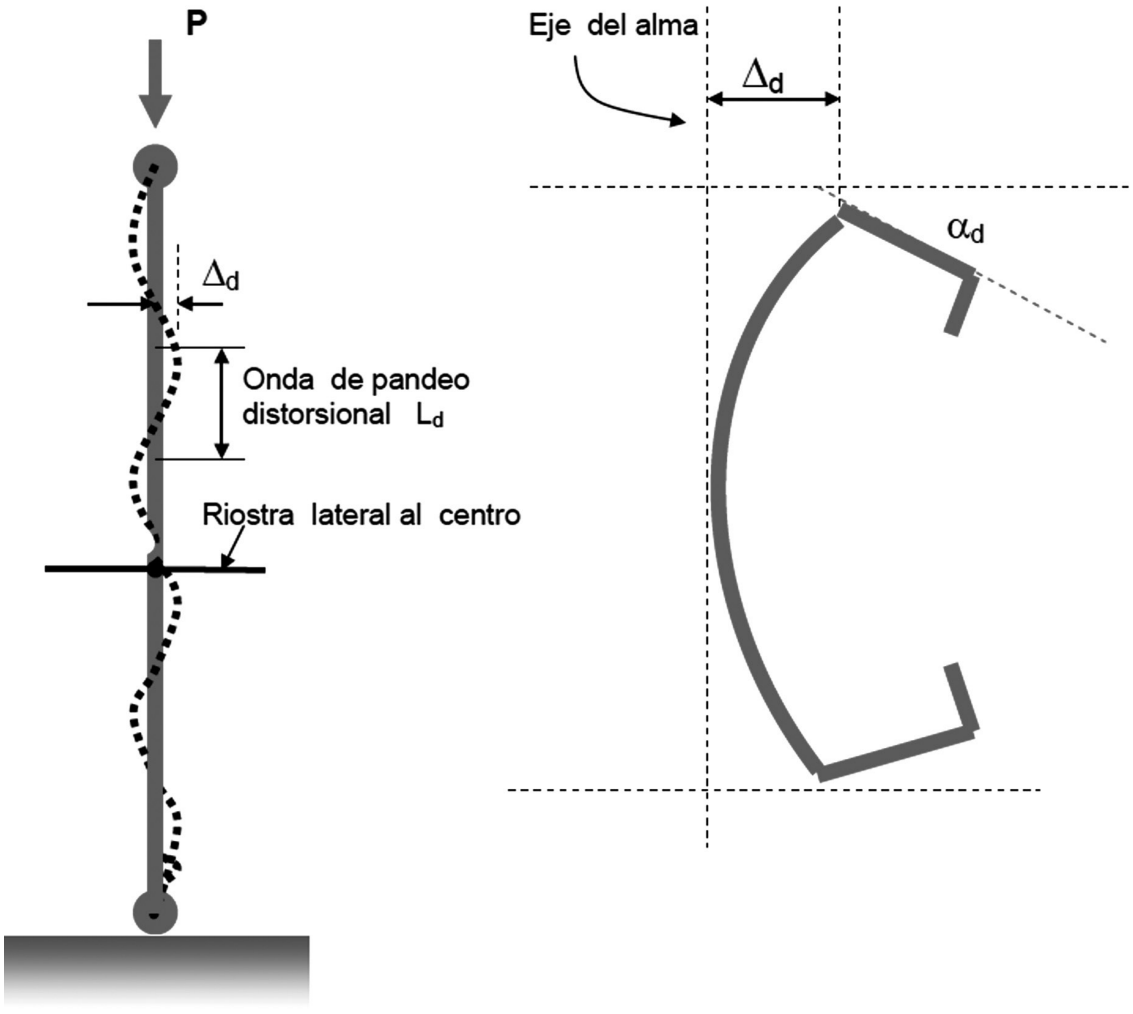
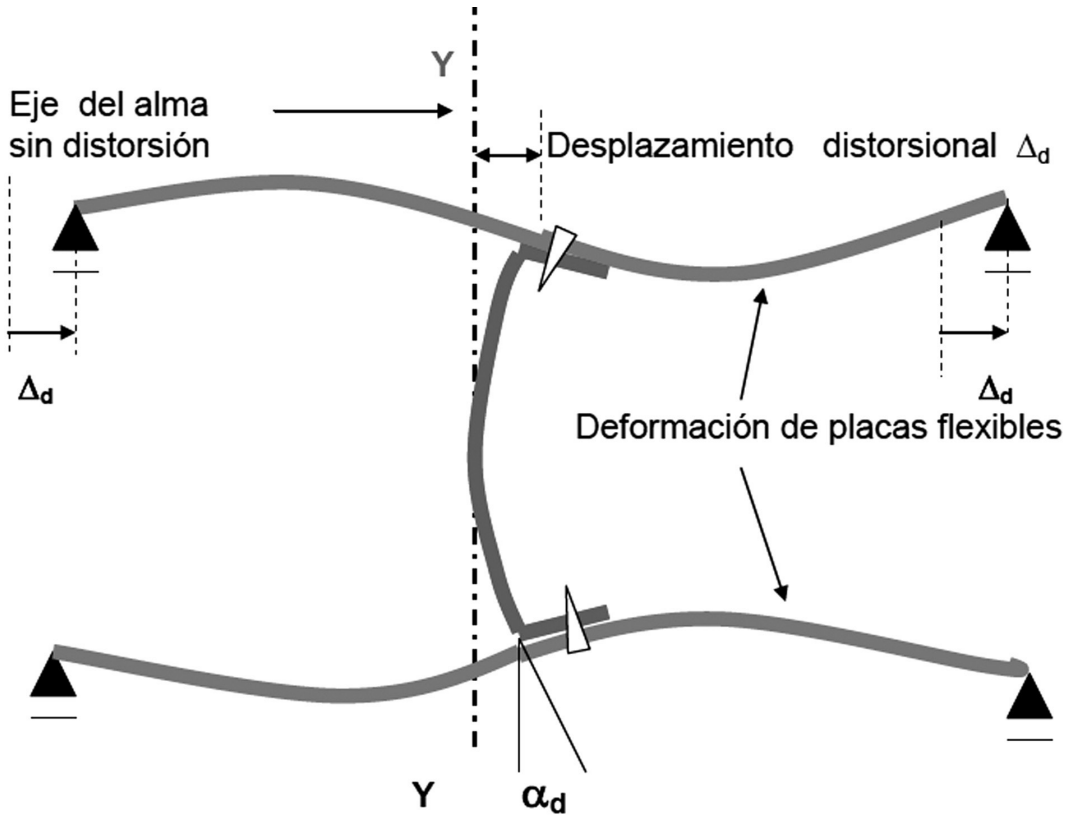


Figura X.7.5. Montante con resestimientos flexibles



En la Figura X.7.4 a) se muestra de frente un montante de muro comprimido por una fuerza P, tal que se producen pandeos distorsionales de las alas según longitudes de onda L_d y desviaciones laterales Δ_d.

La Figura b) es el corte del montante en una sección de máxima deformación por pandeo, donde se muestra el desplazamiento Δ_d medido desde el plano del eje del alma, que permanece sin desplazarse.

La Figura X.7.5 muestra un montante con pandeo distorsional y con revestimientos muy flexibles (planchas metálicas) con apoyos extremos desplazables. En este caso con revestimientos flexibles no existen impedimentos para que se produzca el pandeo distorsional del montante. Sin embargo los revestimientos de placas de madera o de yeso cartón poseen una relativa apreciable rigidez y resIstencia que impide los desplazamientos Δ_d de las ondas del pandeo distorsional, por acción de los tornillos de fijación espaciados por lo general en 15 cm entre sí.

Por lo tanto en el caso de las construcciones de este Manual, de muros revestidos con placas, el pandeo distorsional no se produce.

En cuanto a la fuerza que pueden generarse en los tornillos vamos a destacar el hecho que en el caso de efectos de segundo orden, como es el caso de los pandeos, las fuerzas y rigideces requeridas para impedir la iniciación del pandeo, en general son de reducida magnitud si se comparan con las fuerzas de compresión del elemento que se investiga. Sabido es que en los pandeos generales las fuerzas suficientes para impedir la iniciación del pandeo son del orden de solo 2% de la compresión de la parte comprimida. Si consideramos el caso de un perfil M, con un ala comprimida de unos 0,5 cm^2 de área y una compresión de 12 KN / cm^2, la fuerza de compresión es del orden de unos 6 KN. El 2% de ese valor es 120 N, es decir que solo 12 kg de fuerza que es capaz de impedir el pandeo.

