



**Instituto Latinoamericano
del Fierro y del Acero**

MANUAL DE INGENIERIA DE STEEL FRAMING

(Construcciones Entramadas de Acero)

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

ISBN: 978-956-8181-04-8

ISBN: 978-956-8181-05-5

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 y sus valiosas sugerencias para el mejoramiento de la redacción del mismo.

El material contenido en este Manual ha sido desarrollado por encargo de ILAFA, basado en líneas generales en normas editadas por la **American Iron and Steel Institute (AISI)** de Estados Unidos de Norteamérica, y 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 basa en los encomiables esfuerzos realizados por las personas de estas Instituciones que han redactado las citadas especificaciones, para las construcciones de Steel Framing en perfiles formados 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.

Como se anticipa y debido a los continuos avances tecnológicos y al conocimiento de las características del comportamiento de las construcciones de Steel Framing con perfiles formados en frío, el material contenido en el Manual puede ser eventualmente modificado en el futuro. Se anticipa que si el AISI publicara en el futuro actualizaciones técnicas que represente mejoras en el método esto podrá originar una eventual actualización de este Manual, pero de ninguna manera se garantiza que eso suceda.

El material contenido en este Manual es solamente para propósitos generales y de información a 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 de este manual está informado que debe revisar la disponibilidad del acero que desea o pueda emplear en su proyecto, y que ese 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 STEEL FRAMING, PRESCRIPTIVE METHOD for ONE or TWO FAMILY DWELLINGS, editado en el 2001 por el AISI de E.E.U.U., se deja expresa constancia que las partes extraídas y/o traducidas de dicho Standard de ninguna manera implica responsabilidad alguna para AISI ni para ILAFA. Esta adaptación parcial solo representa la aplicación racional y el uso de información de primera fuente de la calidad tecnológica reconocida mundialmente a esas Instituciones en el desarrollo de este tipo de estructuras livianas de acero en beneficio de la calidad de la construcción metálica liviana.

INTRODUCCION	10
CAPÍTULO A	
GENERALIDADES	13
A1 CONCEPTOS BÁSICOS	14
A2 ESTRUCTURACIONES TÍPICAS	14
A 2.1 Acción del viento	15
A 2.2 Acción del sismo	15
A3 DETALLES ESTRUCTURALES	16
A4 ALCANCE DE ESTE MANUAL	16
A 4.1 Limites de aplicabilidad	16
A 4.2 Limitaciones en zonas de alta sismicidad y fuertes vientos	16
A 4.2.1 Edificios irregulares	17
A 5 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	18
A 6 LIMITACIONES DE LOS COMPONENTES ESTRUCTURALES	22
A 6.1 Orificios en almas	22
A 6.2 Refuerzos de orificios	22
TABLAS Y FIGURAS	23
CAPÍTULO B	
COMPONENTES ESTRUCTURALES	27
B 1 GENERALIDADES	28
B2 PERFILES	28
B 2.1 Selección de perfiles apropiados	30
B 2.2 Tablas de perfiles	31
B 2.2.1 Tablas de montantes y vigas	31
B 2.2.2 Tablas de soleras	31
B 2.2.3 Tablas de perfiles minigalera	31
B 2.2.4 Tablas de minicanales	32
B 2.2.5 Tablas de angulos conectores	32
B 2.2.6 Tablas de cintas de acero	32
B 3 CONEXIONES	
B 3. 1 Tipos de Tornillos	32
B 3. 2 Dimensiones de los tornillos	33
B 3.3 Largo de los tornillos	33
B 3.4 Capacidad admisible de los tornillos	33
B 3.5 Técnicas de colocación de los tornillos	33

B 4 – SOLDADURA	33
B 4-1 Generalidades	33
B 4.2 Capacidad admisible de la soldadura	34
B 5. CLAVOS DE IMPACTO	34
B 5.1 Clavos neumáticos	34
B 5.2 Clavos de disparo	34
B 6 OTRAS CONECCIONES	35
B 7 REVESTIMIENTOS	35
B 7.1 Revestimientos estructurales en base madera	35
B 7.2 Placas de yeso cartón	35
B 7.3 Otros revestimientos	36
TABLAS DE CARACTERÍSTICAS DE PERFILES	37
TABLAS DE CONEXIONES	
CAPITULO C	
AUXILIARES DE DISEÑO	41
C 1 INTRODUCCIÓN	42
C 2 BASES DE CÁLCULO	42
C 2.1 Normas de cálculo	42
C 2. 2 Método de cálculo	42
C 2.3 Acero	42
C 2. 4 Unidades de Medida	43
C 3 GRÁFICOS AUXILIARES DE CÁLCULO	43
C 3.1 Criterio de este Manual	43
C4 GRÁFICOS DE RESISTENCIA	43
C 4.1 Resistencia a flexión	43
C 4.2 Cálculo de los gráficos	44
C 4.3 Gráficos de montantes a flexión	44
C 4.4 Gráfico de vigas a flexión	45
C 4.5 Gráficos de Resistencia a la compresión	45
C 4.5.1 Compresión admisible en montantes (arriostramiento H/2)	46
C 4.5.2 Compresión admisible en montantes (arriostramientos H/3)	46
C 4.5.3 Compresión admisible en vigas (arriostramientos H/2)	47
C 4.5.4 Compresión admisible en vigas (arriostramientos H/3)	47
C 5 GRÁFICOS DE COMBINACIONES DE CARGAS	48
C6 REDUCCIONES DE RESISTENCIA DE FLEXIÓN POR EXCENTRICIDAD	67
C7 CASOS CRITICOS DE PERFIL CANAL	67

CAPITULO D	
ESTRUCTURACIÓN DE PISOS	69
D 1 CONSTRUCCIÓN DE PISOS	70
D 2 APOYO DE MUROS EN FUNDACIONES O MUROS PORTANTES	70
D 3 TAMAÑOS MÍNIMOS DE VIGUETAS DE PISO	70
D 3.1 Voladizos de entrepisos	70
D 4 ATIESADORES DE APOYO	70
D 5 ARRIOSTRAMIENTO Y BLOQUEO DE VIGAS	71
D 5.1 Arriostramiento de alas superiores de viguetas	71
D 5.2 Arriostramiento de alas inferiores de viguetas	71
D 5.3 Bloqueo en apoyos internos de viguetas	71
D 5.4 Bloqueo de voladizos	71
D 6 EMPALME DE VIGUETAS	72
D 7 ABERTURAS EN PISOS	72
D 8 VIGAS RETICULADAS DE PISO	72
D 9 DIAFRAGMAS	72
D 9.1 Diafragmas de piso en zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos	72
TABLAS y FIGURAS	73
CAPITULO E	
ESTRUCTURACIÓN DE MUROS	79
E 1 CONSTRUCCIÓN DE MUROS	80
E 2 CONEXIÓN DE MUROS A LAS FUNDACIONES	80
E 2.1 Conexión de tracción en áreas de fuertes vientos	80
E 3 TAMAÑO MÍNIMO DE MONTANTES	80
E 4 ARRIOSTRAMIENTO DE MONTANTES	81
E 5 EMPALMES	81
E 6 ESTRUCTURACIÓN DE ENCIENTROS	81
E 7 DINTELES	81
E 7.1 Dinteles de vigas cajón	81

E 7.2	Dinteles espalda con espalda	82
E 7.3	Dinteles de ángulo doble	82
E 7.4	Elementos complementarios de los dinteles	82
E8	ARRIOSTRAMIENTO DE MURO	82
E 8.1	Arriostramientos de cintas en X	82
E 8.2	Revestimientos estructurales	83
E 8.3	Fijación de los revestimientos estructurales	83
E 8.4	Requerimientos de anclajes verticales	83
E 9	REVESTIMIENTO DE MUROS EXTERIORES	83
E 10	RESISTENCIA Y RIGIDEZ DE REVESTIMIENTOS ESTRUCTURALES	83
E 11	MUROS ARRIOSTRADOS EN ZONAS DE VIENTOS Y RIESGO SÍSMICO	84
E 11.1	Generalidades	84
E 11.2	Líneas de muros arriostrados	84
E 11.3	Paneles de paredes arriostradas con revestimientos sólidos	84
E 11.4	Líneas de muros arriostrados del tipo II (perforados)	85
E 11.5	Anclaje de muros arriostrados y requerimientos de montantes	85
E 11.6	Conexiones de muros arriostrados a fundaciones, pisos y diafragmas	85
E 12	DISEÑO DE MUROS EN ZONAS DE ALTA SISMICIDAD	86
E 12.1	Largo de muros arriostrados del tipo I	86
E 12.2	Anclajes de muros arriostrados y requerimientos de montantes	86
E 12.3	Solera superior de muro	87
E 13	DISEÑO DE MUROS ARRIOSTRADOS EN ZONAS DE VIENTOS EXTREMOS	87
E 13.1	Generalidades	87
E 13.2	Longitud de muros arriostrados	87
E 13.3	Conexiones de muros en zonas de vientos extremos	87
E 13.3.1	Generalidades	87
E 13.3.2	Conexiones de tracción entre muros	87
E 13.3.3	Conexiones de tracción en dinteles	88
E 13.3.3.1	Edificio de un solo piso o último piso	88
E 13.3.3.2	Piso inferior de un edificio de dos plantas	88
E 13.3.4	Conexión de la solera inferior a la fundación	88
E 14	DISEÑO SISMORRESISTENTE DE MUROS	89
E 14-1	Generalidades	89
E 14-2	Arriostramiento de placas de revestimiento	90
E 14-3	Cálculo sismorresistente	90
TABLAS Y FIGURAS		90

CAPITULO F	
ESTRUCTURACIÓN DE LOS TECHOS	101
F 1 CONSTRUCCION DE TECHOS	102
F 2 VIGUETAS DE CIELO	102
F 2.1 Tamaños de las Viguetas de cielo	102
F 2.2 Atiesadores de apoyo	102
F 2.3 Arriostramiento del ala inferior de las viguetas de cielo	102
F 2.4 Arriostramiento del ala superior de las viguetas de cielo	102
F 2.5 Empalmes de viguetas de cielo	103
F 3 CABIOS DE TECHO	103
F 3.1 Tamaño de los cabios	103
F 3.1.1 Voladizo de alero	103
F 3.2 Puntal de apoyo de cabios	103
F 3.3 Empalmes de cabios	104
F 3.4 Conexiones de cabios con viguetas de cielo y cumbrera	104
F 3.5 Arriostramiento del ala inferior de cabios	104
F 3.6 Empuje estructural lateral en los apoyos de los cabios	104
F 4 ESTRUCTURACIÓN DE ABERTURAS EN CIELOS Y TECHOS	104
F 5 CABRIADAS DE TECHO	105
F 5.1 Generalidades	105
F 5.2 Cabriadas con perfiles propios del Steel Framing	105
F 6 DIAFRAGMAS DE TECHO	105
F 6.1 Diafragmas de techo en zonas de alta sismicidad	106
F 6.2 Diafragmas de techo en zonas de fuertes vientos	
F 7 CONEXIONES ESTRUCTURALES EN ZONAS DE FUERTES VIENTOS	106
F 7.1 Generalidades	106
F 7.2 Conexiones de succión de cabios o cabriadas con los muros	106
F 7.3 Conexiones de cintas de acero de cumbreras	106
TABLAS Y FIGURAS	107
CAPÍTULO G	
EJEMPLOS DE USO DE LOS AUXILIARES DE DISEÑO	111
G 1 INTRODUCCIÓN	112
G2 GRÁFICOS DE FLEXIÓN DE MONTANTES Y VIGAS	112

G3 GRAFICOS DE COMPRESIÓN ADMISIBLE	112
G4 GRAFICOS DE RESISTENCIA COMBINADA DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN	113
ANEXOS	
X1 SELECCIÓN DE PERFILES DEL SISTEMA	115
X2 CÁLCULOS DE LOS GRÁFICOS DE DIMENSIONAMIENTO	119
X3 CÁLCULO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS DEL STEEL FRAMING	123
X4 REDUCCIONES DE RESISTENCIA DE PERFILES CANAL POR TORSIÓN	133
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145

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 uno y dos familias) editado en el año 2004 por el AMERICAN IRON and STEEL INSTITUTE (AISI) de Estados Unidos de Norteamérica

Este Manual 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

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

Para cumplir con este propósito ILAFA ha editado dos manuales complementarios:

- MANUAL STEEL FRAMING DE ARQUITECTURA
- MANUAL STEEL FRAMING DE INGENIERIA

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 de construcciones, como las que trata esta Manual, que son similares en la conformación de muros y pisos pero difieren en el techo que en la figura 1 es de cabios, mientras la de 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 técnicos, suministrando información para su dimensionamiento y detalles de las uniones entre dichos componentes. En este Manual de Ingeniería se hace frecuente mención a las Especificaciones de Diseño de Estructuras de Perfiles Formados en Frío del AISI del año 2001 (3) y Suplemento del 2004 (4) que es la base del cálculo estructural. Esto permite al usuario que desee profundizar sus conocimientos y consultar dicha norma a los fines de mejorar su entendimiento del Método del Steel Framing.

El texto de este 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

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

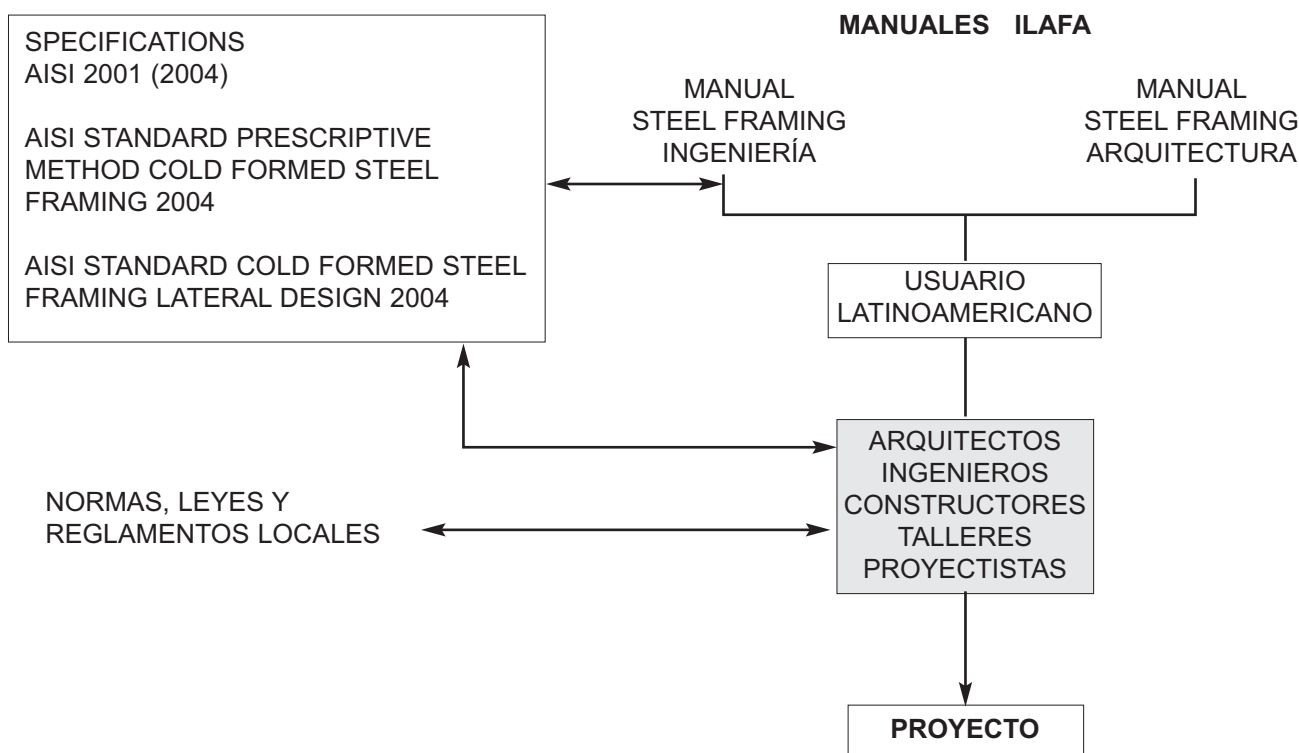
(5) complementado por Auxiliares de Cálculo exclusivos de este Manual, ajustados a las especificaciones del AISI. Además se entregan ejemplos de dimensionamiento de los viguetas y montantes para mostrar el empleo de los Auxiliares de Cálculo de este Manual.

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 en este Manual se le 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 que se emplee el STEEL FRAMING pero con la recomendación que en dichas adaptaciones intervenga un profesional con conocimientos y experiencia en la especialidad de las construcciones de acero de este tipo.

Parece conveniente incluir en esta Introducción del Manual de INGENIERIA del STEEL FRAMING el siguiente esquema:



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

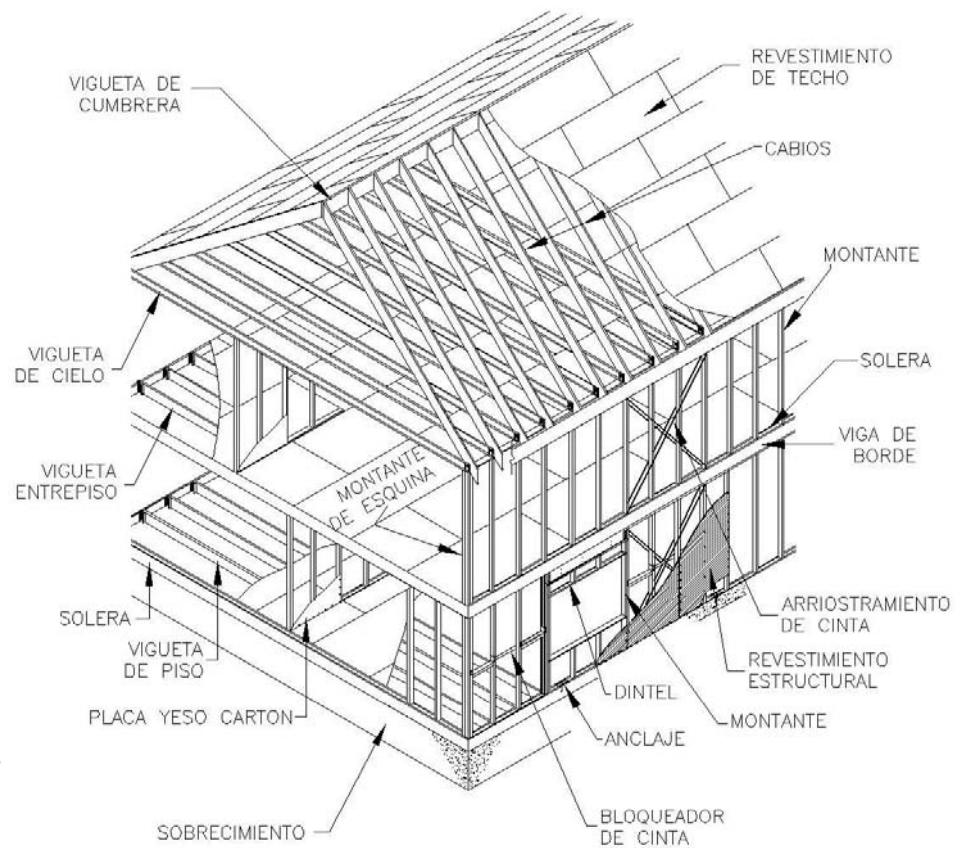


Figura 1. Vivienda Dos Niveles
Techos de Cabios

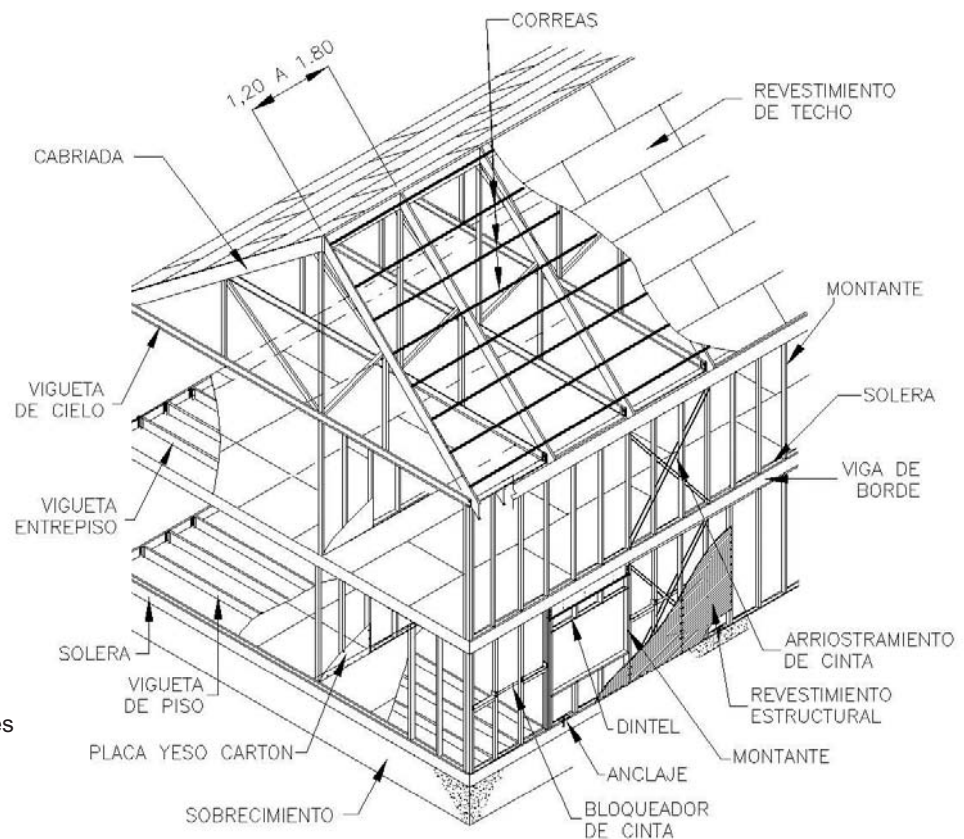


Figura 2. Vivienda Dos Niveles
Techos de Cabriadas

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 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 todas 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 1.22 m si son revestimientos en medidas inglesas) que es la medida estándar de los paneles de revestimiento de 4 pies.

Siendo este un Manual de Ingeniería y 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 y delgados. Por este motivo en este Manual se han incluido aquellos

temas y figuras de los Manuales de E.E.U.U 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 de la Naturaleza: del viento, la nieve y los terremotos.

A.2 Estructuraciones típicas

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 EEUU, 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 descuidar a los dueños mismos 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 Fig. 1 y 2 de la INTRODUCCION 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 (1,20m 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 EEUU, 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 sec-

ción del perfil.

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 los 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 sismo-

resistente. 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 EEUU 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 de construcción. 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 Limite de aplicabilidad.

Este Manual se limita a construcciones de viviendas que cumplan con las limitaciones que se especifican en la tabla A1-1.

En áreas sísmicas extremas, el límite de aplicación que se da en esta tabla se modifica a la limitación de las tablas A1-2.

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 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 las velocidad del viento locales, la velocidad del viento equivalente a ráfaga de 3 segundos se debe determinar conforme a la tabla A1-3.

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 1,20m 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 1,20m.

Excepción: construcciones en donde los desplazamientos de los diafragmas exceden de 1,20m, deben ser analizadas como construcciones distintas, y separadas por un muro de arrostramiento o una línea de arrostramiento. (ver figura A1-1)

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 A1-1.

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 A1-2 (a).

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 1-2(b).

A4.2.1 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:

- 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 arrostramiento en todos los bordes.
- Excepción: partes de pisos que no soportan muros de arrostramiento del tipo I o del tipo II, o techos, pueden extenderse hasta 1,80 m (1,83m) más allá de la línea de arrostramiento. Ver figura A1-3.
- 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 des-

plazados 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.

A5 Definición de términos

En general se aplican las definiciones de las normas 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 emplea este Manual

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 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 países del área 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 países 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 países del área 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 $0,50 \text{ kN/m}^2$.

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

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 A4.2.1 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 $0,35 \text{ kN/m}^2$, y menor o igual $1,20 \text{ kN/m}^2$.

Muros exteriores livianos. Un muro exterior con un peso promedio igual o menor que $0,35 \text{ kN/m}^2$.

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

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 Designacion que se emplea en algunos países 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 0.83g.

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

A6 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.

A6.1 Orificios en almas

Los orificios de almas en miembros estructurales deben cumplir con las limitaciones de las figuras A4-1 y A4-2, 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 64 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 A4-3 y A4-4, o en su defecto diseñados de acuerdo a practicas aceptadas de ingeniería.

A6.2 Refuerzo de orificios

Los orificios de alma que no cumplen con los requerimientos de la sección A6.1 deben ser reforzados con una placa de acero, o sección de montantes, o sección de solera, de acuerdo con las figuras A4-3 o A4-4. El refuerzo de acero debe ser de un espesor mínimo igual al miembro que refuerza y se debe extender al menos 25mm más allá de los bordes del orificio. El refuerzo de acero debe ser fijado al alma que se refuerza con tornillos numero 8, espaciados no mas de 25mm de centro a centro a lo largo de los bordes del refuerzo con una distancia mínima al borde de 13mm.

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 250mm, 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.

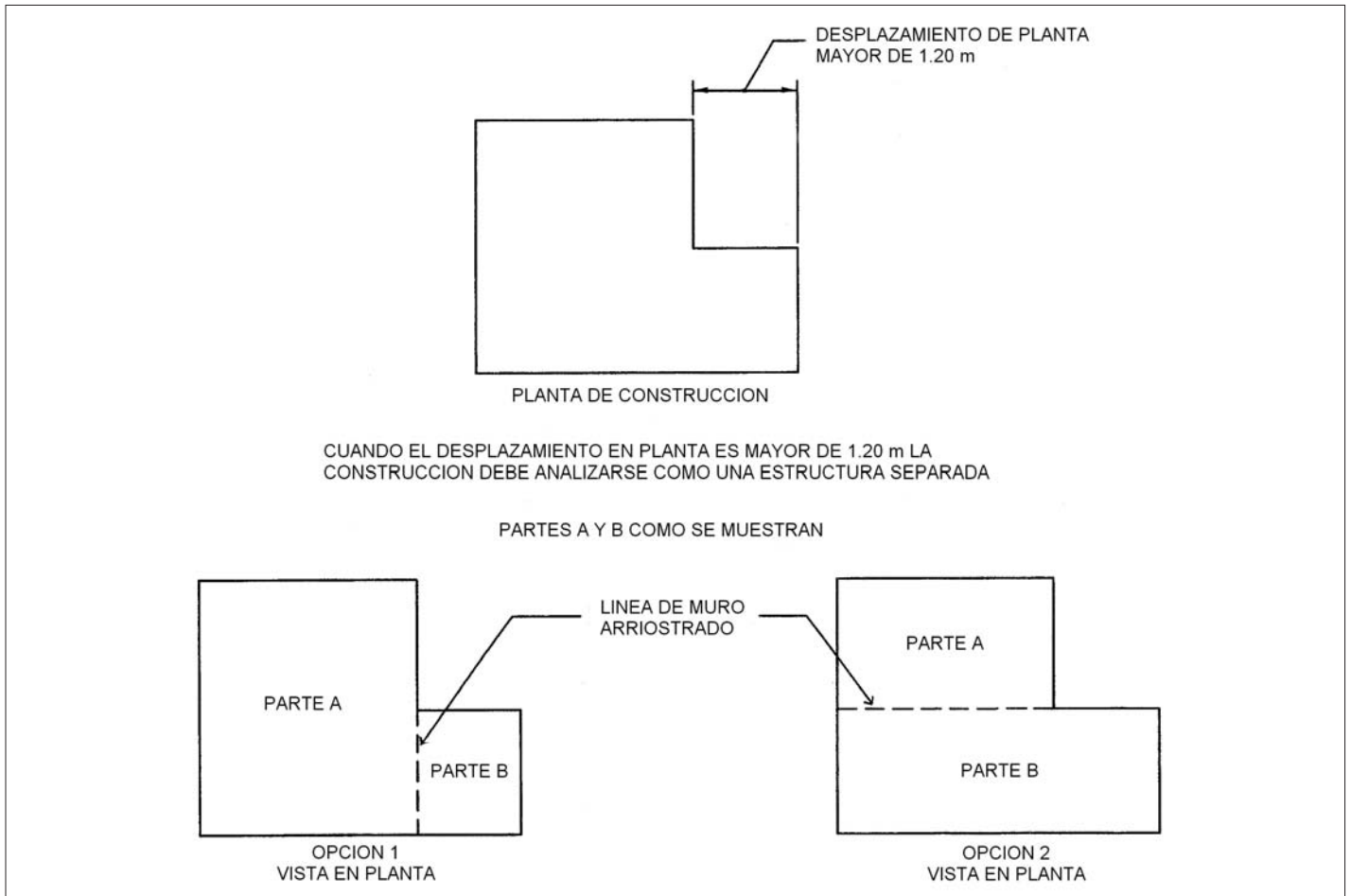


Figura A1-1 Configuración en Planta

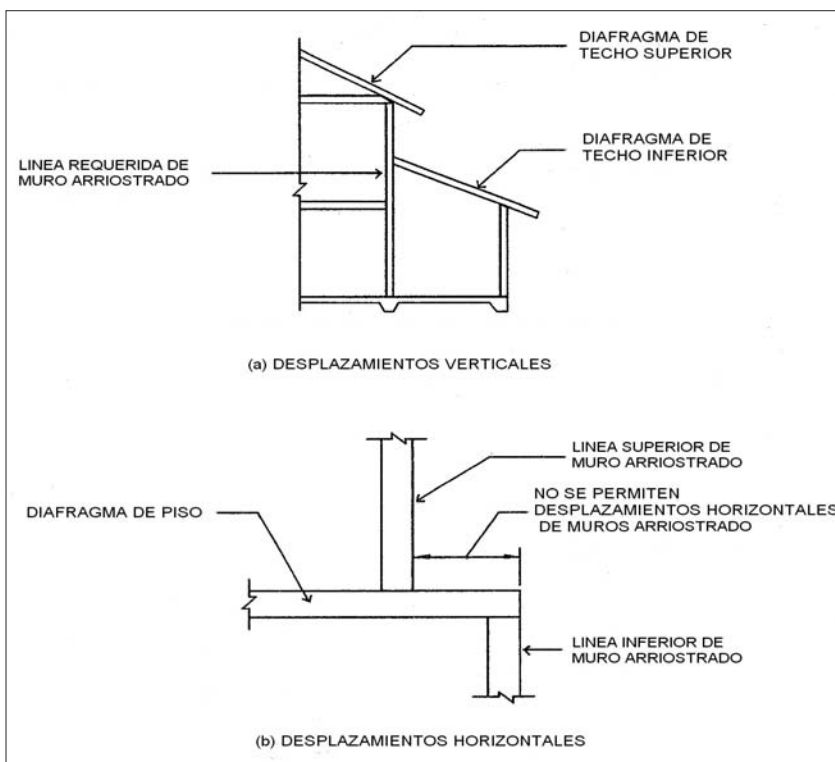


Figura A1-2 Límites de Configuración de Edificios

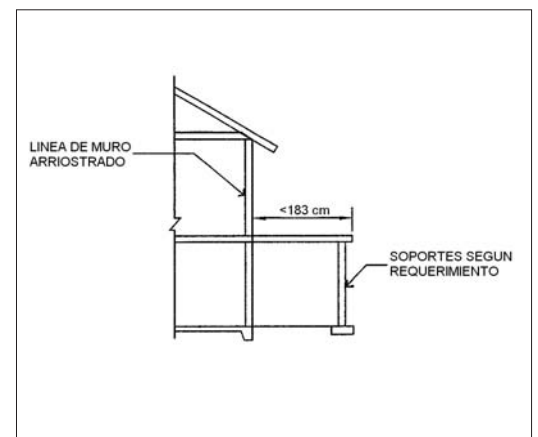


Figura A1-3 Edificios Irregulares

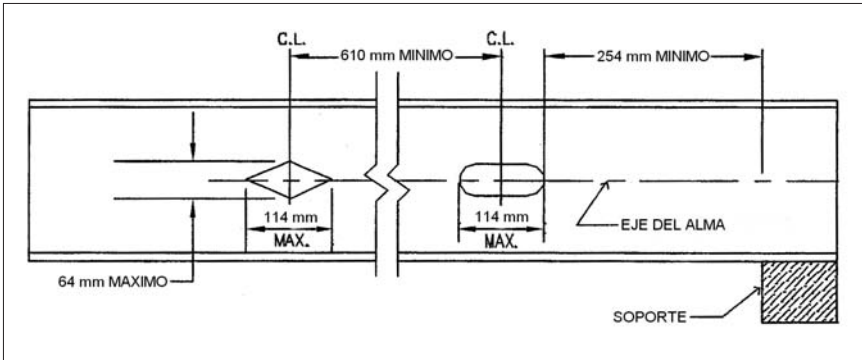


Figura A4-1 Perforación de Viguetas de Piso y Cielo

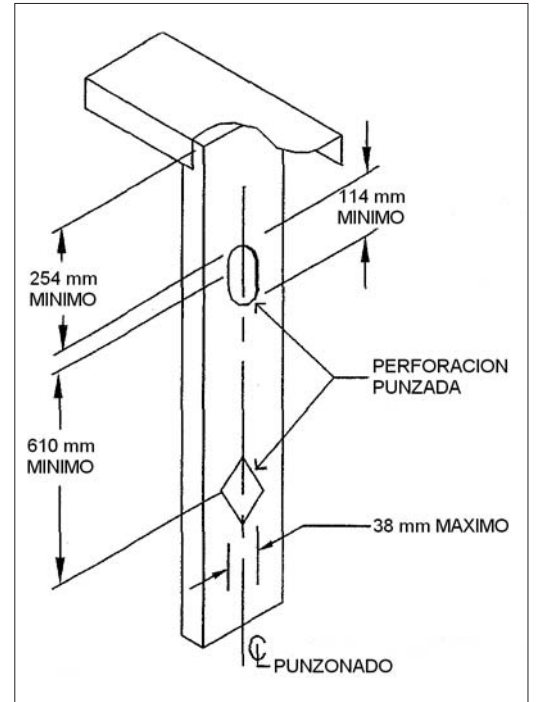


Figura A4-2 Perforación de Montantes y Otros Miembros Estructurales

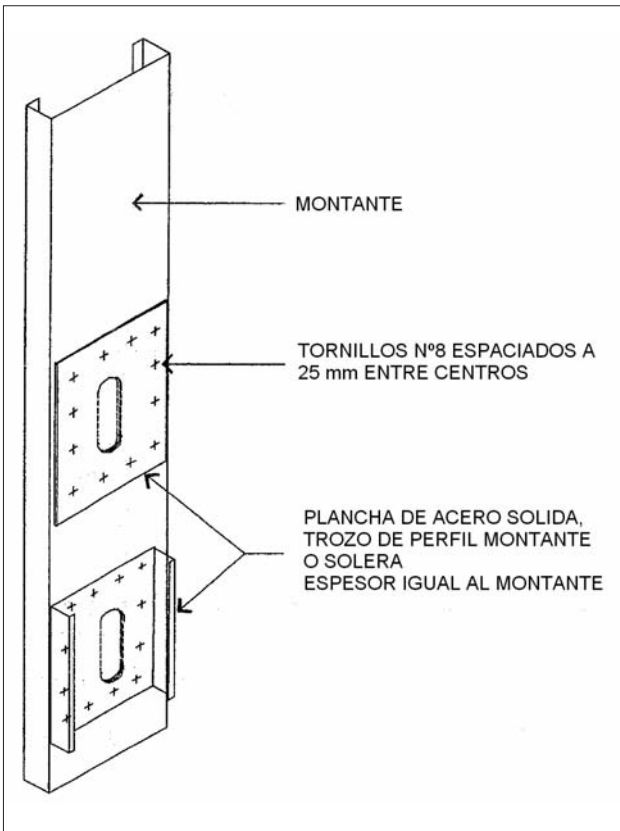


Figura A4-3 Refuerzo de Perforación de Montante

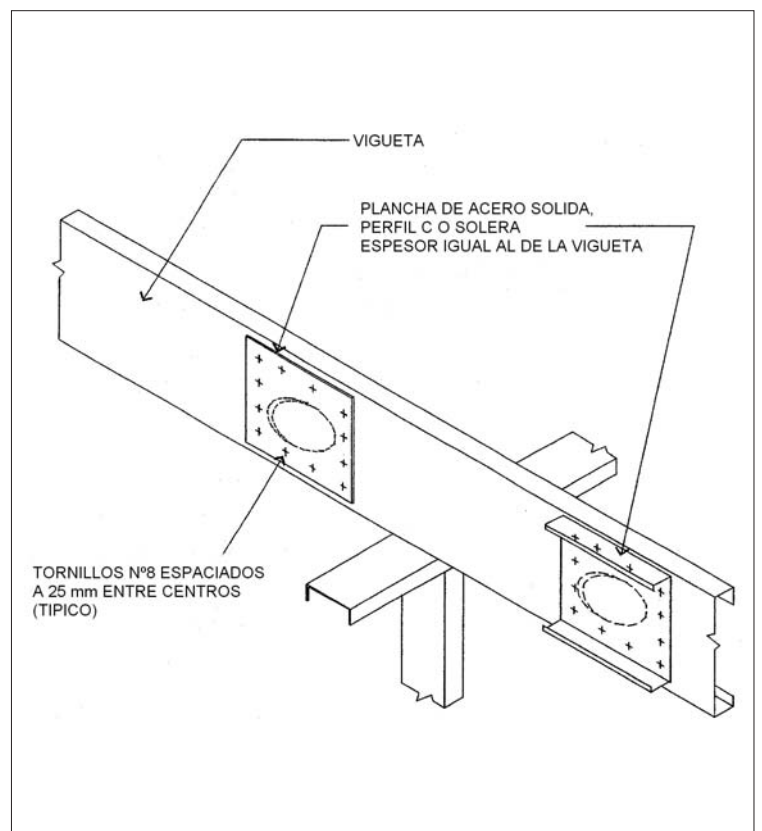


Figura A4-4 Refuerzo de Perforación de Perfil Vigueta

Tabla A4-1
Limites de Aplicabilidad

Atributo	Limitacion
General	
Dimensión de la construcción	Ancho máximo de 12m Largo máximo de 18m
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 3,35KN/m ²
Categoría sísmica **	Tipo A, B y C, de normas americanas
Pisos	
Peso propio	Máximo de 0,5 KN/m ²
Sobrecarga de uso	
Primer piso (planta baja)	2 KN/m ²
Segundo piso	1,5 KN/m ²
Voladizos	60cm
Muros	
Peso propio de muros	0,5 KN/m ²
Altura máxima de muros	3m
Cubiertas	
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 30cm.
Aleros laterales	Máximo de 60cm.
Sobrecarga de entretecho accesible	1 KN/m ²
Sobrecarga de entretecho inaccesible	0,5 KN/m ²

Nota * 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 A4-2
Limitaciones adicionales en zonas de alta sismicidad

ATRIBUTO	LIMITACION
General	
Numero de niveles	2 pisos
Carga de nieve	3,35 KN/m ² máximo con cubierta liviana 1,5 KN/m ² máximo para cubierta pesada
Categoría sísmica **	Categorías D1, D2, E (Nota: Categorías según tecnología norteamericana. Ver anexo 3) y nota**
Muros	
Peso propio de muros	0,35 KN/m ² máximo para sistema de muros livianos 0,70 KN/m ² para sistema de muros pesados
Techos	
Peso propio de techos y cielos	0,60 KN/m ² para sistema liviano 0,70 KN/m ² para sistema normal 1,20 KN/m ² para sistema pesado
Pendiente del techo	25% a 50%

Tabla A1-3
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

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 con la ventaja de 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, en este Manual se han seleccionado perfiles de dimensiones similares a los del mercado, ya sea de las medidas inglesas (pulgadas) y 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.

B2 - PERFILES

Basado en los criterios arriba mencionados en este Manual se presentan a continuación los perfiles que a manera de ejemplo se proponen, sin que representen perfiles 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 este 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 este Manual

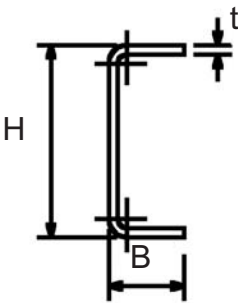
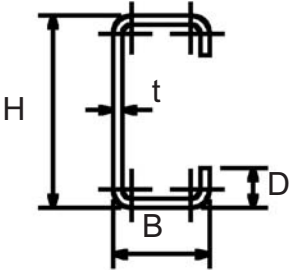
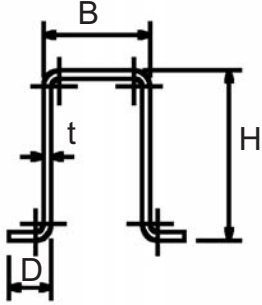
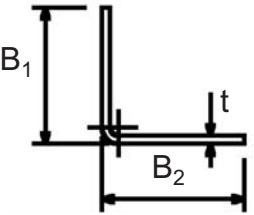
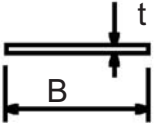
PERFIL MONTANTE y VIGAS

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 altas que

Tabla - Ejemplo de identificación de perfiles conformados en frío y sus aplicaciones

SECCIÓN TRANSVERSAL	Designación	Utilización
	<p>Perfil U</p> <p>$H \times B \times t$</p>	<p>Solera</p> <p>Puntal</p> <p>Bloqueador</p> <p>Cenefa</p> <p>Atiesador</p>
	<p>Perfil C</p> <p>$H \times B \times D \times t$</p>	<p>Montante</p> <p>Viga</p> <p>Puntal</p> <p>Atiesador</p> <p>Bloqueador</p> <p>Correa</p> <p>Cabio</p> <p>Larguero</p>
	<p>Perfil Galera</p> <p>$H \times B \times D \times t$</p>	<p>Correa</p> <p>Larguero</p> <p>Puntal</p>
	<p>Angulo Conector</p> <p>$B_1 \times B_2 \times t$</p>	<p>Conector</p> <p>Atiesador</p> <p>Puntal</p>
	<p>Cinta Fleje</p> <p>$B \times t$</p>	<p>Riostras</p> <p>Tensores</p> <p>Diagonales</p>

Designaciones:

- H Altura del alma (web)
- B Ancho del ala (flange)
- t Espesor (thickness)
- D Ancho de pestaña (lip)

los respectivos montantes y permiten encastrar los extremos de los montantes dentro de estos perfiles, para lo cual la abertura de la U es levemente mayor que el ancho exterior del correspondiente montante

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 techo, 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 similitudes 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. En este Manual sólo se tratarán los perfiles principales del listado anterior.

B 2.1 Selección de perfiles apropiados

En el Anexo X1 de este manual se explica el criterio de selección de optimización de los perfiles montantes y vigas que 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 como ésta 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 contiene 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 despreocuparse de 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 las publicaciones del CCFSS (Center of Cold Formed Steel Structures) de USA (49) se recomienda recurrir al cálculo por elementos finitos, en casos en que se

requiera mayor exactitud. La norma británica (51) dispone de un capítulo en el cual se definen los anchos efectivos con mayor precisión que en la norma AISI. En el Suplemento 2004 del AISI (4) se presenta un nuevo “Método de Cálculo Directo” de los perfiles conformados en Frío anunciando que las futuras ediciones de la Norma desarrollará este Método Alternativo de cálculo, que intenta incluir mayor exactitud en la evaluación de la respuesta post - pandeo de estos perfiles. En este Manual se emplea el método tradicional del AISI de los anchos efectivos, recomendándose que el lector consulte el texto de la especificación AISI 200, el Suplemento 2004 y sus Comentarios, si desea profundizar en el tema.

En base a la especificación AISI 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. Por otro lado, para 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 F_n y no de la fluencia F_y . Como F_n 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.

B2.2 Tablas de perfiles

Se agregan a este capítulo las tablas de las características de los perfiles de este Manual. 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 F_y (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

B2.2.1 Tabla de montantes y vigas

En la tabla B2-1 se dan los valores brutos de montantes y vigas y en la tabla B2-10 los valores efectivos de estos perfiles a la compresión general. En este caso no se publican los valores efectivos a flexión porque, tal como se explica en el Anexo X1 los perfiles fueron diseñados para no tener pandeos locales en las alas ni 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 X4

B.2.2.2 Tablas de soleras

Los valores brutos están en la tabla B2 -2. Para verificar estos perfiles a la flexión respecto del eje x debe considerarse el pandeo local en las alas. La tabla B2-7 da los valores del módulo efectivo mínimo basado en la tensión F_y . En la tabla B2-11 se encuentran las secciones efectivas mínimas para compresión para prediseño del perfil a compresión

B2.2.3 Tablas de perfiles minigalera

En la tabla B2-4 están los valores brutos,

en la B2- 9 los módulos resistentes efectivos para flexión según el eje y. En la tabla B2-13 se dan las secciones efectivas para la compresión general

B2.2.4 Tabla de Minicanal

En la tabla B2-3 están los valores brutos, en la B2-8 los efectivos para flexión según el eje x y en la B2-12 la sección efectiva para la compresión

B2.2.5 Tabla de ángulos conectores

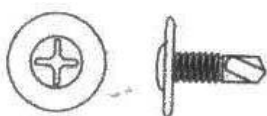
En la tabla B2-5 están los valores brutos y en la B2-14 las secciones efectivas para compresión

B2.2.6 Tabla de cintas de acero (flejes)

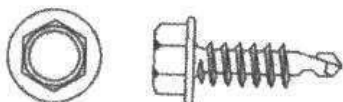
En la tabla B2-6 se dan las secciones de las cintas.

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 EEUU que pueden ser empleados para prediseños. Es recomendable que en diseños importantes en cada región se obtenga datos confiables a partir de ensayos para determinar las resistencias a rotura, rigideces y otras características necesarias para un dimensionamiento correcto.

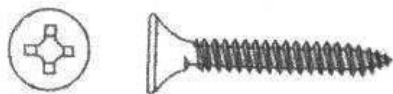
B3.1 TORNILLOS



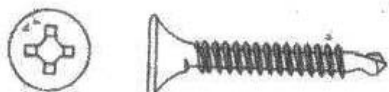
TORNILLO de CABEZA DE LENTEJA AUTOPERFORANTE
Nº 8 - Para fijación de metal con metal, de solera con los montantes, bajo el revestimiento



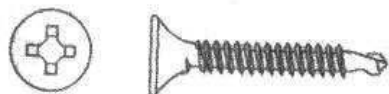
TORNILLO de CABEZA HEXAGONAL AUTOPERFORANTE
Nº 10 Y 12 - Para fijación de metal con metal



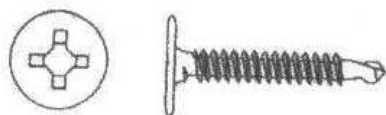
TORNILLO de CABEZA TROMPETA Para MADERA
Nº 6 - Para usar en uniones de revestimientos y soleras de madera



TORNILLO de CABEZA TROMPETA AUTOPERFORANTE
Nº 6 - Para fijación de paneles de revestimiento de yeso, aislamiento y otros a perfiles montantes y soleras



TORNILLO de CABEZA TROMPETA AUTOPERFORANTE
Nº 8 - Para fijación de paneles de revestimiento de tipo madera a perfiles montantes y soleras



TORNILLO de CABEZA PLANA AUTOPERFORANTE
N8 - Para fijación de paneles de fibrocemento o metal a montantes y soleras

B3 -2 Dimensiones de los tornillos

Las dimensiones de los tornillos se designan con números 6 a 14, que corresponden a los diámetros de la tabla B3-1 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 B3-1 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.

B3- 3 Largo de los tornillos

Los tornillos conviene que sean de 10 a 12 mm más largos que el espesor total a conectar y que al menos tres hilos aparezcan de la cara del material para asegurar una conexión adecuada. En la tabla B3-2 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

B3 - 4 Capacidad admisible de los tornillos

Los valores de capacidad de los tornillos de la tabla B3 - 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), basado en información de los fabricantes y afectado del correspondiente margen de seguridad.

Es recomendable que se respete un espaciamiento de 3 diámetros entre tornillos y res-

pecto 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 EEUU 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.

B4 SOLDADURA

B4 - 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 EEUU 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 pesadas en zonas sísmicas 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 $N = 25 / (1,33 \times 0,79) = 24$ 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

B4 - 2 Capacidad admisible de cordones de soldadura

En la tabla B4-1 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" (3mm) aunque los perfiles sean de solo 0,87 mm de espesor. Es evidente que no es posible en la práctica realizar cordo-

nes 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.

B5 -CLAVOS DE IMPACTO

B5-1 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 y 6,0 mm y largos entre 12 y 100 mm. Los vástagos pueden ser lisos, estriados o de diámetro escalonado. En las tablas B5-1 y B5-2 se dan las capacidades admisibles de clavos de impacto en hormigón y acero. Esos valores son para clavos de instalación neumática o de disparo.

B5 -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 B5-1 y B5-2 se muestran valores admisibles sugeridos para fijación en acero y hormi-

gón. 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 -

B6 OTRAS CONEXIONES

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

- Remaches corrientes
- Remaches tipo pop
- Autorremaches 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. Sin embargo deberá constatar que realmente esas alternativas igualen o superen la resistencia y calidad de los tornillos que recomienda el AISI

B7 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 sea 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 EEUU (3,8,12) que pueden ser empleados para prediseños. Es recomendable que en diseños importantes en cada región se obtenga 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 pie)

B 7.2 Placas de yeso-cartón

Los revestimientos interiores de los muros exteriores y las 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 las 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. Sin embargo 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. 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 este motivo en este caso en vez de medidas modulares de 60 y 40 cm entre montantes sea conveniente adoptar la medida exacta de 61 y 40,6 cm para evitar recortar 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 ° el agua comienza a evaporarse, mientras que el material se calcina. El calor que consume esa evaporación genera el fenómeno de que mientras las capas de ese proceso se hallan en evaporación la temperatura se mantiene alrededor de los 100°, formando de esa manera una especie de escudo protector que va avanzando por capas de calcinación, constituyendo de esta manera 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 B2-1. Características geométricas brutas de los perfiles montantes y vigas

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	D [mm]	t [mm]	A [cm ²]	q [kgf/m]	xg [cm]	ix [cm ⁴]	Sx [cm ³]	Iy [cm ⁴]	Sy [cm ³]	m [cm]	1000J [cm ⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm ⁶]	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	1.0	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	5	15	1.6	5.11	4.01	1.21	288.61	28.86	15.40	4.07	2.02	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	1.98	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	2.41	405.23	10.96	2.06	11.74	0.902	10696	18.50

Tabla B2-2. Características geométricas brutas de los perfiles U y perfiles solera.

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	t [mm]	A [cm ²]	q [kgf/m]	xg [cm]	ix [cm ⁴]	Sx [cm ³]	Iy [cm ⁴]	Sy [cm ³]	m [cm]	1000J [cm ⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm ⁶]	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	0.9	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 B2-3. Características geométricas brutas de los perfiles minicanal.

Marca	Perfil en mm	H [mm]	B [mm]	t [mm]	A [cm ²]	q [kgf/m]	xg [cm]	ix [cm ⁴]	Sx [cm ³]	Iy [cm ⁴]	Sy [cm ³]	m [cm]	1000J [cm ⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	β	Cw [cm ⁶]	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 B2-4. Características geométricas brutas de los perfiles minigalera.

Marca	Perfil en mm	B [mm]	A [mm]	C [mm]	t [cm]	Ag [cm ²]	q [kgf/m]	xg [cm]	lx [cm ⁴]	Sx [cm ³]	ly [cm ⁴]	Sy [cm ³]	m [cm]	1000J [cm ⁴]	rx [cm]	ry [cm]	ro [cm]	Cw [cm ⁶]	j [cm]
G1	G 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	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	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	11.82	3.91

Tabla B2-5. Características geométricas brutas de los ángulos conectores.

Marca	B [mm]	t [mm]	A [cm ²]	q [kgf/m]	xg [cm]	lx=ly [cm ⁴]	lxy [cm ⁴]	lu [cm ⁴]	lv [cm ⁴]	xo [cm]	1000J [cm ⁴]	rx=ry [cm]	ru [cm]	rv [cm]	ro [cm]	β	1000Cw [cm ⁶]	j [cm]
A1	50	0.85	0.838	0.66	1.289	2.150	-1.302	3.452	0.848	-1.710	2.02	1.60	2.03	1.01	2.84	0.637	4.16	3.49
A2	50	1.2	1.176	0.92	1.305	2.999	-1.823	4.822	1.176	-1.686	5.65	1.60	2.02	1.00	2.82	0.642	11.57	3.48
A3	50	1.6	1.558	1.22	1.323	3.943	-2.409	6.352	1.534	-1.659	13.29	1.59	2.02	0.99	2.80	0.648	27.10	3.46

Tabla B2-6. Características geométricas de las cintas de acero (flejes)

B[mm]	t[mm]	A[cm ²]	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 B2-7. Módulo resistente efectivo de los perfiles U y perfiles solera para flexión en torno al eje X.

Marca	Perfil en mm	Sxeff[cm ³]
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	19.13
U4	C 256x50x2.5	51.86
U5	C 306x60x3	89.07

Tabla B2-8. Módulo resistente efectivo de los perfiles minicanal para flexión en torno al eje X.

Marca	Perfil en mm	Sxeff[cm ³]
MC 1	MC 36x25x0.9	0.68
MC 2	MC 36x25x1.2	1.01
MC 3	MC 36x25x1.6	1.48

Tabla B2-9. Módulo resistente efectivo de los perfiles minigalera para flexión en torno al eje Y.

Marca	Perfil en mm	Syeff(+) [cm ³]	Syeff(-) [cm ³]
G1	G 38x40x20x0.9	1.61	1.38
G2	C 38x40x20x1.2	2.12	2.01
G3	C 38x40x20x1.6	2.70	2.70

Tabla B 2-10 Areas efectivas de montantes y vigas para compresión.

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm ²]
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 B2-11. Areas efectivas de los perfiles U y perfiles solera para compresión.

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm ²]
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 B2.12. Area efectiva de los perfiles minicanal para compresión.

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm ²]
MC 1	MC 36x25x0.9	0.67
MC 2	MC 36x25x1.2	0.92
MC 3	MC 36x25x1.6	1.28

Tabla B2.13. Area efectiva de los perfiles minigalera para compresión.

Marca	Perfil en mm	Aeff[cm ²]
G1	G 38x40x20x0.9	1.256
G2	C 38x40x20x1.2	1.742
G3	C 38x40x20x1.6	2.328

Tabla B2-14. Area efectivas de los ángulos conectores a compresión.

Marca	B [mm]	t[mm]	Aeff[cm ²]
A1	50	0.85	0.553
A2	50	1.2	0.846
A3	50	1.6	1.22

Tabla B3-1

Guía de diámetro de tornillos basado en el espesor a conectar		
Número	Diámetro nominal (mm)	Espesor total (mm)
Nº 6	3.5	2.8
Nº 7, Nº 8	3.8	3.6
Nº 10	4.8	HASTA 4.4
Nº 12	5.48	5.3
1/4 "	6.35	5.3

Tabla B3-2

Largos usuales de tornillos		
Número	Largo (pulgada)	Materiales que pueden conectar
6,7	3/8"-7/16"	Acero/Acero
6,8,10,12	1/2"	Acero/acero
8,10	5/8"-1"	Acero/acero
10,12,14	3/4"- 11/2"	Acero/acero
6,8	1"	Paneles de 12 o 15mm/acero
8,10,12	11/4"	Forros de metal y anclajes de mampostería /acero
6,7	11/2"-2"	Planchas de acero múltiples

Componentes estructurales

Tabla B3-3

Capacidad admisible en KN sugerida de tornillos en acero/acero										
Espesor del componente mas 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 $F_y=27 \text{ KN/cm}^2$ $F_u=31,5 \text{ KN/cm}^2$. Para otros aceros deben ajustarse valores.

Tabla B4-1

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 $F_y=23 \text{ KN/cm}^2$ y $F_u=31,5 \text{ KN/cm}^2$ de acero.

Tabla B5-1

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 B5-2

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/cm^2)	
			1,40	1,60
3,7	28	Tracción	0,40	0,52
		Corte	0,73	1,02
4,5	37	Tracción	0,68	0,93
		Corte	1,14	1,29
5,2	37	Tracción	1,00	1,27
		Corte	1,77	2,02

Capítulo C

Auxiliares de diseño

C 1 INTRODUCCIÓN

En este Manual se incluyen gráficos que tienen la finalidad de 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. La cualidad de poseer 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 en realidad fallas del material por inestabilidad, lo cual reduce su capacidad de resistencia. Si bien esto es un inconveniente, estos perfiles tienen la propiedad de 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 EEUU de Norteamérica (3,4), 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 presenta una nueva forma de cálculo, que se denomina MÉTODO DIRECTO y que posiblemente reemplazará**

al de los anchos efectivos en el futuro. Esto implica que es posible que los procedimientos del diseño de los perfiles conformados en frío actuales sean modificados en las futuras ediciones de la norma.

C2 BASES DE CÁLCULO

C 2.1 Normas de cálculo

La norma básica empleada es la ESPECIFICACION NORTEAMERICANA de DISEÑO de MIEMBROS ESTRUCTURALES de ACERO CONFORMADO en FRÍO del AISI (3) estando vigente actualmente la edición del año 2001 y el Suplemento de 2004 (4) La calificación de “norteamericana” corresponde al hecho que ha sido consensuada y adoptada por EEUU, Méjico y Canadá, con algunas diferencias menores entre estos países, diferencias que figuran en la misma norma

C2.2 Método de cálculo

Actualmente tanto el AISI como el AISC han adoptado dos formas de cálculo, la de tensiones admisibles (ASD) y la de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD) que los ingenieros pueden seleccionar a su conveniencia. En este Manual se ha adoptado 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 estadou-

nidenses, tal como el acero ASTM A 570-79 Grado 33 que tiene una fluencia $F_y=33\text{ksi}$ y $F_u=45\text{ksi}$ lo que en KN son $F_y=23\text{KN/cm}^2$ y $F_u=31,5\text{KN/cm}^2$. 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 $1\text{KN} = 0,1\text{kgf}$

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

$$1\text{MPa} = 0,1\text{KN/cm}^2$$

$$1\text{MPa} = 10\text{Kgf/cm}^2$$

$$1\text{MPa} = 0,01\text{Ton f/cm}^2$$

C 3 GRÁFICOS AUXILIARES DE CÁLCULO

C3-1 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 interpolar y para valores 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 que se presenta en los gráficos
2. al ser líneas continuas su interpolación visual es inmediata y suficientemente exacta
3. la simple observación de los gráficos permite formarse una idea de cual es el perfil adecuado al problema

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 C4, mientras que en la Sección C5 se encuentran los gráficos de las combinaciones de carga de compresión y flexión.

C4 GRÁFICOS 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

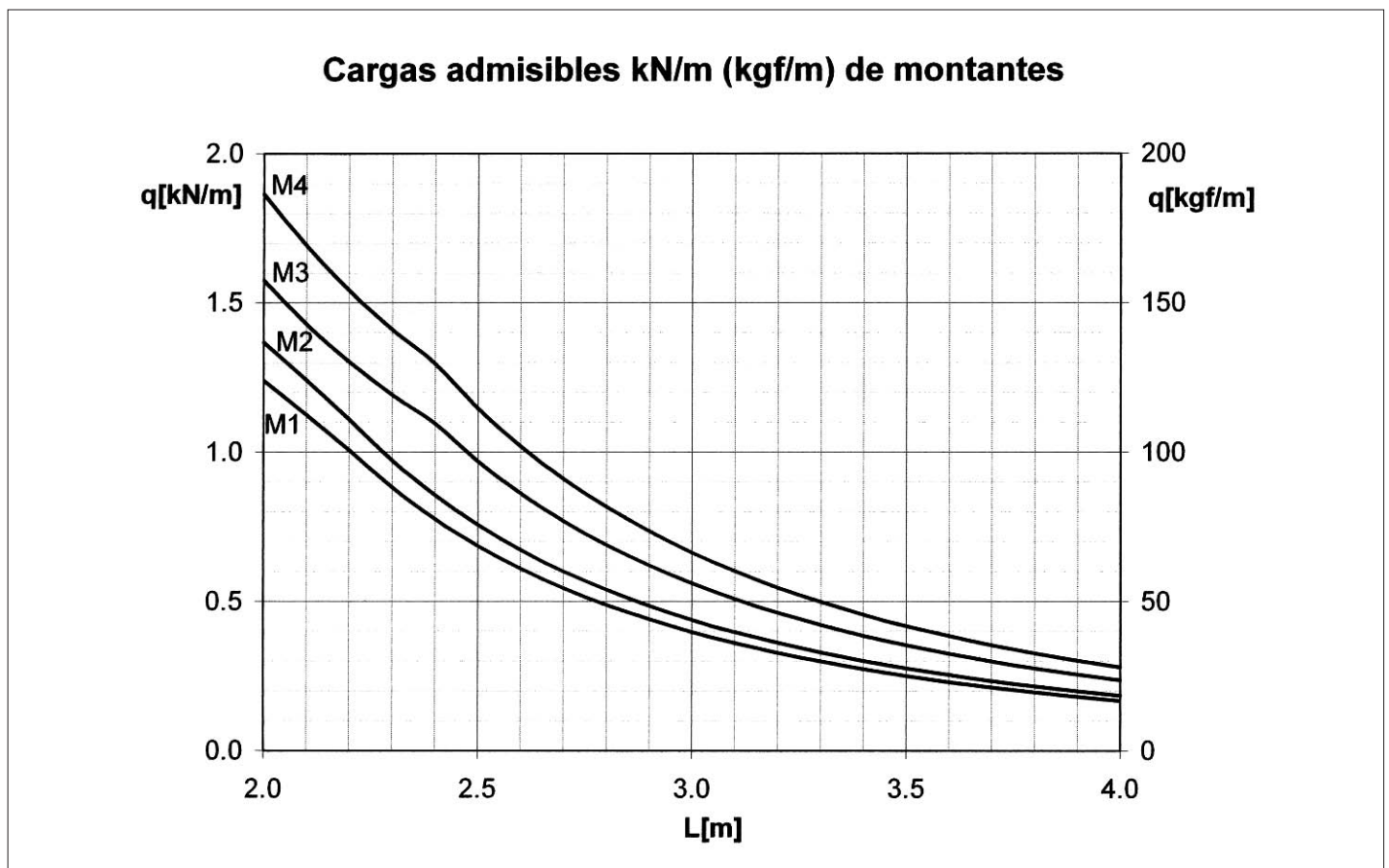
3. Las sobrecargas son uniformes y aplicadas al centro del ala superior
4. Las sobrecargas incluyen el peso propio del perfil y eventualmente el peso del piso
5. El vuelco lateral por torsión de excentricidad (ver anexo X4) está impedido por el revestimiento.
6. Se supone que el pandeo lateral está impedido por lo menos con un diafragma de los revestimientos, fijado en forma efectiva al ala comprimida, o a las dos alas
7. Para la sobrecarga efectiva hay que restar el peso propio del perfil 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 ($L/300$).

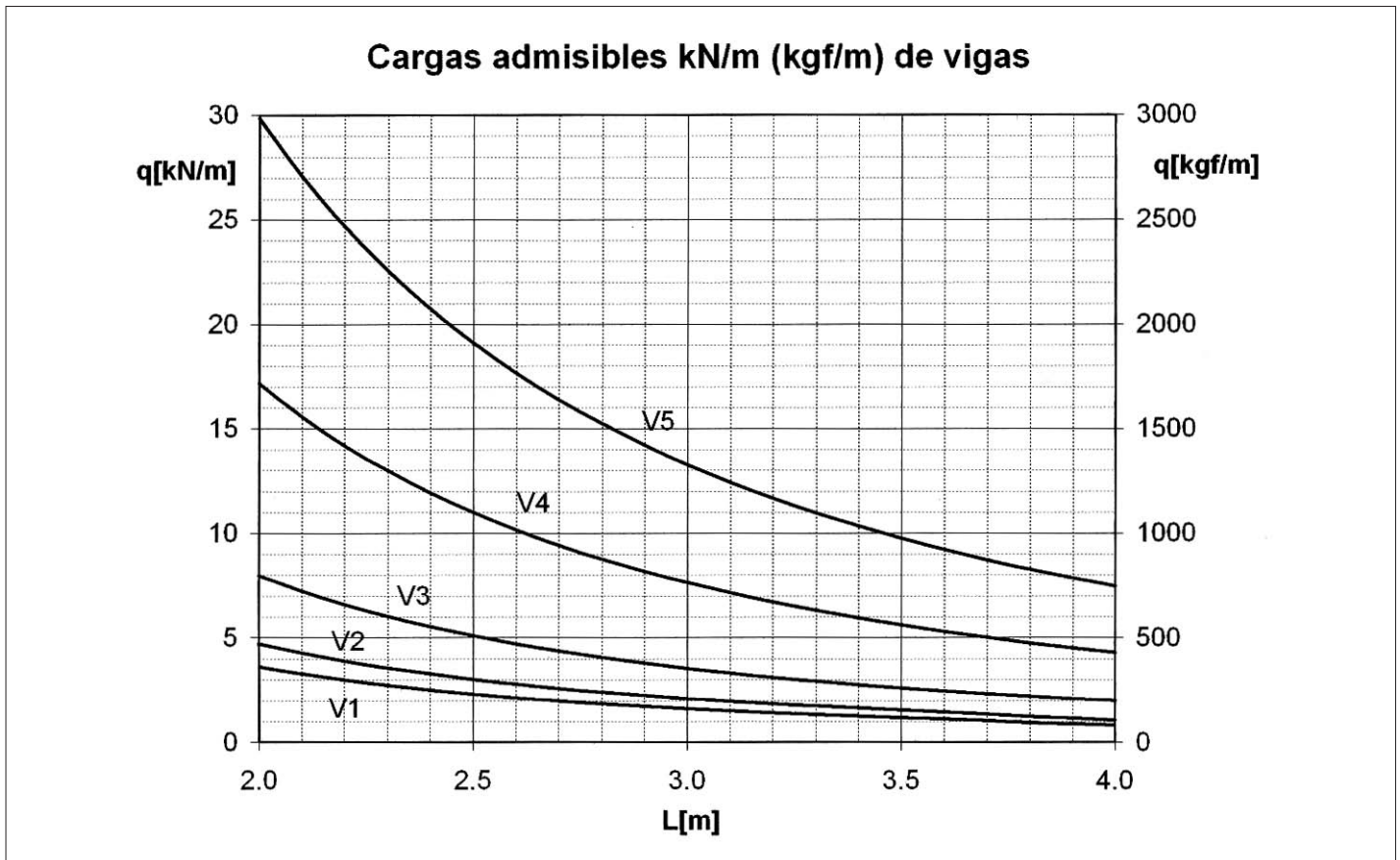
C4.2 Cálculo de los gráficos

En el Anexo X2 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



C 4.4 Gráfico de vigas a flexión



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.

Se asume que todos los montantes (y vigas usadas como montantes) llevan riostras horizontales de cintas (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

Gráfico C. 4.5.1

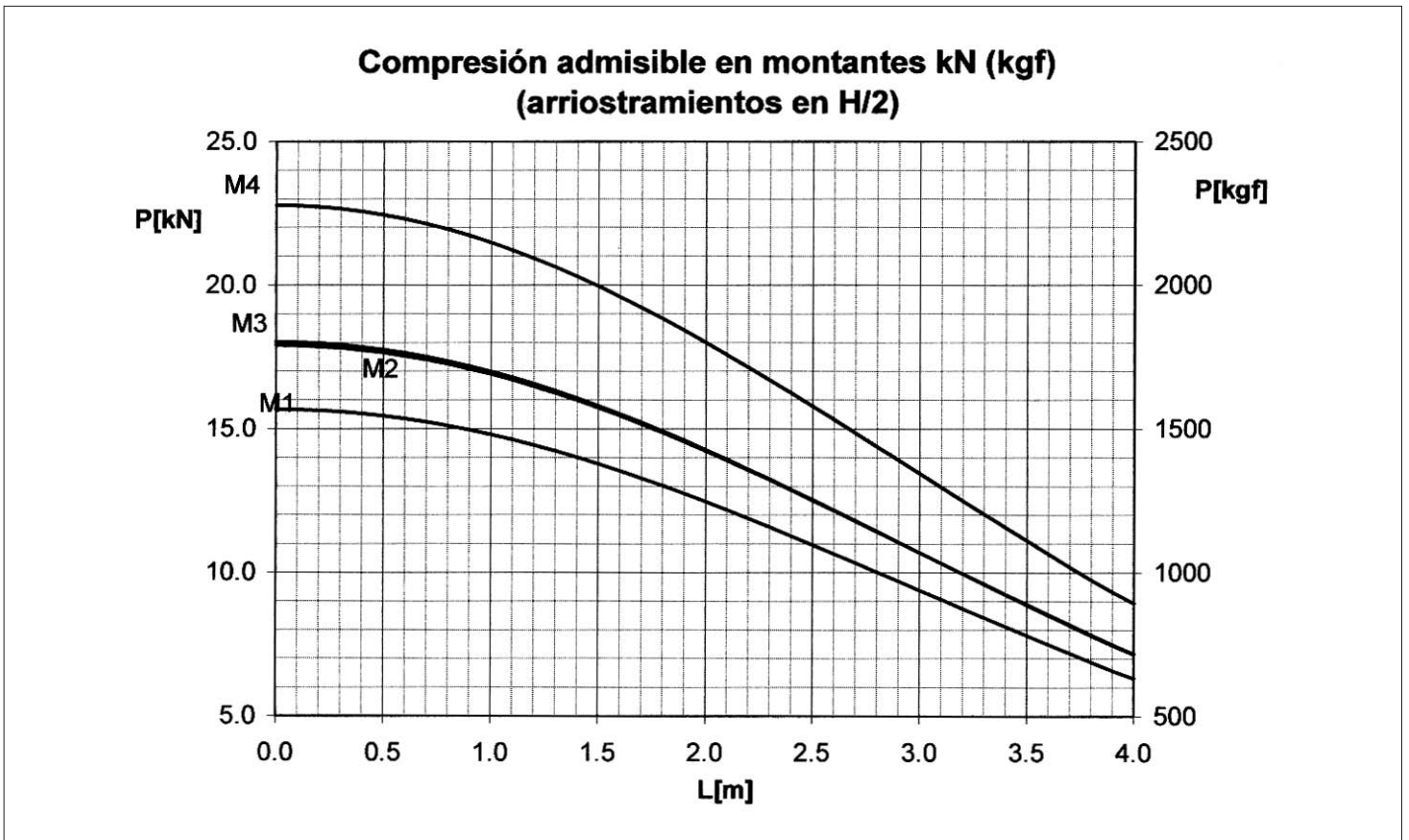


Gráfico C.4.5.2

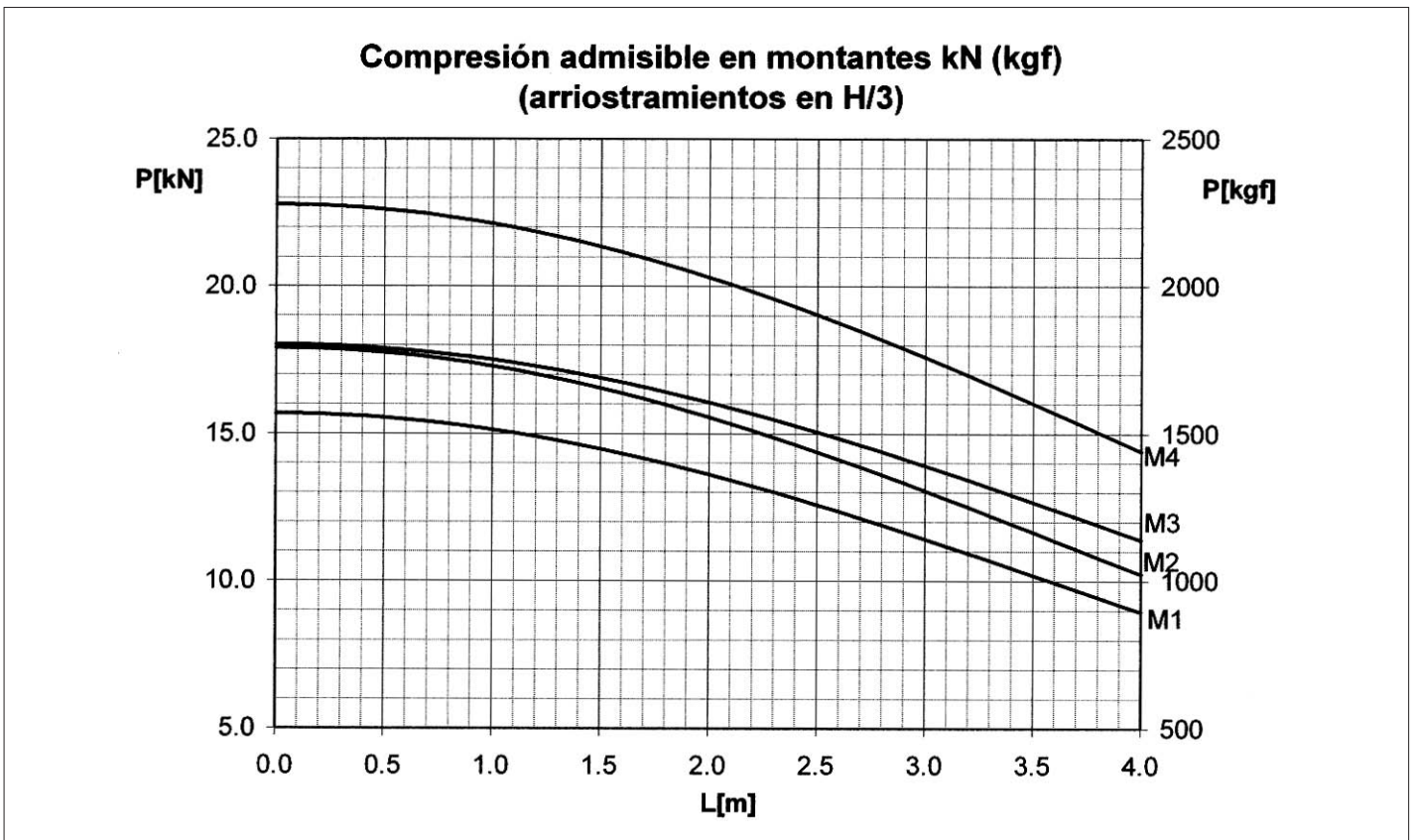


Gráfico C.4.5.3

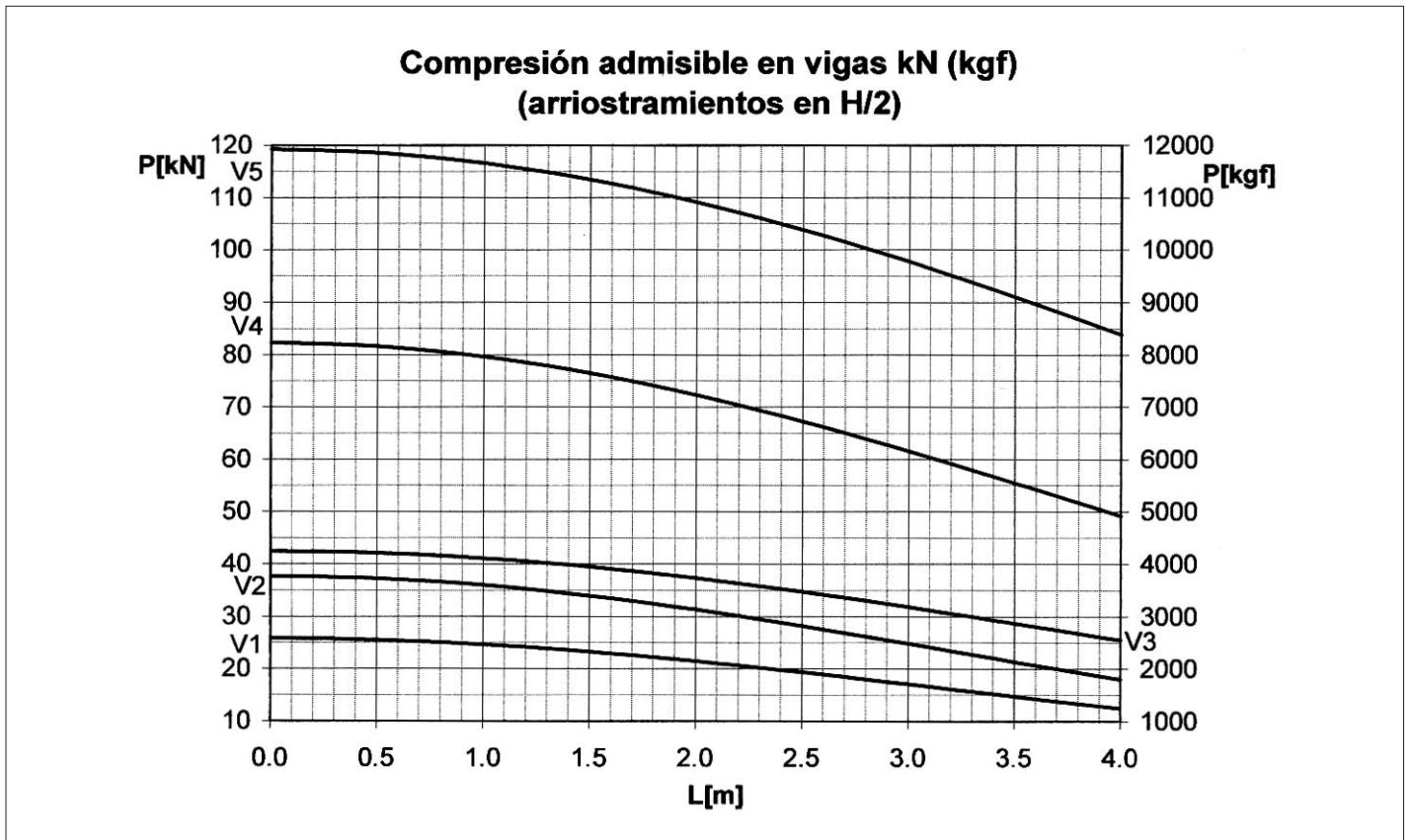
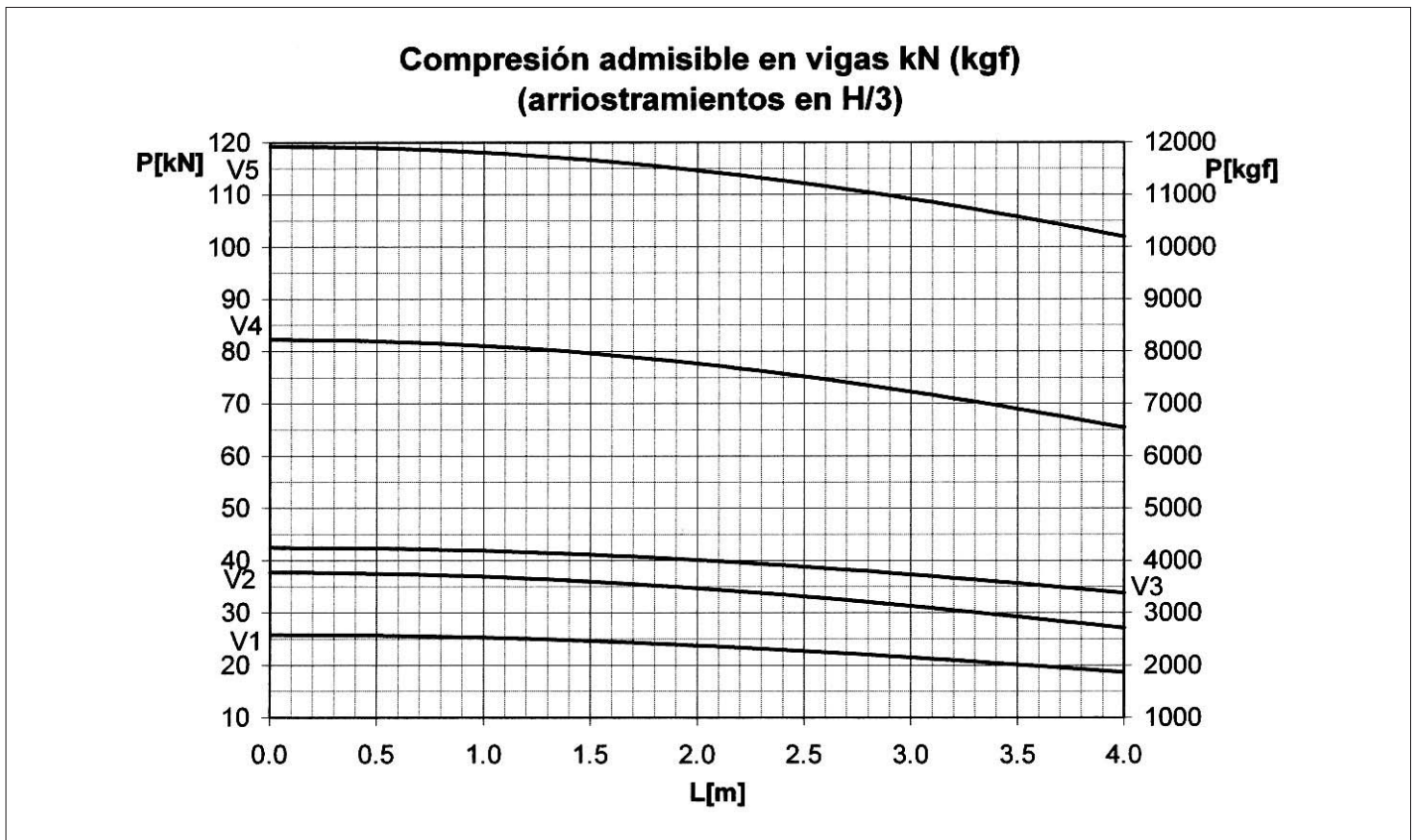


Gráfico C.4.5.4



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 $1/2$ 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 deter-