En la Figura X.7.3 bastaría que los tornillos, colocados a 15 cm de distancia, desarrollaran la fuerza Rd con solo una parte de su capacidad para impedir el inicio de un pandeo distorsional del ala. De modo similar si evaluamos la rigidez de giro de la placa de yeso cartón o las de madera, comparado con la del alma del perfil de solo 0,9 mm se aprecia que esa lámina delgada de acero es incapaz de hacer girar a ese nudo de la placa de revestimiento en su tendencia de inestabilidad.

Conclusión

La instalación de placas estructurales de revestimiento, como las empleadas en el Steel Framing tratado en este Manual, atornilladas a las alas de los montantes, impiden la iniciación del pandeo distorsional de las alas. Por lo tanto es razonable que no se requiera realizar las verificaciones de pandeo distorsional a los perfiles canal que se emplean en las estructuras de este Manual, que llevan revestimientos en sus alas comprimidas.

Recomendaciones

Sin embargo en los casos que montantes y vigas no tuvieran revestimientos de yeso cartón o de placas de madera, como los especificados en este Manual, el profesional responsable del diseño deberá verificar si existe el peligro de pandeos distorsionales. Lo mismo es aplicable, si durante algún momento de la vida útil de la estructura se retiran los revestimientos, aunque sea solo en forma transitoria. Si no se verifica el peligro del pandeo distorsional, se deberá proceder a un adecuado apuntalamiento mientras dure la ausencia de revestimientos.

En cuanto a los fabricantes de estos perfiles, es recomendable que estén en condiciones de entregar a sus clientes informaciones respecto de las resistencias a pandeo distorsional de los perfiles tipo canal, que ofrecen al mercado.

ANEXO X8.
VERIFICACIÓN DE PERFILES CANAL

X.8.1. Introducción

Este Manual es una adaptación del folleto de la AISI Cold Formed Steel Framing Prescriptive Method For One and Two Family Dwellings (ref 5), el cual se caracteriza por ser esencialmente práctico y dirigido a constructores y técnicos, que respetando las reglas de ese Manual pueden construir este tipo de viviendas, sin exigencias especiales respecto de la verificación de resistencia de las partes.

En esta segunda edición y considerando la realidad de la construcción en America Latina, se ha optado en primer lugar en agregar las novedades introducidas por la nueva edición de la norma AISI 2007 y en segundo lugar varias aclaraciones y recomendaciones de verificaciones estructurales, para ser empleadas por los profesionales latinoamericanos cuando fuere necesario.

En estos países no existe una larga experiencia en construcciones livianas de acero ya que ha predominado la de hormigón, ladrillos, madera y en vastas zonas el adobe. Por ello es conveniente difundir algunas particularidades del diseño en acero de perfiles de espesores reducidos y que para muchos profesionales aportan nuevos conocimientos.

Por estos motivos esta edición incluye nuevos Anexos en que se trata problemas que conviene que los profesionales conozcan, especialmente si son los responsables de la seguridad estructural de este tipo de construcciones.

X.8.2. Recomendaciones para el diseño estructural de canales

Es conveniente que el lector de este Manual conozca las variantes que se pueden producir en la verificación estructural de los perfiles C de este Manual (montantes y vigas) ya que es posible que en el empleo de estos perfiles se presenten diferentes casos de ubicación de los perfiles, de las cargas aplicadas y de los apoyos.

La FIGURA X.8.1 es el caso más frecuente de una fuerza P aplicada en un punto del ala superior. Sin embargo pueden existir casos en que la fuerza se aplique en otros puntos del perfil, casos que deben tratarse racionalmente y de acuerdo a los procedimientos de cálculo adecuados.

La FIGURA X.8.1 es similar a la Figura C-D.3.2.1-6 de los Comentarios de la norma AISI 2007, en donde se explica el criterio para determinar las fuerzas en las riostras laterales de las vigas. En este ANEXO se emplea la misma figura pero con la finalidad de analizar la forma de verificación de la resistencia del perfil. De esta manera este Anexo viene a comple-

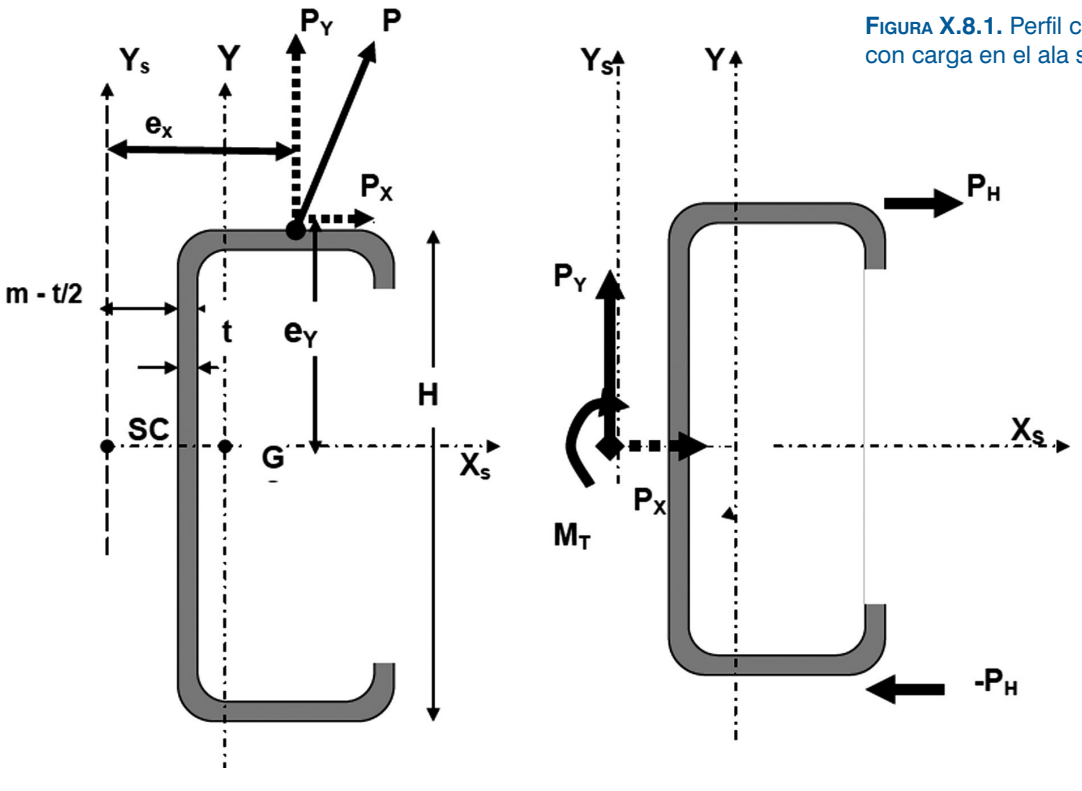


FIGURA X.8.1. Perfil canal con carga en el ala superior

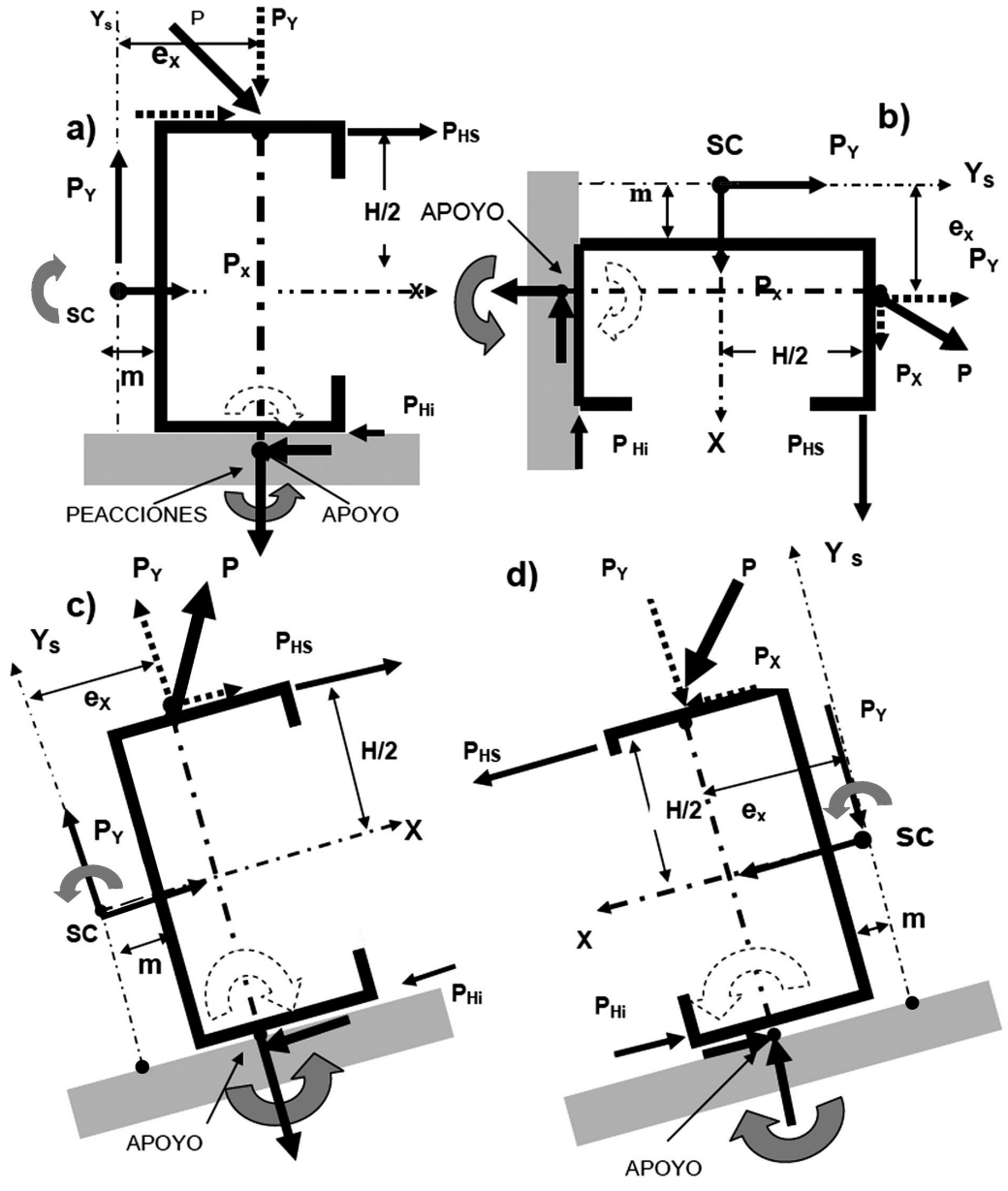
mentar lo prescrito en la Norma AISI, entregando información útil para los Ingenieros estructurales que usen este Manual.

Se analizan a continuación las fuerzas que pueden actuar sobre estos perfiles canal ya sea como correas de techo, de paredes o como vigas de piso. También debe considerarse la influencia de la ubicación del perfil respecto de su apoyo, la inclinación del perfil (techo) y la importancia de los vínculos (apoyos y riostras). En la Figura X.8.2 se muestran las distintas ubicaciones que pueden tener estos perfiles CANAL respecto de sus apoyos, que pueden ser horizontales, verticales o inclinados. Se asume que en el ala libre se aplica una fuerza P de componentes PX PY, que pueden ser fuerzas distribuidas o puntuales. La Figura X.8.2 a) es similar a la C-D.3.2.1-6 de los Comentarios de la norma AISI 2007 y hemos optado por agregar otras ubicaciones posibles en las figuras b, c y d.

Se observa que en todos los casos el procedimiento es el mismo, donde las componentes en X e Y de la fuerza P se trasladan al centro de corte SC y el perfil se verifica a la flexión en X e Y agregándose el efecto de la suma vectorial de las torsiones, Esta torsión resultante en el centro de corte se transforma al nivel de las alas en el par P_H x H igual al momento de torsión actuante.

Aplicando este procedimiento es posible resolver los casos de vigas de estos perfiles en forma

Figura X.8.2. Casos de cargas y posiciones de perfiles canal



racional y donde aparte de la torsión por la excentricidad respecto del centro de corte prima la torsión generada por la excentricidad de la componente Px.

Basado en el análisis de fuerzas realizado en la Cláusula C7 del Capítulo D de este Manual y en la figura a) de la misma, es posible escribir para estos cuatro casos de posición del perfil, con la carga aplicada en un punto del ala superior, las expresiones de las tres fuerzas a que se reducen las acciones sobre estos perfiles. Al efectuar el traslado de las componentes P_X y P_Y al centro de corte SC, solo quedan las siguientes tres fuerzas

En el centro de corte P_Y

En el ala superior $P_{HS} = P_X + P_Y e_X / H$

En el ala inferior $P_{Hi} = - P_Y e_X / H$

fórmulas en las cuales hay que respetar los signos de las fuerzas. Empleando estas fórmulas de las fuerzas actuantes se procede a calcular la flexión según el eje Y y las flexiones transversales en las alas del canal.

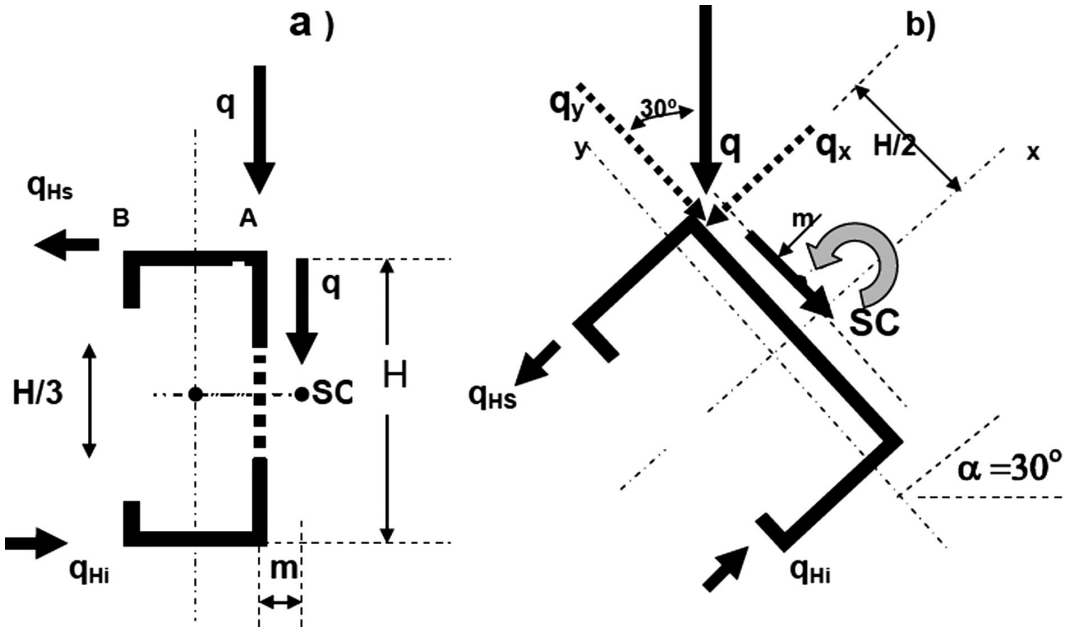
Sin embargo debe aclararse que para perfiles canal actuando como correas es importante incluir la definición de las características de los apoyos. En primer lugar, en estas verificaciones, salvo que se trate de correas continuas, los apoyos para las flexiones en el plano del eje Y, son consideradas como apoyos rotulados. En cambio para la torsión, que se reduce en estos perfiles a flexiones transversales de las alas del perfil, se asimilan a apoyos también rotulados a nivel del ala inferior y superior. Pero el diseño en detalle de los apoyos no se incluye en este análisis, por lo cual basta definir en los apoyos, las reacciones en el sentido de los ejes X e Y más el momento generado en los extremos de las alas por las reacciones transversales en estas alas multiplicados por las distancia entre dichas alas.

X.8.3. Ejemplo de cálculo de un perfil montante

Como caso básico vamos a verificar el perfil montante M2 de la Tabla B.2.1 del Manual en posición vertical Figura X.8.3 a) - para evaluar la resistencia requerida por la flexión más la torsión generada por la excentricidad de la carga respecto de centro de corte SC.