minar 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 M1-1

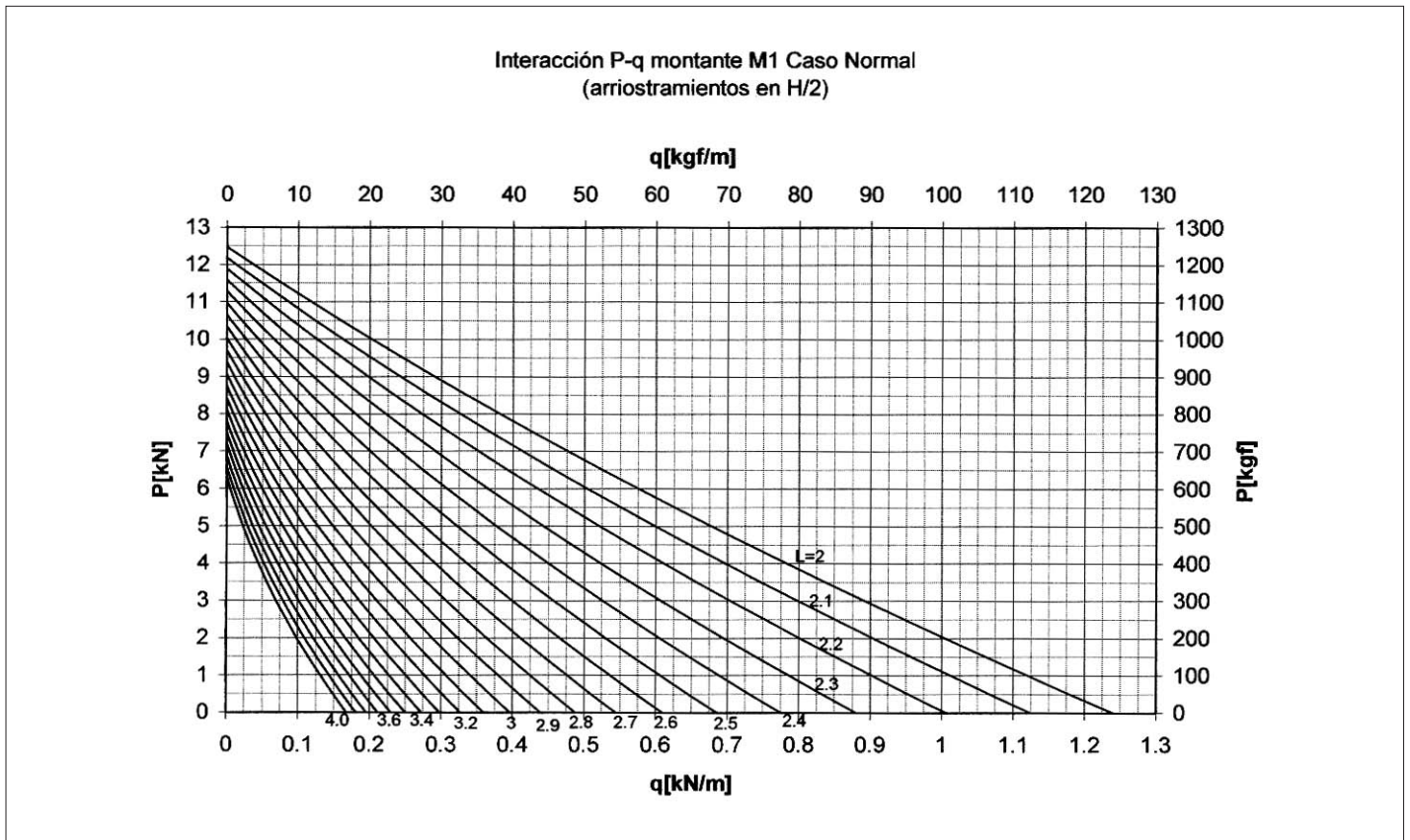


Gráfico M1-2

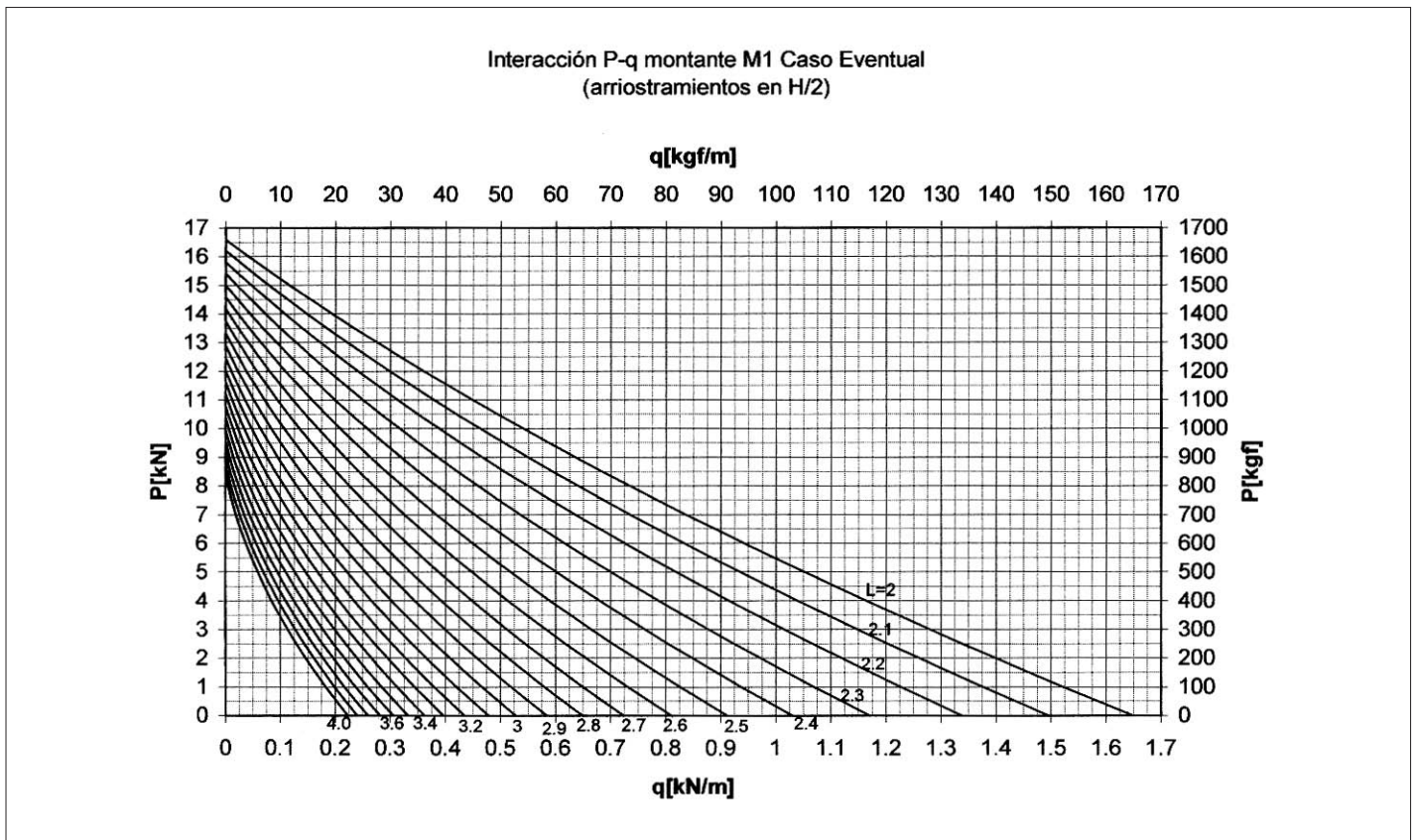


Gráfico M1-3

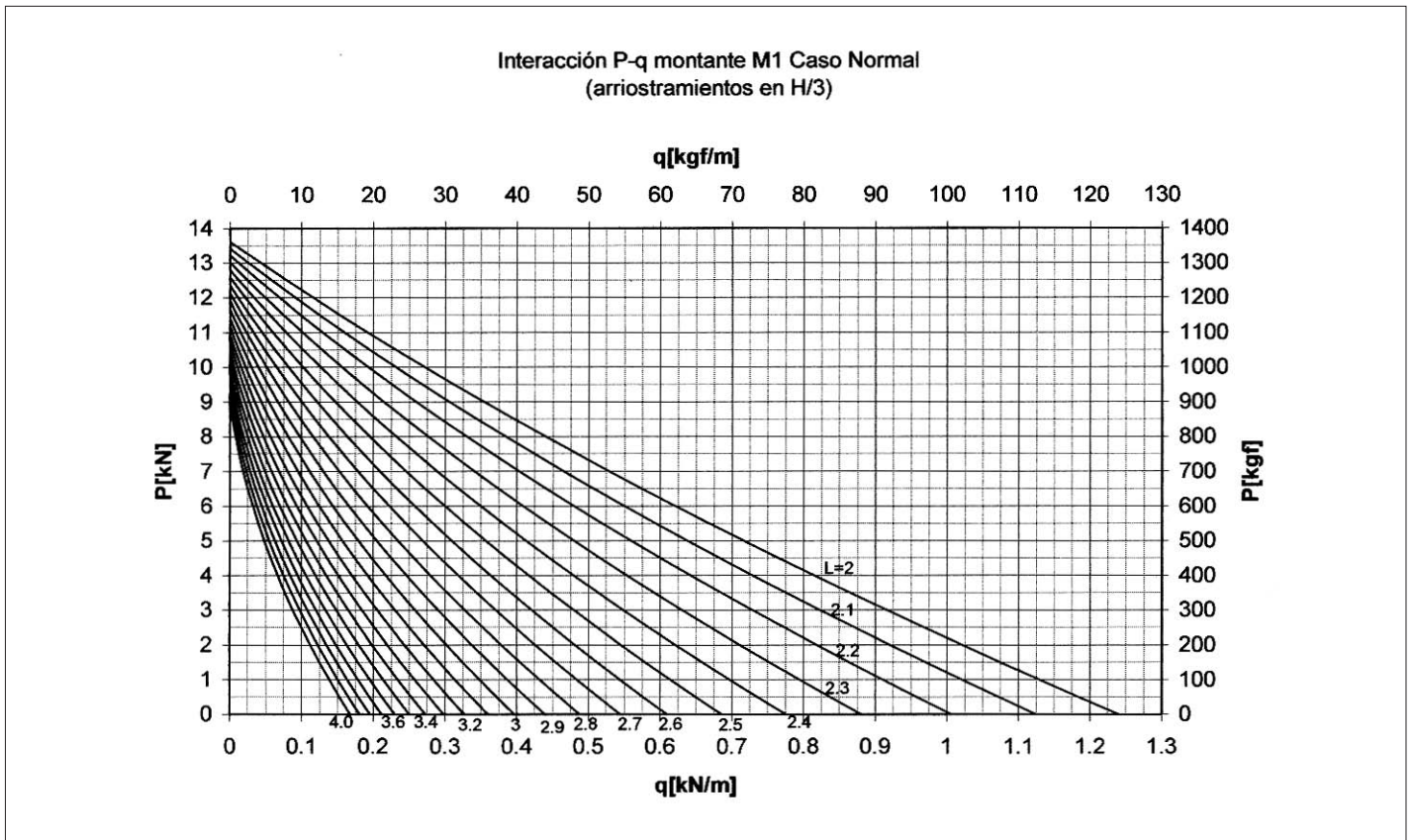


Gráfico M1-4

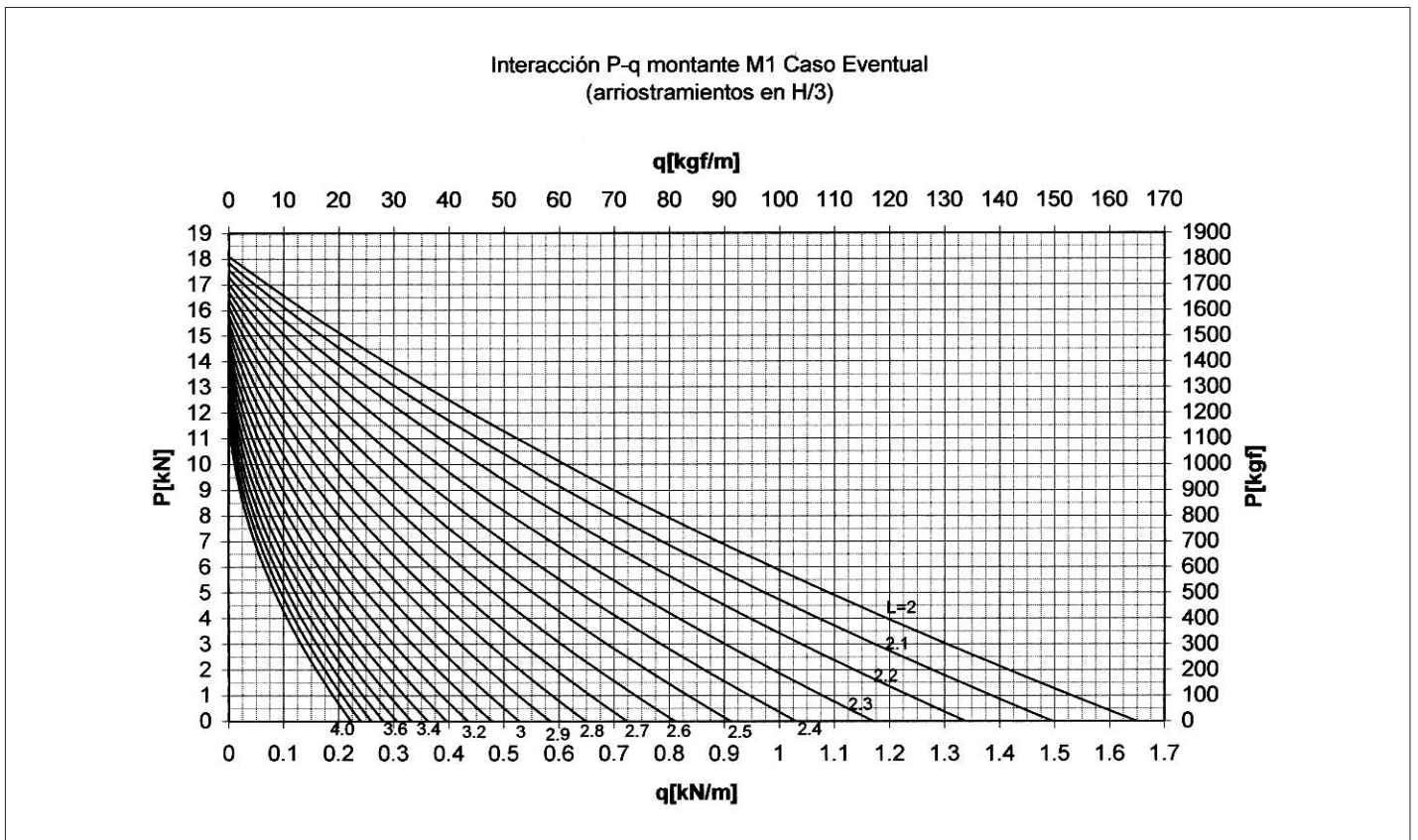


Gráfico M2-1

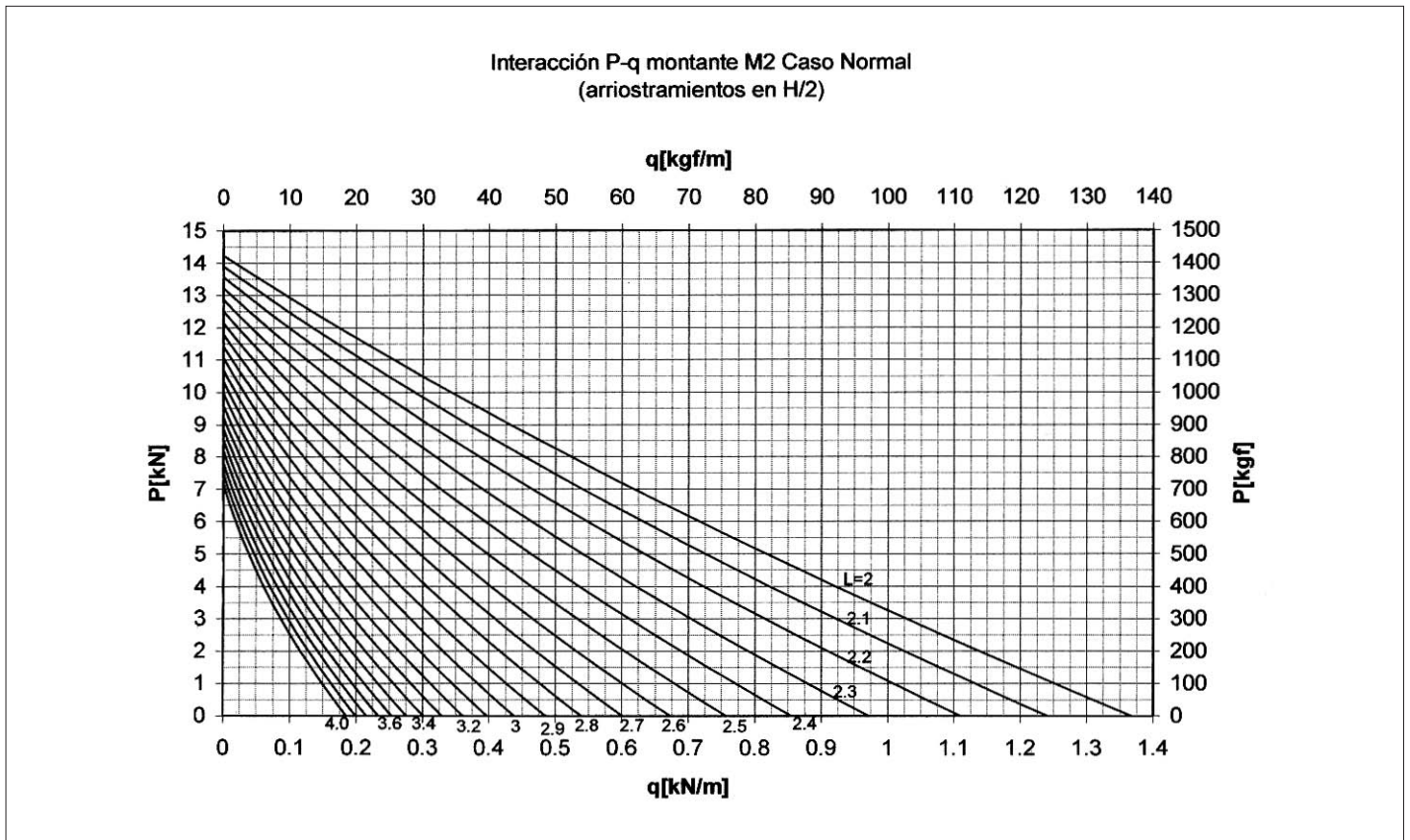


Gráfico M2-2

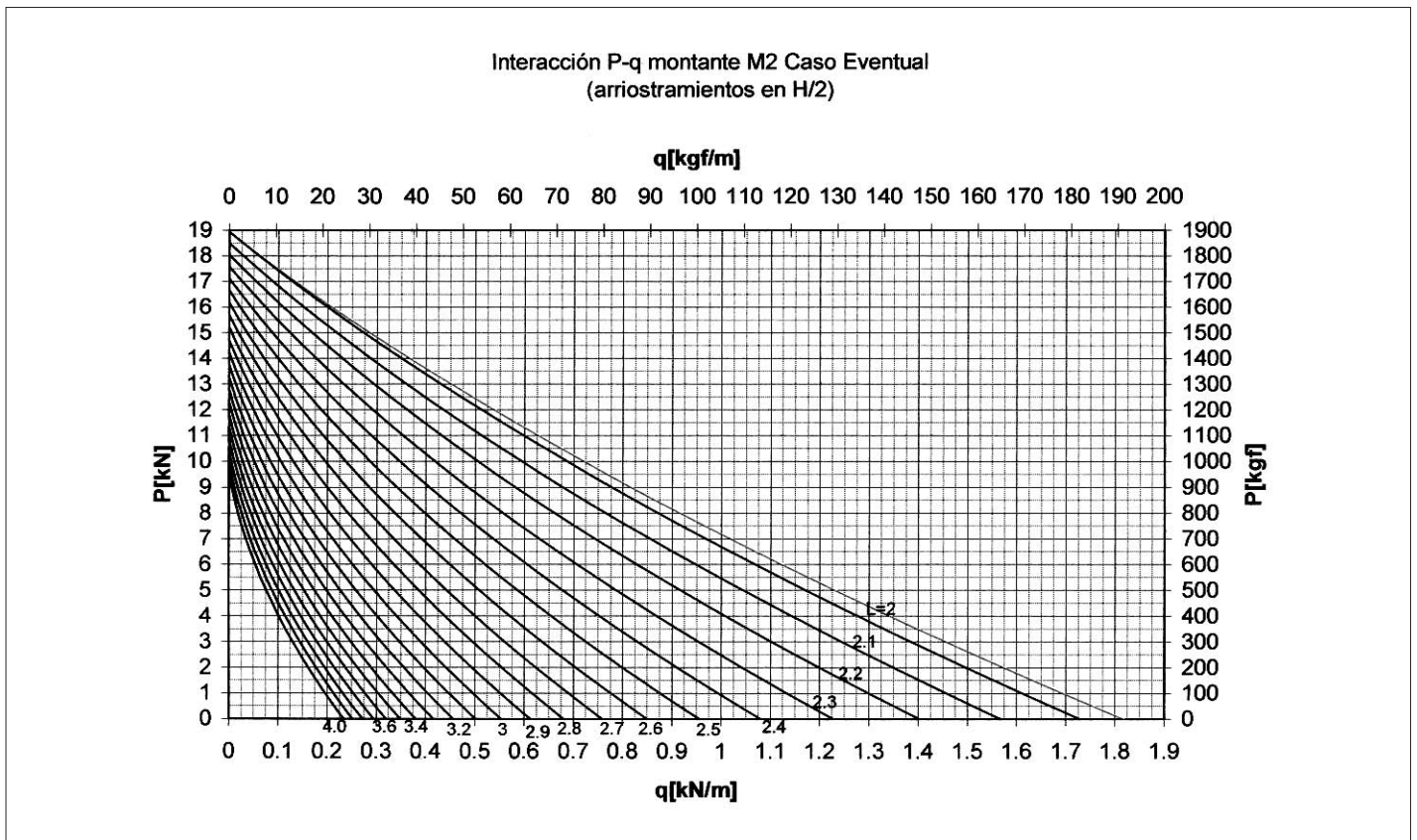


Gráfico M2-3

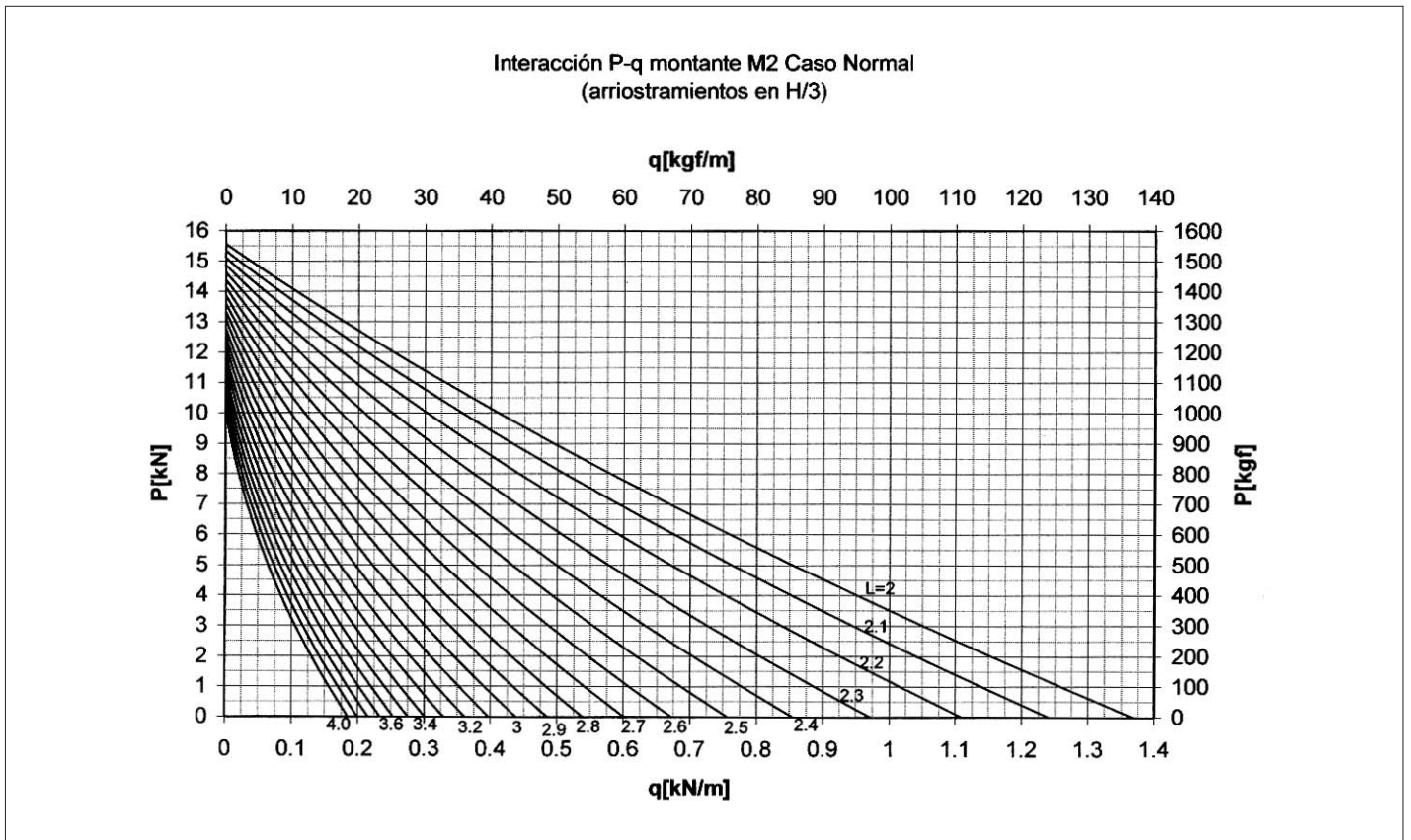


Gráfico M2-4

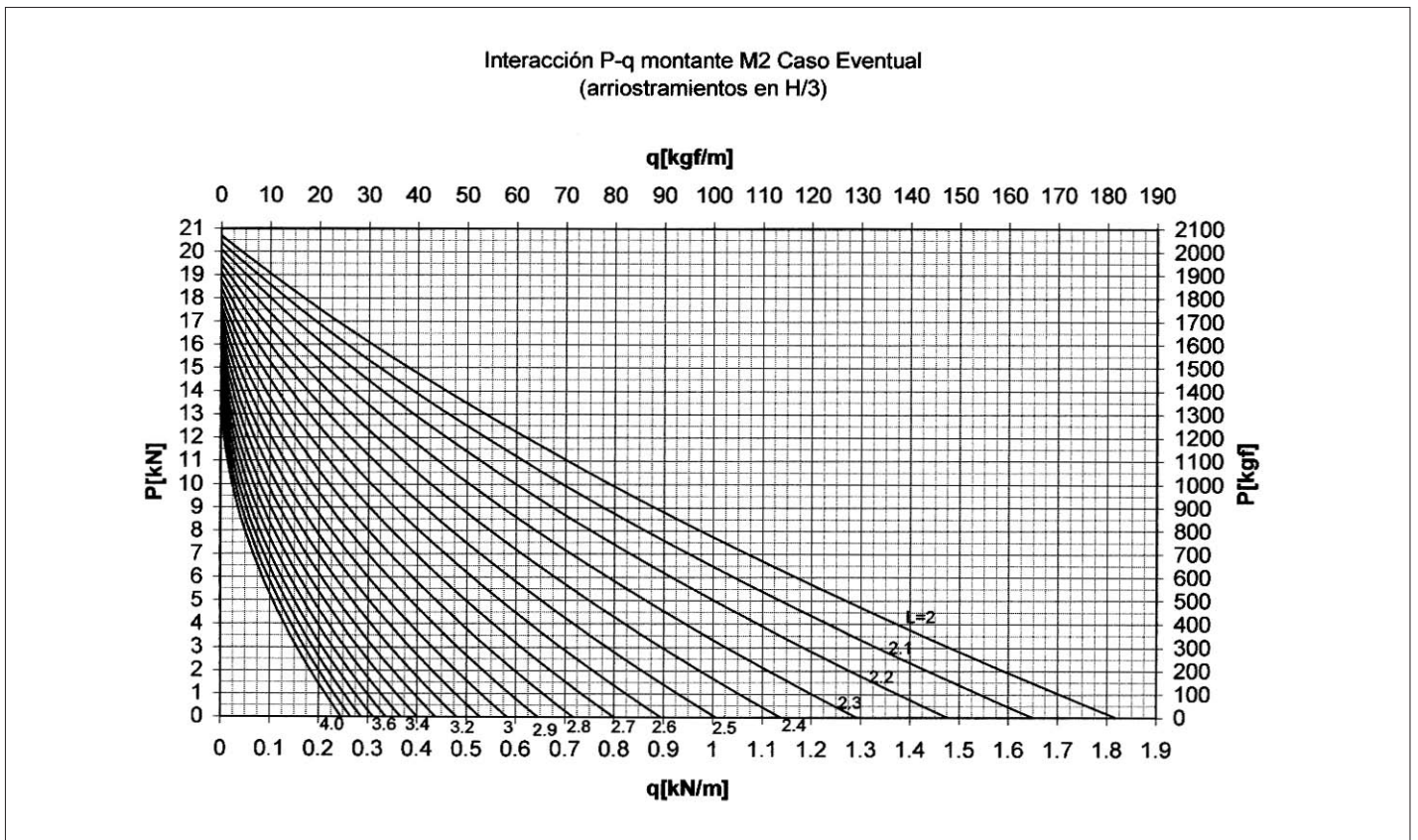


Gráfico M3-1

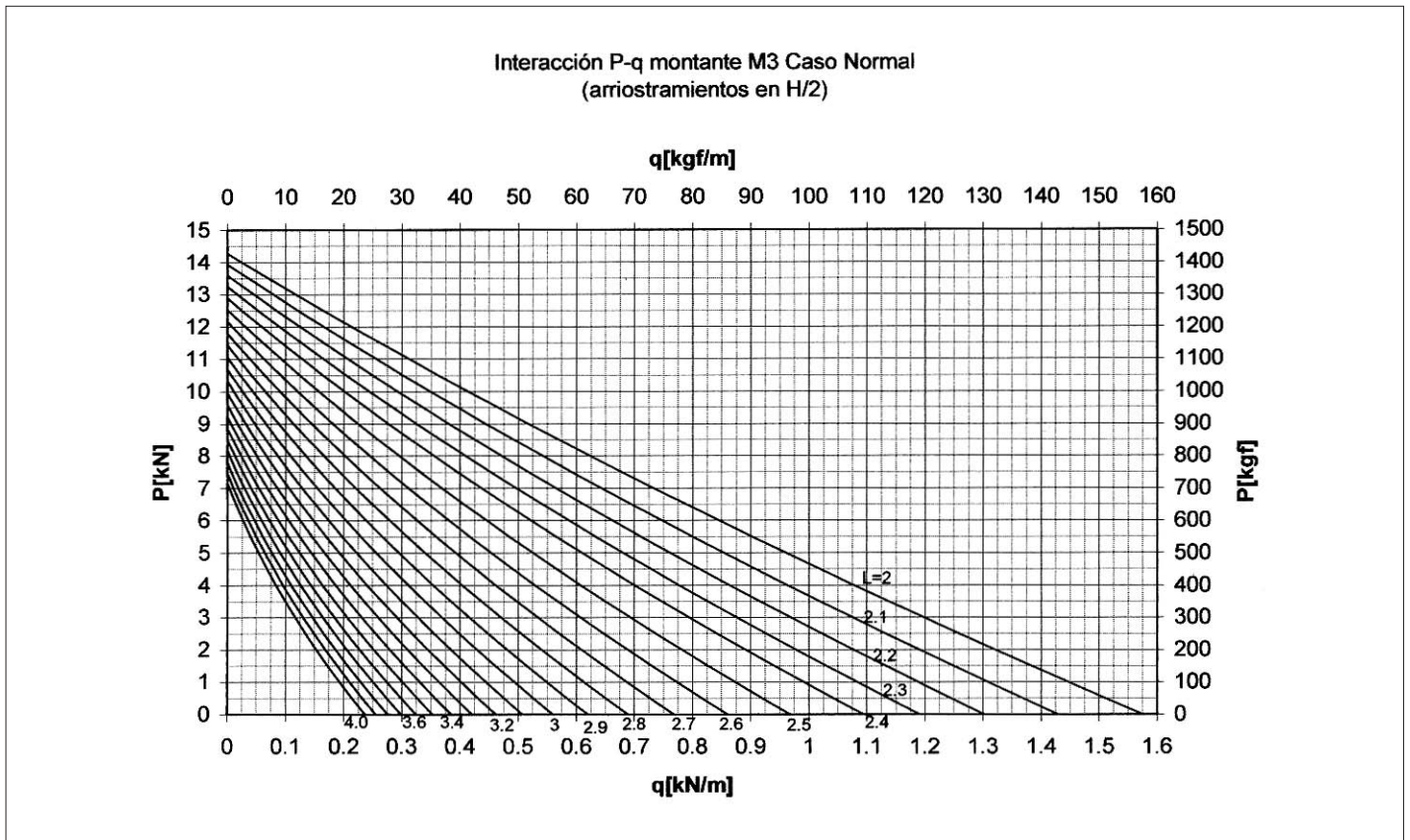


Gráfico M3-2

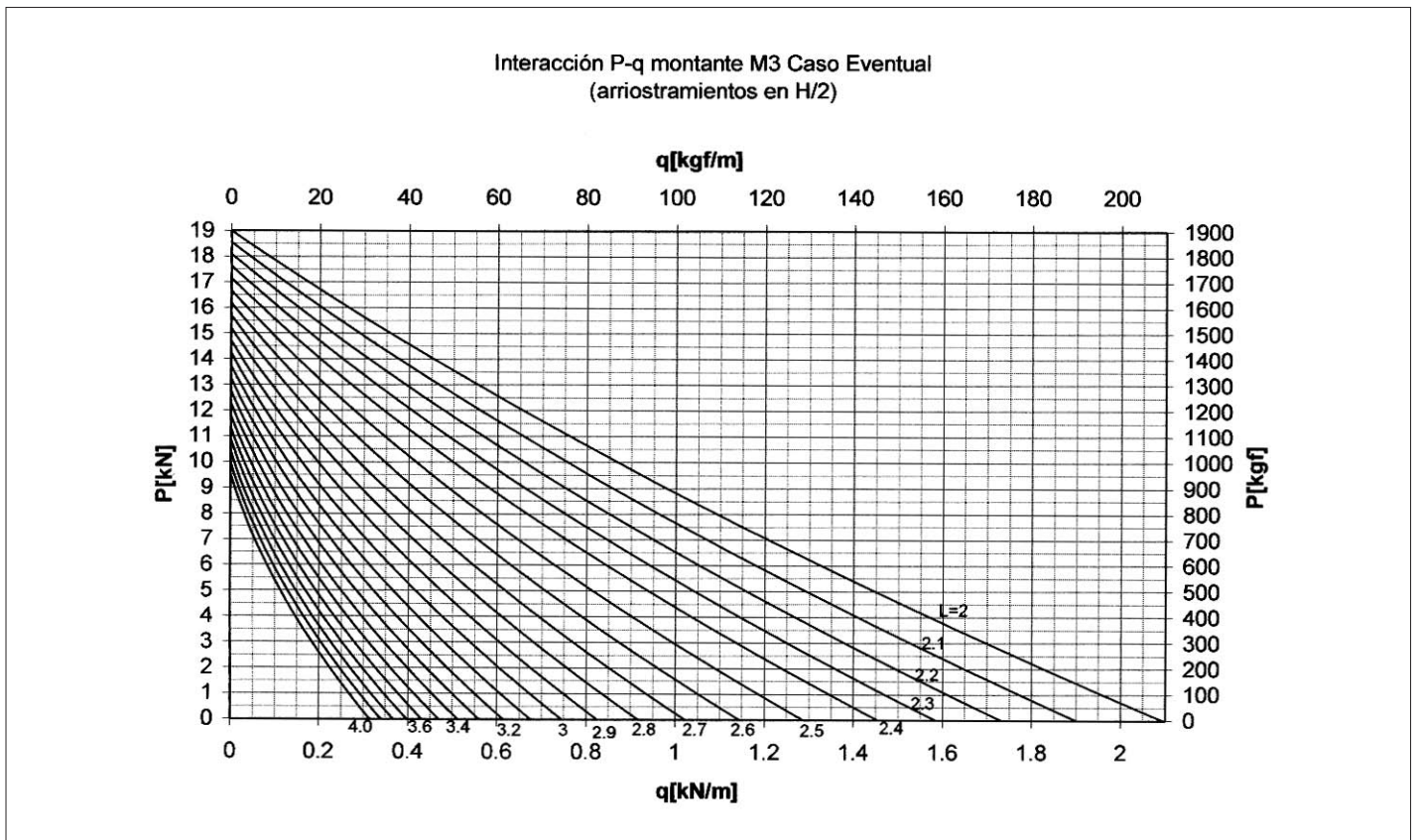


Gráfico M3-3

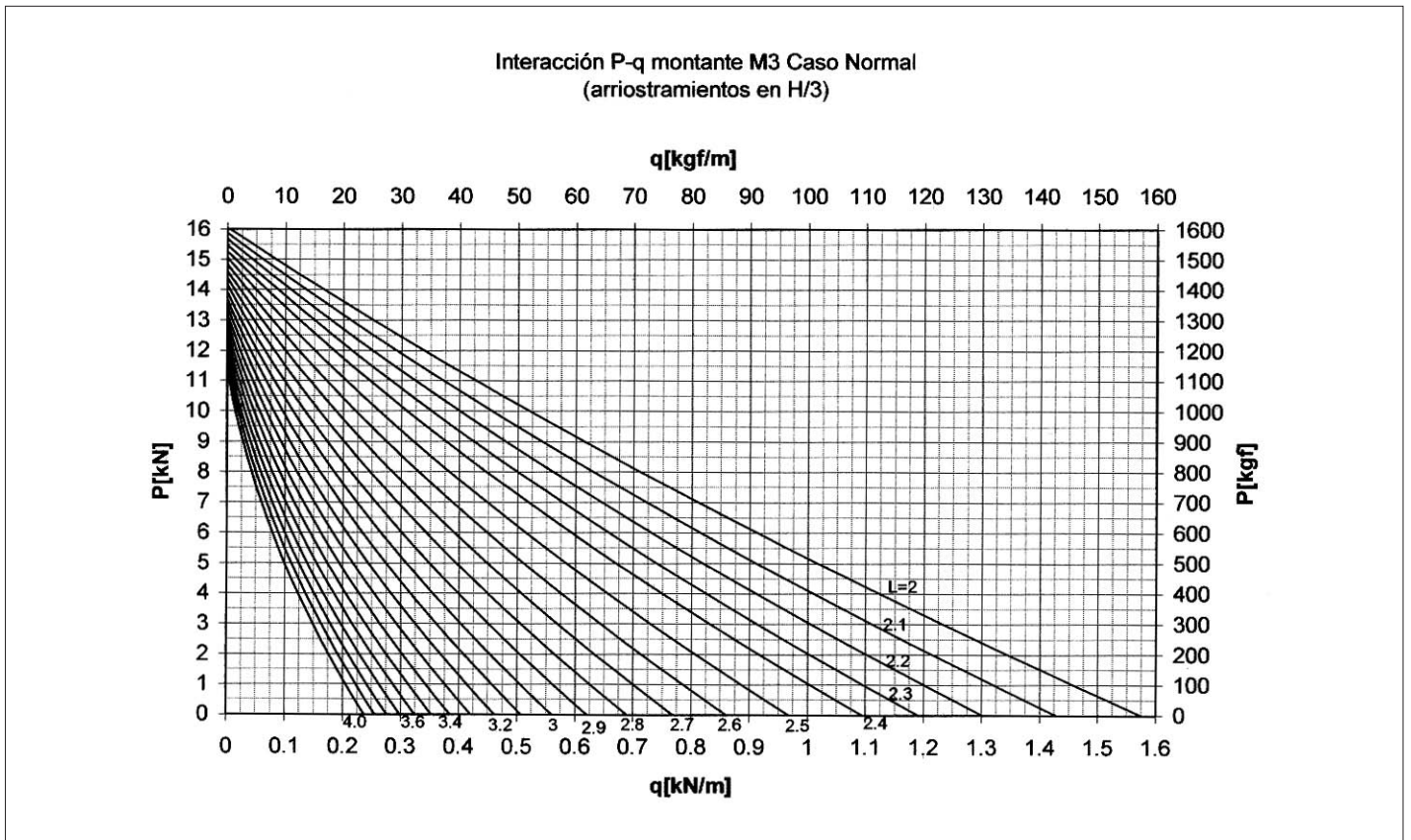


Gráfico M3-4

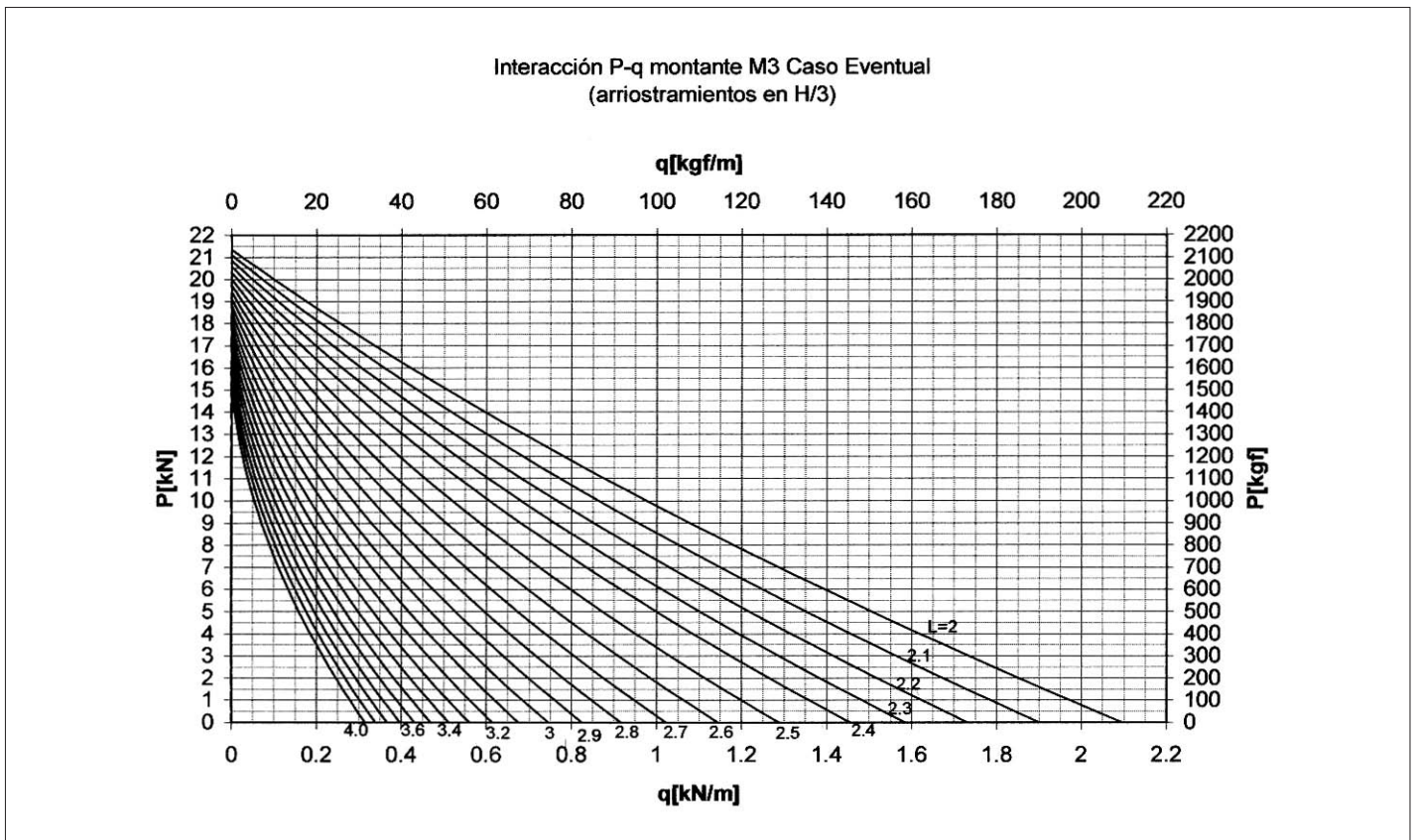


Gráfico M4-1

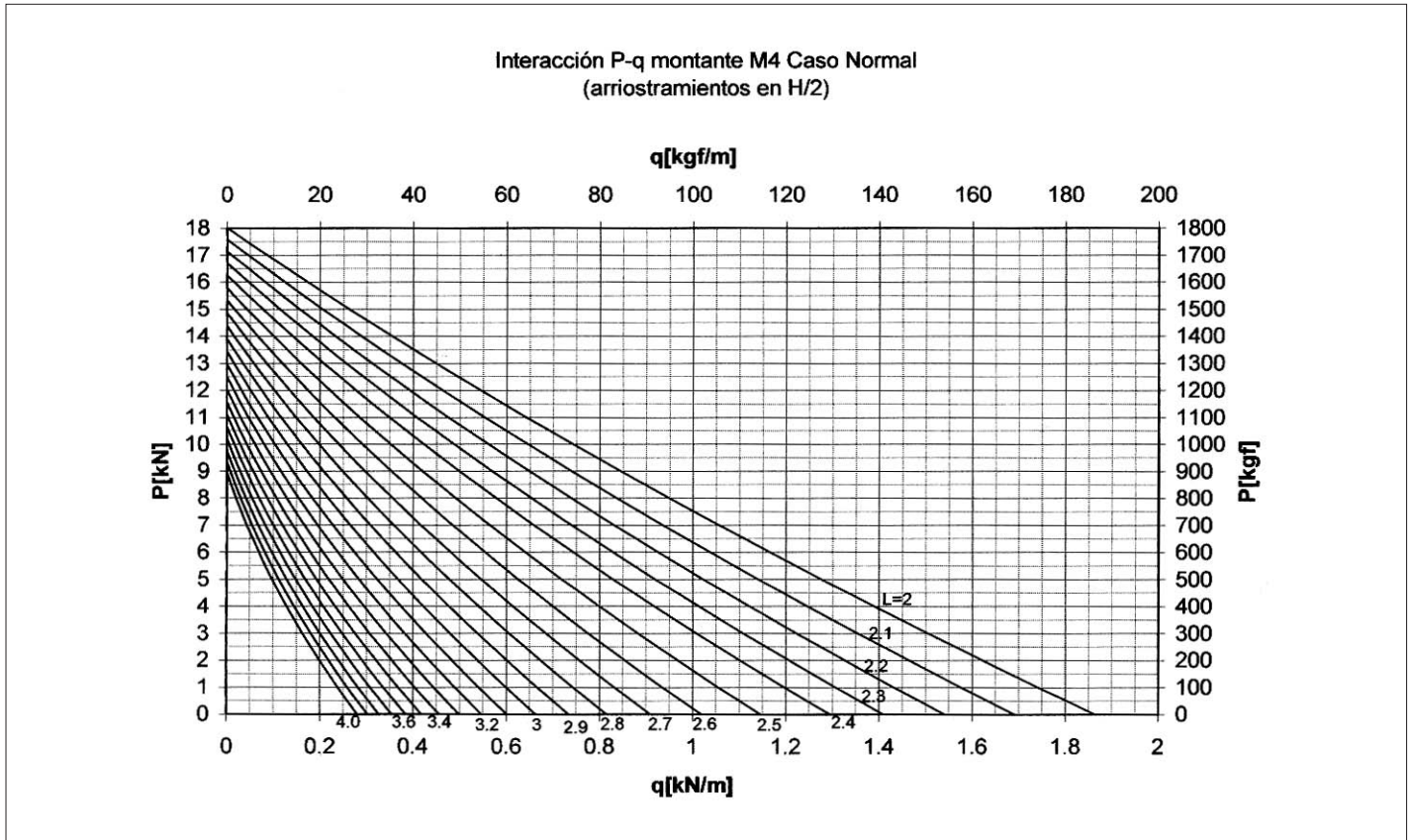


Gráfico M4-2

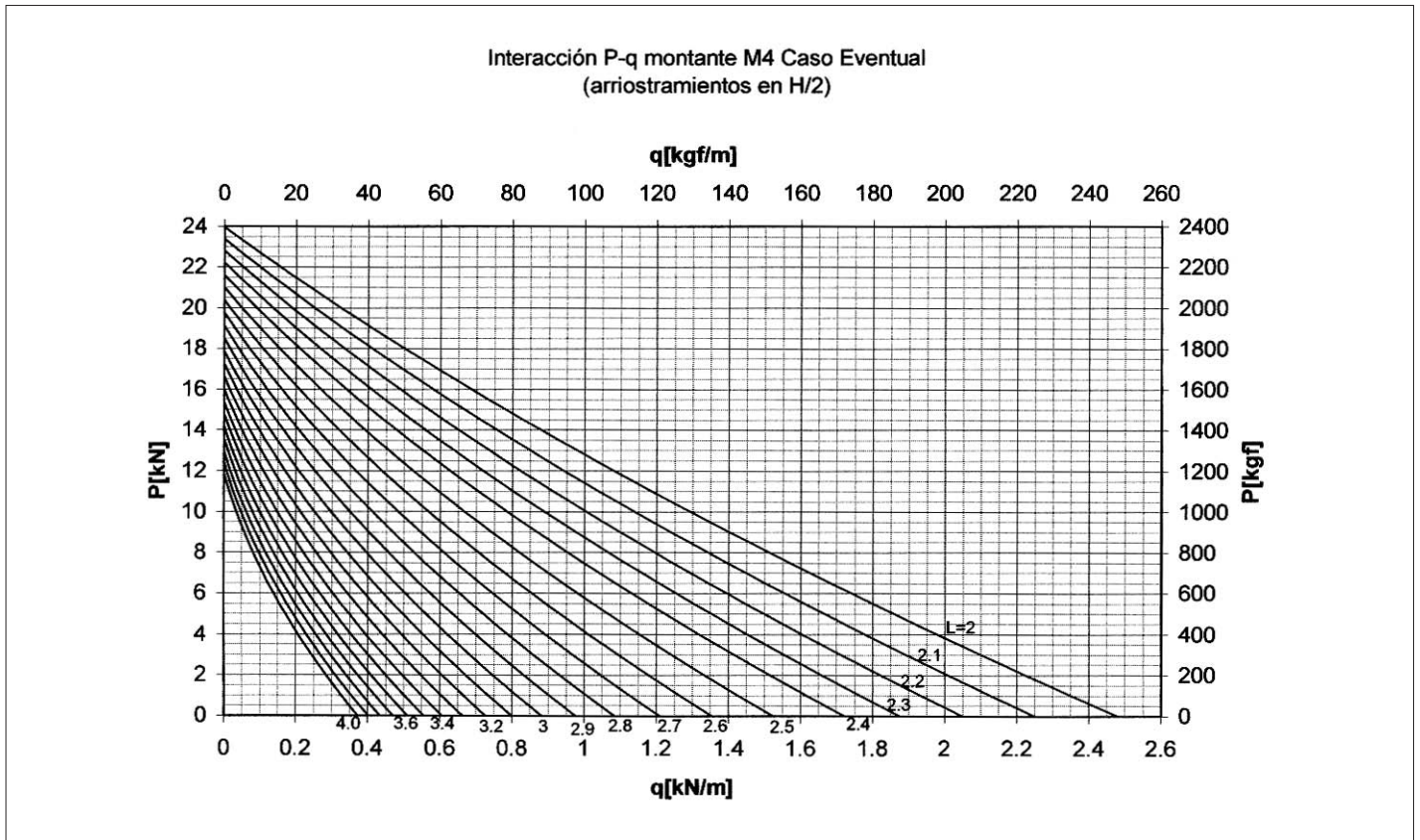


Gráfico M4-3

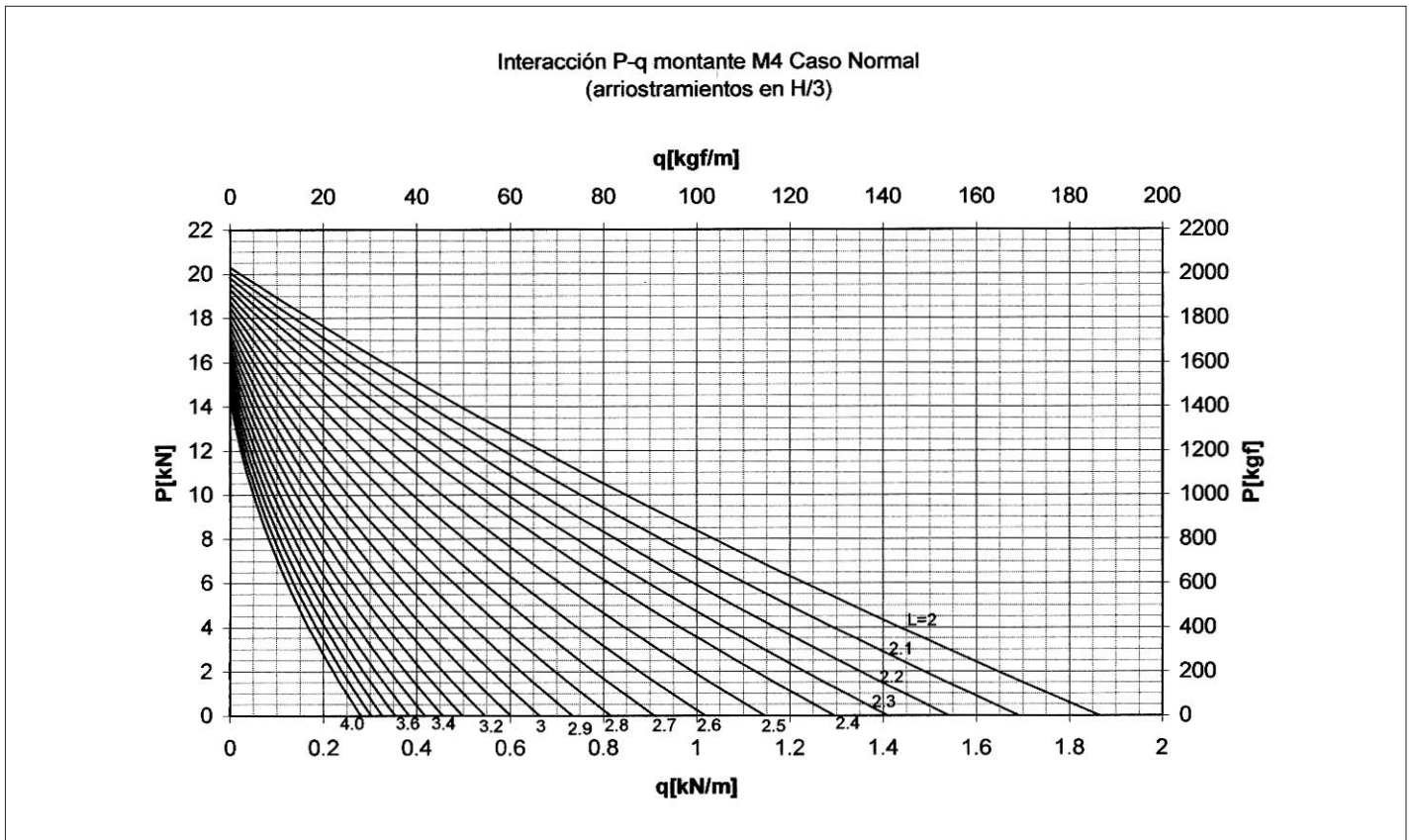


Gráfico M4-4

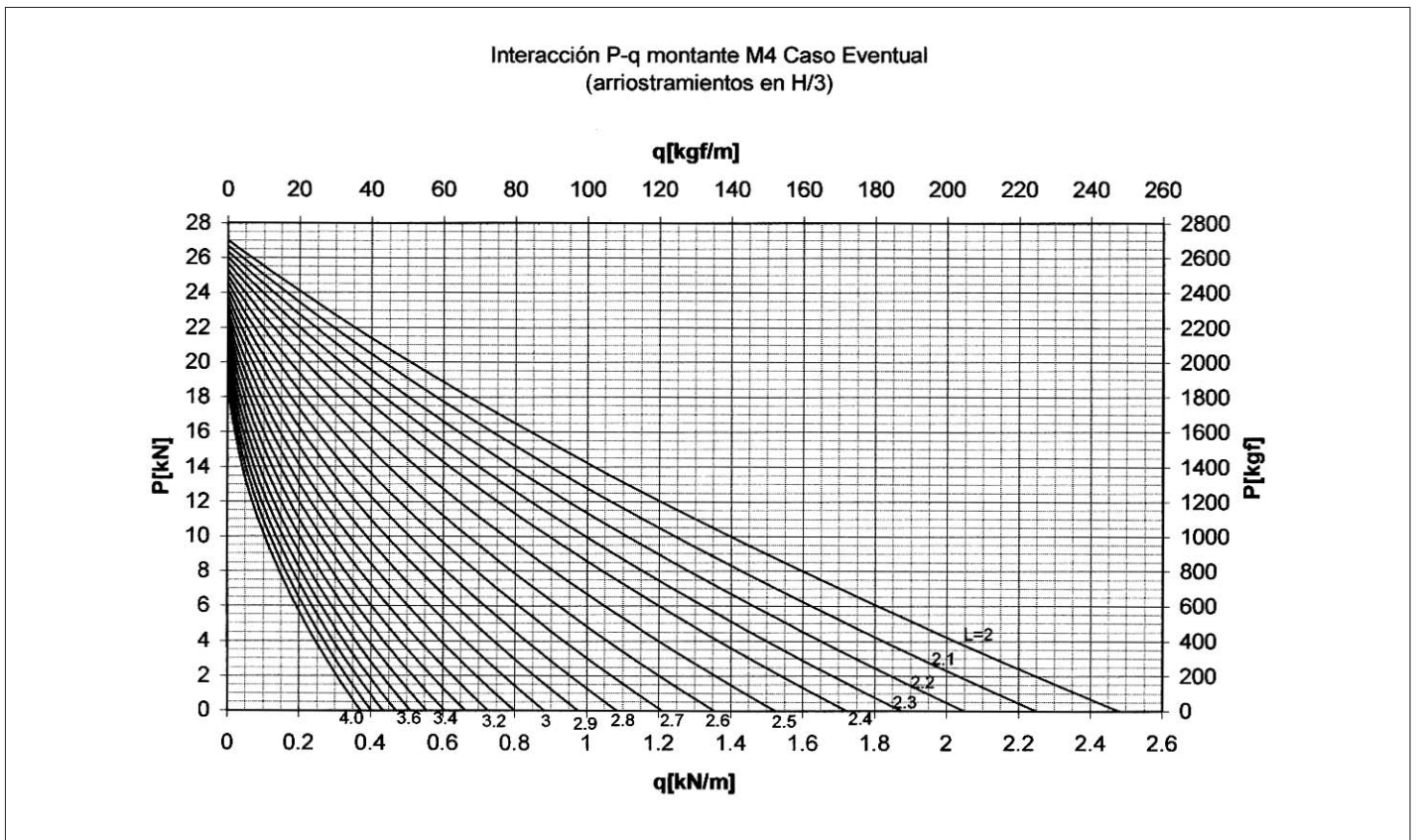


Gráfico V1-1

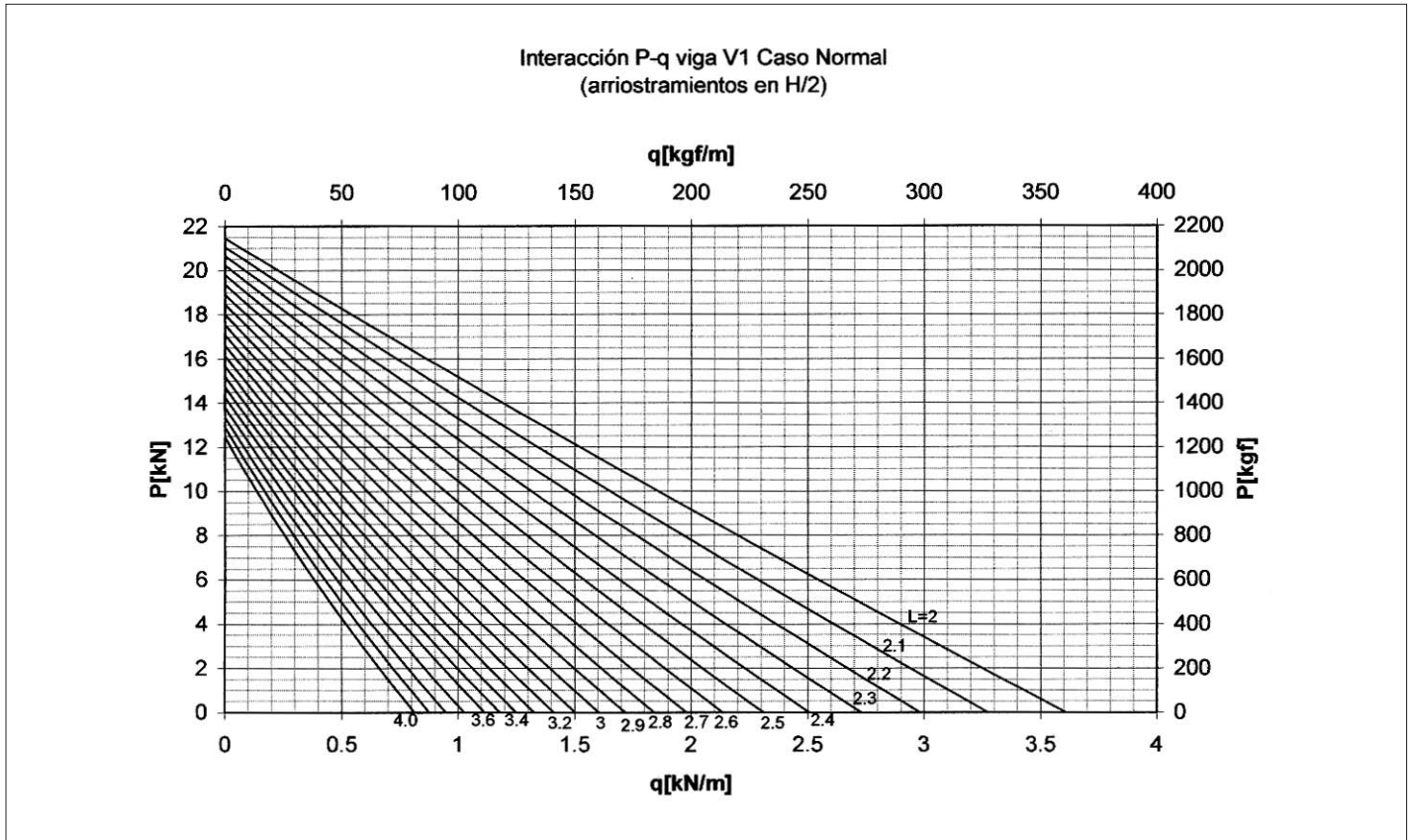


Gráfico V1-2

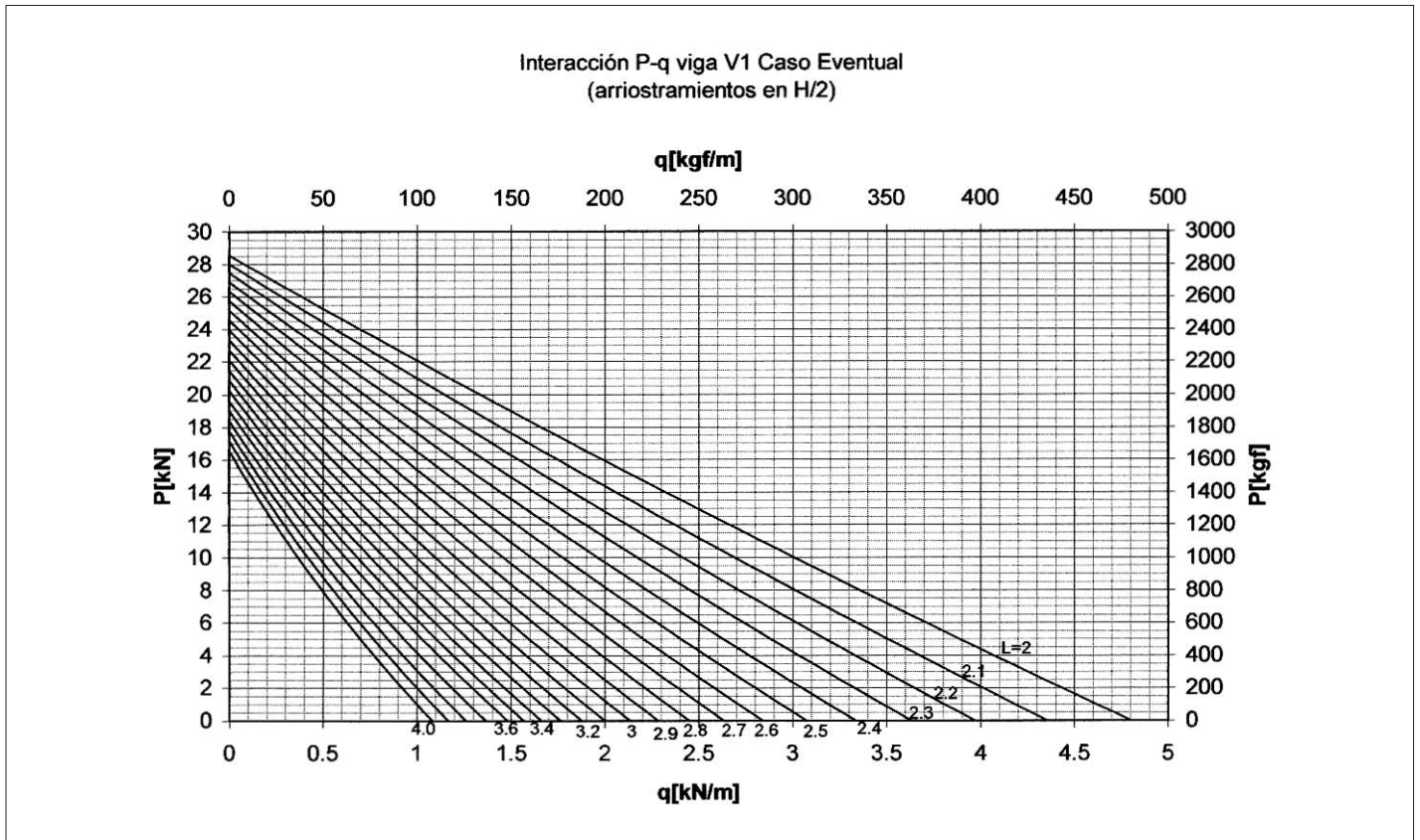


Gráfico V1-3

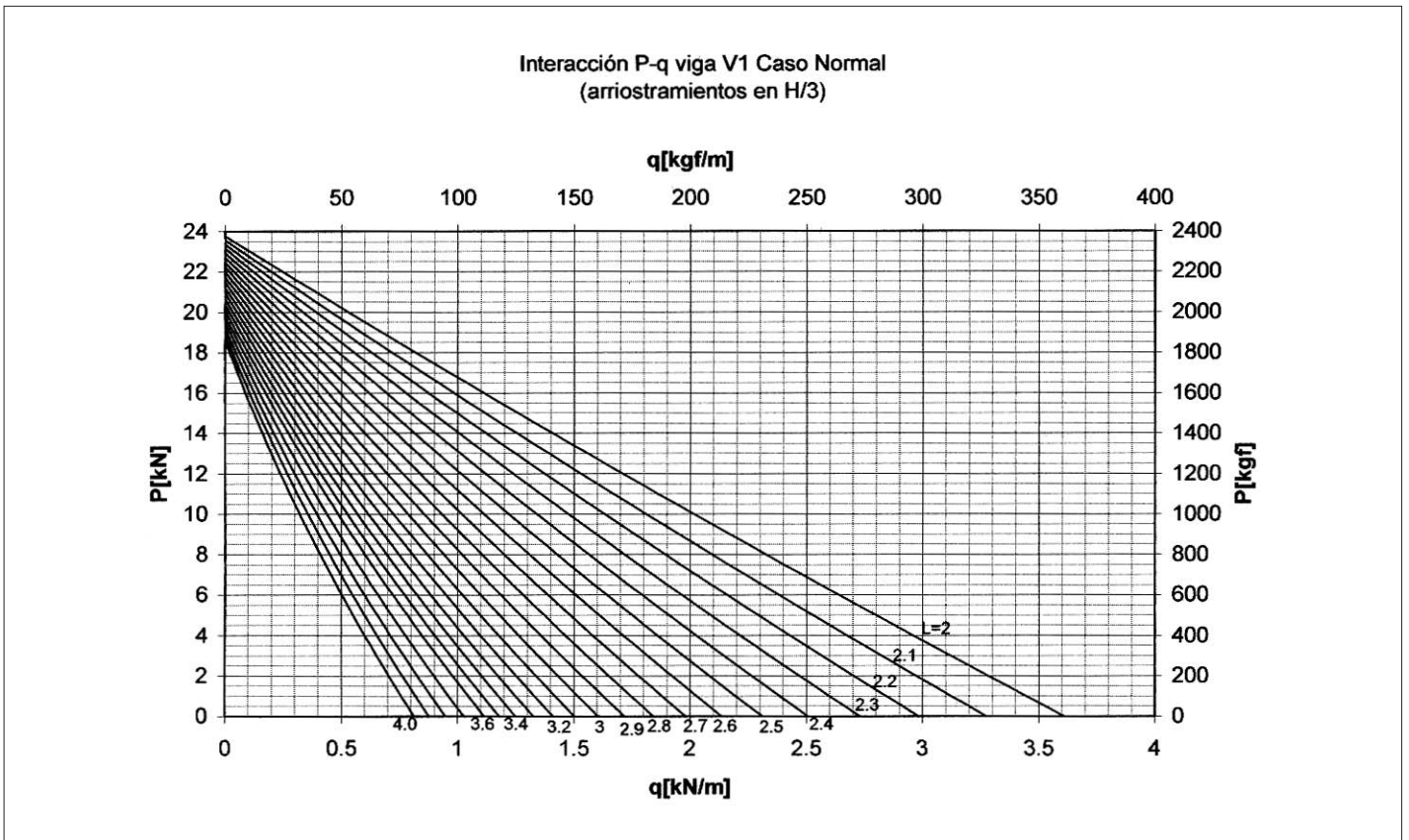


Gráfico V1-4

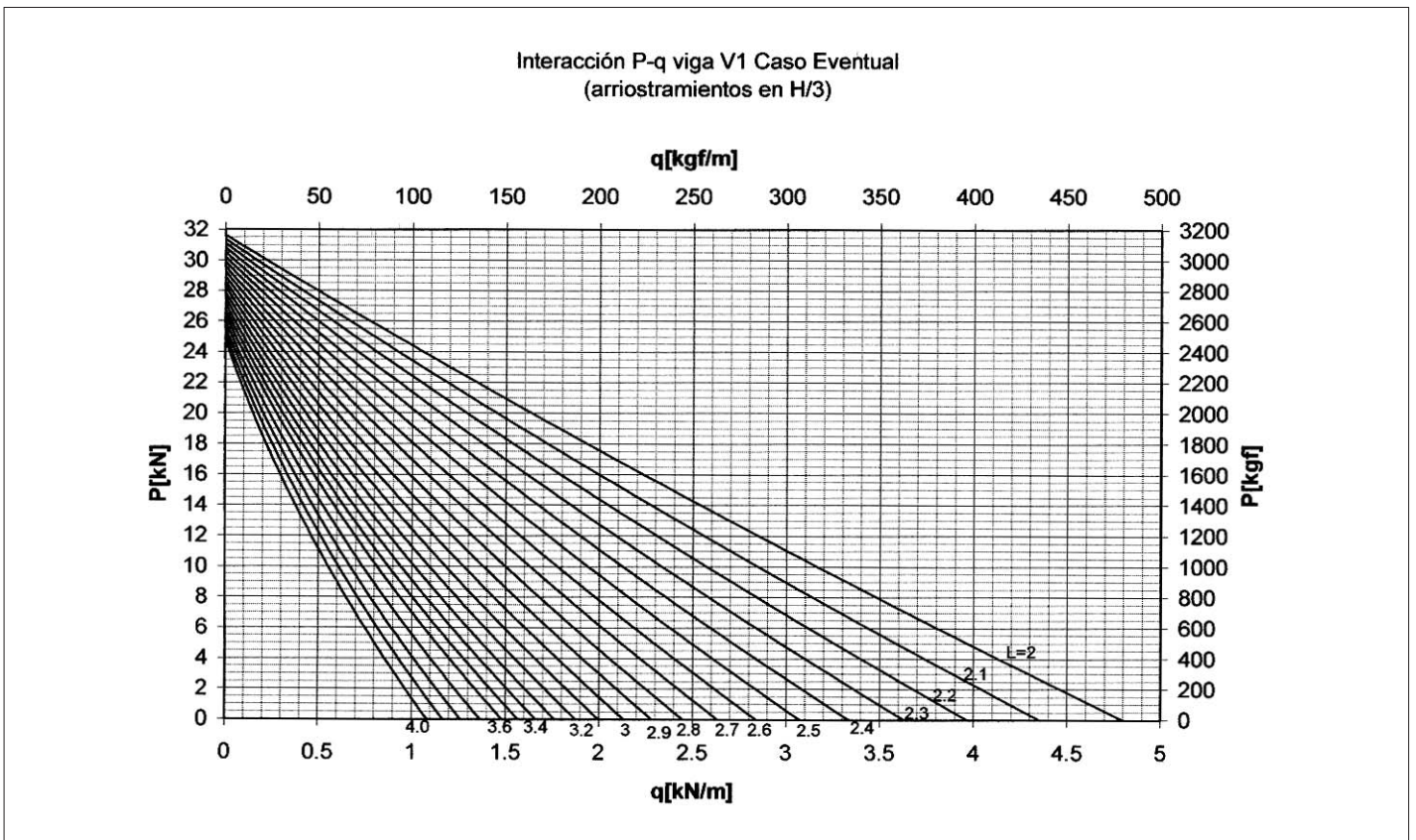


Gráfico V2-1

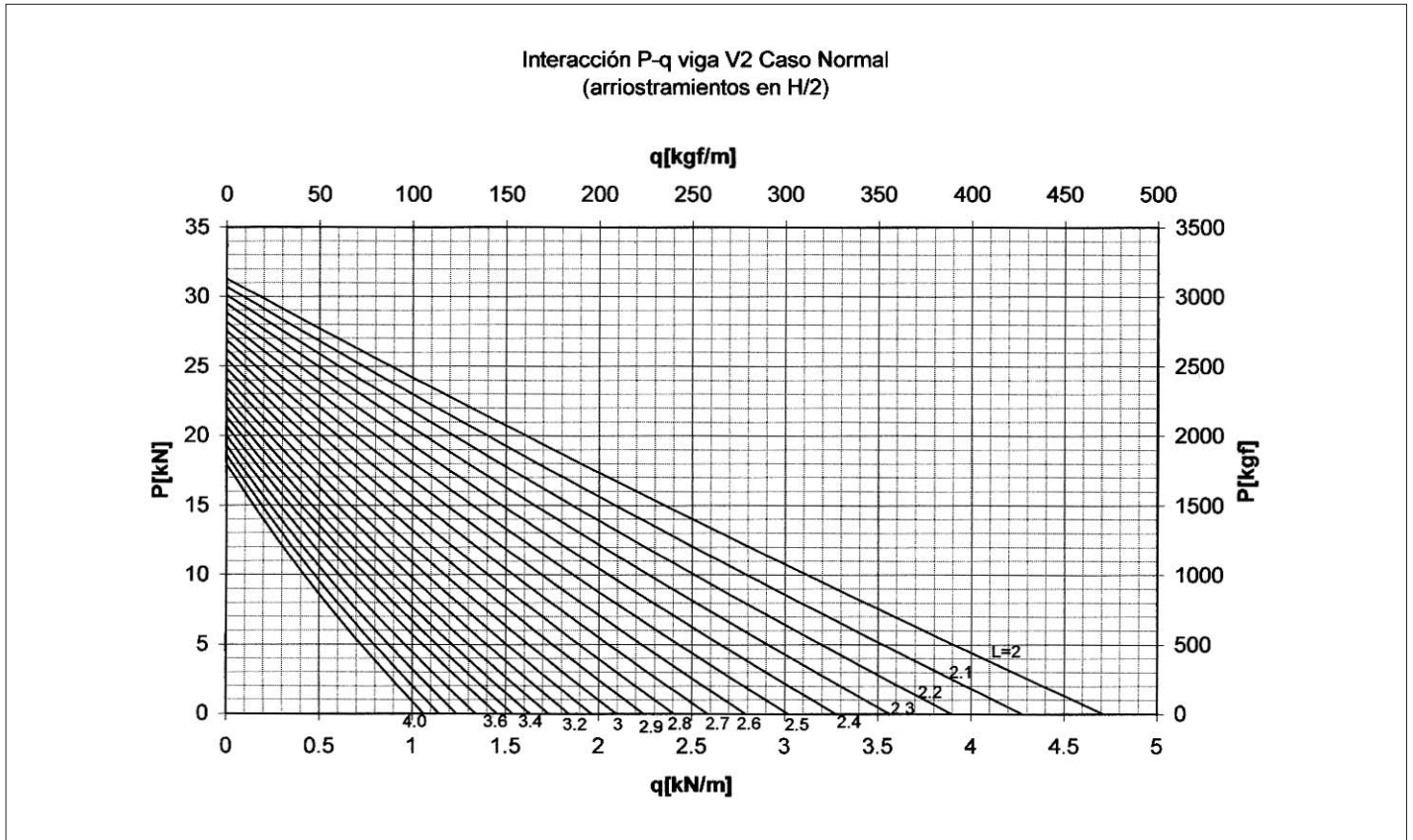


Gráfico V2-2

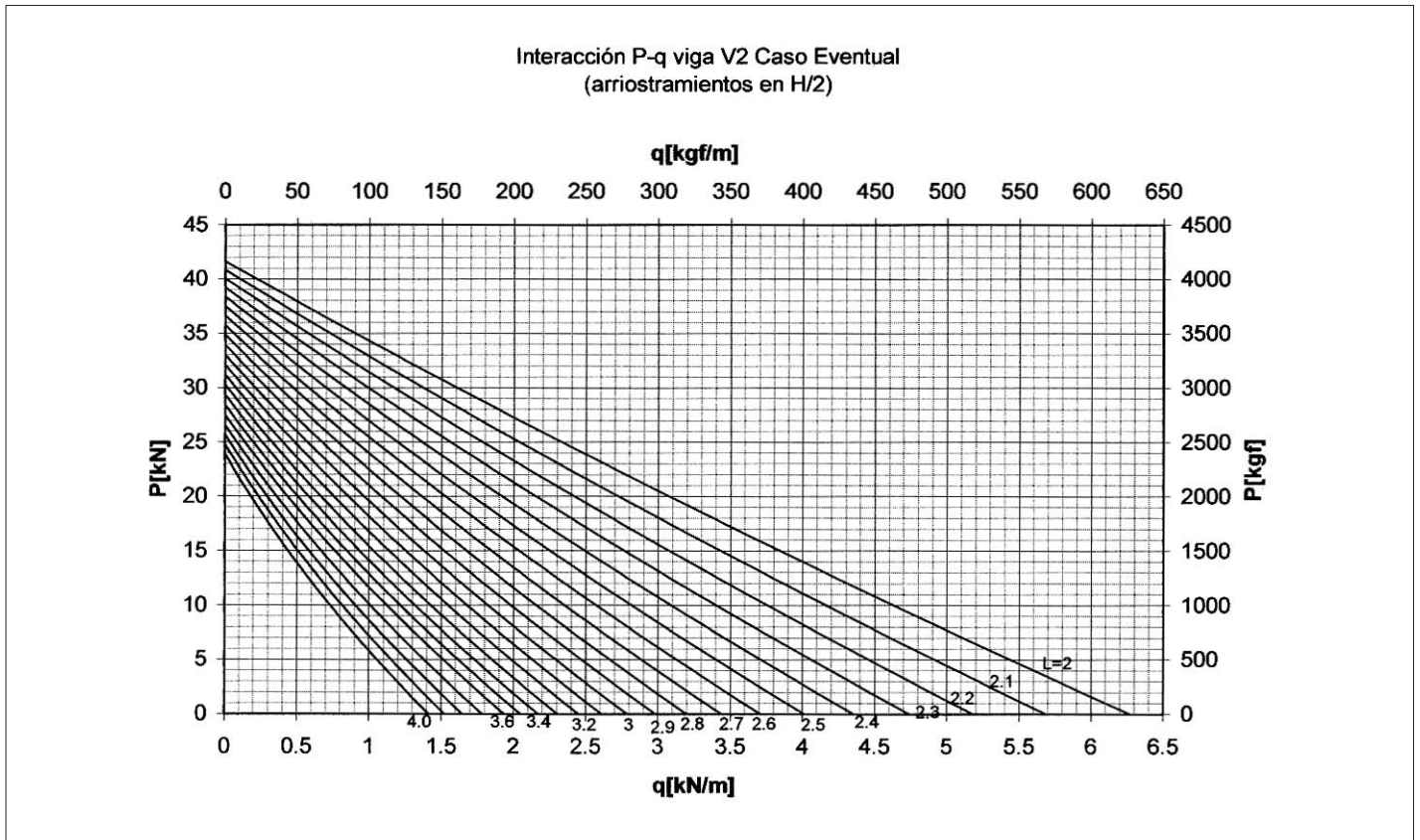


Gráfico V2-3

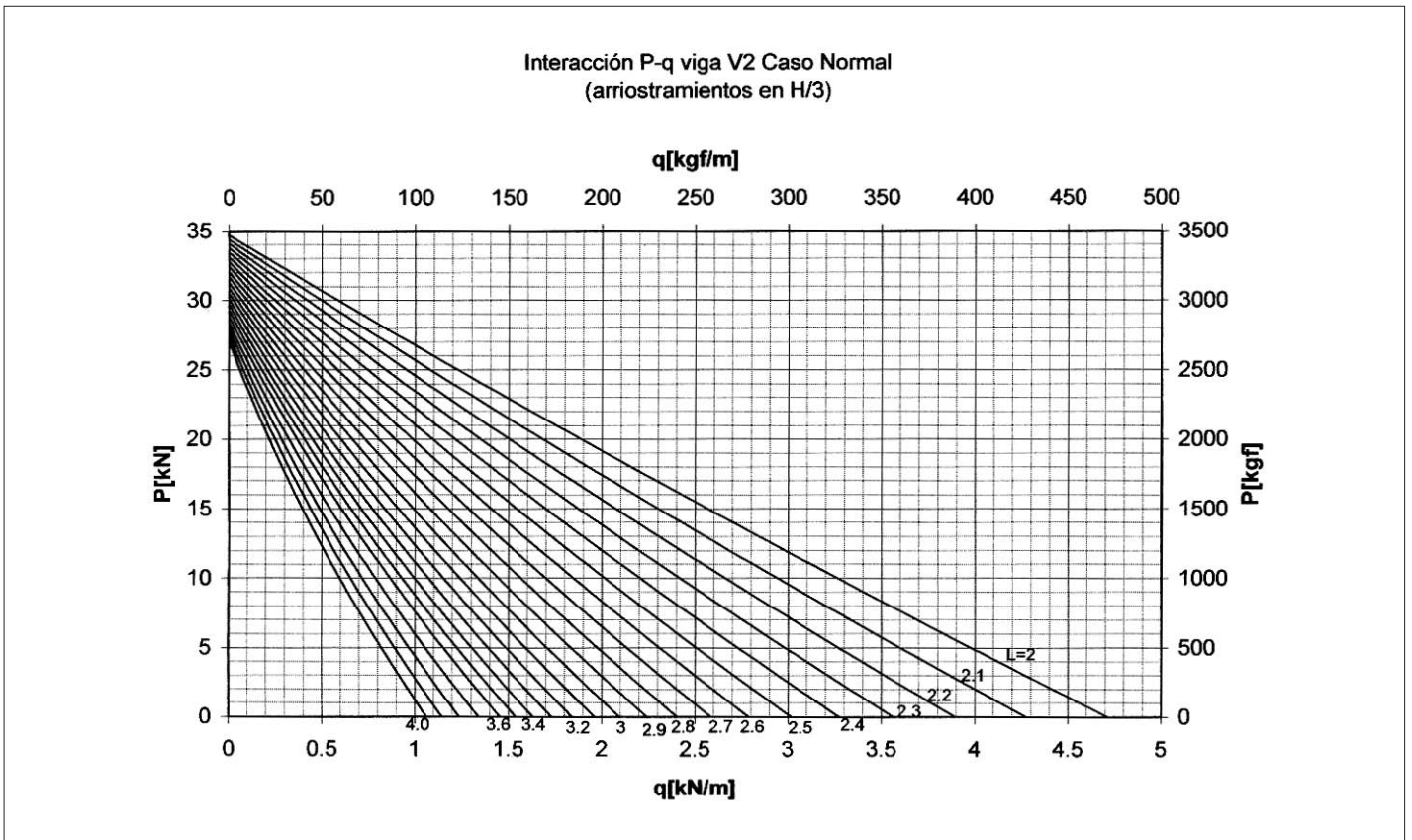


Gráfico V2-4

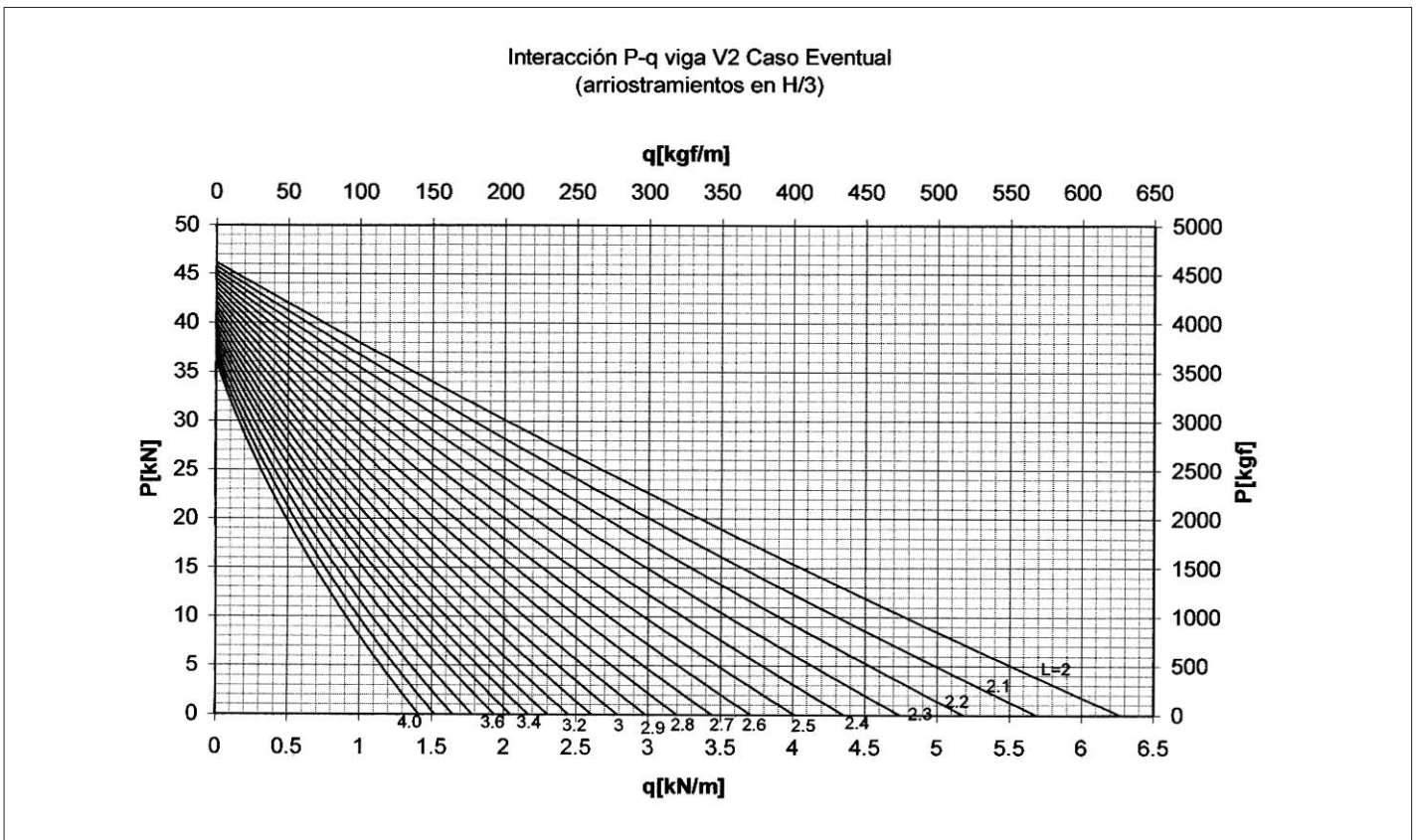


Gráfico V3-1

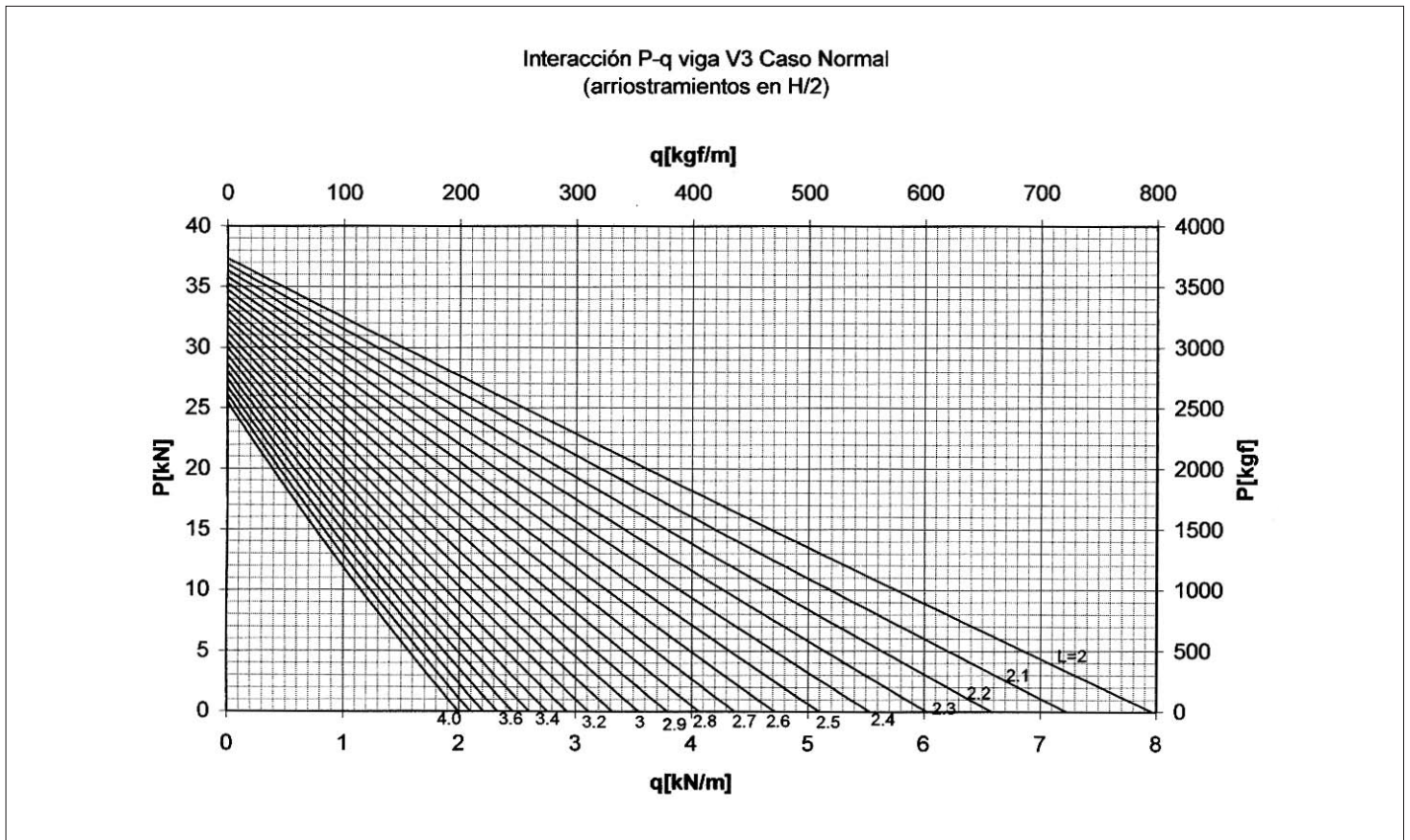


Gráfico V3-2

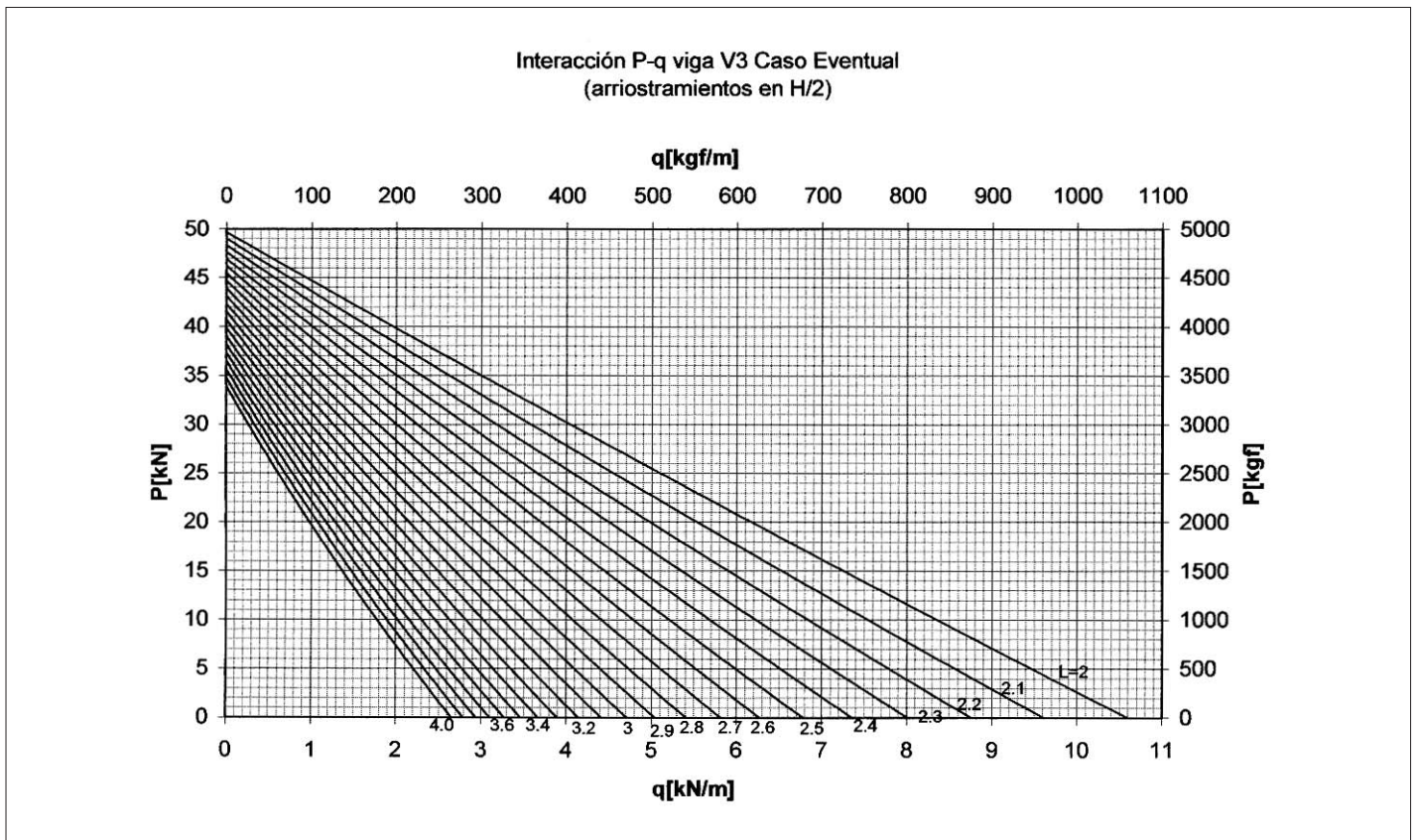


Gráfico V3-3

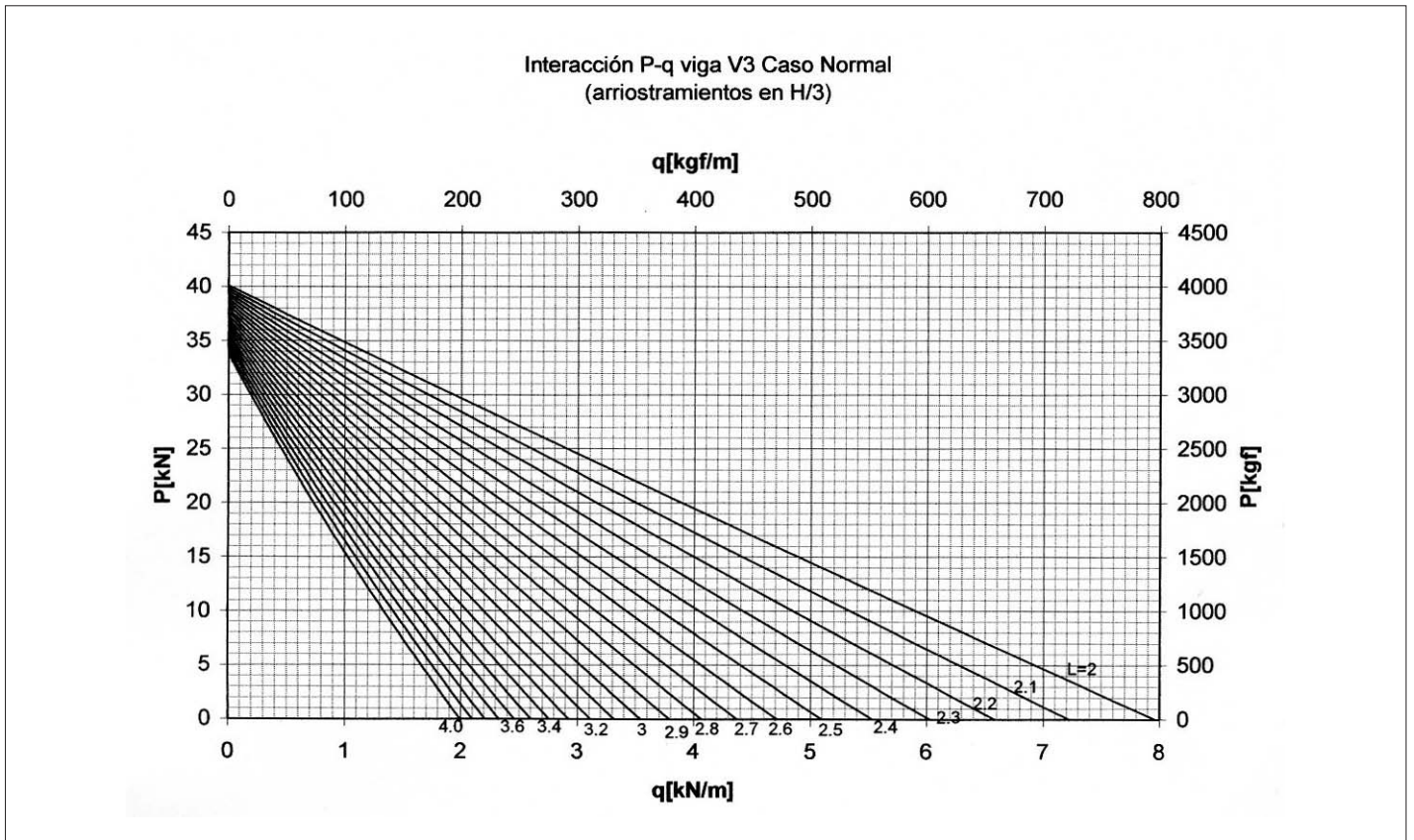


Gráfico V3-4

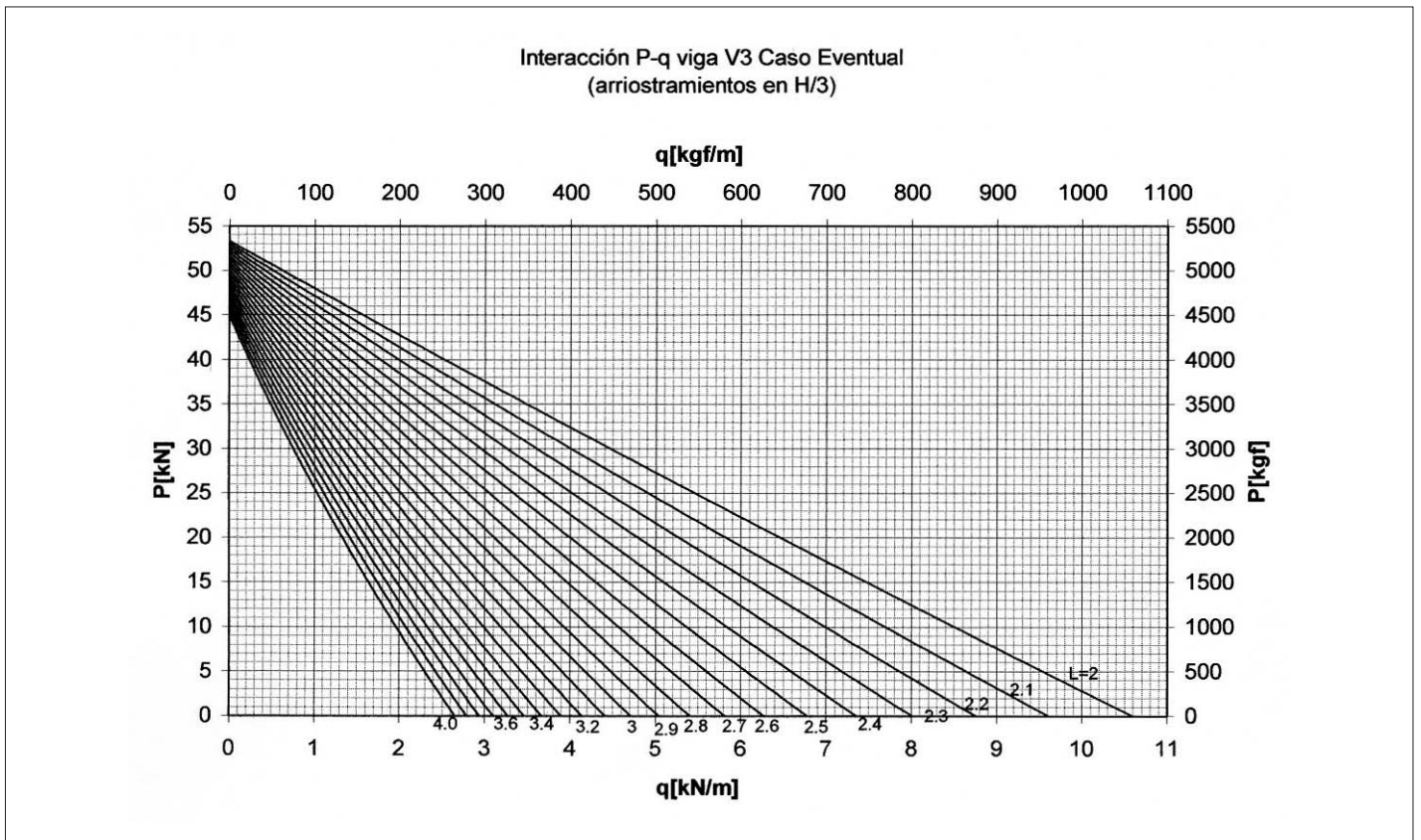


Gráfico V4-1

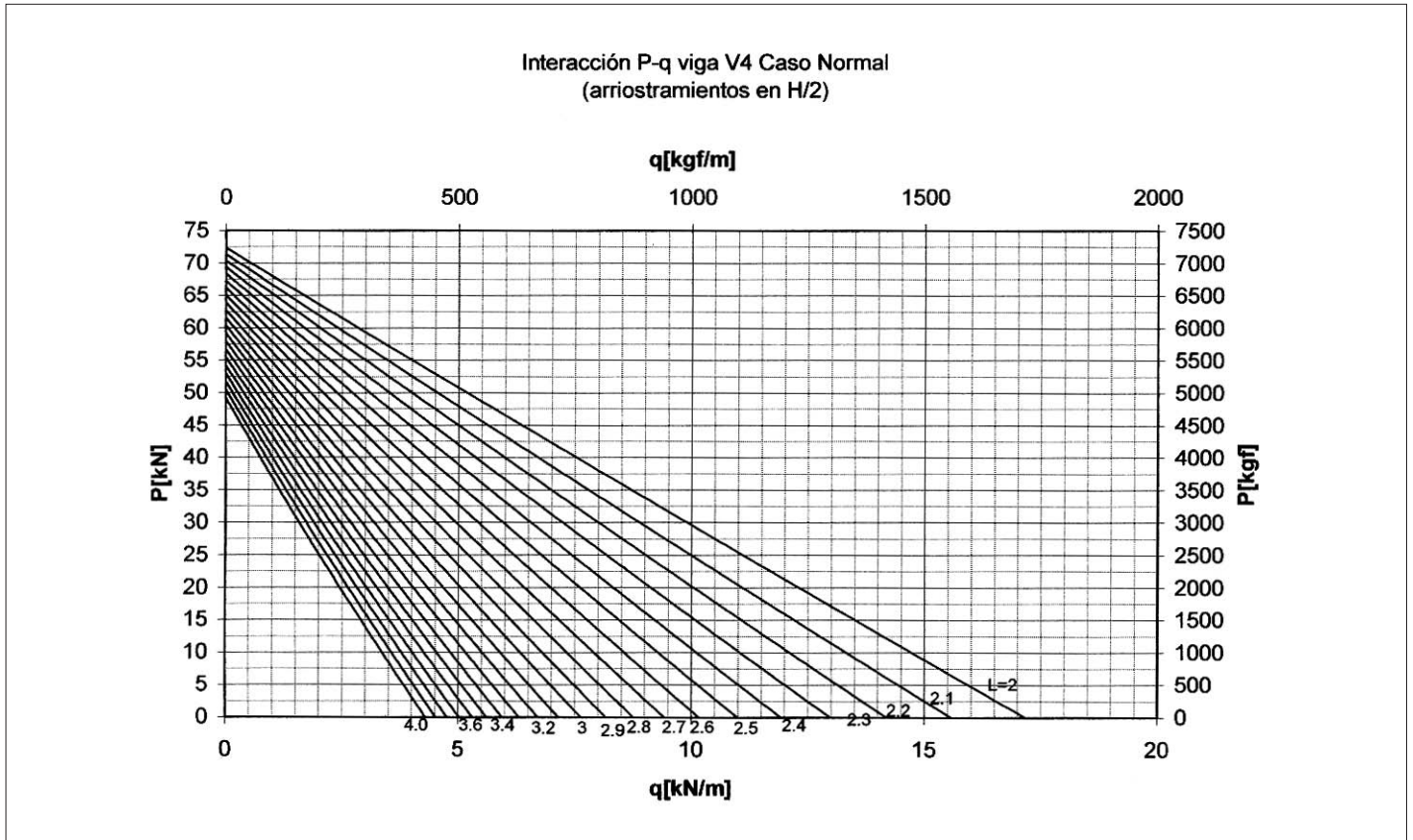


Gráfico V4-2

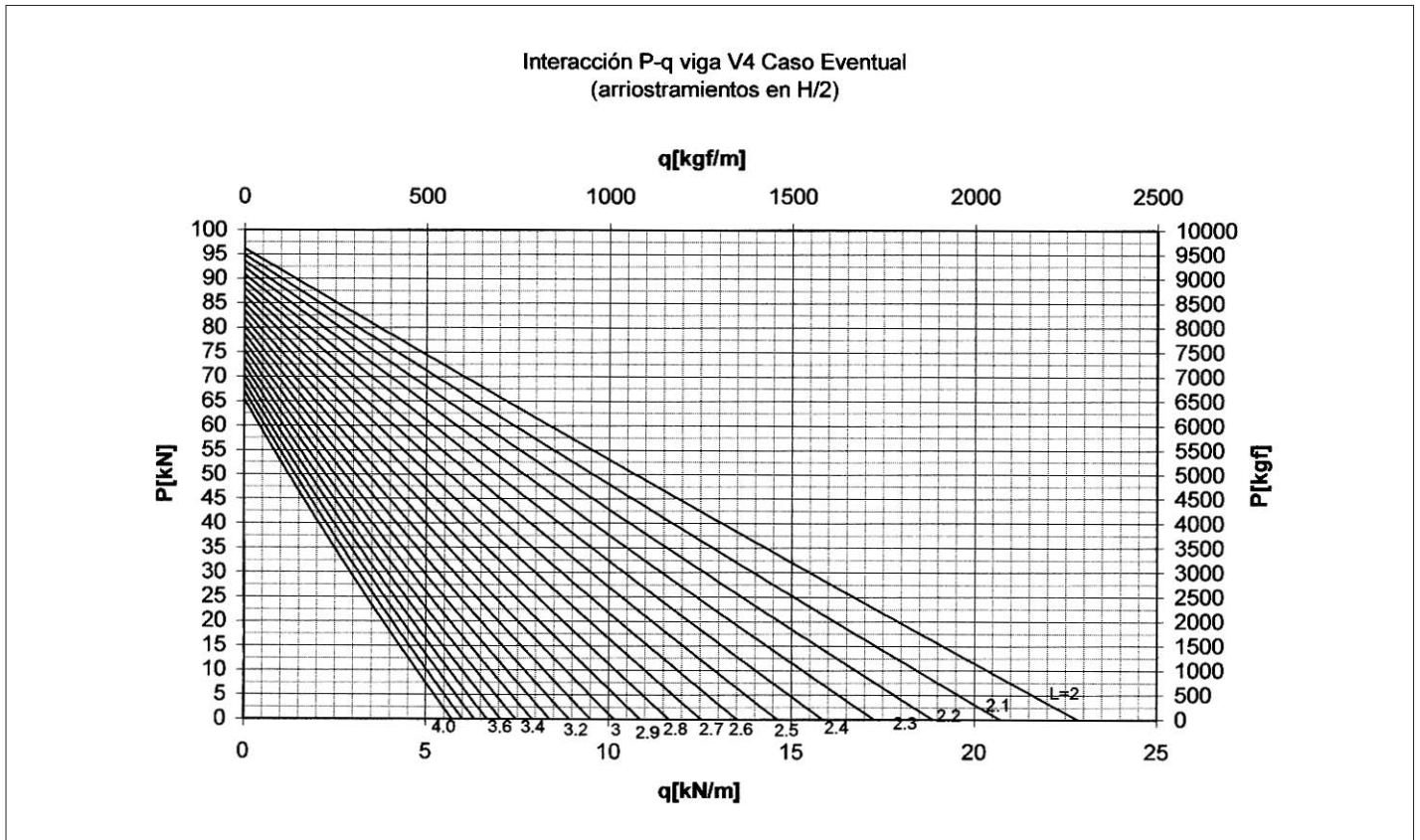


Gráfico V4-3

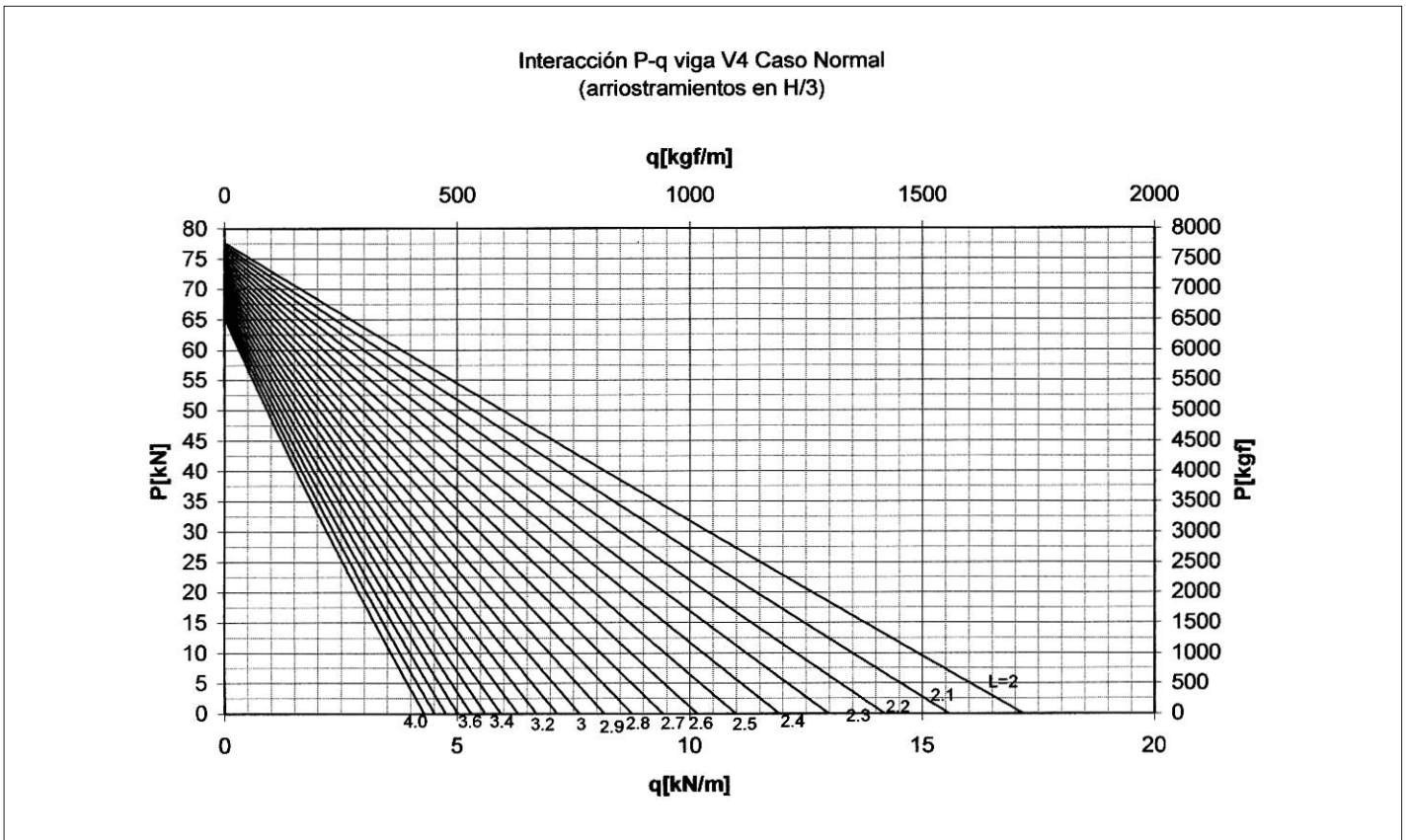


Gráfico V4-4

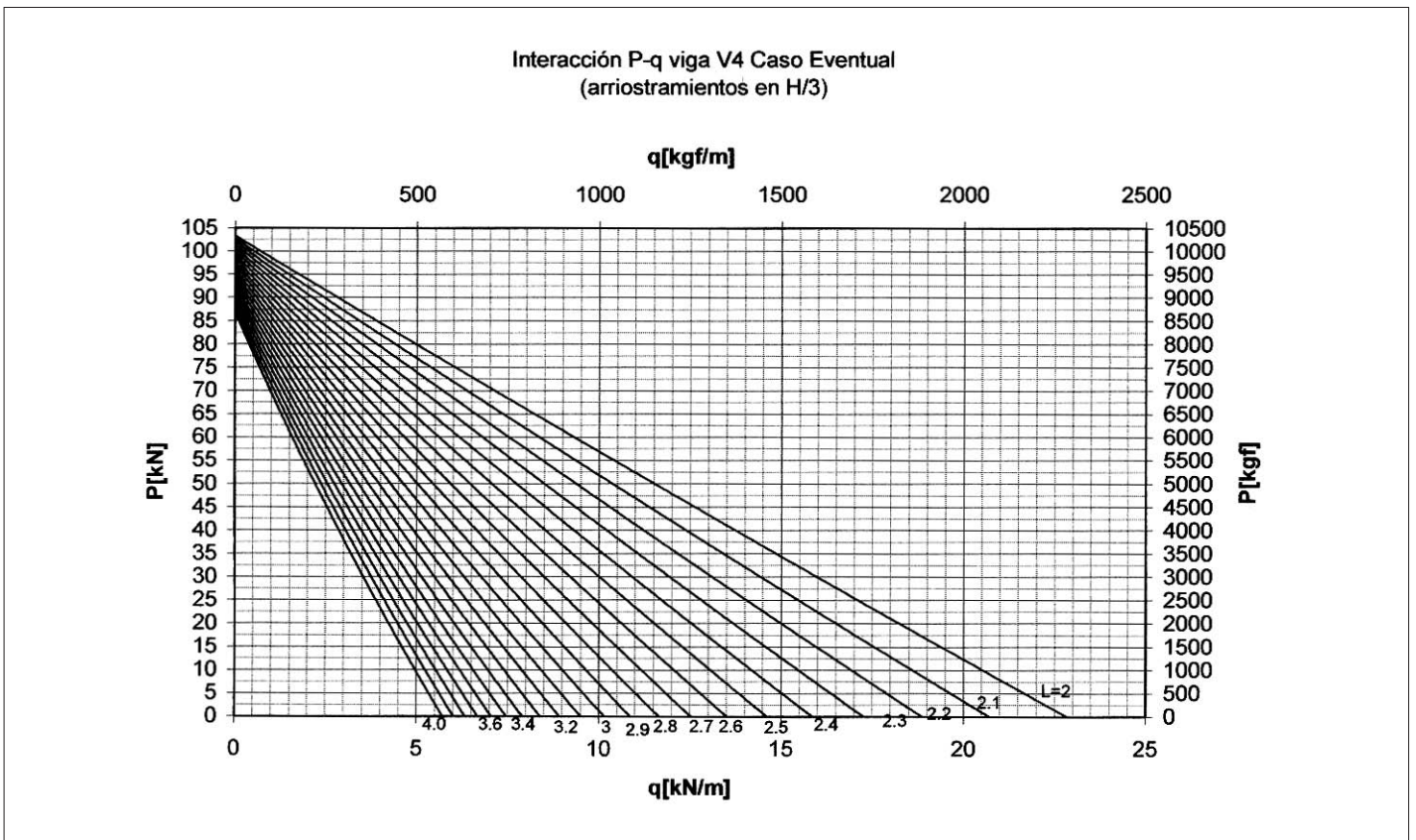


Gráfico V5-1

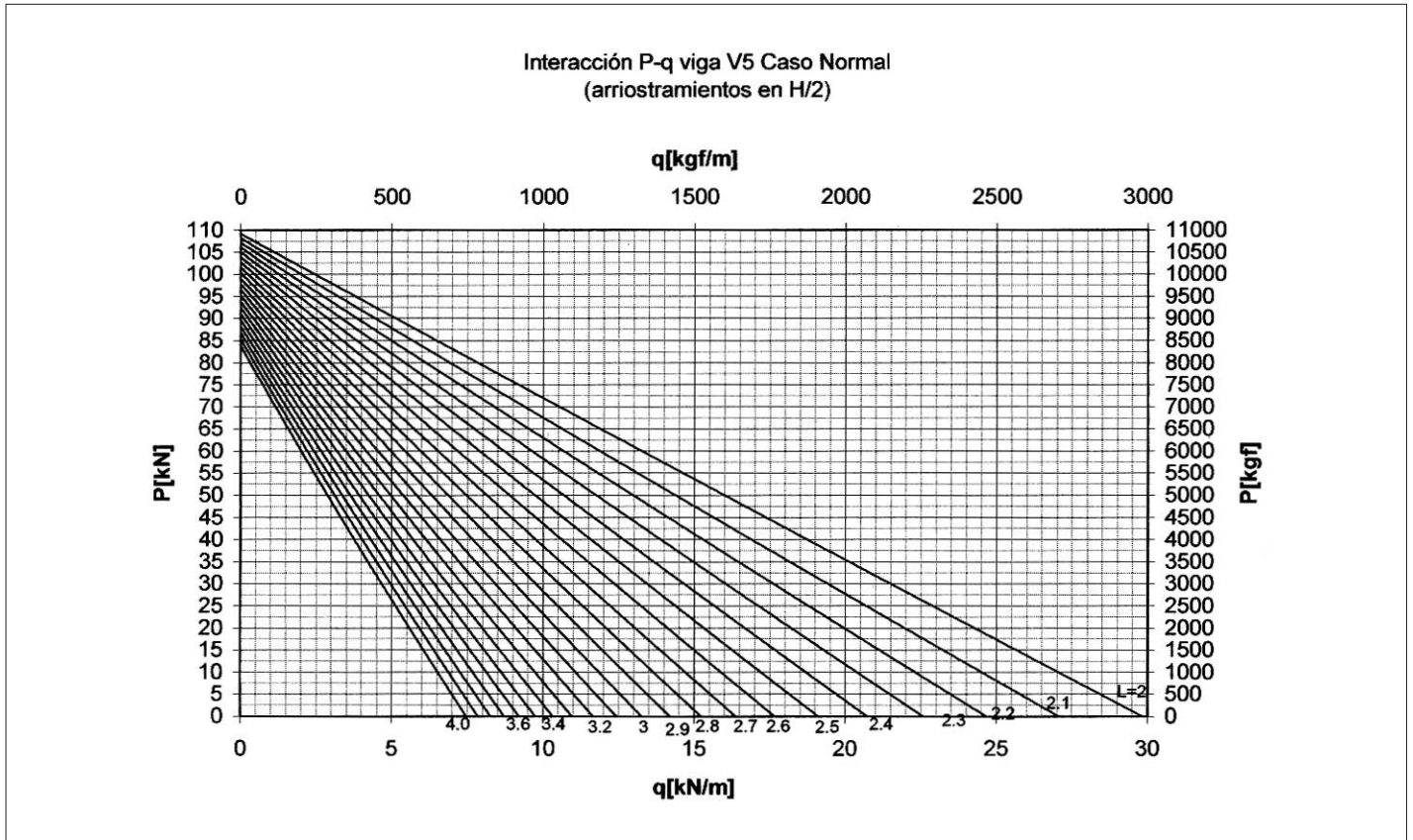


Gráfico V5-2

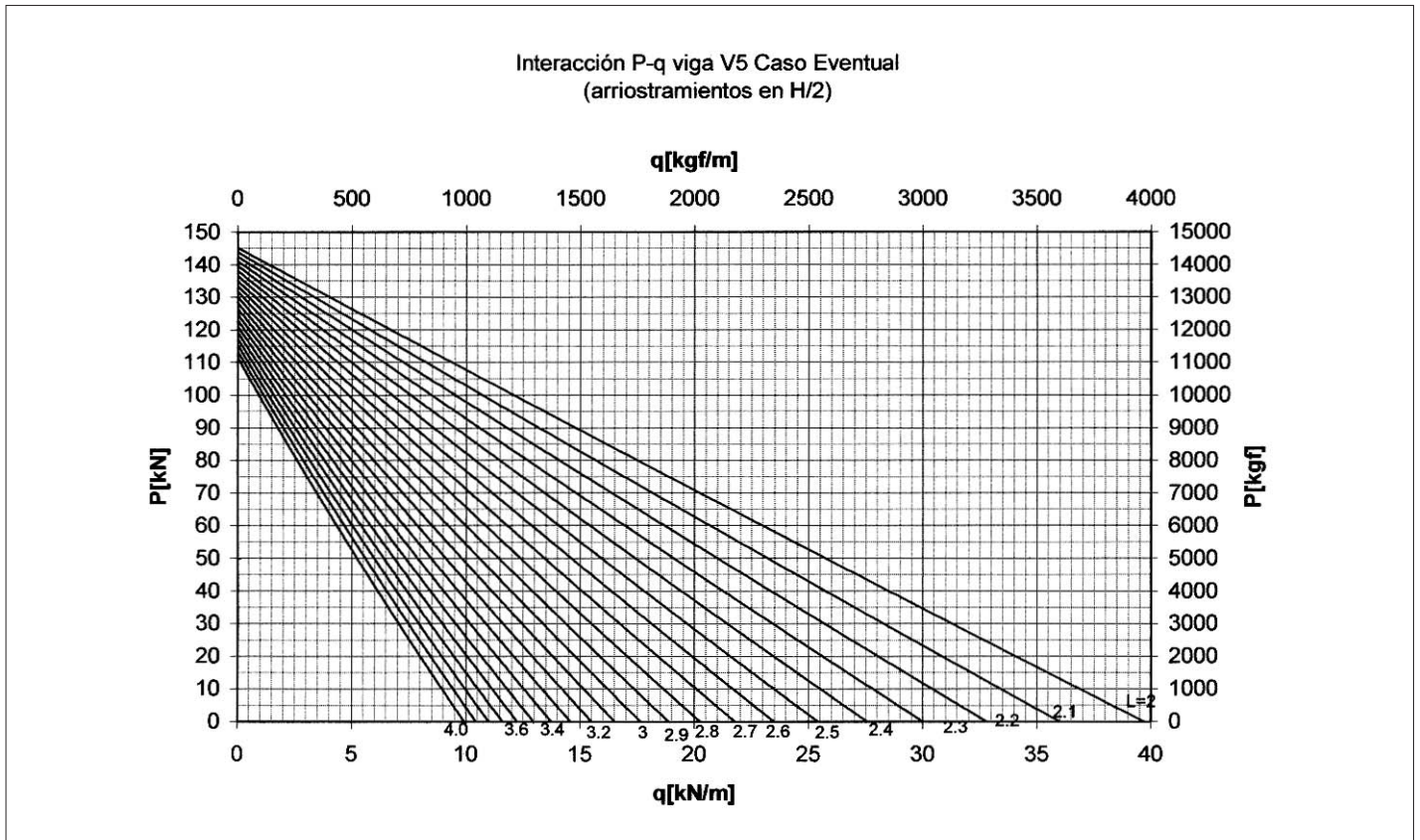


Gráfico V5-3

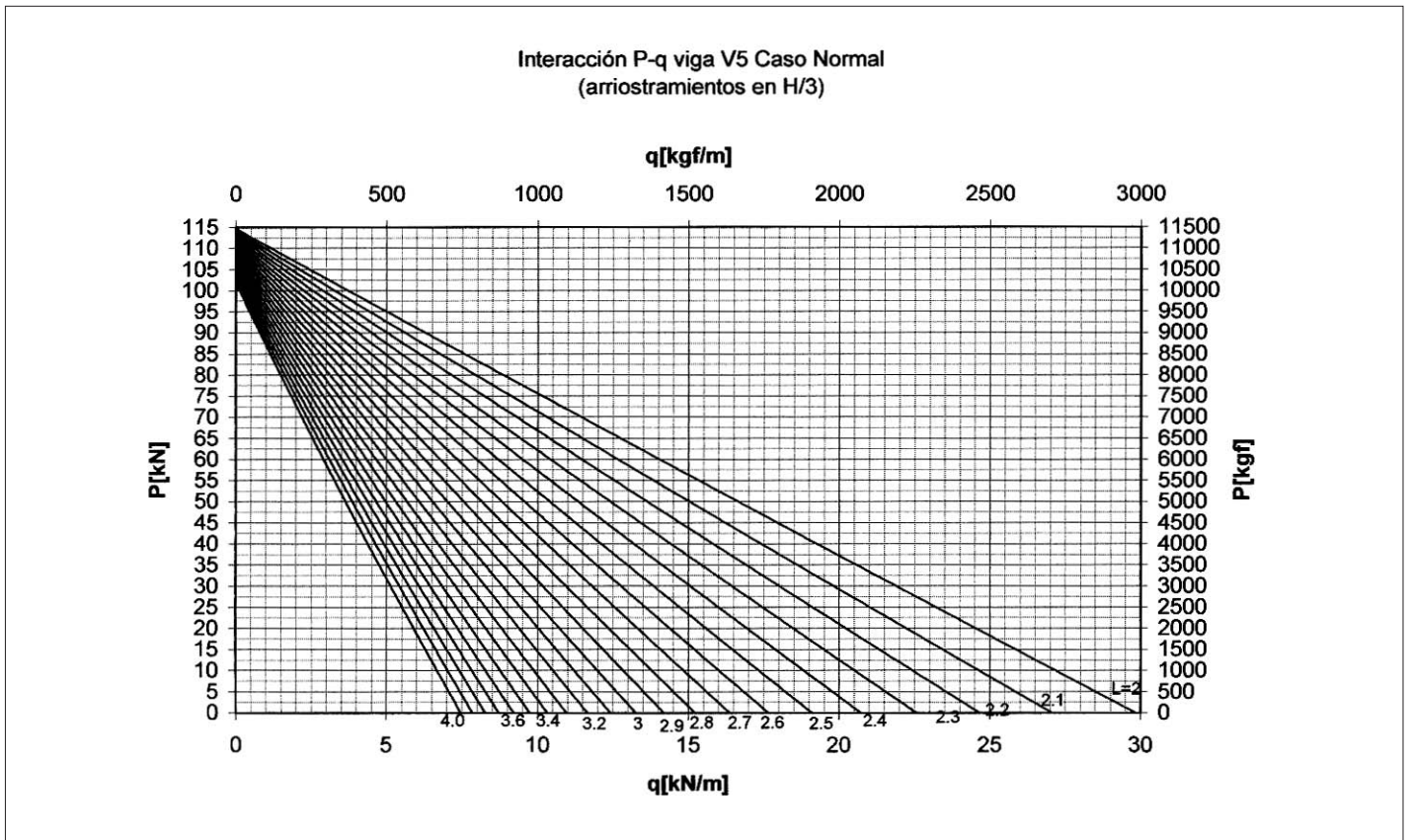
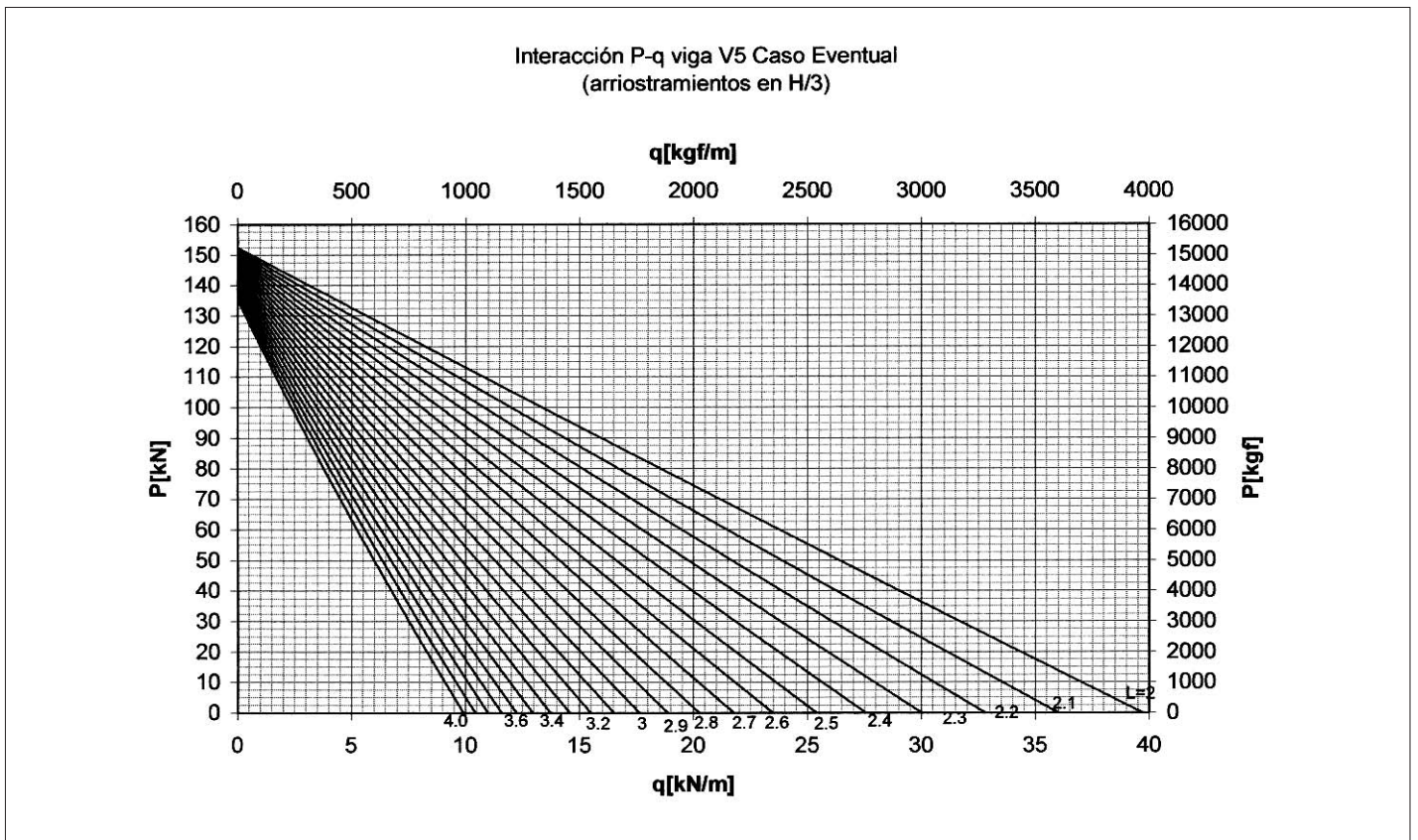


Gráfico V5-4



C6 Reducciones de resistencia de flexión por excentricidad

En la versión de 2001 de la norma AISI (3) se ha introducido una modificación de la Cláusula C3.1, propuesto por este autor, agregando la condición de que las cargas se consideren aplicadas al centro de corte del perfil. En los perfiles simétricos como el caso de los perfiles I eso no representa ningún efecto. Sin embargo, en los perfiles canal conduce a importantes aumentos de tensiones si las cargas actúan en el ala, ya sea en el plano del alma o al centro del ala. En ediciones anteriores de la norma AISI este detalle no se tenía en cuenta, en parte porque en las ediciones antiguas se especificaba que los perfiles canal siempre debían llevar arriostramientos transversales en ambas alas al cuarto de la luz de la viga.

En el caso de los perfiles del Steel Framing en general esto 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

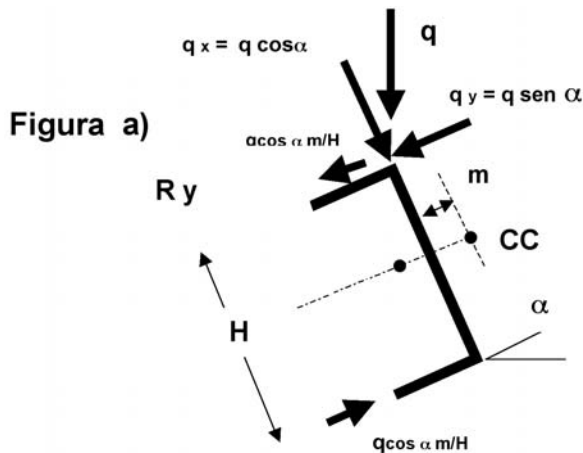
Pero esta modificación de la norma AISI introduce una novedad importante respecto de la flexión de vigas canal no arriostradas lateralmente. En general hasta ahora se especificaba que las vigas canal, en forma similar a las doble T, reducen su capacidad de flexión a causa de la inestabilidad lateral creciente a medida que aumenta la luz. Sin embargo al introducirse la torsión del perfil respecto de su centro de corte, que es un efecto de primer orden, el problema del volcamiento, que es de segundo orden, pierde su importancia

En el caso del Steel Framing hay casos en los cuales esto adquiere 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 la norma AISI en la cláusula C3.1.3.1 establece severas reducciones en la edición del año 2001, hasta solo el 40% de la resistencia nominal a flexión, según sea la altura del perfil canal simplemente apoyado, valor que es del mismo orden al que se obtiene por el cálculo que se muestra en el Anexo X4. En este Anexo se determina por un método aproximado el nivel de las reducciones de resistencia que se producen por efecto de esta torsión para perfiles sin riostras, de riostras al centro y al tercio de la luz. Los resultados se muestran en tablas, donde se pueden apreciar las importantes reducciones que se producen por este efecto torsional, que evidentemente prima sobre el problema del pandeo lateral.

C7 - Casos criticos de perfiles Canal

El problema que genera la torsión por excentricidad en la norma del AISI (3) es tratado en forma empírica a través de regulaciones de los arriostramientos y bloqueos que establece la misma norma en la clausula D 3.

Sin perjuicio de lo anterior pueden presentarse casos en los que el Ingeniero estructural conviene que verifique el comportamiento teórico del caso y determine las tensiones que se pueden originar en vigas y montantes, que pueden ser muy elevadas porque son acciones que afectan al eje débil del perfil. Para ello se mostrará a continuación un caso de una correa en un techo en pendiente con carga de nieve. Se supone un perfil de viga del tipo U que ha sido colocado (en forma incorrecta) con su abertura hacia abajo, tal como se muestra en la figura a)



El perfil está sometido a una carga distribuida vertical q (KN /m), que se descompone en las componentes q_x y q_y

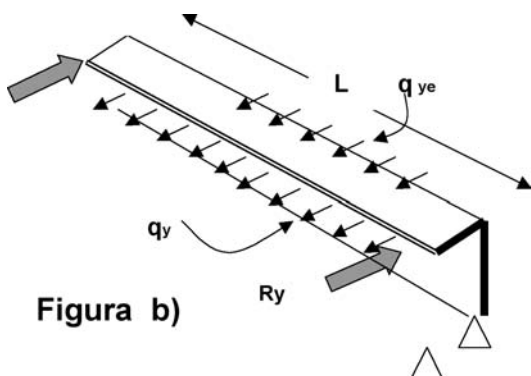
Se considera el caso en que la cubierta no constituye un diafragma (por ejemplo: de planchas de fibrocemento o donde las fijaciones no cumplen con las condiciones de diafragma). En ese caso el ala superior de la correa deberá resistir plenamente la carga lateral q_y más la fuerza lateral q_{ye} generada por la torsión de excentricidad de q_x respecto del centro de Corte CC, problema que se analiza en el Anexo X4

$$q_y = q \sin \alpha \quad q_{ye} = q \cos \alpha m/H$$

La fuerza lateral aplicada a la viga en el ala superior será entonces

$$Q_{ytot} = Q_y + Q_{ye}$$

que el ala superior deberá resistir en flexión lateral



Ante estas importantes fuerzas laterales el ingeniero estructural deberá optar por una de las siguientes opciones:

1. resistir este efecto como viga lateral simplemente apoyada
2. colocar riostras laterales al centro, o 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 de este efecto lateral y combinarlas con las tensiones de la viga por la carga q_x

IMPORTANTE La ubicación de perfiles canal con la abertura hacia abajo es inconveniente, y aunque frecuentemente empleado en construcciones, debe evitarse porque, como se muestra aquí genera la sumatoria de la componente lateral de las cargas sobre el techo y las de torsión, muy inconveniente para la resistencia del perfil. **La forma correcta es ubicar la abertura de la canal hacia arriba**, porque de este modo los efectos de la carga lateral q y los de la torsión q_{ye} son de signo contrario y se compensan mutuamente.

Capítulo D

Estructuración de Pisos

D1. Construcción de pisos

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

D2 Apoyo de pisos en fundaciones o muros portantes.

Las estructuras de pisos deben ser ancladas a fundaciones, soleras de madera o sobrecimientos de acuerdo con lo que indica la tabla D2-1 y D.2-2 y las figuras D2-1 hasta D2-5. Las vigas continuas de piso soportadas en muros portantes interiores deben ser construidas de acuerdo con la figura D2-7. Los empalmes de vigas de piso deben ser construidas de acuerdo con lo que indica la figura D2-8. La fijación de vigas de piso a otros miembros debe realizarse de acuerdo con la tabla D2-2.

En zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos, el anclaje de pisos para fundaciones y a los muros portantes deben estar de acuerdo con las provisiones de las secciones E12 y E13, según sea aplicable y las verificaciones de cálculo.

D3 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 cumplan 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 de este Manual, cuando sean aplicables al caso.

Cuando se usan vigas continuas, el apoyo interior de dichas vigas debe estar ubica-

do aproximadamente al 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 38mm en los soportes extremos, y en 90mm para apoyos en muros interiores. Las soleras de apoyo deben tener un espesor mínimo de 0,84mm, 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.

D3.1 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 600mm. Voladizos mayores de 600mm 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 1,80m hacia el interior del piso y deben ser fijados con un mínimo de 2 tornillos número 8 espaciados por 600mm entre centros, a través de las almas de viguetas espalda a espalda y en las alas, en el caso de que sean perfiles cajón.

D4 Atiesadores de apoyo

Los atiesadores de apoyo deben ser fabricados de perfiles tipo C (montante) de mínimo 0,84 mm de espesor 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 tal como lo muestra la figura D 4-1 y pueden instalarse en cualquier lado del perfil.

D5 Arriostramiento y bloqueo de vigas

D5.1 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.

D5.2 Arriostramiento de alas inferiores de viguetas