A los fines de mostrar la importancia de la ubicación del perfil y que las reducciones por torsión pueden sobrepasar los coeficientes R de la norma AISI se presenta el mismo perfil en la Figura X.8.3 b), en una ubicación muy desfavorable en la cual la reducción de resistencia es mayor que la prevista en la norma.

Figura X.8.3. Perfil montante con flexión y torsión



En la Figura X.8.3 a) se muestra un perfil canal en posición vertical con una carga distribuida q uniforme actuando en el plano del alma. Como ejemplo verificaremos el montante M2 del Manual empleado como vigueta para un piso, sin fijaciones laterales, en una luz de 0,80 m y con una carga q = 8,5 KN/m

$M_X = 8,5 \times 1,80^2 / 8 = 0,68$ KN m = 68 KN cm

Como era costumbre y estaba establecido en las normas AISI antes de la edición del año 2001, este caso se verificaba solamente con las tensiones admisibles por pandeo lateral, sin tomar en cuenta el efecto de la torsión por excentricidad respecto del centro de corte.La torsión se consideraba resistida por riostras laterales. Para este perfil con luz de 0,8 m no hay reducción por pandeo lateral por ser menor que la luz crítica L_{kd}, por lo cual pareciera que no se requieren riostras laterales para evitar el pandeo lateral. Pero veamos cual es la situación si tenemos en cuenta lo especificado en la sección C.3.1 de la AISI 2007.

La tensión admisible para el acero empleado en este Manual, es

Fa = 0,6 x 23 KN/cm² =13,8 KN / cm²

Tensión máxima por flexión

$f_x = 68 / 4,96 = 13,7$ KN / cm²

Según este cálculo el perfil resistiría esa carga, aun sin riostras.

Sin embargo, de acuerdo con la norma AISI 2007 debe verificarse también al efecto de la torsión. Para ello empleamos el método simplificado explicado anteriormente, con la resistencia de alabeo de las alas conforme a los valores de la Tabla X.4.1.

$q_H = qm/H = 8,5$ KN/m x 1,71 cm/ 9 cm = 1,615 KN/m

$M_H = 1,615 \times 0,8^2 / 8 = 0,129$ KN m = 12,9 KN cm

$f_H = 12,9 / 1,18 = 10,93$ KN / cm²

$f_x = 13,7$ KN/cm²

$f_{tot} = f_x + f_H = 13,7 + 10,93 =$
24,63 KN/ cm² > f_{adm} = 13,8 KN/cm²

R = fx / f tot = 13,7 / 24,63 = 0,56

El valor de R resulta igual al de la Tabla X.4.2.

Con esta verificación se comprueba que evidentemente la torsión es una acción que reduce la capacidad de resistencia del perfil en una proporción definida por el coeficiente R donde R es el valor definido en la cláusula C.3.6 de la norma AISI 2007. De acuerdo con esta verificación es necesario un perfil más resistente para cumplir con los márgenes de seguridad de la norma.

Es interesante analizar también el caso de la Figura X.8.3 b) que es uno de los tantos que pueden ocurrir en el empleo de los perfiles montantes (M) y vigas (V) como correas de techo o de muro. Supongamos una pendiente de techo de $\alpha = 30°$ y el mismo perfil del ejemplo anterior con una carga de 2.3 KN / m con una, luz de 80 cm y apoyos en los extremos, sin arriostramiento lateral en el ala superior.

Este caso es el mismo que el de la alternativa d) de la Figura X.8.2 salvo que e_X = m, y se puede aplicar las expresiones del punto anterior.

$q_Y = 2,3 \cos 30° = 1,99$ KN/m

$q_X = 2,3$ sen 30° = 1,15 KN/m

Datos del perfil M2
m = 1,71 ver Tablas B.2.1 y X.4.1
Sx = 4,96 cm³
$S_{YA}' = 1,18$ cm³
$S_{YB}' = 1,96$ cm³

$q_{HS} = q_X + q_Y\, m/H = 1,15 + 1,99 \times 1,71/9 = 1,15 + 0,378 = 1,528$ KN/m

$q_x = 1,15$ KH/m

$q_{Hs} = q_y m/H = 1,99 \times 1,71 / 90,378$ KN/m = 0,378 KN/m

$M_X = 1,99 \times 0,8^2 / 8 = 0,1592$ KNm = 15,92 KNcm

$M_{HS} = 11,525 \times 0,8^2 / 8 = 0,092$ KNm = 9,20 KNcm

$M_{Hi} = 0,378 \times 0,8^2 / 8 = 0,030$ KNm = 3,0 kNcm

Tensiones

En el ala superior punto crítico A

$f_A = M_X/S_x + M_{Hx} / S_{YA}' + M_{HS} / S_{YA}'$

$f_A = 15,92 / 4,96 + 9,2 / 1,18 + 3,0 / 1,18 =$
$= 3,21 + 7,80 + 2,54 = 13,55$ KN /cm²

f =13,55 < fad = 13,8 OK
El perfil verifica

Evaluación de los resultados

En el caso del perfil de Figura X.8.3 a) con el perfil en posición vertical la influencia de la torsión por la excentricidad reduce la resistencia a un 56%. Eso equivale a que la carga admisible se reduce en similar porcentaje, es decir pasa de 8,6 KN / m a 0,56 X 8,6 = 4,76 KN/ m.

En cambio en el caso de la Figura X.8.3 b) prevalece la torsión producida por la inclinación y posición desfavorable de la correa lo que genera la componente qx de la carga gravitacional q que produce una torsión predominante. De todas maneras a la torsión de esta componente se agrega la torsión por la excentricidad, por lo cual para este caso la carga admisible baja a solo 2,3 KN/m. En este caso la carga admisible se reduce a 2,3/8,60 = 0,27. Solo al 27% de la carga del perfil en 80 cm de luz y sin considerar las torsiones.

Comentarios

En el primer ejemplo de fuerzas paralelas al plano del alma, es aplicable el coeficiente de reducción que se emplea en la norma AISI 2007, y en este caso el valor de R es el mismo que Figura en X.4.2 del anexo 4.

En el segundo ejemplo, que corresponde a la alternativa d) de la Figura X.8.2 de este anexo, se observa que el empleo del factor R no resulta aplicable ya que cuando las fuerzas son oblicuas con respecto al alma, la fuerza componente q_x (o P_x) puede tener un efecto torsional mayor que el de la excentricidad respecto del centro de corte, y en este caso, si las fuerzas están aplicadas al ala superior, generar un requerimiento mucho mayor de la resistencia lateral del perfil canal.

ANEXO 9. COMENTARIOS A LOS CAMBIOS DE LA NORMA AISI 2007

NOTA. De interés para los técnicos especializados en el cálculo estructural

Introducción

Los profesionales de la industria del acero reconocen al AISI (American Iron and Steel Institute) como la Institución líder a nivel internacional del diseño y construcción de estructuras de acero formadas en frío. De allí que cuando una norma de diseño que edita AISI cambia y aporta novedades es útil conocerlas a tiempo. En todos los niveles de la tecnología internacional se observan continuas mejoras, sucediéndose cambios que el ingeniero estructural debe conocer si pretende mantenerse actualizado y competitivo en su especialidad.

Este Comentario está dirigido a los profesionales que están relacionados con los proyectos y construcciones de estructuras de perfiles conformados en frío, desde los calculistas y proyectistas hasta los técnicos de los talleres, para los cuales, muchas veces es imposible conocer las novedades que se producen en la tecnología internacional. En estos comentarios se pretende comunicar aquellos cambios más importantes que en algunos casos alteran procedimientos anteriores y en otros presentan nuevas formas de tratar aspectos de diseño. Por lo tanto este Comentario será de utilidad práctica para el avance de las estructuras de acero del STEEL FRAMING.

La nueva edición 2007 de las Especificaciones AISI contienen numerosos cambios respecto de la edición anterior de 2001. Dentro de estos cambios existen muchos que son simplemente de forma o de organización de textos, al lado de otras que representan novedades de forma y contenido que modifican procedimientos de diseño y cálculo empleados hasta ahora. En el ANEXO 9 de este texto se publica un Listado de los cambios,cláusula por cláusula que incluye. la lista de los cambios detectados en el nuevo texto, lo que permitirá a los profesionales interesados en ello ubicarlos y evaluar la importancia que tienen respecto al empleo de la anterior edición de la Norma.

Dentro de ese listado existen algunas novedades importantes que involucran modificaciones en la forma del cálculo y de diseño de estas estructuras. Esos temas destacados merecen un comentario esclarecedor que frecuentemente no se encuentra en el texto de la norma. En este Comentario se pretende contribuir con explicaciones, principalmente conceptuales destinados a aquellos profesionales que aparte del empleo de las nuevas fórmulas y procedimientos de la norma, tengan interés en la comprensión del motivo y destino de las modificaciones introducidas

Solo se comentan a continuación aquellos cambios que representan modificaciones importantes a la anterior versión de la norma del año 2001

1. Pandeo distorsional (C.3.1.4)

El pandeo distorsional es un fenómeno de inestabilidad, que a pesar de ser ya ampliamente conocido entre los expertos del tema, recién ahora se incorpora a la norma AISI. En las ediciones anteriores de la norma se trata solo el pandeo flexo-torsional y el pandeo local. Ahora se incorpora el pandeo distorsional que es el que se produce en alas de perfiles abiertos, como los C y Z en los cuales las alas, con pestañas,cuando están comprimidas pasan a una respuesta inestable y tienden a rotar en conjunto produciendo una deformación rotacional general del ala.

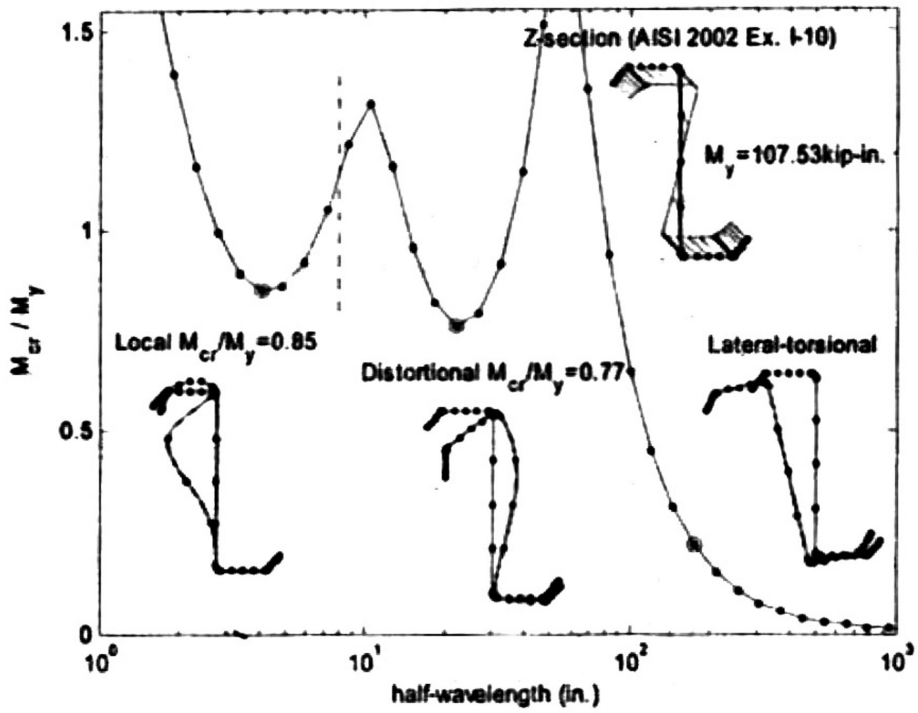
En las anteriores ediciones de la norma en el Capítulo B4 esto se ha tratado en forma indirecta para alas con pestañas, pero en esta nueva edición el tema se trata como un caso separado. Siendo un tema bastante complejo, se ofrecen tres métodos distintos de la forma de verificar en forma práctica la tensión Fd de pandeo distorsional de alas de perfiles abiertos. La norma ofrece un método simplificado de verificación en la cláusula C.3.1.4.a), otro método más exacto en C.3.1.4.b) y la determinación por el método de cálculo directo del Apéndice 1, según la cláusula C.3.1.4.c).

Considerando los casos de perfiles flexionados es importante destacar que los tres fenómenos de pandeo que ahora se consideran en la norma: pandeo general, pandeo distorsional y pandeo local definen ondas de deformación de distintos largos siendo las de pandeo general las más largas, las de pandeo local las más cortas y las distorsionales de largo intermedio. Esto se puede apreciar en la Figura C-C3.1.4.-1 del Comentario de la norma para un perfil tipo Z, que se reproduce la Figura X.9.1.

En los diseños de rutina en general es prudente evitar los problemas de los pandeos locales y los distorsionales, ya sea seleccionando perfiles de espesores tales que permitan eliminar el pandeo local y distorsional o recurriendo a artificios de riostras o fijación a elementos o recubrimientos estabilizantes, tal como se sugiere en la misma norma.

Para evaluar si es posible ignorar el peligro distorsional es conveniente emplear el método simplificado de C.3.1.4 a) que permite determinar manualmente y en forma rápida si tal peligro existe. Al ser

Figura X.9.1.



perfiles de espesores muy delgados efectivamente este peligro de pandeo distorsional existe y en caso de emplearse montantes y vigas sin recubrimientos debe verificarse este tipo de pandeo.Sin embargo en el Anexo 7 se ha comprobado que en el caso de muros y tabiques de este sistema, que siempre llevan revestimientos en sus caras, esos revestimientos son capaces de evitar el inicio de estos problemas de inestabilidad. Sin embargo si en algún caso el ingeniero responsable del diseño emplea perfiles montantes o del tipo viga sin revestimientos en las alas comprimidas deberá efectuar las verificaciones del pandeo distorsional. O en el caso de ser una situación transitoria efectuar los apuntalamientos para evitar los pandeos distorsionales.

2. Flexión y torsión en perfiles abiertos (C.3.1 y C.3.6)

En la edición de las Especificaciones AISI del año 2001 en la cláusula C.3.1 se incluyó la condición de que las prescripciones del pandeo lateral de vigas en flexión eran aplicables a perfiles donde las cargas pasan por el centro de corte. El tema de la torsión de perfiles Canal por efecto de la excentricidad respecto del centro de corte del perfil se trata en detalle en el ANEXO 4 de este Manual.

En esta edición 2007 de la norma AISI se modificó la redacción de la cláusula C.3.1, en la cual se prescribe que si las cargas no pasan por el centro de corte se debe respetar lo dispuesto en la cláusula C.3.6, en la cual se define un factor R que representa la reducción de resistencia que genera esta torsión. El cálculo de las tensiones en perfiles abiertos como las C y Z, para el caso de torsión por excentricidad es complejo, pero hay que destacar que en los perfiles delgados que se emplean en las estructuras de perfiles conformados en frío, y en especial en las del sistema Steel Framing, la torsión de Saint Venant puede ser ignorada, siendo la de alabeo la preponderante. En esta edición de Norma el problema de la verificación a torsión es desviado a una publicación del AISC Steel Design Guide (AISC1997a) "Torsional Analysis of Structural Steel Members" (Referencia 53). Sin embargo en este Comentario se estima que para perfiles delgados es suficiente considerar las resistencias laterales de las alas de perfiles C y Z como los elementos resistentes a la torsión por alabeo y a partir de allí determinar las tensiones por flexión lateral en esas alas por la torsión, las que pueden aumentar las tensiones en puntos críticos del perfil en el orden de hasta 60%, lo que equivale a reducir la resistencia a la flexión a solo el 40% de la que tiene si la fuerza actuante pasa por el centro de corte. En el citado Anexo 4 de este Manual se trata este problema que confirma en cierta manera el orden de los valores del factor R de la tabla D.6.1.1.1 para perfiles C sometidos a succión de viento,que genera una torsión por excentricidad aun cuando el ala traccionada se encuentra fijado fehacientemente a un revestimiento del tipo diafragma. Los valores de la tabla D.6.2.1.1, son congruentes con lo indicado en la cláusula C.3.6.

Lo que merece destacarse es que el tema de la estabilidad lateral de vigas tipo C y Z, clausula C.3.12.1 es un fenómeno de segundo orden, mientras que la torsión por excentricidad lo es de primer orden. Esto viene a confirmarse por las nuevas y más detalladas exigencias establecidas en el capítulo D3 respecto de las riostras requeridas para resistir las fuerzas generadas por torsión.Las fuerzas que se requieren para evitar el pandeo lateral de una viga son mucho menores.