La 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 numero 6 a por lo menos 300mm entre centros, 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 D5-1. Estas cintas de acero deben ser de por lo menos de 38mm de ancho y 0,84mm de espesor. Deben ser fijadas al ala inferior de cada vigueta con un tornillo numero 8 y al bloqueador con dos tornillos numero 8. Además deben fijarse en cada extremo de las cintas con otros 2 tornillos numero 8. El bloqueador que se muestra en la figura D5-1 o figura D5-2, debe ser instalado entre viguetas en un espaciamiento máximo de 3,60m, 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 numero 8.

D5.3 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 D2-7. El bloqueo debe consistir en perfiles de tipo C de montantes, o de soleras con un mínimo espesor de 0,84mm. Los bloqueadores deben ser fijados a cada viga adyacente a través de ángulos conectores de por lo menos 0,84mm de espesor o las almas plegadas del mismo bloqueador con dos tornillos N° 8 en cada lado. La mínima altura de bloqueador debe ser igual a la altura de la vigueta menos 50mm. El largo mínimo del ángulo conector debe ser igual a la altura de la viga menos 50mm.

D5.4 Bloqueo de voladizos

Se deben instalar bloqueos entre cada una de las viguetas en voladizo en sus apoyos, de acuerdo con las figuras D2-4, D2-5 o D2-6. El bloqueo debe consistir en perfiles tipo C o de solera con un mínimo espesor de 0,84mm. 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 numero 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 50mm. El bloqueador debe ser fijado al revestimiento de piso y al apoyo con tres tornillos numero 8 en el ala superior e inferior.

D6 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 D6-1.

D7 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 1,60m o 2,40,según que el módulo del piso sea 40 o 60 cm, y de acuerdo a lo indicado a la figura D7-1 y D7-2, 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 D7-1, D7-2, D7-3 y D7-4. Cada travesaño debe ser conectado a la viga de borde con dos ángulos conectores de 50 X 50mm. Cada ángulo conector debe ser fijado al travesaño y a la vigueta de borde reforzada por cuatro tornillos numero 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.

D8 Vigas Reticuladas de piso

Pueden existir casos en que sea conve-

niente 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 formados 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 -

D9 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 tiene al menos 15 mm de espesor y se cumplan con las normas adecuadas de este tipo de paneles. Se fijan a las viguetas de piso de acuerdo a lo especificado en la tabla D2-2. En los empalmes entre paneles sendos bordes deben ir fijados al perfil de vigueta que sirve de apoyo a ambos paneles.

D9.1 Diafragma de piso en zonas de alta sismicidad o de fuertes vientos

En zonas de alta sismicidad o fuertes vientos, los diafragmas de piso deben ser construidos de acuerdo con la sección D9 excepto que el espaciamiento entre tornillos de fijación debe ser no mayor de 15cm 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.

Tabla D2 -1
Conexión requerida de piso a muro

Condición de conexión	Velocidad básica del viento (Km/h) Exposición y categoría sísmica.	
	137km/h Exposición C menos de 180Km/h Exposición A/B Categorías sísmicas A, B y C. <i>Exposición y Categorías según norma ASCE 7 2005</i>	Menos de 180 Km/h Exposición C.
Vigueta en piso a solera de muro exterior, Fig. D2-1	2 tornillos N°8	3 tornillos N°8
Cenefa de borde o montante extremo a solera superior, Fig. D2-1	1 tornillo N°8 a 60cm	1 tornillo N°8 a 60cm
Cenefa de borde o montante extremo a solera de madera, Fig. D2-2	Placa de acero a 1,20m con 4 tornillos N°8 y 4 clavos.	Placa de acero a 1,20m con 4 tornillos N°8 y 4 clavos.
Cenefa de borde o montante extremo a fundación, Fig. D2-3	Perno de anclaje de 1/2" y ángulo conector a 1,80m con 8 tornillos N°8.	Perno de anclaje de 1/2" y ángulo conector a 1,20m con 8 tornillos N°8.
Vigueta en voladizo a fundación, Fig. D2-4	Perno de anclaje de 1/2" y ángulo conector a 1,80m con 8 tornillos N°8.	Perno de anclaje de 1/2" y ángulo conector a 1,20m con 8 tornillos N°8.
Vigueta en voladizo a solera de madera, Fig. D2-5	Placa de acero a 1,20m con 4 tornillos N°8 y 4 clavos	Placa de acero a 0,60m con 4 tornillos N°8 y 4 clavos
Vigueta en voladizo a solera de madera, Fig. D2-6	2 tornillos N°8	3 tornillos N°8

D2-2
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 figuras D2-7 y D2-8)	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	150mm entre centros en bordes y 300mm en soportes intermedios.

Nota: 1.- Tablas indican valores mínimos recomendables.

2.- Se deben emplear los resultados de cálculo si son mayores que los recomendados.

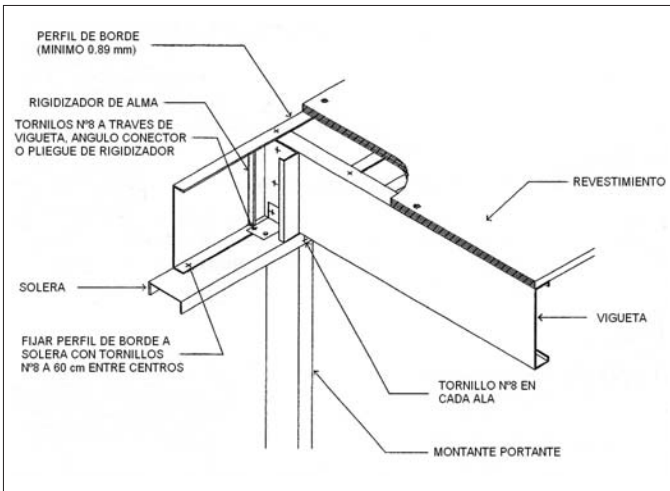


Figura D2-1 Conexión Estructural de Piso con Muro

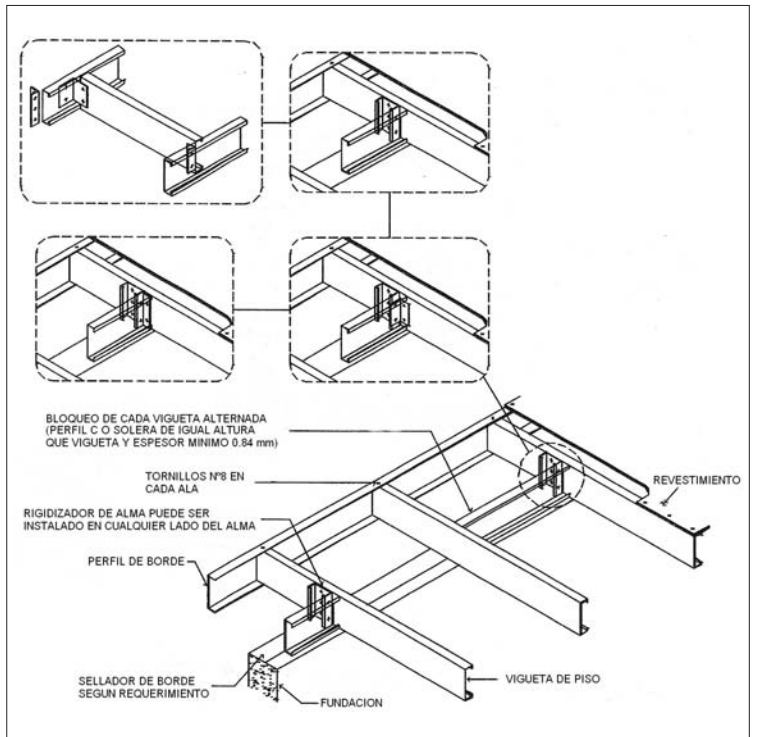


Figura D2-4 Conexión de Piso en Voladizo a Fundación

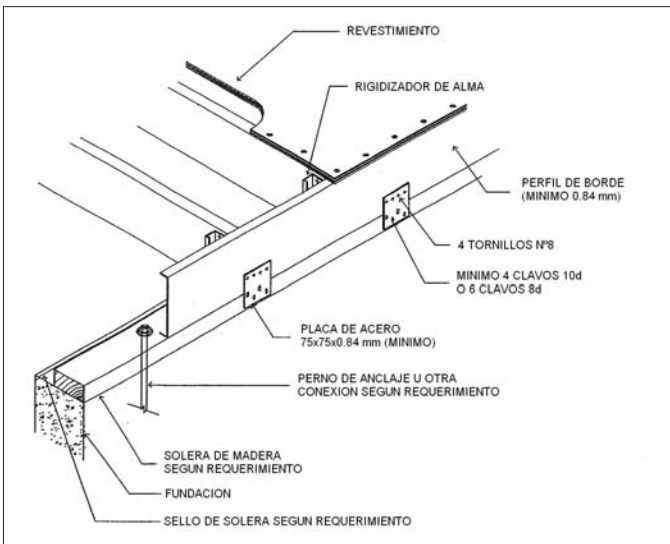


Figura D2-2 Conexión de Piso con Solera de Madera

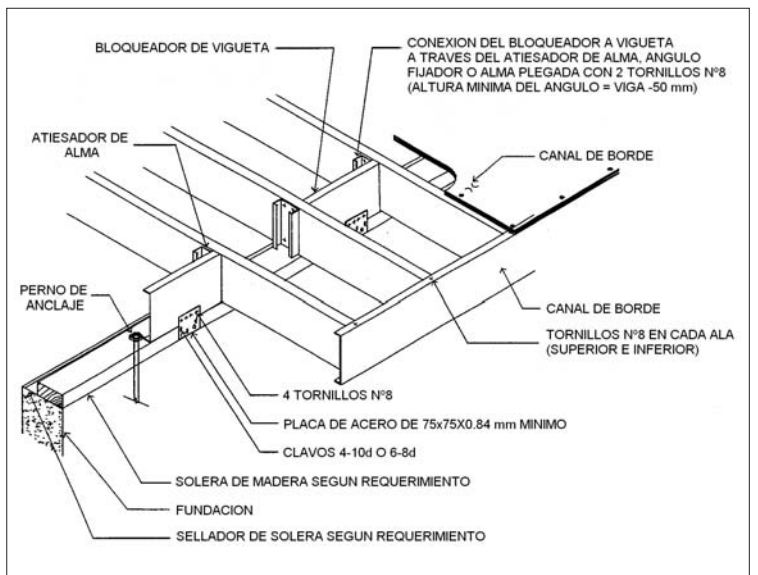


Figura D2-5 Piso en Voladizo Apoyado en Solera de Madera

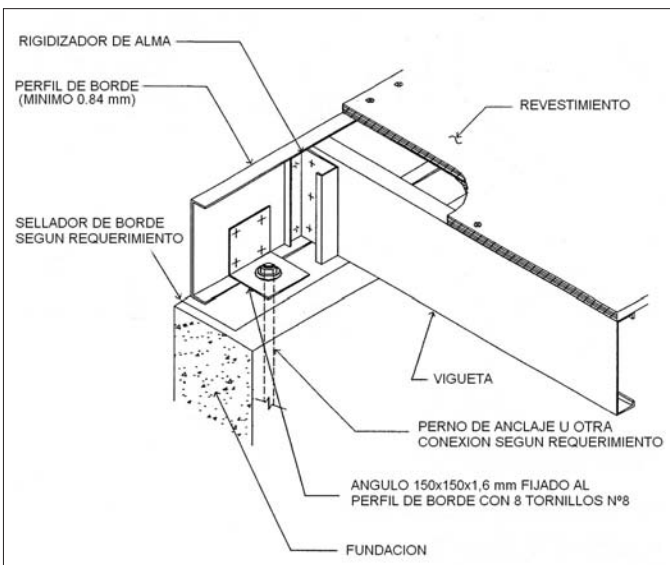


Figura D2-3 Conexión de Piso con Fundación

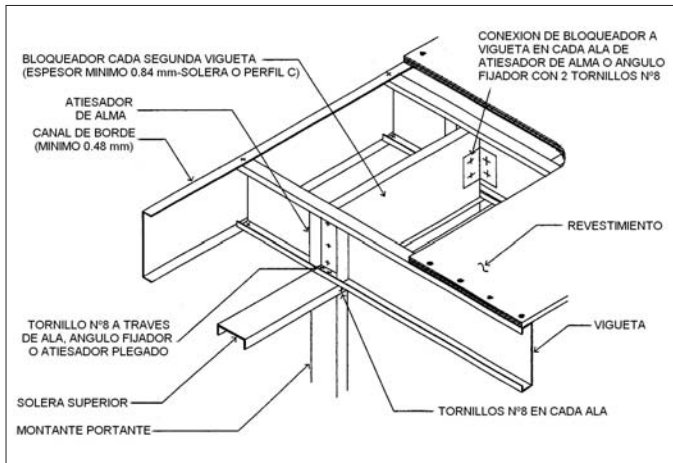


Figura D2-6 Piso en Voladizo Apoyado en Muro Portante Exterior

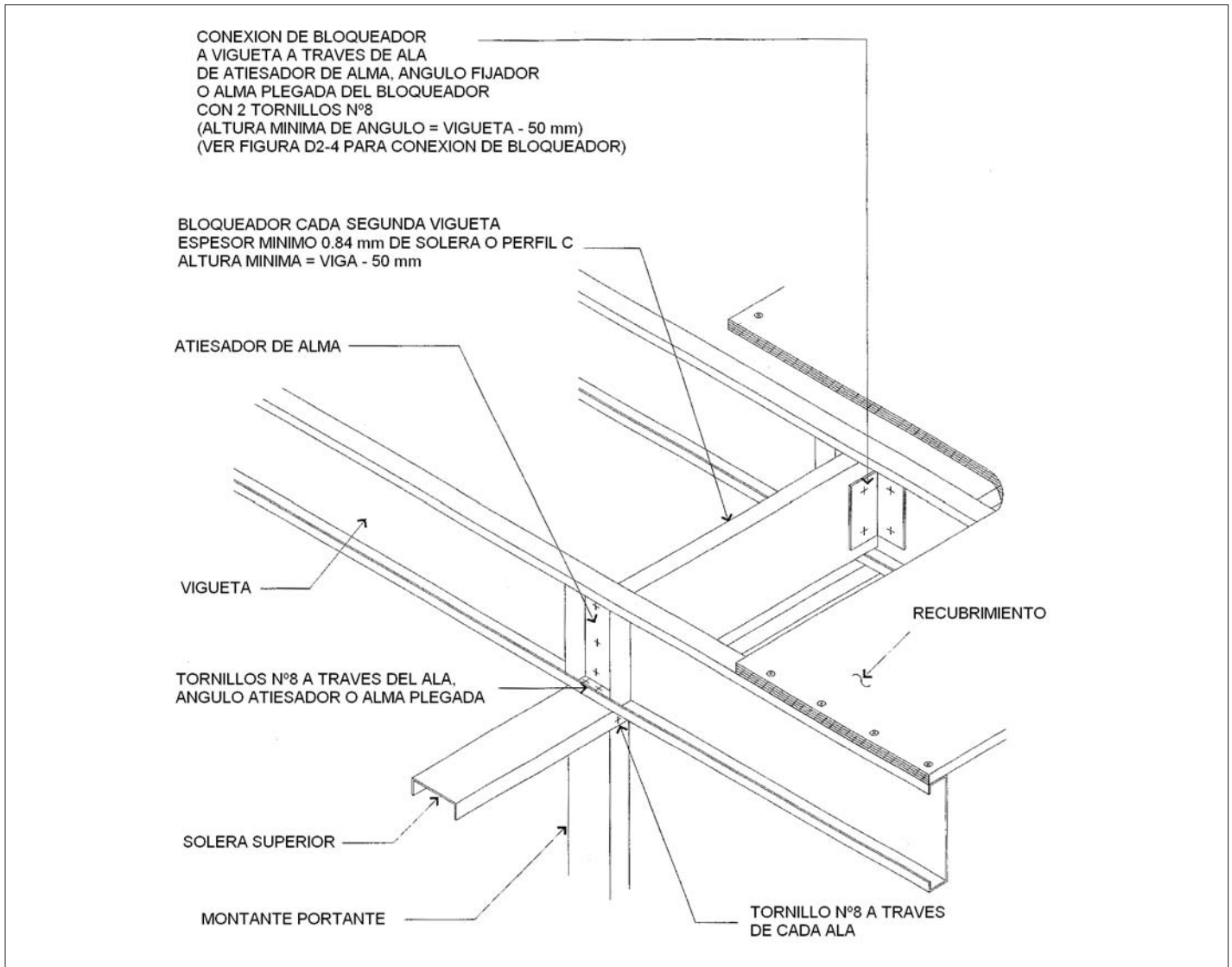


Figura D2-7 Viga de Piso Continua Apoyada en Muro Portante

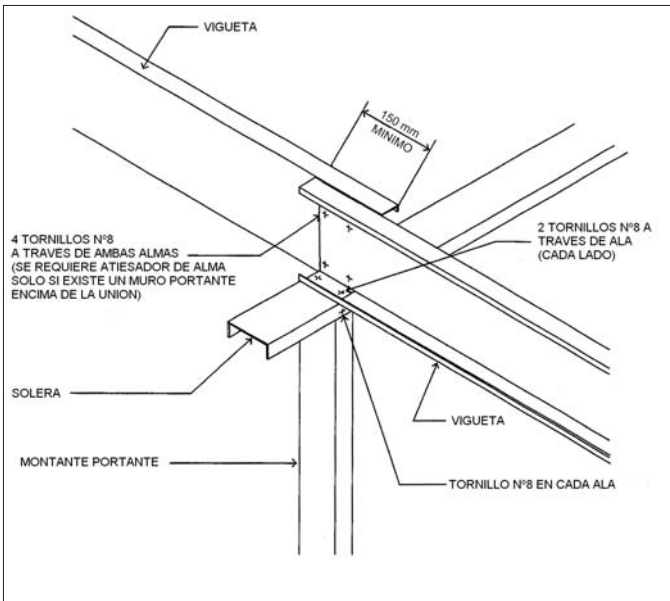


Figura D2-8 Vigueta Empalmada Apoyada en Muro Portante Interior

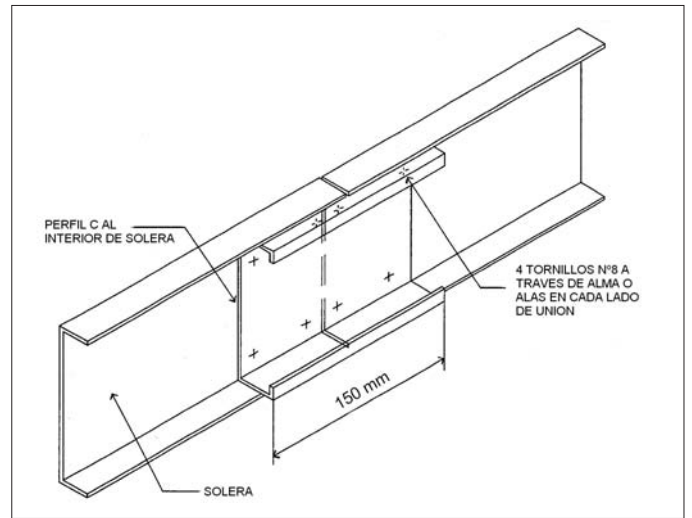


Figura D6-1 Unión de Solera o Canal de Borde

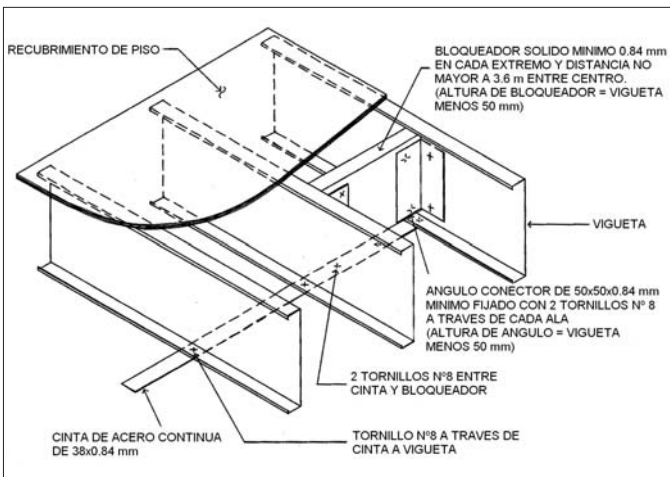


Figura D5-1 Bloqueo Sólido de Viguetas

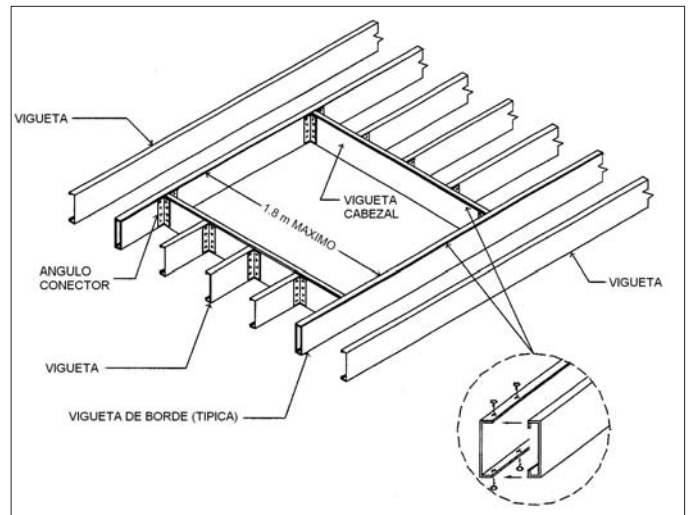


Figura D7-1 Vano de Piso de 1.80m

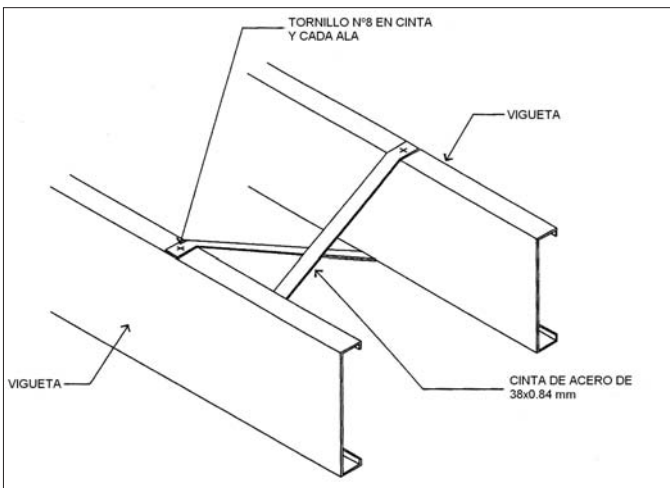


Figura D5-2 Bloqueo de Vigueta con Cintas de Acero

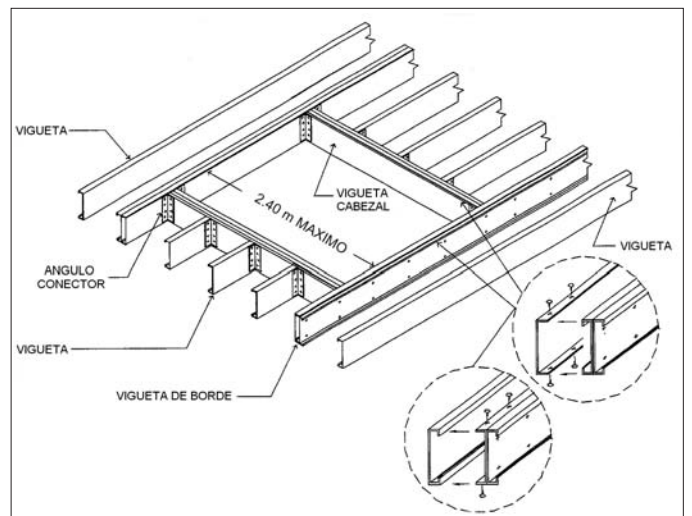


Figura D7-2 Vano de Piso de 2.40m

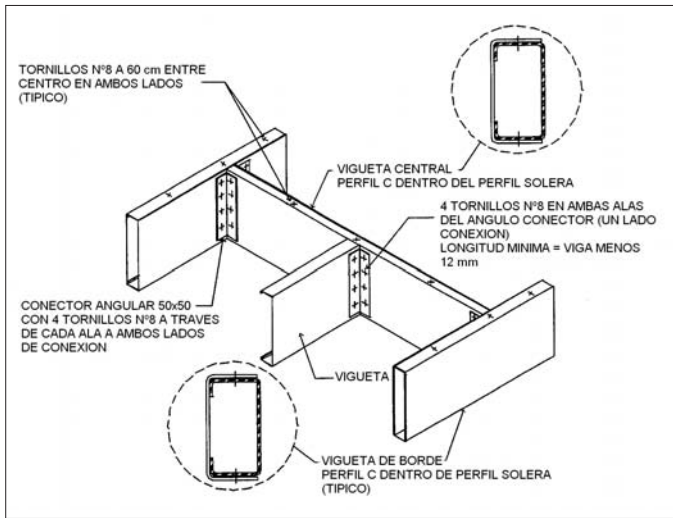


Figura D7-3 Conexión de Cabezal con Vigueta de Borde - Abertura de 1.80m

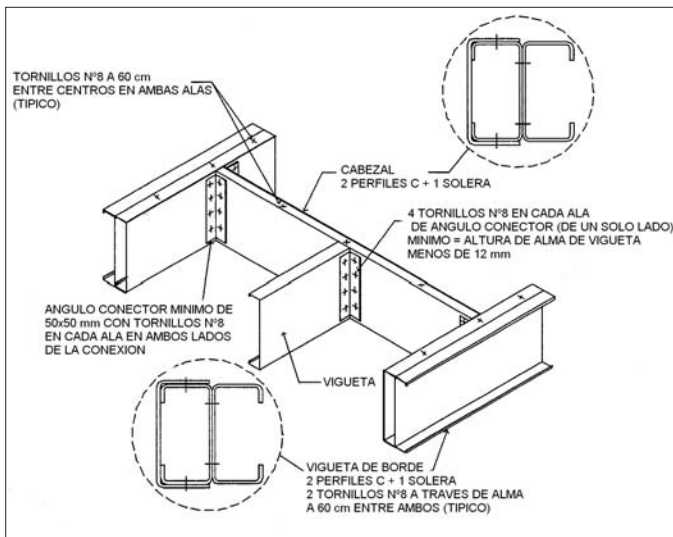


Figura D7-4 Conexión de Cabezal con Vigueta de Borde - Abertura de 2.40m

Página en blanco.

Capítulo E

Estructuración de Muros

E1. 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 0,45mm. Estos tabiques no portantes no son tratados en este Manual

E2. 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 sollicitaciones de tracción por acciones de viento en el sentido de los muros. En las figuras E2-1 hasta E2-3 y en la tabla E2-1 se dan recomendaciones de anclaje de los muros.

E2.1 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 obtenga del cálculo estructural. Alternativamente puede emplearse cintas de acero de 32mm de ancho por al menos 0,84mm de espesor colocadas por debajo de la solera de madera y conectada a ambas alas del montante exterior, tal como se muestra en la figura E2-4. 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 E2-3 a lo que resulte el cálculo.

E3 Tamaño mínimo de montantes

Los muros estructurales deben ser cons-

truidos de acuerdo a las figuras E2-1, E2-2 y E2-3. 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 corresponde a la ubicación de la estructura.

Se deberá 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 corresponda a las normas locales y en su defecto 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 E3-11.

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 críticos de pesos propios, sobrecargas de servicio, nieve, viento y eventualmente sismo. En este Manual se 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 este Manual se asume que los montantes llevan bloques de torsión ya sea en su altura media o al tercio, condición para la cual se han confeccionado los gráficos del Capítulo C de este

Manual. Sin embargo esto no excluye la posibilidad que el usuario emplee el método que especifica el AISI para montantes con la contribución de los revestimientos para la resistencia al pandeo de los montantes.

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.

En los tabiques interiores es conveniente verificar los montantes para al menos una diferencia de presiones de $0,15 \text{ KN} / \text{m}^2$ que puede producirse en el interior de las habitaciones.

E4 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 E4-2 en ambas caras en la altura media de 2,40m y en un tercio de la altura en muros de más de 2,40m, hasta un máximo de 4 m. Las cintas de acero horizontales deben ser no menos de 38mm de ancho y de un espesor de no menos de 0,84mm. Estas cintas deben ser fijadas a ambas alas del montante con un tornillo de número 8. Se debe 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 3,60m a lo largo de dichas cintas. Las cintas deben ser fijadas al sistema de bloqueo con dos tornillos número 8.

E5 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 E5-1.

E6 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 E6-1. Otros métodos de encuentro aprobados pueden ser autorizados.

E7 Dinteles

Se instalarán dinteles sobre los vanos de muros estructurales de acuerdo con la sección E7.1 hasta E7.4. Los dinteles no son requeridos para vanos en muros no estructurales (tabiques).

E7.1 Dinteles de vigas cajón.

Los dinteles de tipo cajón deben ser contruidos de acuerdo con la figura E7-1 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 contruidos de cajones formados por perfiles montante y perfil solera de la misma dimensión. Los dinteles deben ser conectados a las jambas en ambos extremos con los tornillos de unión que resulte 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.

E7.2 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 ser determinados por cálculo de igual manera que el caso anterior. Estos dinteles se forman por 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 resulta del cálculo empleado un ángulo conector de 50 X 50mm mínimo de acuerdo con la figura E7-2. El ángulo conector debe extenderse en toda la altura del dintel menos 12mm y debe tener un espesor mínimo no menor que el de los montantes de pared.

E7.3 Dinteles de ángulo doble

Los dinteles angulares dobles deben ser contruidos de acuerdo con la figura E7-3 y sus perfiles determinados por cálculo. El dintel angular consiste en dos ángulos de acero formados en frío con un ala corta apoyado 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 E7-3. 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 de formar un cabezal de doble ángulo. El ala larga del ángulo cabezal debe ser conectado con cada uno de los montantes de dintel y con los montantes de borde en cada lado del dintel con un tornillo N° 8 arriba y abajo.

E7.4 Elementos complementarios de los dinteles.

En los vanos de los dinteles deben instalarse por debajo de los mismos, soleras de dintel, unidos por montantes de dintel que deben ser de la misma dimensión que las soleras y montantes del muro. El dintel apoya en ambos extremos en sendas jambas, las que se adosan a los montantes de borde y definen la abertura del vano. Las jambas y los montantes de borde se conectan con el revestimiento de acuerdo con la figura E7-1 y E7-2.

E8 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 dos cintas diagonales de acero o revestimiento estructural de acuerdo con la figura E8-1, En general los revestimientos forman un arriostramiento natural de los muros. Pero frecuentemente es conveniente o necesario colocar riostras de acero en cruz debajo de los revestimientos para garantizar la estabilidad y resistencia de los muros para acciones laterales de viento y sismos.

E8.1 Arriostramiento de cintas en X

Las riostras en diagonal en X deben ir en ambas caras de los montantes y sus conexiones deben ser 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 y de vientos moderados podrán eliminarse esta exigencia de arriostramientos de cintas siempre que los revestimientos garanticen la estabilidad lateral de la estructura

E8.2 Revestimientos estructurales

Los revestimientos estructurales deben ser instalados en las superficies exteriores de los muros exteriores de acuerdo con la figura E8-1 y la sección E8.3. Los paneles de revestimiento estructural consisten en una placa OSB de al menos 11mm de espesor o multilaminados fenólicos de por lo menos 12mm.

Los revestimientos de toda la altura del muro no debe 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 la que resulte de la verificación de cálculo, pero se recomienda que no sea menos del 50 % del largo total del muro.

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 instala en dirección perpendicular a los montantes (horizontal). El refuerzo o bloqueo debe ser de acero de un espesor mínimo de 0,84mm. Cada revestimiento estructural horizontal debe ser fijado con tornillos número 8 a una distancia de 150mm 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 1,22m de ancho.

E8.3 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 E8-1 y la tabla E3-11.

E8.4 Requerimientos de anclajes verticales

Cuando el viento es de una velocidad mayor de 160km/h y con condición de exposición C, debe instalarse en las soleras anclajes verticales de acuerdo con la tabla E2-1. 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 E8-2.

E9 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.

E10 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 son basados en investigaciones realizadas en EEUU.

E11 Muros arriostrados en zonas de vientos y de riesgo sísmico

E11.1 Generalidades

En zonas de vientos y las de 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 E12. En zonas de vientos extremos los edificios deben también respetar lo prescrito en la sección E13.

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.

E11.2 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 E11-1. 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 de forma 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.

Los recubrimientos de muros arriostrados de tipo I o 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 3m.

Cuando se emplean paneles de recubrimiento estructural del tipo madera, estos deben tener un espesor de por lo menos 11mm si son del tipo OSB y de 12mm 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 300mm en el interior de los paneles, y de 150mm en los bordes, salvo que un espaciado menor sea usado de acuerdo a lo indicado en la sección E11.3 para ajustarse al largo requerido del muro arriostrado.

Donde se usan planchas de acero, deben ser por lo menos 0,69mm de espesor y fijados a los miembros estructurales con tornillos espaciados en un máximo de 300mm en el interior y de 100mm en los bordes, salvo que se requiera un espaciamiento menor de acuerdo con la sección E11.3 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 ser fijados a los miembros estructurales portantes, a los elementos bloqueadores de mínimo 0,84mm, o las cintas de por lo menos 50mm de ancho por 0,84mm de espesor. Los fijadores que se colocan a lo largo de los bordes en paneles deben ser colocados a no menos de 10mm desde los bordes de dichos paneles.

E11.3 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 funda-

ción deben ser como se requiere en la sección E11.5. La relación de alto ancho de un panel arriostrante debe ser de un máximo de 2:1.

La longitud requerida para los paneles arriostrados es el que se verifica por cálculo. El largo total de muros arriostrados de tipo I dentro de una línea de muros arriostrados debe ser 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 tener anclajes a la fundación tal como se requieren por la sección E11.5 en cada extremo de cada tramo de paneles arriostrados.

E11.4 Líneas de muros arriostrados del tipo II (perforados).

Los muros arriostrados del tipo II pueden tener aberturas. Los recubrimientos especificados en la sección E11.2 y fijados de acuerdo a lo especificado 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 requieren en la sección E11.5 en cada extremo de los tramos de dicho muro arriostrado.

E11.5 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 los tramos de muros

arriostrados de tipo II, tal como se muestra en la figura E11-1. Los anclajes deben ser fijados por lo menos y como mínimo a dos montantes espalda con espalda. El espesor mínimo de los montantes debe ser de 0,84mm. Estos montantes deben tener los correspondientes y requeridos fijadores de los revestimientos (ver figura E11-3). 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 deben ser transferidos a la fundación. Donde 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 E11-4).

En las esquinas de los edificios se autoriza colocar un solo anclaje a la fundación, de acuerdo con la figura E11-2.

E11.6 Conexiones de muros arriostrados a fundaciones, pisos y diafragmas

La solera superior de muros arriostrados debe conectarse directamente con el planchaje o con el recubrimiento de techo de acuerdo a la figura E11-5 o tener sus bloqueadores entre cabios conectados a la solera superior a la cinta continua del recubrimiento de techo en ubicaciones especificadas aquí y instaladas de acuerdo con la figura E11-6. Los bloqueadores deben ser instalados en cada extremo de muro arriostrado tipo I, en cada extremo de muro arriostrado tipo II y a no más de 1,20m entre centros.

Los empalmes de las soleras superiores en muros arriostrados deben cumplir con la figura E11-7. Los empalmes de la solera superior y la cinta del techo (ver figura E11-7) 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 E11-8.

Los empalmes del perfil de borde no debe estar ubicado 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 desplazamiento entre empalmes debe ser al menos dos tramos entre montantes.

La solera inferior de muros arriostrados apoyado en fundaciones debe tener pernos de anclaje instalados de acuerdo a la figura E11-9 o E11-10. La solera inferior o viguetas de borde que soportan muros arriostrados deben ser conectados a la fundación de acuerdo con la figura E11-11 o E11-12. Los pernos de anclaje deben extenderse por lo menos 380mm en la mampostería o 180mm en el hormigón. Los pernos de anclaje deben ser ubicados a no más de 300mm de los esquinas de los muros y la terminación de las soleras inferiores o empalmes en el perfil mostrado en la figura E11-11 y E11-12.

E12 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 E11. Se recomienda que cada una de las líneas de muros arriostrados se instale al menos un arriostramiento de cintas de acero en cruz en ambas caras.

E12.1 Largo de paredes arriostradas de tipo I.

El largo requerido de muros arriostrados de tipo I se determina por cálculo. En el

anexo X3 de este manual se detalla una forma de verificación sísmica basada en las rigideces y distribución de las mismas en planta que puede ser empleada. 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 de 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, basado 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

E12.2 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 E12-2. Sin embargo es conveniente verificar siempre si estos valores satisfacen los esfuerzos que resulten del cálculo sismorresistente. Cuando los fabricantes de anclajes indican capacidades de cargas, las fuerzas especificadas en la tabla E12-2 deben ser divididas por 1,4 con el propósito de determinar una capacidad aceptable de dichos anclajes. Las capacidades de anclajes que se han publicado e incrementadas para vientos o fuerzas de sismo deben ser reducidos a sus valores básicos. Las capacidades de anclajes requeridos de anclajes en el primer nivel de un edificio de dos plantas, que resisten fuerzas de tracción de los dos niveles, deben ser determinados 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 E12-3.

La capacidad de montantes de borde del primer nivel de una construcción de dos pisos, donde 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 E11-3

E12.3 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.

E13 Diseño de muros arriostrados en zonas de vientos extremos.

E13.1 Generalidades.

En áreas de vientos extremos el diseño de muros arriostrados debe cumplir con esta sección además de los requerimientos de la sección E11.

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 otro lado con un revestimiento de yeso-cartón de no menos de 12mm.

En esta sección se define como muro frontal los muros exteriores del edificio perpendiculares a la cumbrera, y como muros laterales los muros exteriores del edificio paralelos a la

cumbrera. Para el propósito de 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%.

E13.2 Longitud de muros arriostrados.

El largo requerido de los muros laterales y frontales deben ser determinados por cálculo

Los anclajes de tracción de muros arriostrados deben cumplir con la sección E11.5. La razón de forma entre la altura y ancho de los muros arriostrados del tipo I debe ser limitada a 3,5:1. La razón de aspecto de altura a ancho del recubrimiento en toda la altura en los muros arriostrados del tipo II deben ser limitado a 2:1.

Los paneles de base madera o las planchas de acero estructurales deben cumplir con la sección E11.2 excepto en regiones donde la velocidad básica del viento excede de 180km/hr en donde los paneles de tipo madera deben ir fijados a la estructura a no mas de 600mm en el centro de las placas y deben ser de por lo menos 15mm de espesor.

E13.3 Conexiones de muros en áreas de vientos extremos

E13.3.1 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 conec-

tados 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 E13-5. Alternativamente, se puede emplear una cinta de acero de 32mm de ancho y 0,84mm de espesor fijadas con tornillos número 8 conectados a cada montante, como se requiere en la tabla E13-6.

E13.3.3 Conexiones de tracción en dinteles.

E13.3.3.1 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 E13-7.

Se deben instalar conexiones de tracción para fijar el dintel a los montantes auxiliares con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción, no menores a las especificadas en la tabla E13-7, multiplicando por el número de cabios o cabriadas que han sido reemplazadas en el tramo del dintel, dividido por 2. Se deben proveer cintas de acero adicionales para fijar los cabios a los montantes principales que están en línea con los montantes del piso inferior de acuerdo con la tabla E13-7.

Las conexiones de tracción deben ser previstas para fijar los montantes auxiliares a la fundación con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción especificada en la tabla E13-7, multiplicado por el número de miembros estructurales desplazados en el tramo del dintel dividido por 2. Como una alternativa se puede emplear una cinta de acero de mínimo 32mm por 0,84mm de espesor instalada con tornillos número 8 mínimo a cada montante, tal como se requiere en la tabla E13-6.

E13.3.3.2 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 E13-5.

Se deben instalar conexiones de tracción para fijar el dintel a los montantes auxiliares con conectores capaces de resistir las fuerzas de tracción especificadas en la tabla E13-5, multiplicada por el número de miembros estructurales que se han desplazado por el tramo, divididos por 2. 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 E13-5. Conexiones de tracción deben ser provistas para fijar los montantes auxiliares a la fundación con conectores capaces de resistir la fuerza de tracción de la tabla E13-5, multiplicada por el número de miembros estructurales que han sido desplazados en el tramo, dividido por 2.

Como alternativa a los conectores requeridos anteriormente, puede ser empleada una cinta de acero de mínimo 32mm por 0,84mm que se conecta a cada montante con tornillos número 8, tal como se requiere en la tabla 13-6.

E13.3.4 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 E2-4. La solera exterior debe ser conectada con placas de acero distanciadas a no más de 60cm entre centros y fijada con 4 tornillos número 8 y clavos. La solera inferior de muros arriostrados interiores debe ser conectados a los pisos o fundaciones tal como se requiere en la sección C2.

La solera inferior debe ser conectada a la fundación con pernos de 1/2 pulgada que anclados por lo menos 380mm en la mampostería o 180mm en hormigón. Los pernos de anclaje deben quedar espaciados en máximo 90cm entre centros, con las siguientes excepciones:

1. Los pernos de anclaje que estén dentro de los 2,40m del extremo de muros arriostrados, en una región de un viento básico de 200km/hr o mayor deben estar espaciados a un máximo de 60cm entre centros.
2. Los pernos de anclaje ubicados en muros exteriores arriostrados en donde los tornillos de fijación están colocados a menos de 150mm entre centros, deben ser espaciados en un máximo de 45cm entre centros.
3. Se debe colocar un perno de anclaje a no más 30cm de las esquinas del edificio o de la terminación de las soleras exteriores.

E 14 Diseño sismorresistente de muros

E14-1 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 de cálculo que debe realizarse en un 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 o 60 cm, los que a su vez van revestidos por ambas caras por placas del tipo madera o de yeso-cartón. 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 la capacidad de resistir las 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

E14. 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 30cm 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 elásticos, 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.

E14 -3 Cálculo sismorresistente

A la fecha de la edición de este Manual (2007) no existe una norma internacional que cubra totalmente el problema del diseño sismorresistente de este tipo de estructuras. En la ASCE 7 (46), que actualmente es la norma

directriz en los EEUU, 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 de este manual 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.