Es muy importante analizar el contenido del Comentario a la cláusula D.3.2.1 que trata en detalle las reacciones que se deben aplicar a los perfiles C y Z en las riostras que se instalan en los perfiles correa. Aun cuando en el texto de la cláusula C.3.1 solo se menciona el caso de fuerzas que no pasan por el centro de corte en los comentarios del punto D.3.2.1 se aclaran las diferencias entre los perfiles C y los Z. Mientras que en el caso de los C el centro de corte está desplazado del centro de gravedad del perfil,siendo común el caso de cargas actuando con excentricidad, en el caso de los perfiles Z que tienen simetría puntual, el centro de corte coincide con el de gravedad,por lo cual su funcionamiento es diferente.En los perfiles Z las fuerzas que actúan en el ala pueden tener una excentricidad respecto de ese centro pero cuando coinciden con el plano del alma no existe tal excentricidad de torsión. Sin embargo existe otra respuesta anormal, generada por el hecho que los ejes principales de la Z son oblicuos y la flexión para cargas actuando en el plano del alma generan dos deformaciones; una normal al eje oblicuo principal y la otra normal al eje secundario oblicuo. En el Anexo 6 de este Manual se comenta brevemente las particularidades de los perfiles Z y que es conveniente recurrir a bibliografía especializada en el tema en caso de tener que diseñarse estos perfiles en condiciones no previstas en la norma AISI 2007.

3. Riostras en perfiles correas C y Z (D.3.2.1)

Esta cláusula ha sido ampliada con figuras que representan las acciones que actúan sobre los perfiles C y Z que se emplean como correas en techos y donde ninguna de sus alas se halla conectada a un recubrimiento estabilizador. Además el tema es ampliamente tratado en los Comentarios de la Norma, que en las ediciones anteriores se limitaba a dar las fuerzas de riostras por la torsión del perfil, sin analizar la combinación de todas las acciones a que quedan sometidas las correas de techo y de muro, que deben considerar las componentes de fuerzas como los pesos, las de nieve y viento combinadas con la torsión por excentricidad. En esta edición de la norma AISI 2007 se analiza estos casos pero manteniendo el criterio de solo considerar las reacciones de las acciones sobre la correa, pero sin detallar como se verifican las tensiones de flexión y torsión en estos perfiles abiertos. Para el caso de torsión la norma recomienda recurrir a la ya mencionada publicación del AISC (Referencia 53). Pero de todas maneras esta verificación exacta es compleja y parece recomendable que en el futuro se propusiera algún método más simple para estas verificaciones de torsión, como la sugerida en el Anexo 4 de esta edición del Manual.

La norma detalla la forma de determinar los esfuerzos que actúan sobre las riostras y destaca la necesidad de que en alguna parte esas fuerzas acumuladas sean ancladas en partes resistentes de la estructura. En techos con nieve y con pendientes fuertes estos esfuerzos pueden ser importantes y de todas maneras son necesarias para garantizar la estabilidad del techo.

Si bien se trata el caso de las fuerzas actuantes, en la norma se omite tratar la importancia de la posición de los perfiles C y Z en los techos, en relación con la torsión que se genera. Esto se trata en este Manual de STEEL FRAMING en el capítulo C y en mas detalle en el Anexo 8 para el caso de perfiles C, explicando que en techos con pendiente siempre las alas deben posicionarse mirando hacia la cumbrera, ya que si se colocan en la posición opuesta el efecto de la torsión aumenta a medida que aumenta la pendiente del techo. En el caso de los perfiles Z sucede lo mismo porque si el ala superior se halla dirigido hacia pendiente abajo, a medida que aumenta la pendiente del techo el perfil queda más expuesto a flexión en el eje más debil en el cual posee una resistencia menor, con lo cual el efecto de la torsión podrá sobrepasar a los coeficientes R de la tabla D.6.1.1.1. Ver este tema en al Anexo 6 de este Manual. Por lo tanto conviene que el usuario tenga en cuenta que los valores de esa tabla pueden aumentar si los perfiles C y Z son instalados en forma incorrecta con sus alas superiores en dirección pendiente abajo.

4. Arrostriamiento de miembros comprimidos (D.3.3)

Esta es una nueva cláusula D.3.3 que especifica que una riostra lateral de un perfil comprimido debe resistir al menos 1% de la fuerza de compresión en el perfil y prescribe la rigidez requerida para asegurar la fijación lateral del perfil. Esta cláusula agrega dos datos muy importantes, sobre todo en lo conceptual,al especificar la fuerza necesaria para impedir el pandeo lateral genera de un perfil comprimido y la exigencia de rigidez de la riostra. Que la fuerza sea solo el 1% de la compresión destaca el reducido esfuerzo que se requiere para impedir el pandeo lateral del perfil. Esta magnitud de fuerza, si se compara con las fuerzas requeridas para contener la flexión lateral generada por la torsión causada por la excentricidad que son mucho mayores, viene

a comprobar la cualidad de una acción de primer orden de esta acción torsional.

5. Construcción del tipo Steel Framing (D.4 y D4.1)

Para el caso del STEEL FRAMING de perfiles livianos la cláusula detalla una lista de Especificaciones de AISI, que han sido asignadas con nuevos números y que deben ser empleados en este tipo de construcción, especialmente aplicable a la construcción de viviendas, y que son:

North American Standard for Cold-Formed Steel Framing

- AISI 200 General Provisions
- AISI 210 Floor and Roof System Design
- AISI 211 Wall Stud Design
- AISI 212 Header Design
- AISI 213 Lateral Design
- AISI 214 Truss Design

En la cláusula D.4.1 se elimina la posibilidad de considerar los revestimientos de muros (placas en base de madera, yeso cartón, etc) como elementos estabilizadores al pandeo lateral general de los montantes (autorizado en las ediciones anteriores de la norma) permitiendo solo el denominado sistema "all steel". Es decir solo la estabilización lateral por medio de perfiles o cintas (flejes) de acero. De esta manera se elimina la cláusula D.4.1 de la edición AISI 2001 en la que se especificaba en que forma se debía tener en cuenta la resistencia y rigideces de los distintos revestimientos para garantizar la estabilidad de los montantes. Es destacable el hecho de que en la primera edición de este Manual se haya anticipado este criterio debido a que la permanencia de estos revestimientos no está garantizada, en cuyo caso los montantes no quedan asegurados contra fallas de compresión.

Sin embargo en la Especificación Complementaria AISI 211 - Wall Stud Design (59) se permite la estabilización de montantes por los revestimientos, siempre que se cumplan ciertas condiciones.

6. Diafragmas de acero de pisos y techos (D.5)

Este es un capítulo nuevo de la norma en que se menciona el hecho de que tradicionalmente los pisos y techos son arrostrados en su plano por diagonales de acero. En la norma se autoriza el empleo de revestimientos de acero como estabilizadores laterales de los planos de los pisos y techos. En este sentido la misma norma menciona al Steel Deck Institute (SDI) de EE.UU., institución que trata este tema en detalle. Es recomendable que el profesional que desea profundizar sus conocimiento en esta área consulte las normas y publicaciones del SDI.

En todo caso, cuando se emplea estos revestimientos de acero es posible eliminar los arrostramientos de diagonales en el plano del techo o piso, con lo cual se logra una reducción de costo y una sensible simplificación constructiva.

Sin embargo la adopción de estos recubrimientos como diafragmas resistentes y capaces de resistir las acciones de sismos, viento y explosiones no debe ser una aplicación empírica sino que verificada en su seguridad según lo especificado en esta norma. El dimensionamiento de estos diafragmas puede hacerse por cálculo o por ensayos, respetando los coeficientes de seguridad y/o factores de carga establecidos en la Tabla D.5 de la norma.

Se debe verificar la seguridad de los fijadores que pueden ser tornillos, otros o soldadura,siendo en general el detalle crítico de los diafragmas, analizado en la Norma AISI y en sus Comentarios.

Otro factor a controlar es la posibilidad de pandeo general del revestimiento fuera de su plano. Aunque la norma no lo aclara en general estos revestimientos son placas del tipo ondulado, trapezoidal u otras formas con nervaduras formadas en una dirección, destinadas a darle rigidez transversal a las mismas.