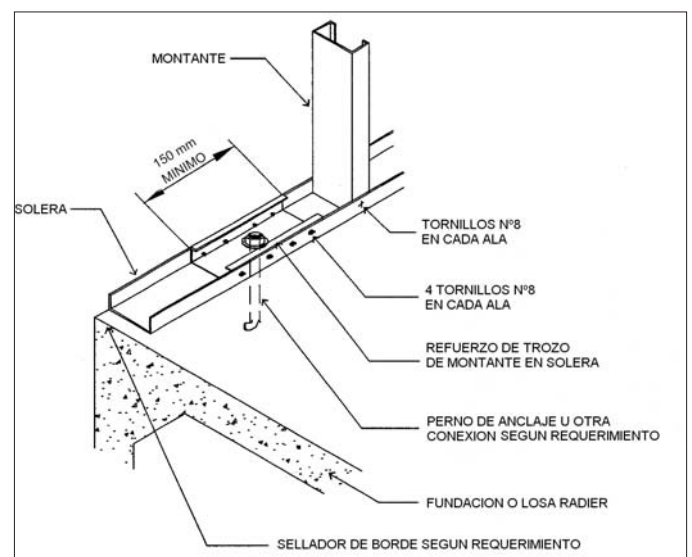


Figura E2-1 Conexión de Muro a Fundación

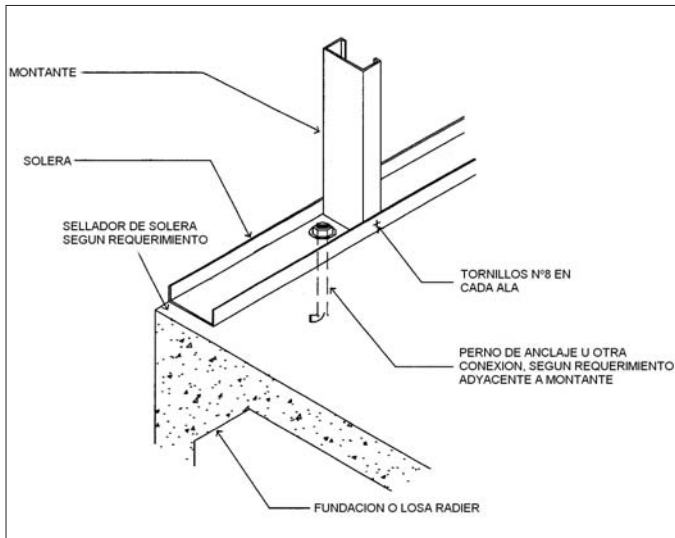


Figura E2-2 Alternativa de Conexión de Muro a Fundación

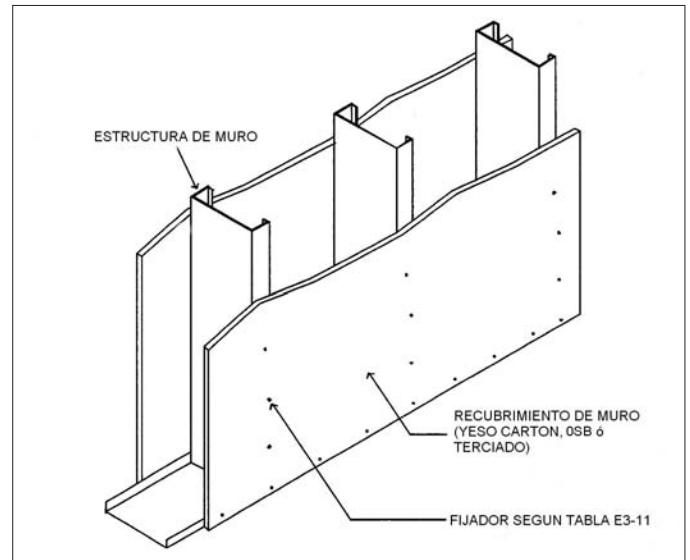


Figura E4-1 Arriostramiento de Montante con Recubrimiento

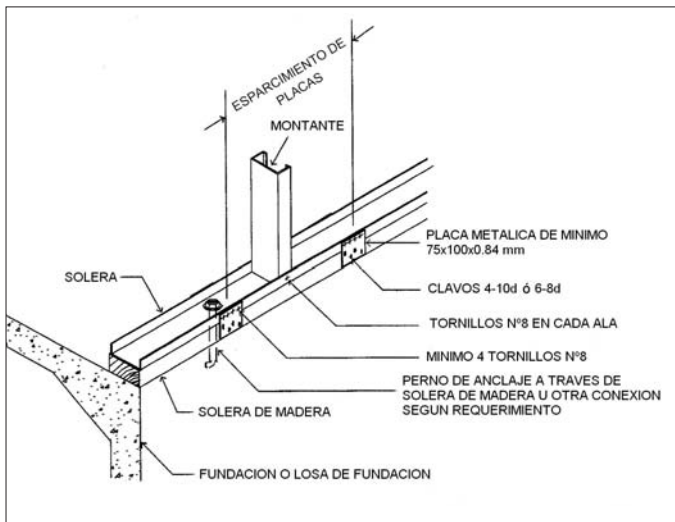


Figura E2-3 Conexión de Muro a Solera de Madera

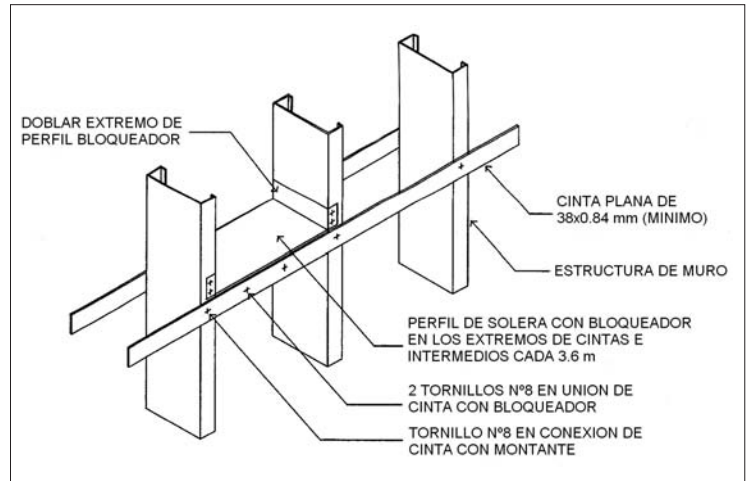


Figura E4-2 Arriostramiento de Montante Solo con Cintas Metálicas

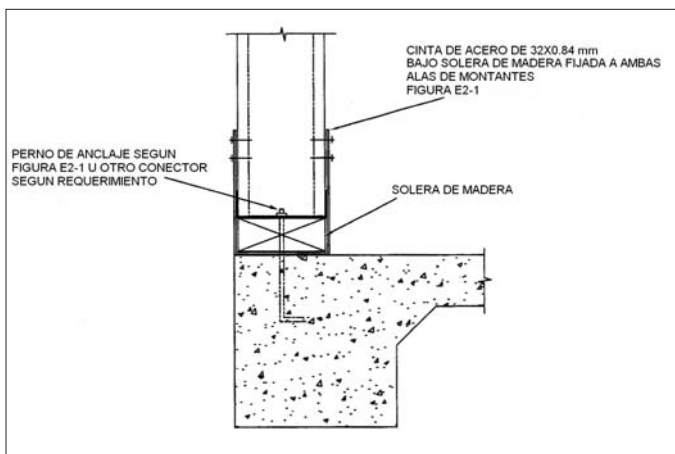


Figura E2-4 Conector para Succión de Viento

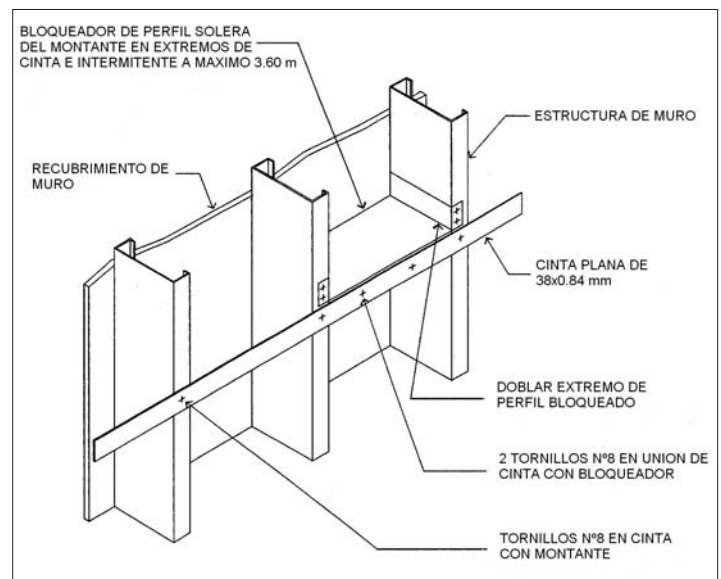


Figura E4-3 Riostra de Montante con Cinta y Recubrimiento

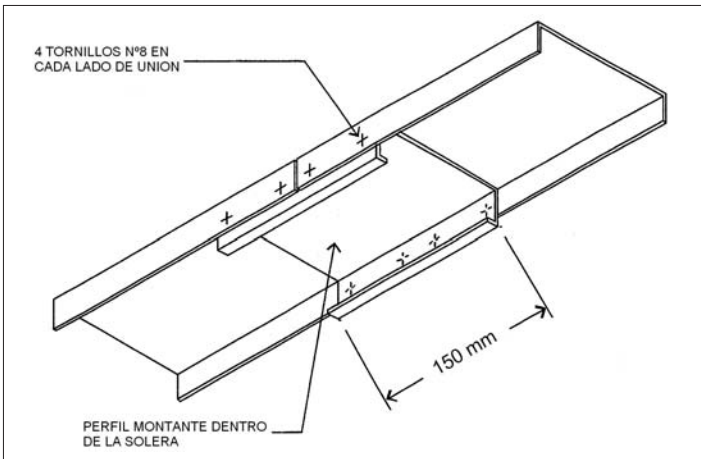


Figura E5-1 Unión de Solera Superior

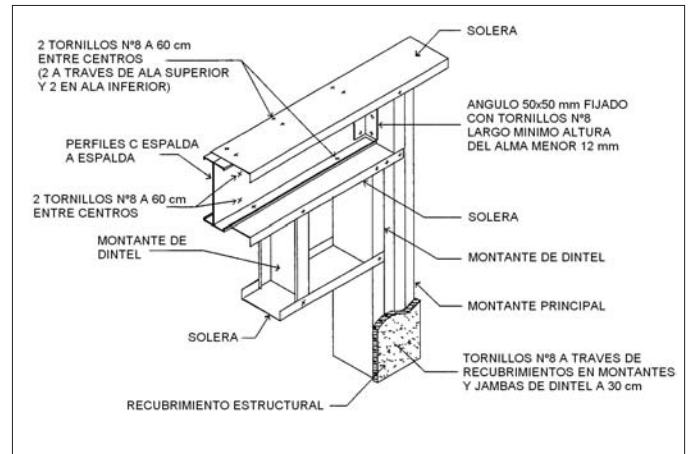


Figura E7-2 Detalle de Dintel Doble Canal Espalda a Espalda

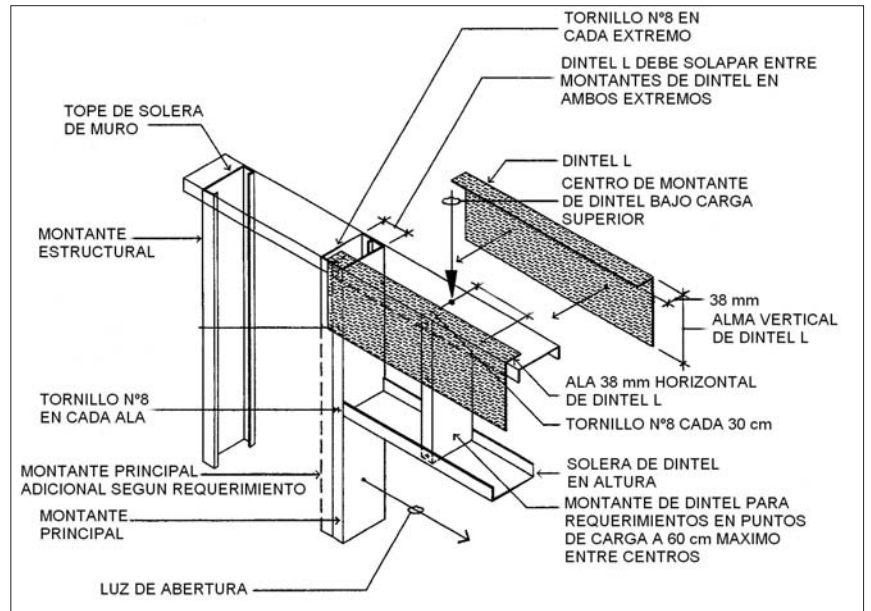


Figura E7-3 Doble Dintel L

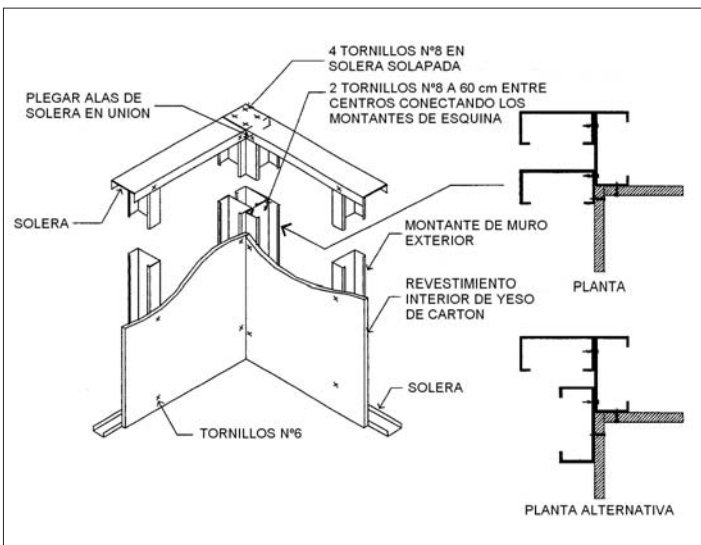


Figura E7-1 Detalle de Dintel Tipo Cajón

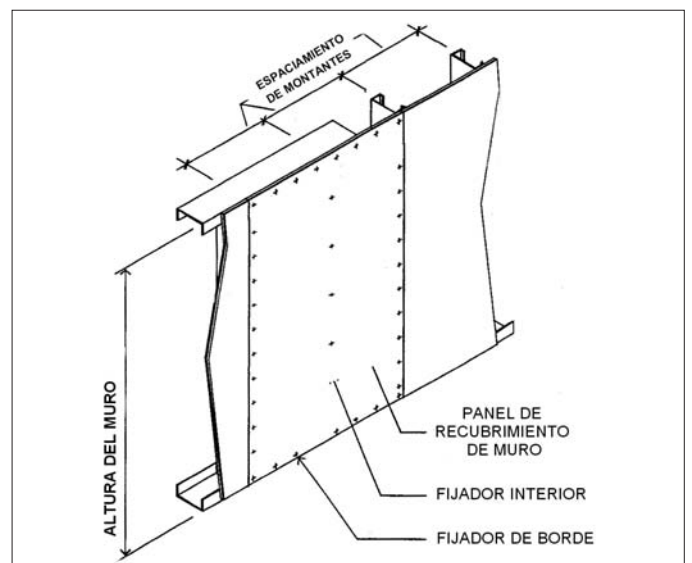


Figura E8-1 Distribución de Fijadores de Recubrimiento

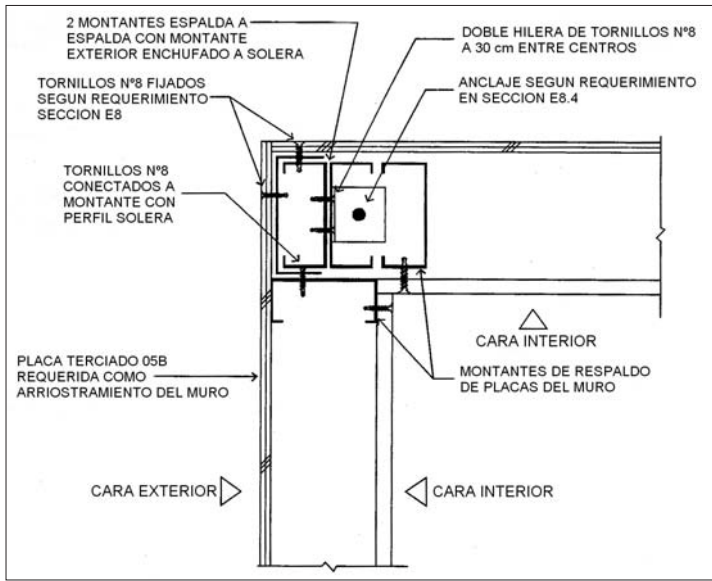


Figura E8-2 Detalle de Anclaje de Montante de Esquina

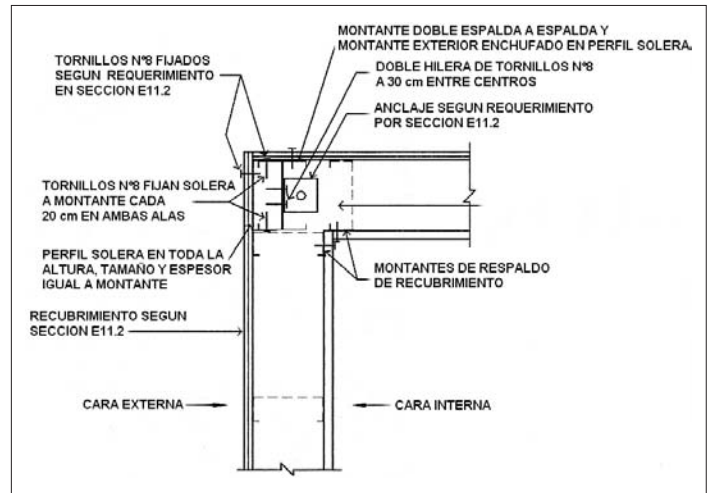


Figura E11-2 Anclaje de Montante de Esquina

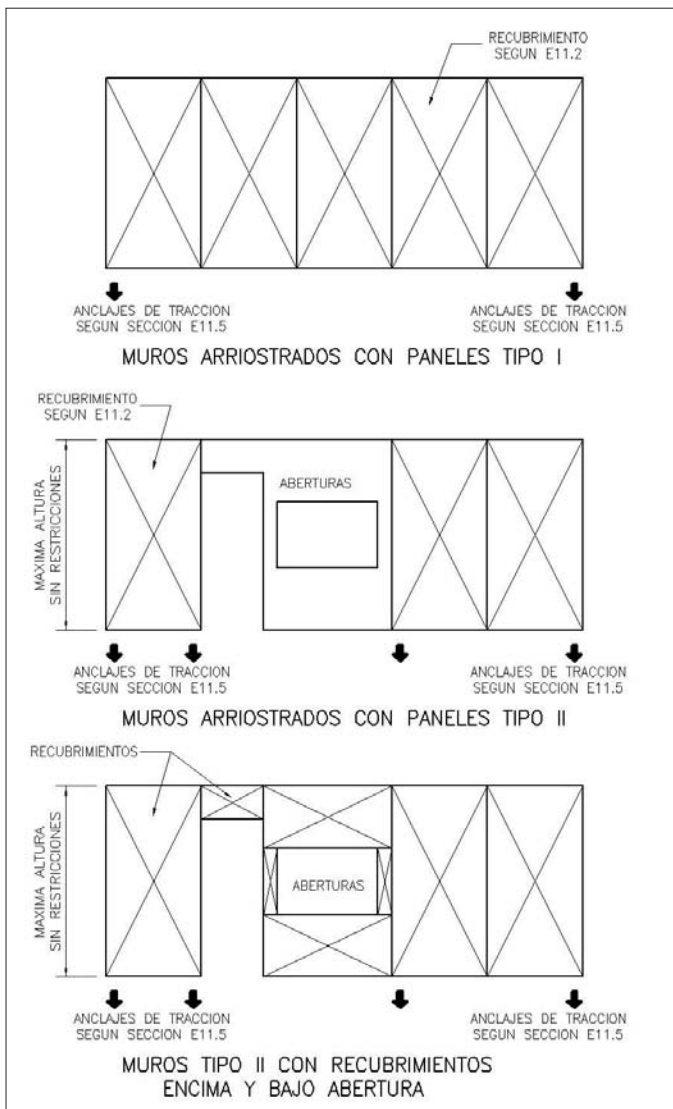


Figura E11-1 Líneas de Muros Arriostrados Tipo I y II

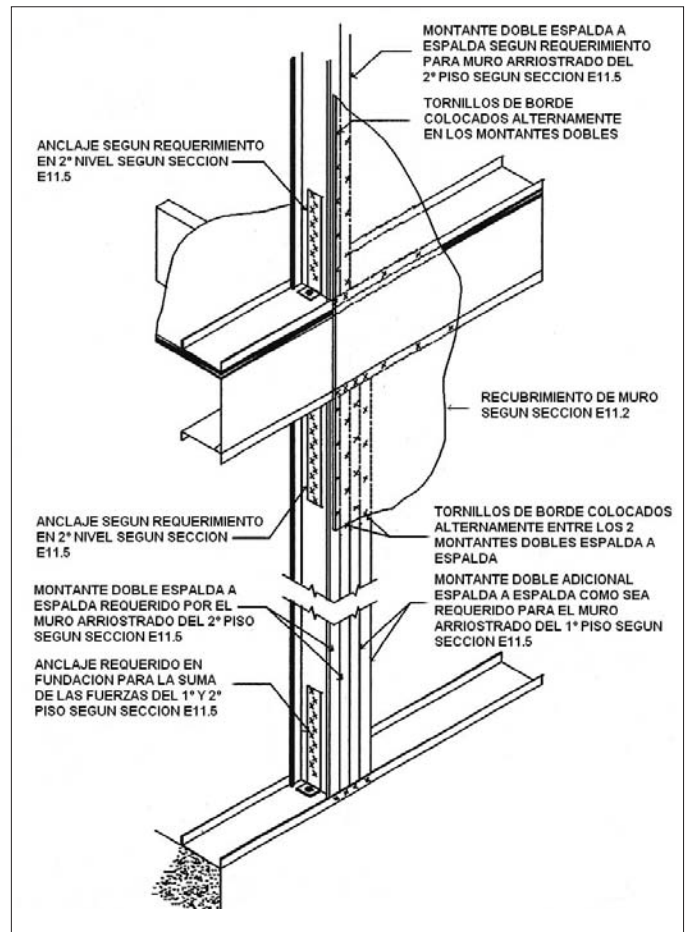


Figura E11-3 Montante Doble Reforzada en el Primer Piso

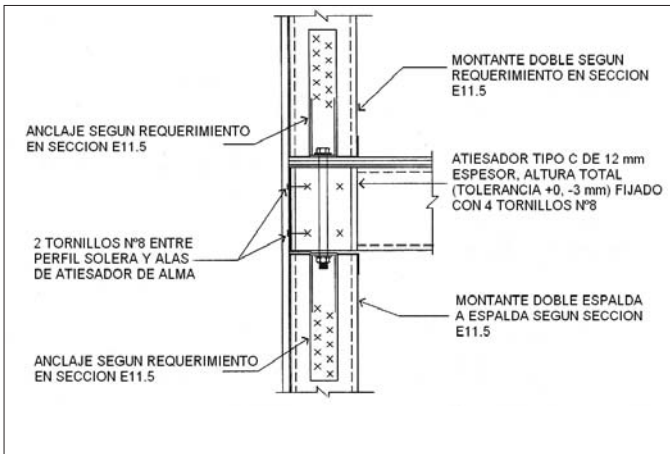


Figura E11-4 Amarra Entre Pisos

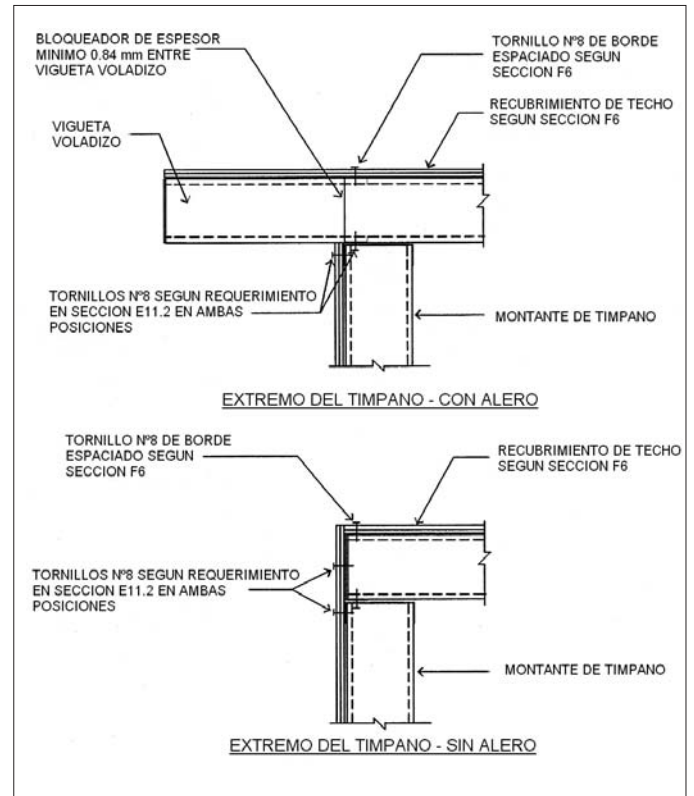


Figura E11-5 Unión de Recubrimiento de Techo a Muro Arriostrado

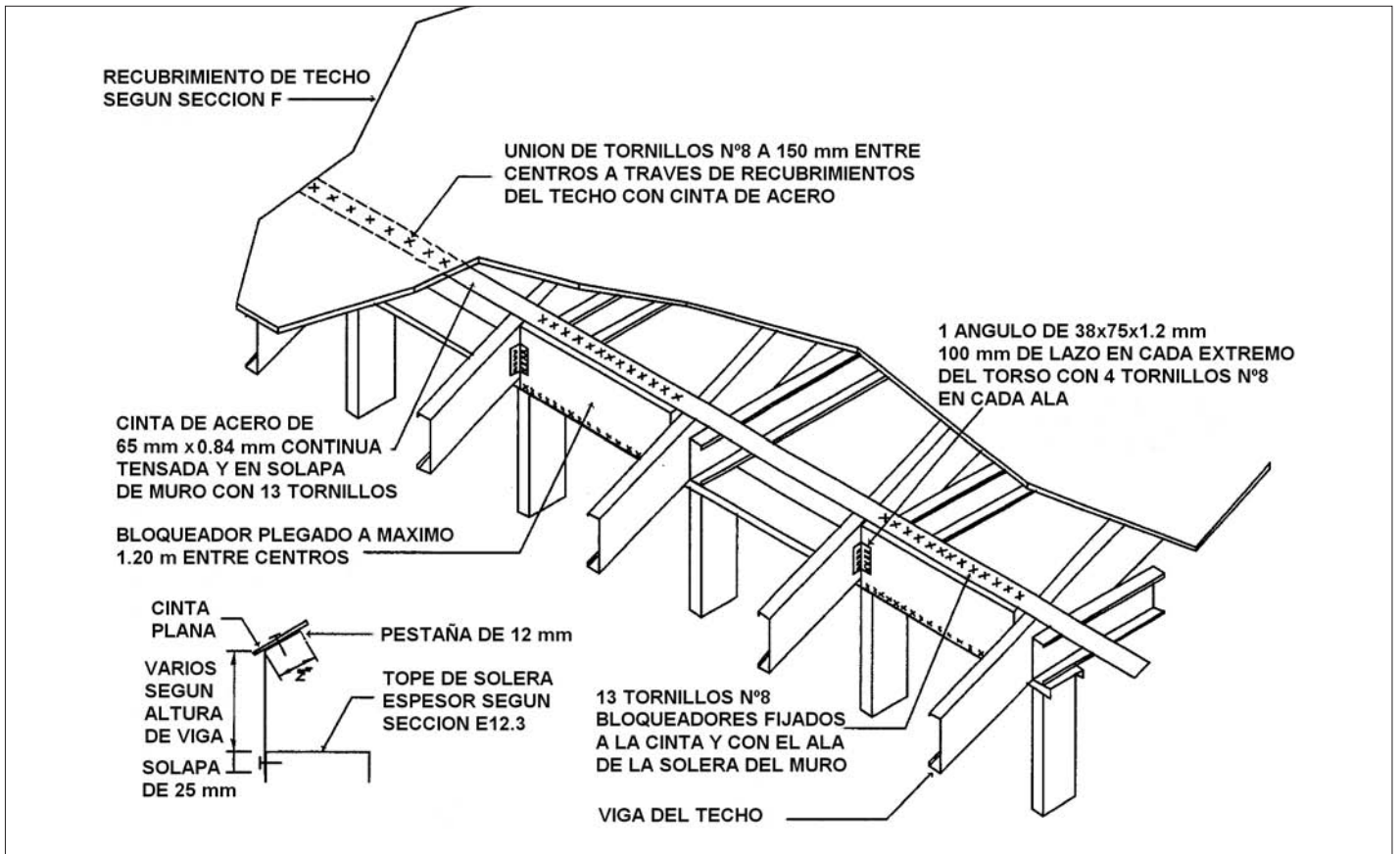


Figura E11-6 Cinta y Forro en Alero de Techo

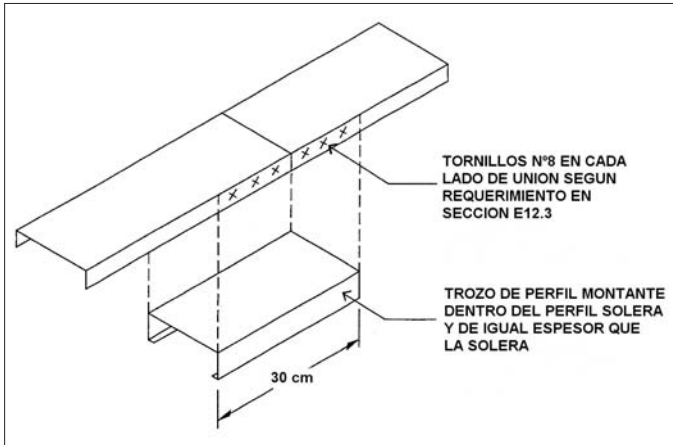


Figura E11-7 Unión de Solera Superior

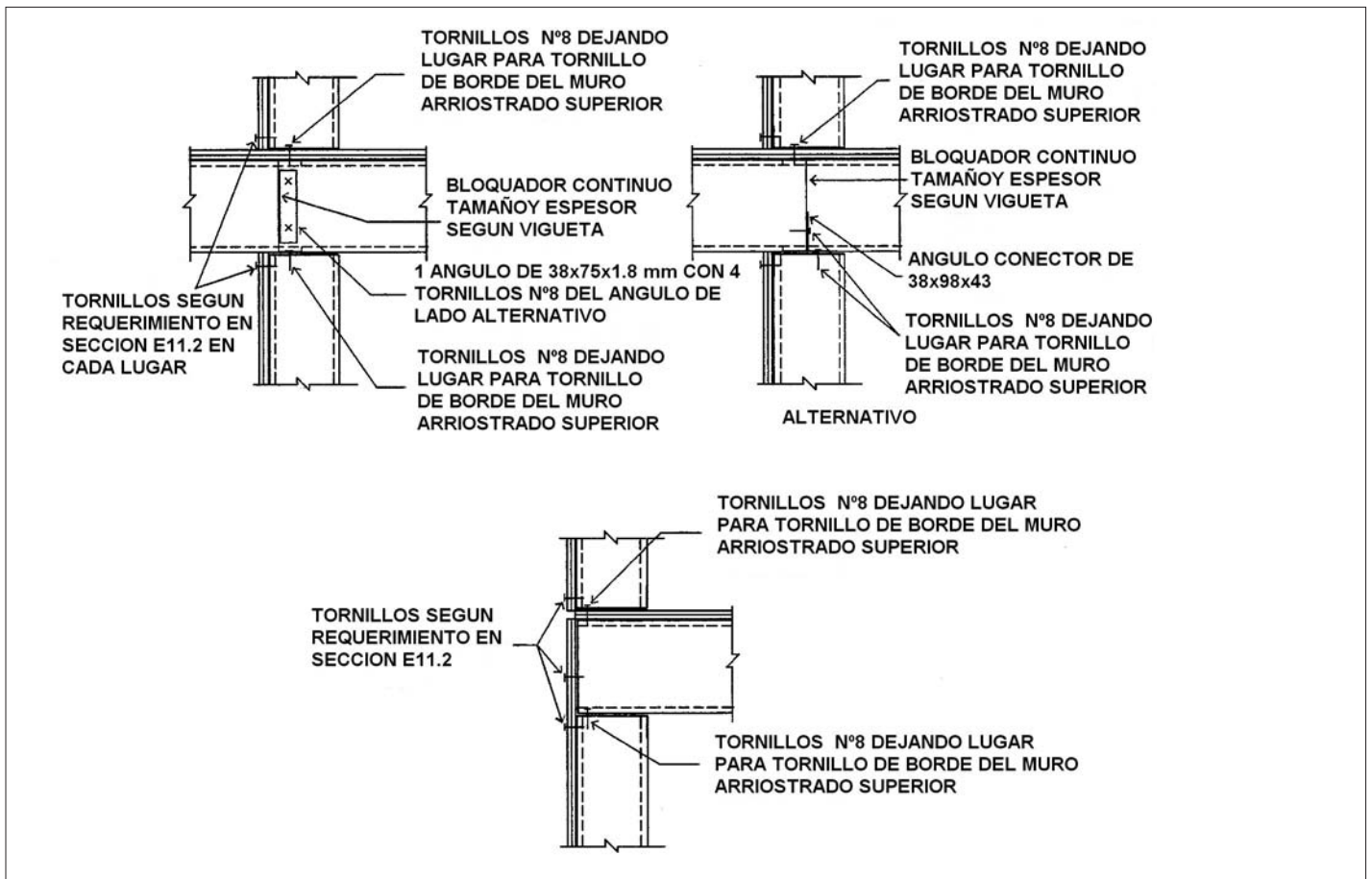


Figura E11-8 Conexión de Diafragma de Piso con Muros Arriostrados

Estructuración de Muros

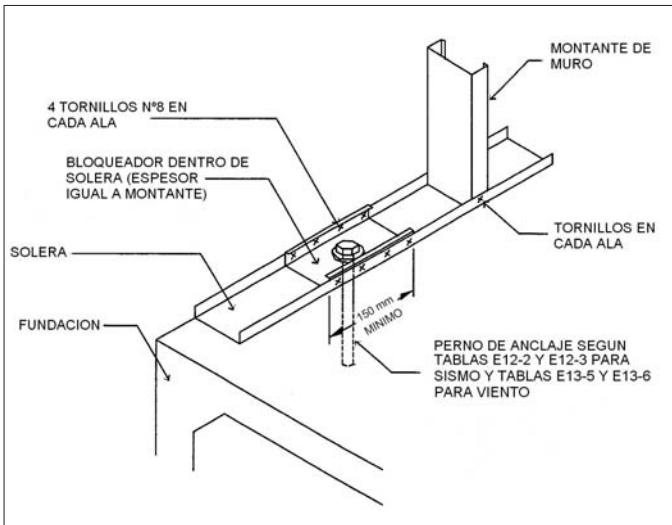


Figura E11-9 Conexión de Muro Arriostrado con Fundación

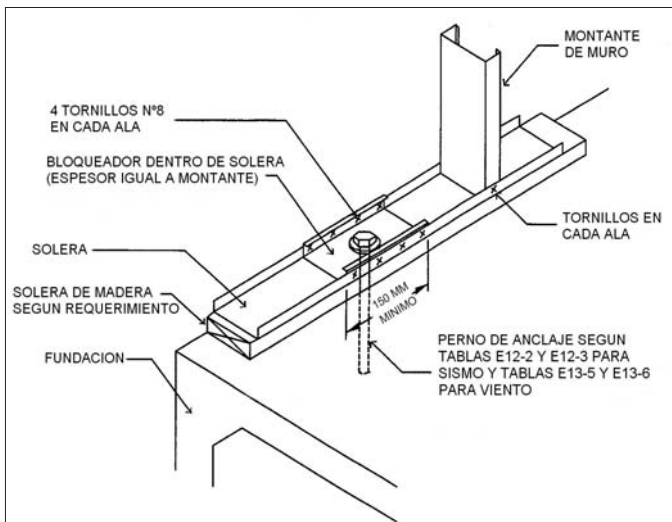


Figura E11-10 Conexión de Muro Arriostrado a Fundación con solera de Madera

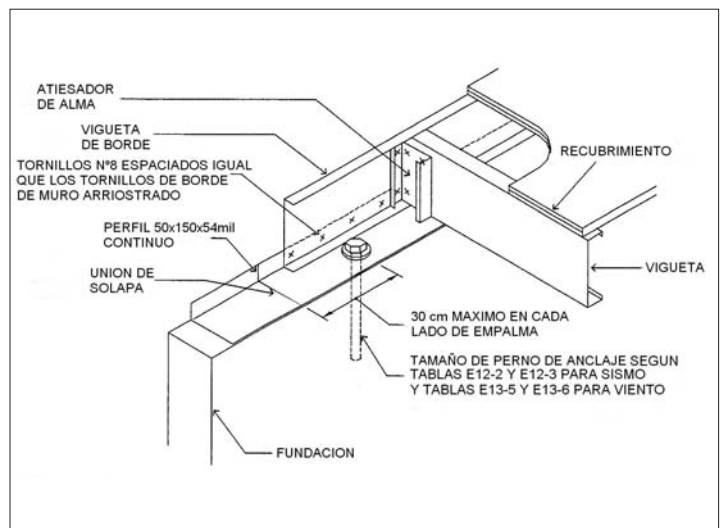


Figura E11-11 Conexión de Piso a Fundación Arriostrado

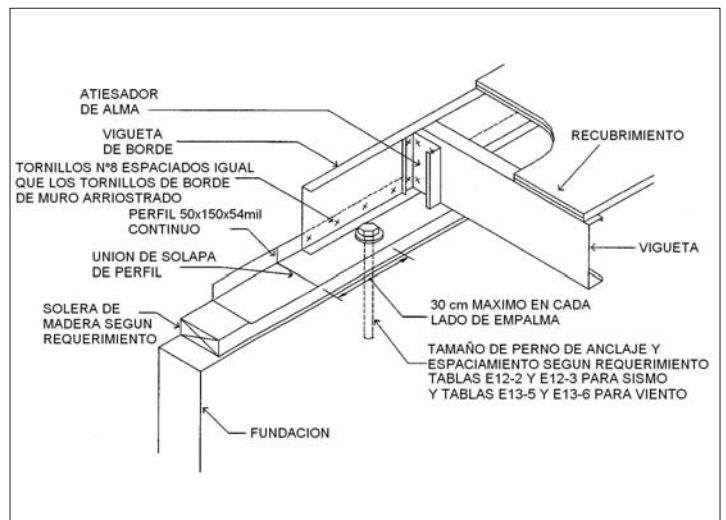


Figura E11-12 Conexión de Piso a Fundación de Muro Arriostrado con Solera de Madera

TABLA E2.1
Requerimientos de conexión de de muros a fundación o pisos

Condición de Conexión	Categorías de exposición al viento (Km/h) -Nota 1 y sismos - Nota 2					
	137Km/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 Solera inferior a fundación Figura E2-1 o E2-2	1 tornillo N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,80m entre centros	1 tornillo N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,80m entre centros	1 tornillo N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,20m entre centros	1 tornillo N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,20m entre centros	2 tornillos N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,20m entre centros	2 tornillos N° 8 a 30cm Perno de anclaje diámetro 1/2" a 1,20m entre centros
Solera inferior a solera de madera. Figura E2-3	Placa de acero espaciada a 1,20m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.	Placa de acero espaciada a 1,20m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.	Placa de acero espaciada a 0,90m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.	Placa de acero espaciada a 0,90m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.	Placa de acero espaciada a 0,60m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.	Placa de acero espaciada a 0,60m entre centros con tornillos N°8 y cuatro clavos.
Capacidad de succión de viento distancia entre montantes 40cm	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 60cm	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 en 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 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)		
40cm	7,2	0.84	1.25	1.70
	10	1.20	1.73	2.32
	12	1.57	2.23	2.93
60cm	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.

TABLA E3-11
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 150mm en bordes a 300mm intermedios
Paneles de yeso-cartón de 12mm mínimo	Tornillos N°6	a 300mm entre centros

TABLA E7-9
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 135 C	177 A/B 145 C	160 C	177 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 7- 24
Montantes de borde requeridos en extremos de vano

Vano de (m)	60cm espacio de jambas		40cm 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 3m se recomienda emplear montantes de mayor espesor y verificados para la compresión y flexión correspondiente a la luz del dintel.

Ver Notas Generales

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			
	150mm	100mm	75mm	50mm
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 E12 - 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			
	150mm	100mm	75mm	50mm
1/2"	1,50	1,05	0,75	0,60
5/8"	1,80	1,35	1,00	0,75

Ver Notas Generales

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
60cm	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 E13-6
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 cielo (m)	Número de tornillos N°8 requeridos en extremos de cinta de 38 x 0,84mm		
30cm	8	2	2	2
	10	2	2	3
	12	2	3	4
60cm	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 cielo (m)	Capacidad requerida de conexión (KN)		
40cm	8	1.40	1.80	2.30
	10	1.70	2.30	3.10
	12	2.10	2.80	3.50
60cm	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

Capítulo F

Estructuración de los Techos

F1 Construcción de techos

La estructuración de los techos de este tipo de viviendas es a dos aguas con pendientes de entre 25 y 100% y formado por 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 F5.

F2 Viguetas de cielo

F2.1 Tamaños de las viguetas de cielo

Las viguetas de cielo deben tener el tamaño y espesor que resulte de su calculo 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 F2.4. En la verificación de cálculo debe tomarse 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 que deben estar ubicados a menos de 60cm 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 38mm y deben estar conectados a los cabios de acuerdo con la figura F2-2 y F2-3 y la tabla F2-9.

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

F2.2 Atiesadores de apoyo

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

F2.3 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 numero 6 de acuerdo con la tabla F2-10.
2. Las **cintas de acero** deben ser de por los menos 38mm por 0,84mm y deben ser instaladas con un espaciamiento no mayor de 1,2m. Las cintas deben ser fijadas al ala inferior de cada vigueta con un tornillo numero 8 y deben ser fijadas a un bloqueador con dos tornillos numero 8. El bloqueador debe ser instalado entre viguetas a un máxima distancia de 3,60m entre bloqueadores medido a lo largo de la citada cinta continua instalada perpendicularmente a las viguetas. Los bloqueadores también deben ser ubicados en los extremos de todas las cintas.

F2.4 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 F2-1 y con los siguientes perfiles mínimos:

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

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

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

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. Se deben instalar bloqueadores en este arriostramiento lateral de cintas, en los extremos de cada una de las cintas y en el tramo de las mismas, espaciados a no menos de 3,60m. Las cintas deben fijarse a los bloqueadores con dos tornillos número 8.

F2.5 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 F2-4. 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 F2-9. Estos empalmes no convierten la vigueta en continua ni deben emplearse sin apoyo en otros elementos estructurales de soporte o muros.

F3 Cabios de techo

F3.1 Tamaño de los cabios

Los **cabios de techo** de perfiles tipo C con pestaña deben tener un tamaño y espesor determinados de acuerdo con el dimensionamiento estructural de los mismos en función de la luz proyectada horizontal del cabio. Para la determinación de los tamaños 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 F3.2. La luz reducida del cabio que se debe tomar en cuenta es la luz

mayor de la distancia de la riostra del cabio hasta la cumbrera o hacia el hombro medidos en forma horizontal.

Los cabios deben ser verificados para soportar las cargas de los pesos propios del techo y la nieve. Para el caso del viento se considerará 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 C3.1.3 de la norma AISI 2001.

F3.1.1 Voladizo de alero

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

F3.2 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 F2-1 y que debe cumplir con las siguientes condiciones

1. Debe ser un perfil de tipo C de un largo máximo de 2,40m
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 150mm de un muro portante interior
5. Cada uno de los puntales de cabios que tenga mas de 1,20m de largo debe ser arriostrado lateralmente con un perfil adecuado, de tal manera que la luz del soporte lateral del puntal sea menor de 1,20m. El

puntal de apoyo debe ser continuo y conectado al respectivo cabio usando dos tornillos numero 8.

F3.3 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 D6-1. 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.

F3.4 Conexiones de cabios con viguetas de cielo y cumbrera

Los cabios deben ser conectados a las **viguetas de cielo** que están en el mismo plano de tal manera de formar una unión firme entre las paredes exteriores y el techo de acuerdo con las figuras F2-1 o F2-3 y la tabla F2.10. Los cabios deben ser conectados a la vigueta de la cumbrera con un mínimo de un ángulo conector de 50 x 50mm fijado con tornillos numero 10 al miembro de la cumbrera y de acuerdo con la figura F3-1 y tabla F3-3. 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 apoyan en ella, tal como se muestra en la figura F3-1.

F3.5 Arriostramiento del ala inferior de los cabios

Las alas inferiores de los cabios deben ser arriostradas lateralmente a una distancia no

mayor de 2,40m medidos a lo largo de los cabios, con los perfiles que se indican a continuación:

1. Un perfil C de 0,84mm mínimo de espesor.
2. Una sección de solera de al menos 0,84mm
3. Una cinta de acero de 38 x 0,84mm

Los elementos de arriostramiento pueden ser fijados al ala inferior de cada cabio con un tornillo numero 8 y deben estar fijados también a los bloqueadores con dos tornillos numero 8. Los bloqueadores deben ser instalados entre los cabios y en línea con el arriostramiento continuo en no más de 3,60m en línea con las rios-tras 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 numero 8.

F3.7 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. Deberá incluirse en el diseño elementos estructurales que resistan esos empujes y los transmitan a muros de apoyo transversales

F4 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 1,20m. Los cabezales y las viguetas de borde deben ser fabricados en perfiles montantes y soleras teniendo una dimensión mínima y espesor al menos equivalente a las viguetas de cielo o

cabios y deben ser instalados de acuerdo con la figura F4-1 y F4-2. Cada perfil cabezal debe ser conectado a las viguetas por un mínimo de cuatro ángulos de conectores de 50 x 50mm. 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.

F5 Cabriadas de techo

F5.1 Generalidades

En la práctica norteamericana generalmente las cabriadas van a la misma distancia modular de 40 o 60 cm 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 $3 \times 0,40 = 1,20\text{m}$. En estos casos, si se emplea revestimientos del techo de OSB o laminado terciado se colocan correas (argueros) a no más de 600mm, 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 van sobre los nudos de la cabriada e incluso suelen emplearse mayores distancias entre las cabriadas.

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.

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.

F5.2 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 de COLD FORMED STEEL DESIGN **TRUSS DESIGN** (7) editado por el AISI que trata los distintos detalles de dimensionamiento que deben atenderse, y que exceden el alcance de este Manual

La figura F5 -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.

F6 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 9,5mm de espesor que deben fijarse a los cabios, a las cabriadas o a las correas de acuerdo a las tabla F2-10. 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 F6-1.

F6.1 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 9,5m de espesor con tornillos a no más de 150mm 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 de diafragma mayor de 12m, el diafragma de techo debe construirse con paneles de multilaminado fenólico de por lo menos 12mm de espesor sin bloqueo y en cualquier configuración con tornillos a no más de 150mm entre si en los bordes 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 9,5mm con tornillos a 150mm espaciados en los bordes y 300mm en el interior.

F6.2 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 9,5mm y fijados con tornillos a 150mm entre si en los bordes y en el interior. Los diafragmas son permitidos sin blo-

queo y pueden ser en cualquier configuración de paneles.

F7 Conexiones estructurales en zonas de fuertes vientos

F7.1 Generalidades

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

F7.2 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 F7-1. siempre que por el cálculo no resulten mayores fuerzas. Como alternativa se permite emplear una cinta de succión de acero de 32mm de ancho x 0,84mm 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 N° 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 N° 8 en la cantidad que resulte por cálculo.

Tabla F7 -1
Capacidad requerida en KN de unión de succión del cable 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)		
40cm	7,2	1,11	1,52	1,98
	10	1,46	1,94	2,52
	12	1,83	2,50	3,52
60cm	7,2	1,88	3,05	3,94
	10	3,84	3,88	5,15
	12	3,65	5,00	6,50

Tabla F3 - 3
Tornillos N° 10 requeridos en el ala del ángulo conector del cable con la cumbrera

Ancho de construcción (m)	Número de tornillos			
	Carga de nieve (KN/m ²)			
	0 a 1 KN/m ²	1 a 1,5 KN/m ²	1,5 a 2,4 KN/m ²	2,4 a 3,4 KN/m ²
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 resultaran del cálculo estructural, si resultaran mayores que los valores de estas tablas.

Tabla F2 - 9
Tornillos N°10 requeridos para conexión de viga de cielo con cables

Pendiente del techo	Número de tornillos											
	Ancho de la construcción											
	8m				10m				12m			
	Carga de nieve (KN/m ²)											
	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 F2 - 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	15cm en bordes y 30cm en apoyos interiores 15cm en aleros frontales
Placa yeso-cartón a vigueta de cielo	Tornillos N°6	30cm entre centros
Cabriada con muro portante	2 tornillos N°10	Cada cabriada
Cabriada frontal a muro frontal	Tornillos N°10	30cm entre centros
Cabio con vigueta de cielo y cumbrera	Tornillos N°10	Ver tablas F2-9 y F3-3

Ver nota general

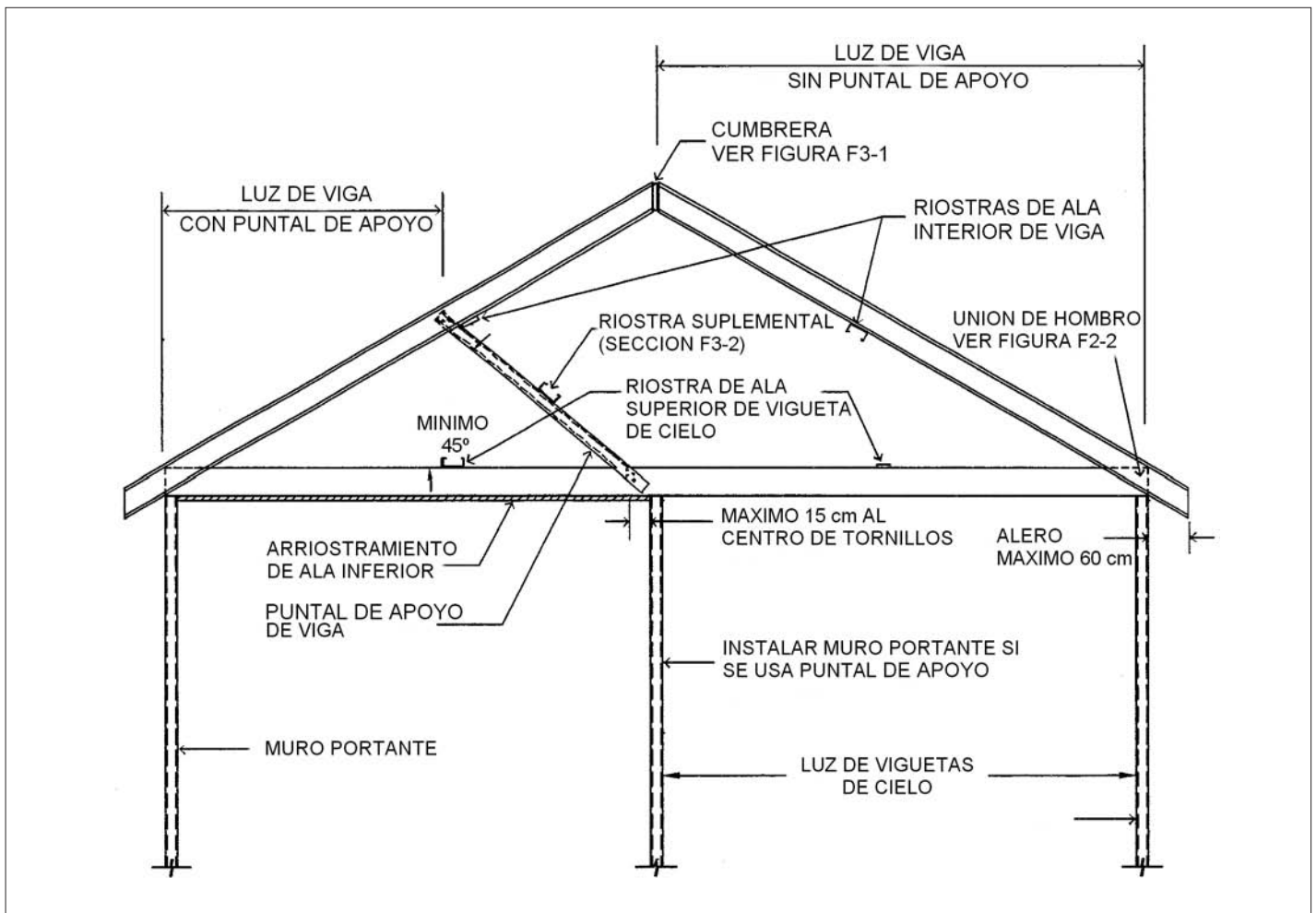


Figura F2-1 Estructuración de Techo

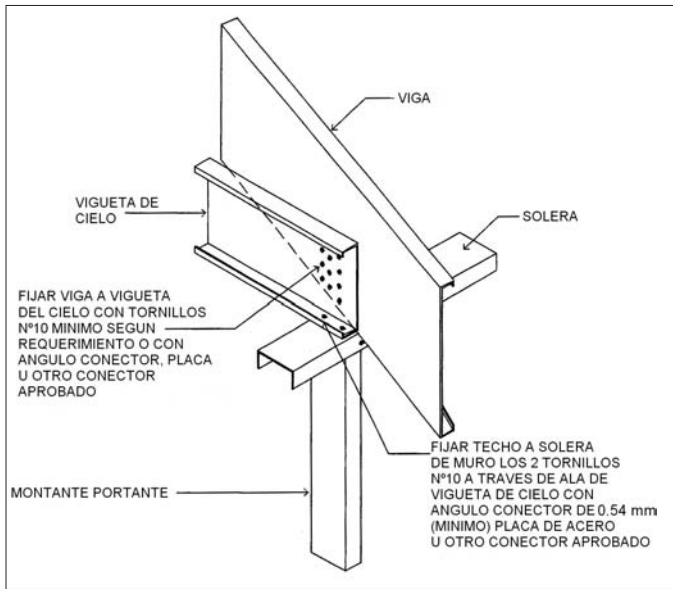


Figura F2-2 Conexión de Hombro

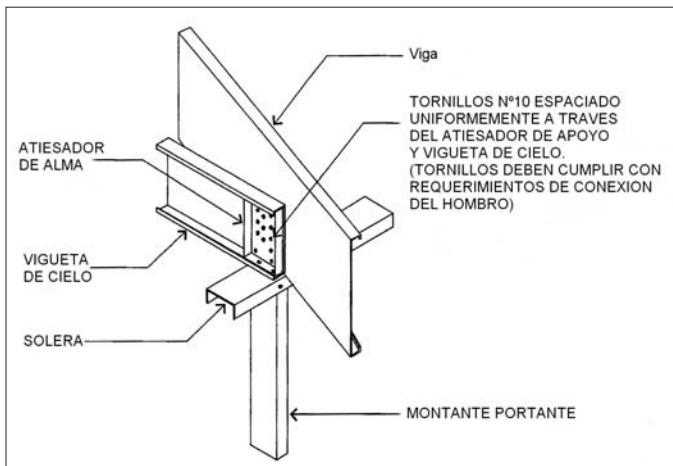


Figura F2-3 Atiesador de Apoyo en la Conexión del Hombro

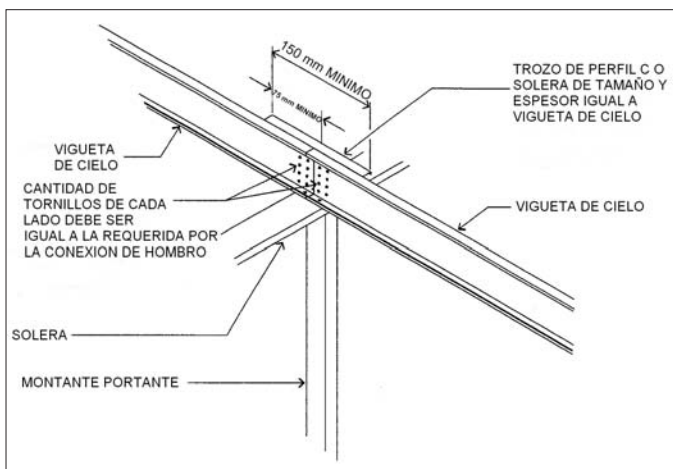


Figura F2-4 Unión de Vigueta de Cielo

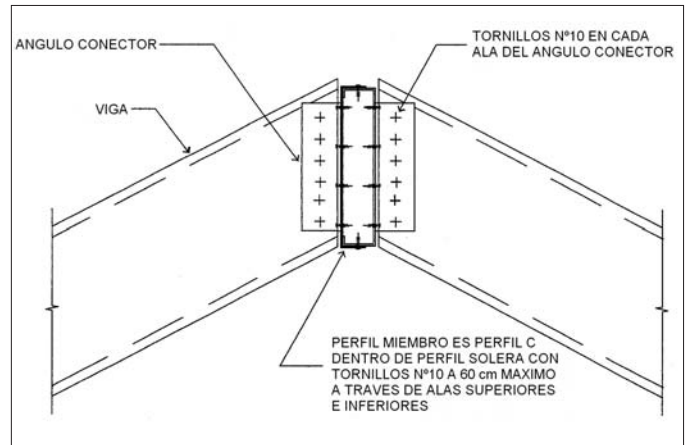


Figura F3-1 Atiesador de Apoyo en la Conexión del Hombro

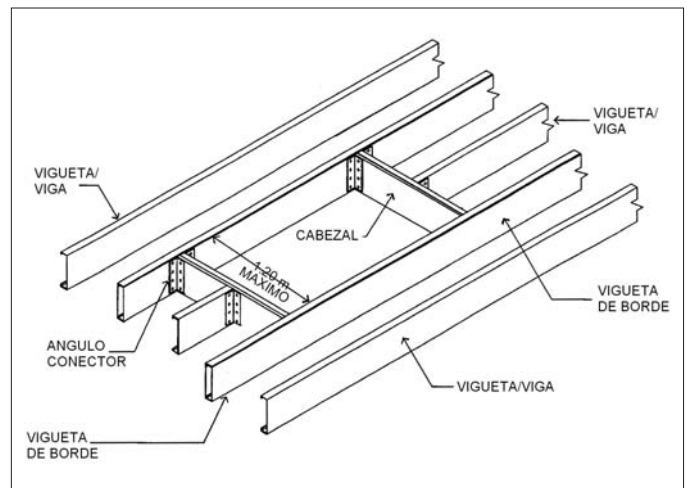


Figura F4-1 Abertura de Techo y Cielo

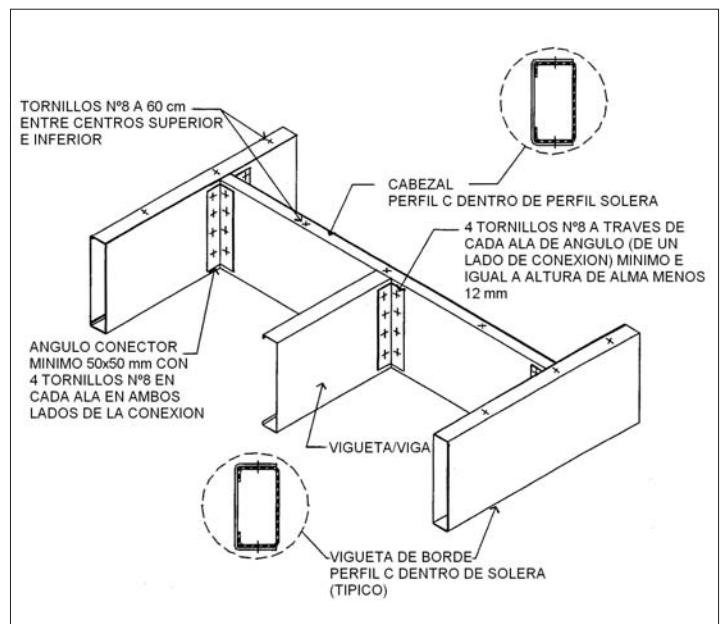


Figura F4-2 Detalle de la Unión de Cabezal con Vigueta de Borde

Estructuración de los Techos

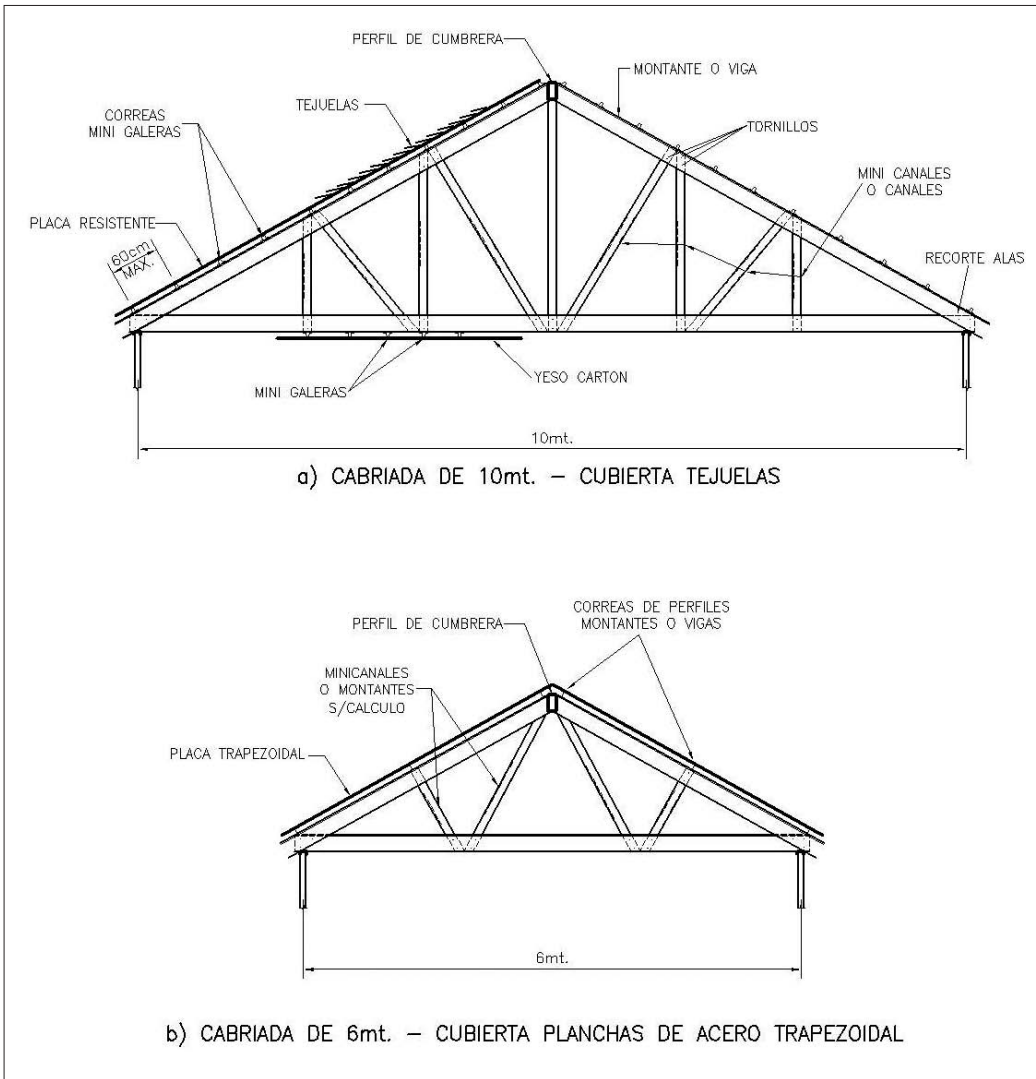


Figura F5-1 Ejemplo de Cabriadas de Techo

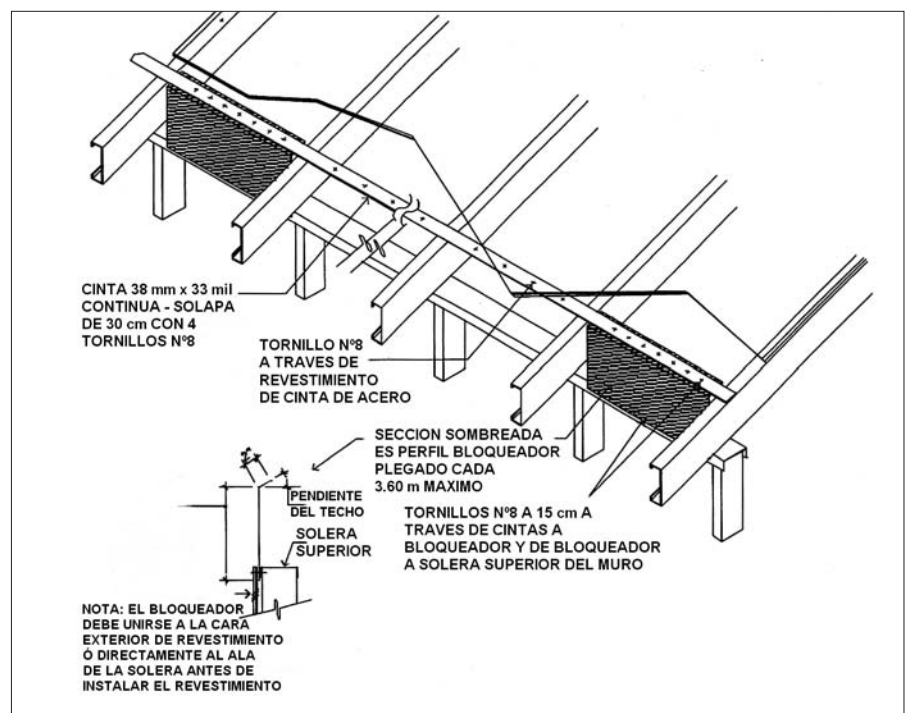


Figura F6-1 Detalle de Bloqueo de Techo

Capítulo G

Ejemplos de Uso de los
Auxiliares de Diseño

G1 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.

G2 GRÁFICOS DE FLEXIÓN DE MONTANTES Y VIGAS

Los gráficos C4.3 de Montantes a flexión y el C4.4 de Vigas a flexión permiten el dimensionamiento directo de estos componentes en función de la luz (de 2 a 4m) 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 C4.1 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, de una luz de 3,10 metros debe resistir el peso propio del piso de 0,60 KN/m² y sobrecarga de 5,00 KN/m². La carga por metro es

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

En el gráfico C4.4 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 KN/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 3,60m o más deben instalarse riostras al centro, tal como se especifica en el artículo D5.2 del Manual

En las vigas en las cuales el ala comprimida no esté arriostrado 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

G3 GRÁFICOS DE COMPRESIÓN ADMISIBLE

Los gráficos C4.5 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 a 4 metros. Tal como se explica en el texto del Manual estas riostras bloqueadoras aseguran lateralmente 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. En este Manual se ha preferido la mayor seguridad de 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 C4.5.1 correspondiente a Montantes con riostras al H/2 para la luz de 2,40m se observa que los montantes M2 y M3 ambos resisten 12.9 KN y satisfacen esa capacidad, por lo cual se puede emplear cualquiera de los dos.