La norma no trata el tema de la rigidez en el plano de los diafragmas, que puede ser importante en caso que deben compararse rigideces laterales entre distintos planos de diafragmas. En la norma se dan referencias de otras normas que permiten resolver estos problemas, que pueden ser importantes en el calculo de sismo o viento, para establecer la colaboración de cada diafragma en la resistencia lateral.

La norma no menciona los revestimientos de placas tipo madera y yeso cartón como aptas para actuar como diafragmas de pisos y techos. Esto es lógico como para establecer un margen de seguridad general de diseño. Sin embargo en el caso del sistema Steel Framing es posible contar con la acción de diafragma de los revestimientos de placas del tipo estructural en base a madera. Para ello el proyectista deberá consultar lo indicado en el capítulo D.4 de la Norma AISI

Sin perjuicio de que en general solo se autorizan los diafragmas de acero en pisos y techos, el proyectista conviene que de alguna manera tome en cuenta la existencia de los revestimientos de placas de madera y/o yeso cartón, cuando las rigideces de estos revestimientos son importantes y pueden in-

fluenciar la distribución de fuerzas laterales (sismo o viento), y modificar los períodos u otro efecto que puede resultar imprevistos, si se ignora la presencia de estos revestimientos no metálicos.

7. Sistemas de muros y techos metálicos (D.6)

Se agrega esta nueva sección D.6 en la cual se trata en general el caso de techos y muros formados por perfiles de correas o viguetas con revestimientos de paneles y/o planchas nervuradas (standing seam). Cláusulas que en las ediciones anteriores estaban en la sección C han sido trasladadas a esta nueva sección D.6, tal como la que trata el caso de perfiles comprimidos que tienen un ala conectada a un revestimiento.

En esta sección se trata el caso de miembros en flexión que tienen un ala de los perfiles conectados fehacientemente a un revestimiento metálico, cuyas cualidades mínimas se establecen en la norma, así como las dimensiones y espesores mínimos de los perfiles, tratándose especialmente el caso de estos perfiles sometidos a flexiones que producen compresión en el ala libre no conectada al revestimiento. Para estos casos se establecen coeficientes R de reducción de resistencia que oscilan entre un 70 y 40% según el perfil y sus dimensiones. Estas prescripciones en la edición del 2001 estaban en la cláusula C.3.1.3. En los Comentarios de la norma se aclara que estos importantes coeficientes de reducción, que llegan a reducir a solo 40% la resistencia de perfiles C, son el resultado de numerosos ensayos realizados sobre estos perfiles C y Z. Sin embargo es oportuno aclarar que el origen de estas reducciones es el efecto de la torsión por excentricidad respecto del centro de corte en los perfiles C, tal como se aclara en este Manual del Steel Framing, y en el caso de los perfiles Z el efecto de que la flexión de estos perfiles se produce según sus ejes principales, que son oblicuos y que producen un efecto de flexión lateral y eventuales torsiones, según sea su ubicación y disposición de riostras.

En esta misma sección se han agregado el caso de miembros con planchas nervuradas (standing seam), el caso de miembros comprimidos con solo un ala conectado a un revestimiento y los requerimientos de arriostramiento y anclaje de sistemas de correas de techo sometidos a cargas gravitacionales y que tienen sus alas superiores conectadas fehacientemente a los revestimientos. Esta cláusula reemplaza a la anterior cláusula D.3.2.1 con cambios en la redacción y a las expresiones, incluyendo las nuevas tablas D.6.3.1.1 y D.6.3.1.2 de Coeficientes de restricción C.1 a C.6 a aplicar en las expresiones de esta cláusula.

La nueva cláusula D.6.3.2 da una solución alternativa para arriostrar lateralmente las correas de techo.

8. Apéndice 1: método de resistencia directa

Este Apéndice introduce un Capítulo nuevo a la Norma, relacionado con la manera de tratar el problema de los fenómenos de pandeo que afectan a los perfiles que se emplean en la técnica del conformado en frío. El tratamiento del pandeo general de los perfiles y el pandeo local desde la primera edición de la norma AISi en 1946 se ha hecho por separado. El pandeo local fue enfocado por un criterio creado por Von Karman de los “anchos efectivos” y en EE.UU. adaptado al uso práctico por George Winter, en una modalidad empleada hasta ahora y ampliamente divulgada y empleada en normas de muchos países. Sin embargo al ser un método aproximado existen diversos casos en los que no aportan soluciones muy exactas (ver Referencias 20 y 23). Por ejemplo el ancho efectivo se evalúa en forma independiente en cada ala de cada perfil sin considerar la influencia mutua entre los pandeos de alas contiguas. En las normas británicas (51) eso se ha tenido en cuenta desde hace varios años, pero aún manteniendo el criterio de los anchos efectivos.

En esta nueva edición de las Especificaciones AISI se introduce por ahora en la forma de un Apéndice el Metodo de Resistencia Directa, de empleo limitado a un grupo de perfiles especialmente definidos en sus formas y dimensiones límite, donde se reemplaza el método de los anchos efectivos y se enfoca el problema de los pandeos en forma integral y con una base teórica más rigurosa. Sin embargo la Norma no elimina los métodos hasta ahora usados sino que permite el empleo de ambos métodos a criterio del usuario.

El método de la Resistencia Directa consiste en recurrir a la evaluación simultánea de los tres pandeos posibles en estos perfiles que son: el pandeo general de la pieza, el pandeo distorsional y el pandeo local en las alas de los perfiles. Para ello recurre a dos métodos alternativos: la estimación por expresiones dadas en el texto de la norma y en los Comentarios que permiten el cálculo manual de estos casos. Además en los Comentarios de la norma existe la posibilidad del cálculo por elementos finitos, en donde los elementos son tiras (strips) longitudinales de los perfiles, a lo largo de estos perfiles y donde sometidos los perfiles a acciones externas es posible evaluar la respuesta de pandeo mediante un programa de computación.

Como las novedades contenidas en este Método de Cálculo Directo introduce muchas modificaciones es imposible en este Comentario dar mayores precisiones. Cada Profesional interesado en el empleo de este nuevo método deberá recurrir a la misma norma si desea emplearla.

El desarrollo del programa de Elementos Finitos que se ofrece como complemento a la norma ha sido hecho por el Profesor B. Schafer y puede ser bajado sin costo de Internet para su empleo por los usuarios de esta Norma. Ese programa se denomina CUPSM y está disponible en

< www. Ce.jhu.edu/ bschafer/cupsm>

Para el Ingeniero Estructural que realiza cálculos rutinarios esto implica un completo reenfoque del trabajo. De allí que la norma permite emplear el método tradicional de la norma y un método manual aproximado para el pandeo distorsional en las cláusulas C.3.1.4 (flección) y C.4.2 (compresión).

En este apéndice el Método Directo es posible resolverlo vía manual pero se recomienda emplear el método de elementos finitos antes citado, y explicado en los comentarios a este Apéndice.

En el texto de la Norma se comenta que no existe actualmente una sensible diferencia en la exactitud entre ambas. Sin embargo este criterio es posiblemente solo transitorio para no afectar procedimientos rutinarios que se emplean hace décadas. Pero es necesario destacar que en rigor habrá casos en los cuales el nuevo Método Directo ofrecerá sensibles mejoras en la exactitud cuando se trate de pandeos de alas contiguas de perfiles que hoy se estiman por anchos efectivos no teniendo en cuenta las influencias mutuas

9. Apéndice 2: análisis de segundo orden

Este es un segundo apéndice que se agrega a esta Norma que especifica la forma en que deben realizarse los cálculos de segundo orden En especial interesa conocer los efectos de estas excentricidades sobre la estabilidad lateral, de estructuras como los racks, estructuras en las cuales las respuestas estructurales pueden ser influenciadas por las deformaciones elásticas propias de los componentes de las estructuras (δ), tales como las deformaciones laterales de una columna o viga, y por otro lado los desplazamientos laterales propios de los nudos de la estructura (Δ).

En el caso de uniones no compactas, como en el caso de racks, la norma exige tener en cuenta este hecho que afecta a la estabilidad de estas estructuras, asi como una reducción de un 20% en las rigideces de sus miembros.

10. Apéndice A: disposiciones para EE.UU. y México

Desde la edición 2001 de la especificación AISI esta norma ha sido redactada para Norteamérica, es decir EE.UU., México y Canadá. Sin embargo existen algunas diferencias en ciertos criterios y fórmulas entre EE.UU. y México respecto de Canadá. Debido a ello la Norma incluye el Apéndice A para los dos primeros y otro Apéndice B) para Canadá. A los países latinoamericanos entendemos que corresponde y/ o conviene adaptar el Apéndice A, sin perjuicio que si el proyecto se refiere al area de Canadá sea conveniente respetar el apéndice B).

De todas maneras estos Apéndices son mencionados en el texto de la Norma y el usuario los deberá emplear donde corresponda

11. Apendice B: disposiciones para Canadá

Es aplicable para proyectos destinados al Canadá y deben tenerse en cuenta estas prescripciones para diseños que se realicen en ese país.

Es oportuno aclarar el significado de denominado Método de Diseño de Estados Límites (Limit States Design) en lugar del Método de Diseño de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD) que se usa en EE.UU. y México.

El método de los Estados Límites,que se halla especificado en el NBC (Nacional Building Code) de Canadá, exige que en la verificación de la seguridad de estructuras, se contemplen tres estados límites, cuando así corresponda.

Casos Límites

- Estado Límite Ultimo (ULS) contempla el caso de la seguridad de la estructura al colapso, fractura, volcamiento, deslizamiento y deformación excesiva.

- Estado Límite de Fatiga (FLS) es el caso de falla de la estructura causado por repetición de cargas que pueden causar la fatiga del material.

- Estado Límite de Servicio (SLS) es la evaluación de deformaciones y/o vibraciones de las estructuras que pudieran afectar el uso normal y continuo de la estructura.

Referencia bibliográficas

American Institute of Steel Construction

1. 2005, Specification for Structural Steel Buildings.
2. 2005, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.

American Iron and Steel Institute

3. 2001, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.
4. 2004, Supplement to the North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members, 2001 Edition.
5. 2001, Prescriptive Method for One and Two Family Dwellings.
6. 2004, AISI STD Wall and Stud Deign.
7. 2004, AISI STD Truss Design.
8. 2004, AISI STD Lateral Design.
9. 2004, AISI STD General Provisions.
10. 2006, AISI STD Code of Standard Practice for Cold Formed Steel Structural Framing.
11. 1994, RG-933 Fasteners for Residential Steel Framing.
12. 1996, RG-9604 Shear Wall Design Guide.
13. 1992, Test Methods for Mechanically Fastened Cold Formed Steel Connections.
14. 1995, Thermal Design Guide for Exterior Walls.

15. **Berg, G.V. and Thomaides, S.S.** 1960, "Energy Consumption by Structures in Strong-Motion Earthquakes" –Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering– Tokio.

16. **Bleich, Friedrich.** "Buckling Strength of Metal Structures" 1952, McGraw Hill Book Co.

17. **Blume, John A.** 1960, "A Reserve Energy Technique for the Earthquake Design and Rating of Structures in the Inelastic Range" Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokio.

18. **Consulsteel.** Construcción de tipo Steel Frame Manual de Procedimiento.

Dannemann Roberto

19. 1998, (Traducción). "Especificación para el Diseño de Miembros Estructurales de Acero Formado en Frío" (AISI 1996).
20. 1989, "Anchos Efectivos en Planchas Delgadas" 9ª Jornadas de Ingeniería Estructural AIE, Buenos Aires.
21. 1982, "Cold Formed Standard Steel Products in a low Cost House Construction Method" 6ª Conferencia de Estructuras de Acero Formado en Frío, St. Louis. Universidad de Missouri (Rolla).
22. 1984, "Cold Formed Steel in Folded Steel Trusses" 7ª Conferencia de Estructuras de Acero Formado en Frío, St. Louis.
23. 1992, "Effective Width of Thin Flanges" 10ª Conferencia de Estructuras de Acero Formado en Frío, St, Louis.
24. 1992, Commentary of Profesor Roger A. La Boube's Paper N° 25712 titled" Uplift Capacity of Z Purlins" published in Structural Journal's issue of July, 1992.
25. 1994, "Recent Developments in Cold Formed Steel" 1ª Conferencia de Estructuras de Acero Formado en Frío St Louis.
26. 2006, "Espectros Sísmicos para el Diseño en Base a Energía "XIX Jornadas de Ingeniería Estructural de la AIE, Mar del Plata.
27. 2006, "Cálculo Sísmico por Balance Energético" –XIX Jornadas de Ingeniería Estructural de la AIE– Mar del Plata.

28. **Darin, G. y Benitez, M.** 1997, "Estructuras de Acero Galvanizado para Viviendas" Instituto Argentino de Siderurgia.

29. **D. Dubina & L.A. Fülöp y otros.** 2006, –"Seismic Performance of Cold– Formed Steel Framed Houses", STESSA.

30. **Housner George**, 1956, "Limit design of Structures to resist Earthquakes" The Collected Papers of George Winter.

31. **Housner George**. 1959, "Behavior of Structures during Earthquakes", The Collected Papers of George Winter.

32. **Kannig, W.** "Dachsysteme mit Kaltprofilen"- Der Stahlbau, enero 1983.

33. **IRAM-IAS.** Manual de Guía de Cálculo y Diseño de Estructuras de Acero Entramadas.

34. **Medearis, Kenneth.** 1964, "Energy Absorbtion of Structures under Cyclic Loading" ASCE, Journal of Structural Division, Vol 90 St 1.

35. **Rodrigues, Francisco C.** Manual Steel Framing: Engenharia (Brasil).

36. **Stahl im Hochbau**. 1969, Manual de construcción de Acero Alemán Edición 13 - Verein Deutscher Eisenhüttenleute.

37. **Peköz, Teoman y otros**, 1980. "Behavior of C- and Z- Purlins under Wind Uplift". 6 Conference of Cold Formed Steel Structures, St Louis.

38. **Wei-Wen Yu**, Ph D. Cold Formed Steel Design, 3ª Edición, John Wiley & Sons.

39. **WINTER, George,** 1946. "Strength of Thin Steel Compression Flanges", Proceedings ASCE.

NORMAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

Argentina

40. CIRSOC 102-2005 Reglamento Argentino de Acción del Viento en las Construcciones.
41. CIRSOC 103-2000 Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes.

Chile

42. NCH 432 Cálculo de la Acción del Viento sobre las Construcciones.
43. NCH 433 Diseño Sísmico de Edificios 1996.
44. NCH 2369 Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales.

Canadá

45. NBC (National Building Code).

EE.UU.

46. ASCE - 7 Minimum Design Loads for Buildings and other Structures
47. UBC 1997 (Uniform Building Code)
48. IBC 2006 (International Building Code)
49. CCFSS (Center of Cold Formed Steel Structures), University of Missouri (Rolla), St. Louis, Technical Bulletins
50. Diaphragm Design Manual 3ª Edición Steel Deck Institute

Reino Unido

51. BS 5950 Part 5 Code of Practice for Design of Cold Formed Sections.

REFERENCIAS DE LA 2ª EDICIÓN

52. Dannemann Roberto. Resistencia sísmica de estructuras de Steel Framing. Boletín N° 30 Nov. 2010, Alacero.

53. AISC Steel design Guide Torsional Analysis Of Structural Steel Members.

54. EUROCODE 3 Design of Steel Structures.

55. Norma DIN 18 800 Parte 2. Diseño de Estructuras de Acero.

56. AISI - S100-2007 - North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members.

57 AISI S200-07 North American Standard for Cold Formed Steel Framing - General Provisions.

58 AISI S210-07 North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Floor and Roof system Design.

59 AISI S211-07 North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Wall Stud Design.

60 AISI S212-07 North American Standard for Cold Formed Steel Framing - Header Design.

61 AISI S213-07 North American Standard for Cold Formed Steel Lateral Design.

62 AISI S214-07 North American Standard for Cold Formed Steel Truss Design.

63 AISI S901-02 Rotational Lateral Stiffness Test Method for Beam-to Panel Assemblies.

64 AISI S902-02 Stub-Column Test Method for Effective Area of Cold Formed Steel Columns.

65 AISI S906-04 Standard Procedures for Panel and Anchor Structural Test.

66 AISC 2010 Specification for Structural Steel Buildings.