G 4 GRAFICOS 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, los de los pisos, las sobrecargas de uso del edificio y la flexión producida por la presión del viento. En este 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 el montante M3 (100x35x12x1) con riostras a H/2 satisface estos valores en el grafico M3-2. En el gráfico M3 - 4 del mismo perfil, con riostras al 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

Página en blanco.

Anexo X1

Selección de Perfiles del
Sistema

X1-1. 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 área del perfil se reduce a un valor que se denomina área 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)

X1-2. 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

X1-2.1 Verificación pandeo local de la pestaña.

Dimensiones se las pestañas:

Largo de la pestaña: $D = 1.2\text{cm}$

Ancho plano de la pestaña:

$$w = D - t - r = 1.2 - 0.09 - 0.09 = 1.02\text{cm}$$

Según el punto B3.1(a) $k=0.43$. Con este valor de k se calcula la tensión crítica de pandeo de acuerdo a la Ec. B2.1-5. Considerando $\mu = 0.3$, $E=20700 \text{ kN/cm}^2$

$$\text{y } \frac{t}{w} = \frac{0.09\text{cm}}{1.02\text{cm}} = 0.088, \text{ la tensión crítica de pandeo es:}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 62.6 \text{ kN/cm}^2 \quad \left(6.26 \text{ tf/cm}^2\right)$$

Luego, evaluando la Ec. B2.1-4 para $f=F_y=23\text{kN/cm}^2$ (2.3tf/cm^2)

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 0.606 \leq 0.673 \Rightarrow \text{no hay pandeo local}$$

Según Eq. B2.1-1 no hay reducción por pandeo local

X1-2.2 Verificación pandeo local del ala.

Dimensiones del ala:

Ancho: $B = 3.5\text{cm}$ ($=b_o$)

Espesor: $t = 0.09\text{cm}$

Ancho plano: $w = B-2t-2r = B-4t = 3.14\text{cm}$

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:

$$I_s = \frac{t \cdot d^3}{12} = 7.959 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$$

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

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}} = 38.4 \quad (\text{Ec. B4-1})$$

Evaluado para $E=20700 \text{ kN/cm}^2$ ($E=2070 \text{ tf/cm}^2$) y considerando conservadoramente

$$f = F_y = 23 \text{ kN/cm}^2 \quad (2.3 \text{ tf/cm}^2).$$

$$\text{Como } w/t = 3.14 \text{ cm} / 0.09 \text{ cm} = 34.89 > 0.328 \quad S = 12.6$$

Según B4-2 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. B4.2-10:

$$I_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 399t^4 \left[\frac{w/t}{S} - 0.328 \right]^3 = 5.213 \times 10^{-3} \text{ cm}^4 \\ t^4 \left[115 \frac{w/t}{S} + 5 \right] = 7.183 \times 10^{-3} \text{ cm}^4 \end{array} \right\} = 5.213 \times 10^{-3} \text{ cm}^4$$

$$R_I = I_s / I_a = 1.554 > 1$$

Según la ecuación B4.2-9 se debe utilizar $R_I = 1$

De acuerdo a la tabla B4.2, como $0.25 < D/w = 0.38 \leq 0.8$ (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

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 = 51.3 \text{ kN/cm}^2 \quad \left(5.13 \text{ tf/cm}^2 \right)$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 0.669 \leq 0.673 \Rightarrow b=w$$

Como $w/t > 0.328S$

$$b_1 = b/2 \quad R_I \quad b/2 \quad (\text{Ec B4.2-5})$$

$$b_2 = b - b_1 = b/2 \quad (\text{Ec B4.2-6})$$

Luego $b_1 + b_2 = b/2 + b/2 = b \Rightarrow$ No hay reducción por pandeo local en el ala

X1-2.3 Verificación pandeo local del alma en flexión

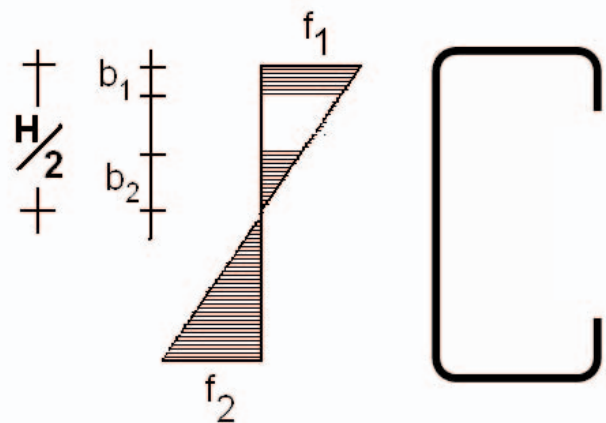
Dimensiones del alma

Altura: $H = 9.0 \text{ cm}$ ($= h_0$)

Espesor: $t = 0.09 \text{ cm}$

Ancho plano: $w = H - 2t - 2r = B - 4t = 8.64 \text{ cm}$

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,

$$\psi = \left| \frac{f_2}{f_1} \right| = 1 \quad (\text{Ec. B2.3-1})$$

$$k = 4 + 2(1 + \psi)^3 + 2(1 + \psi) = 24 \quad (\text{Ec. B2.3-2})$$

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

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w} \right)^2 = 48.7 \text{ kN/cm}^2 \quad \left(4.87 \text{ tf/cm}^2 \right)$$

Luego, evaluando la Ec. B2.1-4 para $f = F_y = 23 \text{ kN/cm}^2$ (2.3 tf/cm^2)

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} = 0.687 > 0.673$$

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

$$\rho = (1 - 0.22/\lambda) / \lambda = 0.989$$

Por lo tanto, el ancho efectivo b_e es:

$$b_e = \rho w = 8.55 \text{ cm}$$

Como $h_o/b_o = 2.57 < 4$

$$b_1 = b_e / (3 + \psi) = 2.14 \text{ cm} \quad (\text{Ec. B2.3-3})$$

y como $\psi > 0.236$

$$b_2 = b_e / 2 = 4.27 \text{ cm} \quad (\text{Ec. B2.3-4})$$

Luego, como $b_1 + b_2 = 6.41 \text{ cm} > w/2 = 4.32 \text{ cm}$

CONCLUSIÓN toda el alma es efectiva en el caso flexión

X1- 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 F_y sino con $f = F_n$ es decir, la tensión Normal F_n 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 X2

Cálculo de los Gráficos de Dimensionamiento

X2-1.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:

1. 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 C2.2 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.

X2-2.Resistencia a flexión.

La carga distribuida considerada viene dada por:

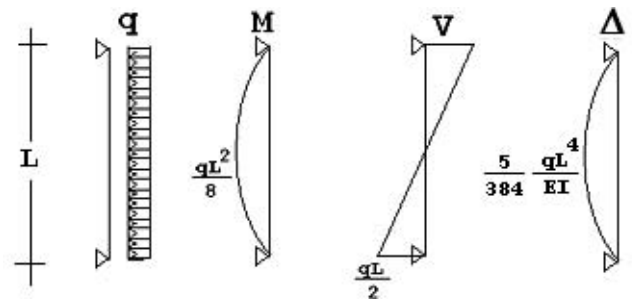
$$q_{adm} = \min \{q_{adm1}, q_{adm2}, q_{adm3}\} \text{ en KN /m}$$

donde:

$$q_{adm1} = 8 \cdot 0.6 F_y \cdot S_x / L^2 \text{ (Resistencia a flexión)}$$

$$q_{adm2} = 384 / 5 \cdot EI / (300 L^3) \text{ (Límite de deformaciones)}$$

$$q_{adm3} = 2 \cdot V_{adm} / L \text{ (Resistencia a corte)}$$



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.

X2-3.Resistencia a compresión.

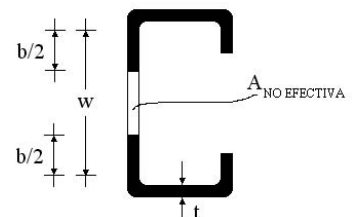
A continuación se expone la obtención de las expresiones para las curvas de cargas admisibles a compresión:

La carga admisible de compresión se expresa como:

$$P_{adm} = \frac{A_e(F_n) \cdot F_n}{\Omega_c} \text{ En KN}$$

donde

$A_e(F_n)$ es el área efectiva en función de la tensión F_n . y $\Omega_c = 1.8$



La tensión F_n viene dada por el punto C4 de la norma AISI. De esta manera,

$$F_n = \begin{cases} \left(0.658\lambda_c^2\right)F_y & \text{si } \lambda_c \leq 1.5 \quad (\text{Ec. C4-2}) \\ \frac{0.877}{\lambda_c^2}F_y & \text{si } \lambda_c > 1.5 \quad (\text{Ec. C4-3}) \end{cases}$$

donde

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{Ec. C4-4})$$

La tensión F_e 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:

$$F_e^F = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L}{r}\right)_{\max}^2} \quad (\text{Ec. C4.1-1})$$

$$\text{Donde } \left(\frac{L}{r}\right)_{\max} = \max \begin{cases} \frac{L_x}{r_x} \\ \frac{L_y}{r_y} \end{cases}$$

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

Tensión de pandeo elástico por flexotorsión:

$$F_e^{FT} = \frac{1}{2\beta} \left[(\sigma_{ex} + \sigma_t) - \sqrt{(\sigma_{ex} + \sigma_t)^2 - 4\beta\sigma_{ex}\sigma_t} \right] \quad (\text{Ec. C4.2-1})$$

Donde

$$\sigma_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_x}{r_x}\right)^2} \quad (\text{Ec.C3.1.2.1-7})$$

$$\sigma_t = \frac{1}{Ar_o^2} \left[GJ + \frac{\pi^2 EC_w}{K_t L_t^2} \right] \quad (\text{Ec.C3.1.2.1-9})$$

(Se usará $L_t=L_y$, $K_t=0.5$)

Luego la tensión F_e 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

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

Donde,

$$b = \begin{cases} w & \text{si } \lambda \leq 0.673 \quad (\text{Ec. B2.1-1}) \\ \rho w & \text{si } \lambda > 0.673 \quad (\text{Ec. B2.1-2}) \end{cases}$$

$$\text{con } \rho = (1 - 0.22\lambda) / \lambda \quad (\text{Ec. B2.1-3})$$

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

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

X2-4. Resistencia combinada (flexocompresión).

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

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

$$(\text{Ec. C 5.2.1-1})$$

donde:

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

Dado que los montantes tienen carga entre los extremos no restringidos al giro se considera $C_{mx}=1$. Considerando que:

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

Se tiene:

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

Reemplazando M/M_{adm} por q/q_{adm}

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 q_{adm} y P_{adm} se obtienen de los respectivos gráficos de los montantes.

Anexo X3

Cálculo Sismorresistente
Estructuras del Steel
Framing

X3-1. 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(2007) 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 la instalación de disipadores y aisladores sísmicos.

En todo caso hoy 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 inter-

nacionalmente 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 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 ni 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 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 en principio la modalidad dúctil de respuesta estructural no debiera autorizarse y no emplearse un factor R mayor que 1. En tal sentido conviene mencionar que en algunos países europeos (Rumania 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.

X3-2 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, 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 fuerzas sísmicas inerciales son relativamente reducidas, las resistencias de los planos estructurales contribuyen eficientemente a la estabilidad del conjunto y a su vez le confieren una ventaja adicional de una relativa alta rigidez, que en este caso es beneficiosa, como se verá más adelante.

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.

X3.2-1 Rigideces de los componentes arriostrantes

Los paneles del tipo OSB, 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 zinc-alum. Estos revestimientos colaboran en la estabilidad y resistencias del

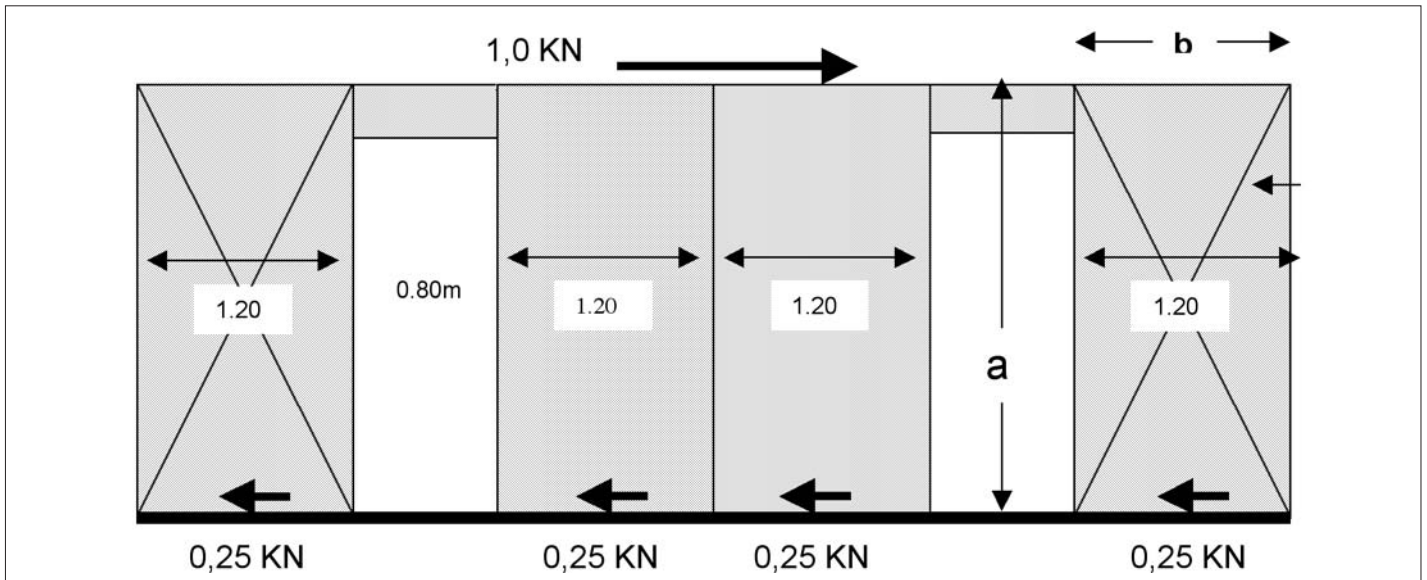
conjunto. Para conocer la participación de estos paneles es conveniente evaluar su rigidez en el plano del panel y compararla con la que ofrecen las cruces de cintas tipo riostras que se emplean en el sistema. La comparación de rigideces permite al ingeniero estructural determinar las fuerzas de corte 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(3,34) que entrega los siguientes datos:

REVESTIMIENTO	$\overline{Q_0}$
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

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 2,40m, dos de los cuales llevan riostras en diagonal como se muestra en la figura X3.2-1 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 cual por las diagonales de acero. Se tendrá 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.

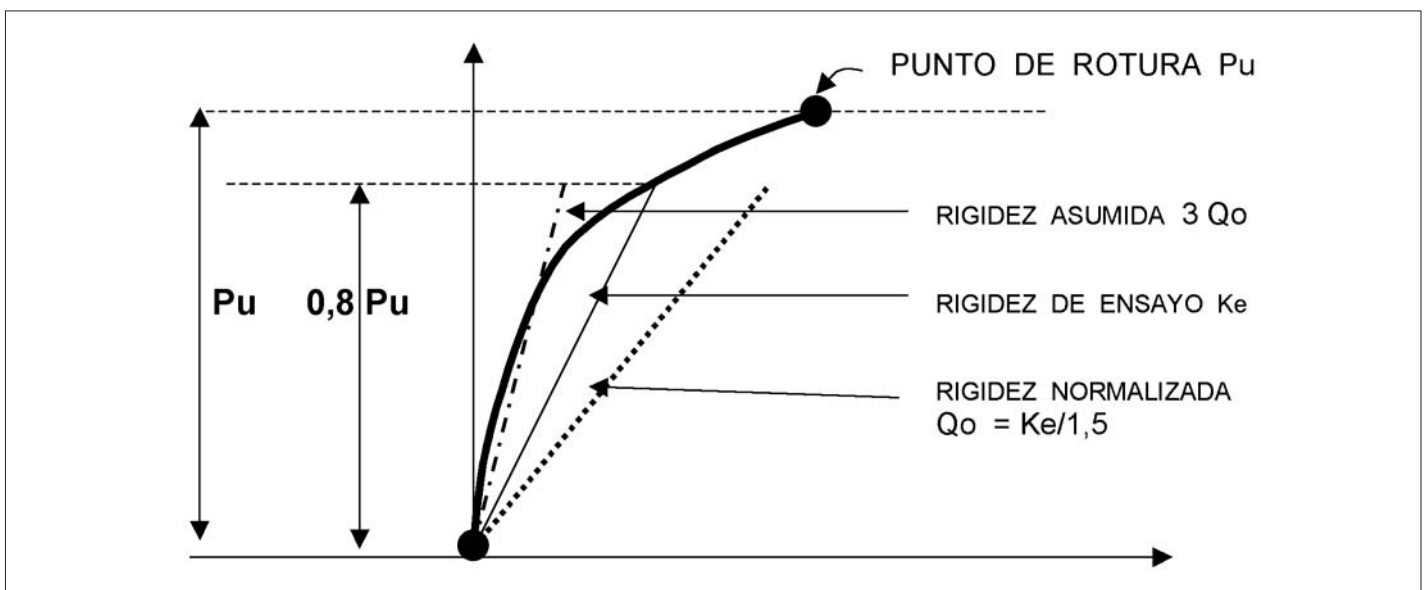
FIGURA X3.2-1 EJEMPLO DE MURO INTERIOR



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.

El valor de Q_0 contiene un coeficiente de seguridad de 1,5 (34). En la figura X3.2-2 se muestra la curva de deformaciones de un panel de este tipo en función de una fuerza lateral, de acuerdo con ensayos realizados en EEUU donde el panel falla con la carga lateral P_u . Se adoptó la carga $0,8 P_u$ como definitiva 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 Q_0 de la tabla de la norma AISI.

FIGURA X3.2-2 ENSAYO DE PANEL



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 $2 \times 1,5 = 3$ veces

Tabla de rigideces de corte Q_0' corregidas

Placas de yeso cartón	3,51x3 = 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 $Q_0' = (P/b) \times (\Delta/a) = \frac{P \times a}{\Delta \times b}$

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 X3.2-1 es sometido a la cuarta parte de la fuerza de 1 KN, es decir 0,25 KN. La deformación resultante es

$$\Delta = (0,25 \times 2,40) / (10,30 \times 1,20) = \mathbf{0,0498 \text{ cm/1 KN}}$$

RIGIDEZ UNITARIA

$$\mathbf{K_1 = 1 / 0,0498 = 20,08 \text{ Kn/cm}}$$

PANELES DE OSB

$$\Delta = (0,25 \times 2,40) / (5,25 \times 1,20) = \mathbf{0,0952 \text{ cm/KN}}$$

RIGIDEZ UNITARIA

$$\mathbf{K_2 = 1 / 0,0952 = 10,50 \text{ KN/cm}}$$

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 cm² de área la que al estirarse genera un desplazamiento lateral de

$$\Delta = 0,0293 \text{ cm}$$

RIGIDEZ UNITARIA

$$\mathbf{K_3 = 1 / 0,0293 = 34,13 \text{ kn / cm}}$$

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-CARTON

PLACAS DE OSB

$$K_1 = 20,08 \text{ kn/cm}$$

$$K_2 = 10,50 \text{ KN/cm}$$

$$\underline{K_3 = 34,13}$$

$$\underline{K_3 = 34,13}$$

$$\Sigma K = 54,63$$

$$\Sigma K = 44,63$$

DISTRIBUCIÓN DEL CORTE

Diagonales 62,5 % 76,5 %

Paneles 37,5 % 23,5%

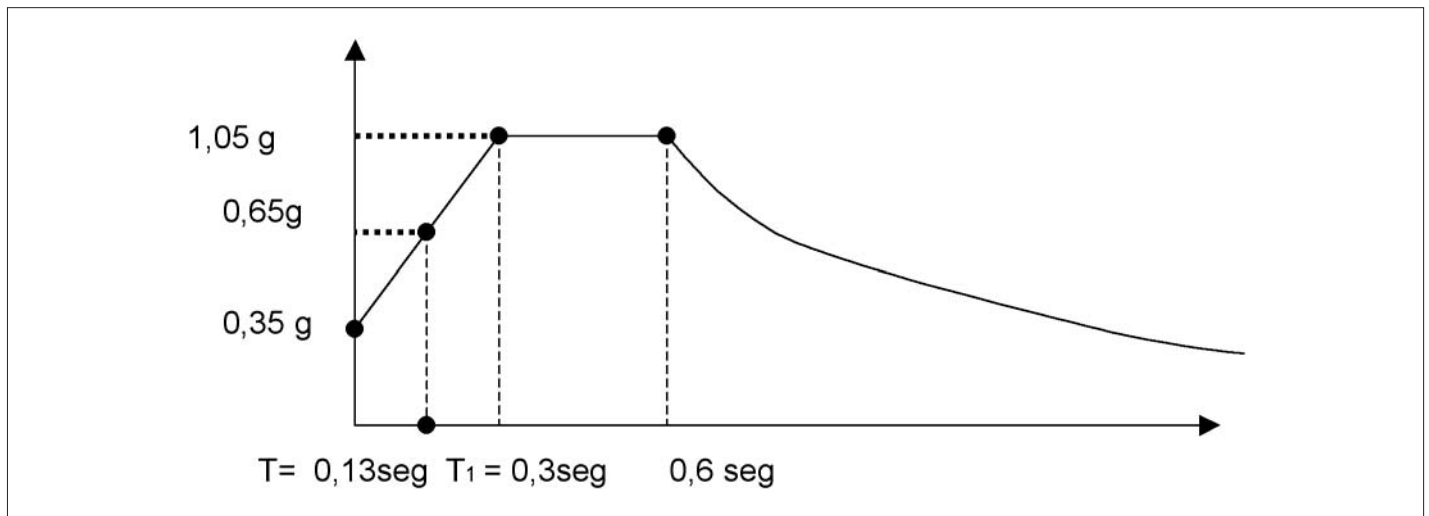
Con estos porcentajes es posible asignar a cada sistema la fuerza que debe resistir

X3.2-3 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 IMPRES - CIR-SOC 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 X3.2-3

FIGURA X3.2-3 ESPECTRO SISMICO (ejemplo)



En el caso del ejemplo del muro de la figura X3.2-1 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 período por la fórmula de Geiger.

$$T = \sqrt{d} / 5$$

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

$$d = 20 \text{ KN} / 54,63 = 0,366 \text{ cm}$$

$$T = \sqrt{0,366} / 5 = 0,12 \text{ seg}$$

MURO CON PANELES DE OSB

$$d = 20 \text{ KN} / 44,63 = 0,448 \text{ cm}$$

$$T = \sqrt{0,448} / 5 = 0,13 \text{ seg}$$

X3.3 CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

Por simplicidad y del lado seguro adoptamos el período 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

$$A = 0,35 + (1,05 - 0,35) T / T_1 = 0,35 + 0,30 = 0,65 \text{ g}$$

Con esta aceleración se calcula la fuerza sísmica

$$P_s = 0,65 \times 20 \text{ KN} = 13 \text{ KN}$$

Muro con paneles de yeso - cartón

Fuerza en todos los paneles $H_p = 0,375 \times 13 \text{ KN} = 4,875 \text{ KN}$

Fuerza horizontal en las cintas de acero $H_a = 0,625 \times 13 = 8,125 \text{ KN}$

Muro con paneles de OSB

Fuerza en todos los paneles $H_p = 0,235 \times 13 = 3,055 \text{ KN}$

Fuerza horizontal en las cintas de acero $H_a = 0,765 \times 13 = 9,945 \text{ KN}$

X3.4 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 EEUU en paneles a escala natural y publicados en el AISI Standard de LATERAL DESIGN (8) en tablas C.3.1-2 y C3.1-3

De esas tablas reproducimos los valores que estimamos representativos y a los efectos de la aplicación a este ejemplo.

RESISTENCIAS NOMINALES DE PANELES (de un solo lado)

TIPO DE PANEL	ESPESOR	TORNILLOS	RESISTENCIA	NOMINAL	ADMISIBLE
YESO-CARTON	1/2"	4 - 12 "	295 lb/ft	4,39 KN/m	1,76 KN/m
TERCIADO	15 /32 "	6-12 "	780	11,6	4,64
OSB	7/ 16"	6 - 12"	700	10,4	4,16

X3.5 VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA

X3.5-1 Muro de paneles de yeso cartón en ambas caras

Largo total de los paneles $L = 2 \times 4,80 \text{ m} = 9,60 \text{ m}$
Fuerza sísmica en Paneles $H_p = 4,875 \text{ KN}$
Fuerza de corte por metro
 $V = 4,875 / 9,60 = 0,508 \text{ KN/m} < 1,76 \text{ KN/m OK}$

Muro de paneles de OSB

Fuerza sísmica $H_p = 3,055 \text{ KN}$
Fuerza de corte por metro
 $V = 3,055 / 9,60 = 0,318 \text{ KN/m} \ll 4,16 \text{ KN/m OK}$

NOTA Se observan fuerzas de corte bajas respecto de las admisibles, lo que en este caso verifica el comportamiento satisfactorio de los paneles, cuando se emplea el sistema mixto de arriostramientos de paneles y cruces de cintas de acero

X3.5-2 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 es sometida a una tracción D

$$D = Ha/4 (2,68 / 1,20) = 0,588 \times Ha$$

donde 2,68 es el largo de la diagonal
1,20 es la proyección horizontal
Ha es la fuerza que resisten las diagonales

Tensión admisible en Cintas

$$F_{ad} = 1,33 \times 0,6 \times 23 \text{ KN/cm}^2 = 18,35 \text{ KN/cm}^2$$

Las cintas son de 60 x 0,9 mm $A = 0,54 \text{ cm}^2$

Area neta 2 agujeros de 0,6 cm $A_n = 0,52 - 2 \times 0,6 \times 0,09 = 0,49 \text{ cm}^2$

Caso de paneles de yeso

$$f = 0,588 \times 8,125 / 0,49 = 9,62 < 18,35 \text{ KN/cm}^2 \text{ OK}$$

Caso de paneles de OSB

$$f = 0,588 \times 9,945 / 0,49 = 11,93 < 18,35 \text{ KN/cm}^2 \text{ OK}$$

X3-6 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 13 KN las deformaciones laterales son:

Caso paneles

$$\text{de yeso } x = \frac{13,0 \text{ KN}}{54,63 \text{ KN/cm}} = 0,238 \text{ cm}$$

Caso de

$$\text{paneles de OSB } x = \frac{13,0 \text{ KN}}{44,63 \text{ KN/cm}} = 0,291 \text{ cm}$$

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

X3-7 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 1000kg (1 ton) en los extremos del plateau del espectro que en la figura X3-1 son 0,3 y 0,6 segundos y para el periodo del muro que es $T = 0,13 \text{ seg}$ (caso OSB)

Masa 1000 kg aprox 10 KN

Velocidades

$$V_{0,6} = A \times T/2\pi = 1,05 \times 9,81 \times 0,6/2\pi = 0,984 \text{ m/seg}$$

$$V_{0,3} = 1,05 \times 9,81 \times 0,3 / 2\pi = 0,492 \text{ m/seg}$$

$$V_{0,13} = 1,05 \times 9,81 \times 0,13 / 2\pi = 0,132 \text{ m/seg}$$

Para estos tres casos estimamos la energía cinética correspondiente a la masa de

$$M = 1 \text{ ton} = 10 \text{ KN} / 9,81 \text{ m/s}^2 = 1,02 \text{ KN Seg} / \text{m}^2$$

$$E_{0,6} = 1/2 \times 1,02 \times 0,984^2 = 0,494 \text{ KN m} = 49,4 \text{ KNcm}$$

$$E_{0,3} = 1/2 \times 1,02 \times 0,492^2 = 0,123 \text{ KN m} = 12,3 \text{ KN cm}$$

$$E_{0,13} = 1/2 \times 1,02 \times 0,132^2 = 0,0089 \text{ KN m} = 0,89 \text{ KN cm}$$

Nota: estas son las energías cinéticas específicas 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

$$49,4 / 0,89 = 55 \text{ veces menor}$$

Es posible calcular la deformación elástica de la estructura a partir del trabajo lateral de deformación de la fuerza sísmica que genera la energía cinética del impacto sísmico.

Por los principios de la dinámica de las masas y de la conservación de la energía en una estructura, cuando oscila a causa de un impacto sísmico, puede igualarse la energía cinética de las masas concentradas en el centro de masas al trabajo de las fuerzas de inercia, concentradas también en dicho centro.

La energía cinética para 2 ton y la estructura con período $T=0.13$ seg resulta para una energía específica de $E_{0,13} = 0,89$ KN cm

$$E_k = E_{0,13} \times 20/10 = 0.89 \times 2 = 1.78 \text{ KN cm}$$

El trabajo de deformación elástica es

$$T = 1/2 H \times \Delta = 1/2 K_i \times \Delta^2$$

donde K_i es la rigidez lateral de la estructura

Yeso Cartón

$$K=54,63 \text{ KN/cm} \quad \Delta = \sqrt{2 \times 1.78 / 54.63} = 0.255 \text{ cm}$$

Placas OSB

$$K=44,63 \text{ KN/cm} \quad \Delta = \sqrt{2 \times 1.78 / 44.63} = 0.282 \text{ cm}$$

Valores que prácticamente coinciden con los anteriormente calculados, lo que viene a confirmar que el enfoque energético es correcto.

X10 Conclusiones y Recomendación

Se puede apreciar que a pesar de 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 a 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 arriostantes 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.

De manera alguna estas conclusiones 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 artificios de ductilidad de la estructura.

Página en blanco.

Anexo X4

Reducciones de
Resistencia de Perfiles
Canal por Torsión

X4-1.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 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 C3.1 en donde se aclaró que la especificación corresponde 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 X4-1 se muestra la vista del ensayo comprobatorio que realizó el autor con el auspicio de la empresa CINTAC de Chile, donde se verificó que la reducción de resistencia de este tipo de vigas es del orden del 60% de la nominal básica para una viga tipo canal sin riostras transversales en las alas.

Basado en lo establecido en la cláusula C3.1 de la norma AISI (3) respecto de la ubicación de las cargas, en este anexo se evalúan las reducciones de resistencia por el efecto de torsión, efecto que es de primer orden y prima sobre el de la estabilidad, el cual es de segundo orden. Sin embargo en la edición AISI 2001 solo se menciona la condición de ubicación de la fuerza respecto del centro de corte, pero no se aclara como debe resolverse el efecto torsional resultante sobre el perfil mismo entre las riostras laterales en el largo total del perfil sin riostras.

En este Manual se presenta un método aproximado para resolver el caso, que el autor ya publicó en el número de julio del año 1992 de los Structural Journals de ASCE (24) como comentario del artículo del Profesor Roger La Boubé titulado UPLIFT CAPACITY OF Z PUR-LINS publicado en el número de julio del 1991. En dicho Comentario el autor justifica en forma teórica las apreciables reducciones de la capacidad de flexión en perfiles canal de cubiertas, sin riostras en el ala libre, sometidas a succiones de viento.

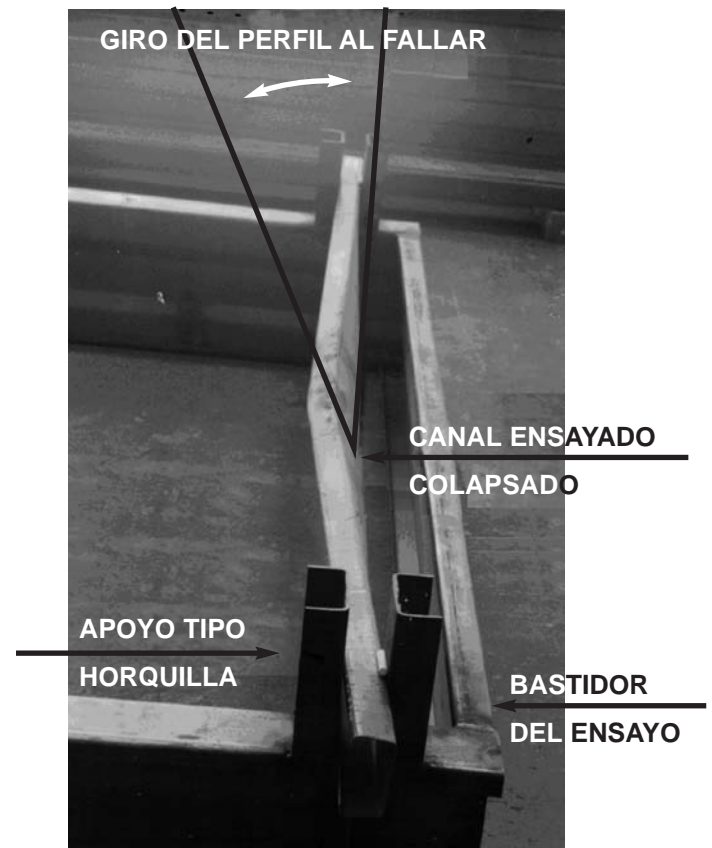


FIGURA X4 - 1

Fotografía del ensayo comprobatorio del efecto de la torsión, con rotura de pandeos locales al centro. La carga del ensayo fue al centro de la luz y el perfil falló al llegar el momento de flexión aplicado aproximadamente al 40% del momento de flexión nominal del perfil.

Nota: Este ensayo formó parte de la documentación entregada en 1999 al AISI como parte de la solicitud de modificación de la norma AISI

En forma indirecta el Suplemento 2004 de la Especificación AISI en la cláusula D.3.2.2. considera reacciones originadas en las riostras que deben tomarse en cuenta en las uniones, y que son similares a los valores $P m / H$ que en este estudio se toma en cuenta (cláusula X4-2) para el efecto torsional como función de la excentricidad m . Lo que no se aclara es cómo debe verificarse los perfiles para resistir las flexiones generadas por las fuerzas laterales de alabeo del perfil en sus alas y en sentidos opuestos. En este Anexo se viene a cubrir esta

omisión en forma tentativa entendiéndose que el tema merece futuras investigaciones, dada la apreciable reducción de resistencia de flexión de los perfiles, que llega hasta un 60% menos de su resistencia nominal básica.

Estos valores reducidos deben emplearse en los casos en que las vigas no disponen de fijación lateral por 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, lo cual está plenamente de acuerdo con la cláusula C3.1.3 de la Especificaciones AISI 2001(3), aunque los valores R son del tipo promedio.

Estas reducciones deben aplicarse sólo en los casos especiales, 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 con revestimientos estructurales del lado de la acción del viento, nieve y sobrecargas 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 las tablas oscilan entre el 10 y 38% de la carga principal (q).

Esto significa que si asumimos que la carga horizontal (q_h) es un 20% de la carga principal se tendrán las siguientes fuerzas en las fijaciones:

q_x [kN/m]	q_y [kN/m]	Fuerza de corte[kN] en cada tornillo separados a 30cm
1.00	0.20	0.06
2.00	0.40	0.12
5.00	1.00	0.30

Nota: Estas son fuerzas discretas en los tornillos que pueden ser resistidas. Sin embargo debería disponerse de ensayos que garanti-

cen 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.

En estructuras del Steel Framing pueden darse casos en los cuales las cargas actuantes sean inversas a las normales. Por ejemplo el de succión en un muro o en un techo. En ese caso debe aplicarse el criterio de la cláusula C3.1.3 de la AISI 2001 reduciéndose la capacidad en la flexión aplicando el coeficiente R. Como alternativa es posible emplear el método propuesto en este Anexo.

X4-2.Efecto de la torsión por excentricidad

Como los perfiles C y U son monosimétricos el plano de carga no coincide con el centro de corte (en el caso de flexión según el eje fuerte). Esta excentricidad de las cargas produce un efecto torsional, el cual es bastante significativo en la medida que el perfil carezca de apoyo continuo en el ala comprimida. Entre los apoyos laterales la torsión en estos perfiles es resistida por alabeo ya que la torsión de Saint Venant es despreciable.

Si se descompone el momento torsor generado por la excentricidad en pares de fuerzas se tiene lo siguiente:

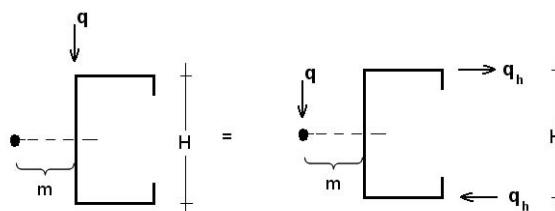


Figura X4 - 2 Perfil Canal con cargas continuas en el plano del alma

$$\text{Donde } q_h = q \frac{m}{H}$$

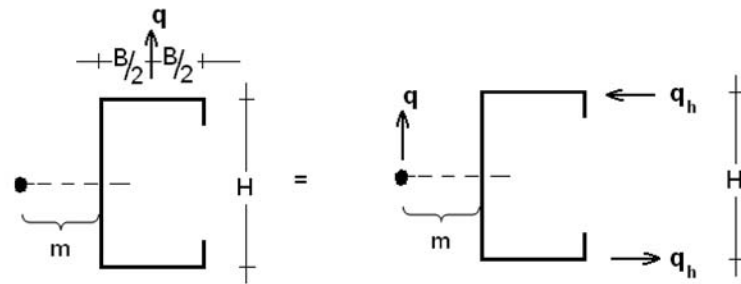


Figura X4 - 3 Perfil Canal con succión en la mitad del alma superior (tornillo):

Donde

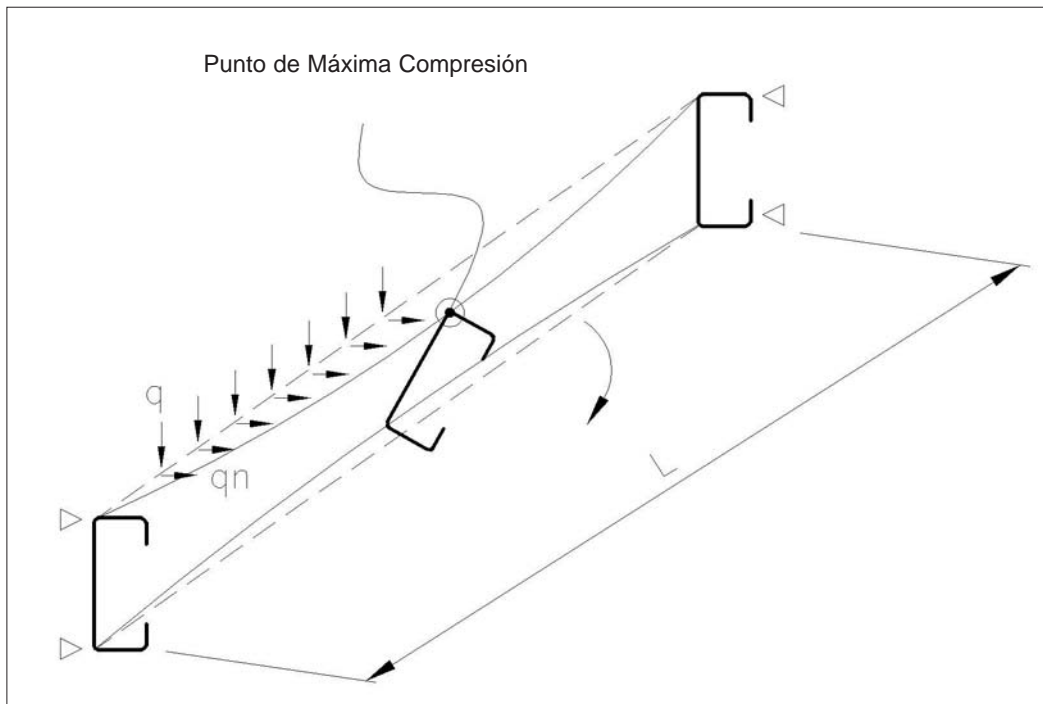
$$q_h = q \frac{m - t/2 + B/2}{H}$$

X 4. 3 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.

1.1.-Carga en el alma:

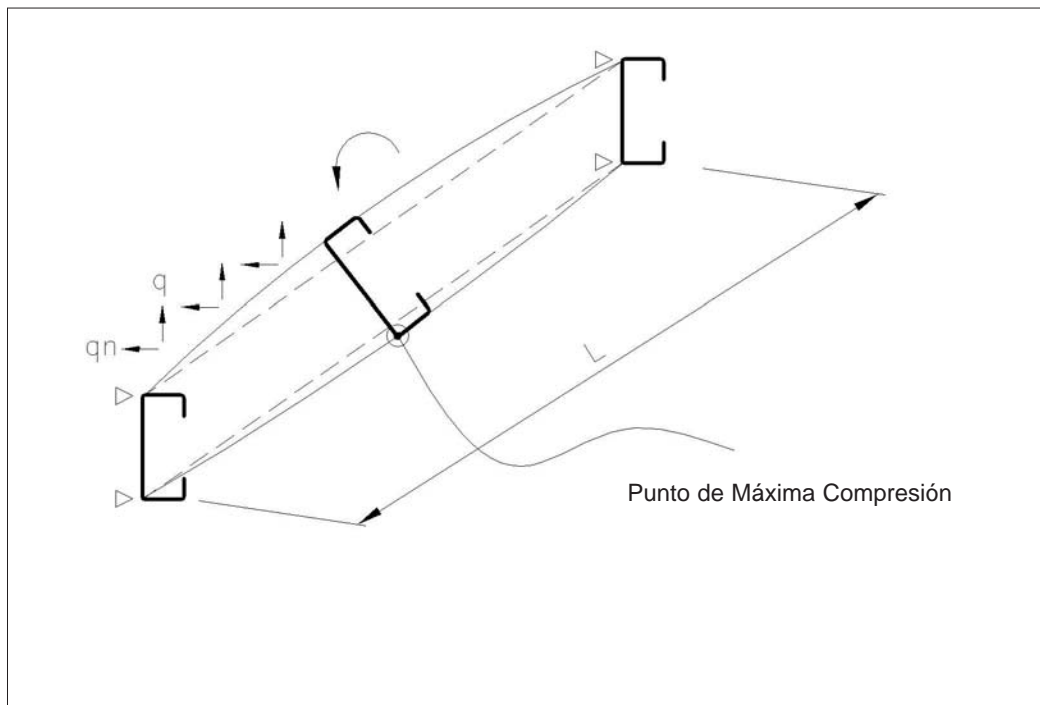


$$f_x = \frac{M_x}{S_x} \quad f_y \approx \frac{M_y}{S_y/2}$$

$$f_{tot} = f_x + f_y \approx \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_y}{S_y} = \frac{qL^2}{8S_x} + \frac{2q_h L^2}{8S_y} = \frac{qL^2}{8S_x} \left(1 + \frac{2mS_x}{HS_y} \right)$$

$$\text{Como } f_x = \frac{qL^2}{8S_x} \Rightarrow \frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{2mS_x}{HS_y}$$

1.2.-Succión en el ala:



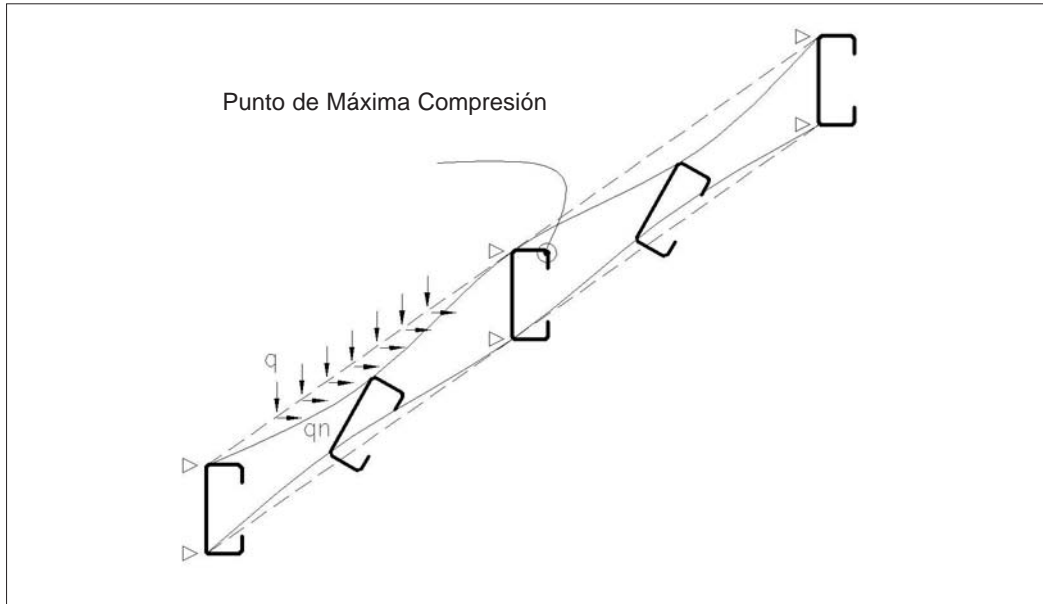
Reemplazando m por $m-t/2+B/2$ se tiene

$$\frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{2(m-t/2+B/2)S_x}{HS_y}$$

En ambos casos $S_y = \frac{I_y}{x_g}$

Caso 2: Flexión con riostras al centro de la luz

2.1.-Carga en el alma:

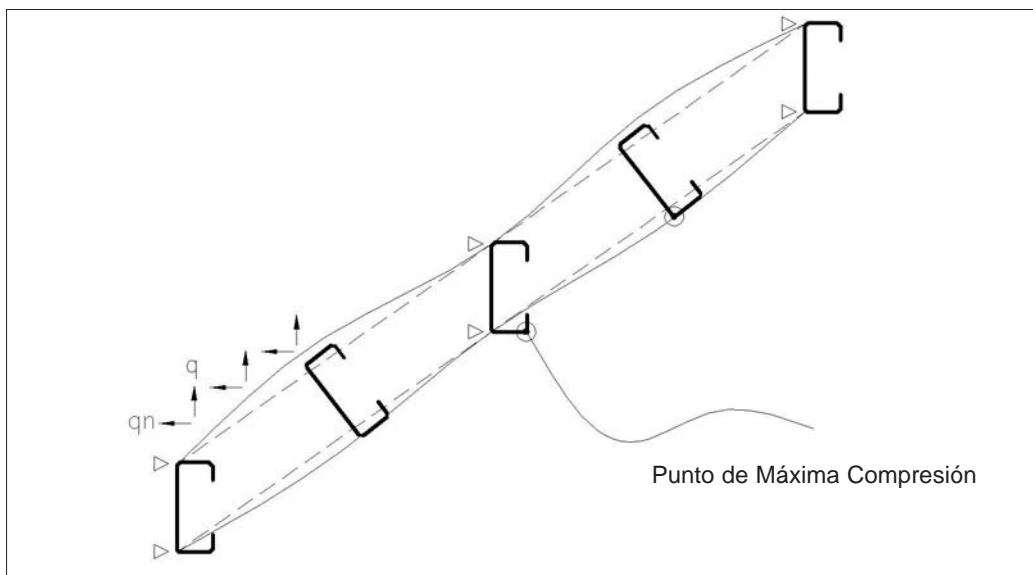


$$f_x = \frac{M_x}{S_x} \quad f_y \approx \frac{M_y}{S_y/2}$$

$$f_{tot} = f_x + f_y \approx \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_y}{S_y} = \frac{qL^2}{8S_x} + \frac{2qmL^2}{32HS_y} = \frac{qL^2}{8S_x} \left(1 + \frac{mS_x}{2HS_y} \right)$$

$$\text{Como } f_x = \frac{qL^2}{8S_x} \Rightarrow \frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{mS_x}{2HS_y}$$

2.2.-Succión en el ala:



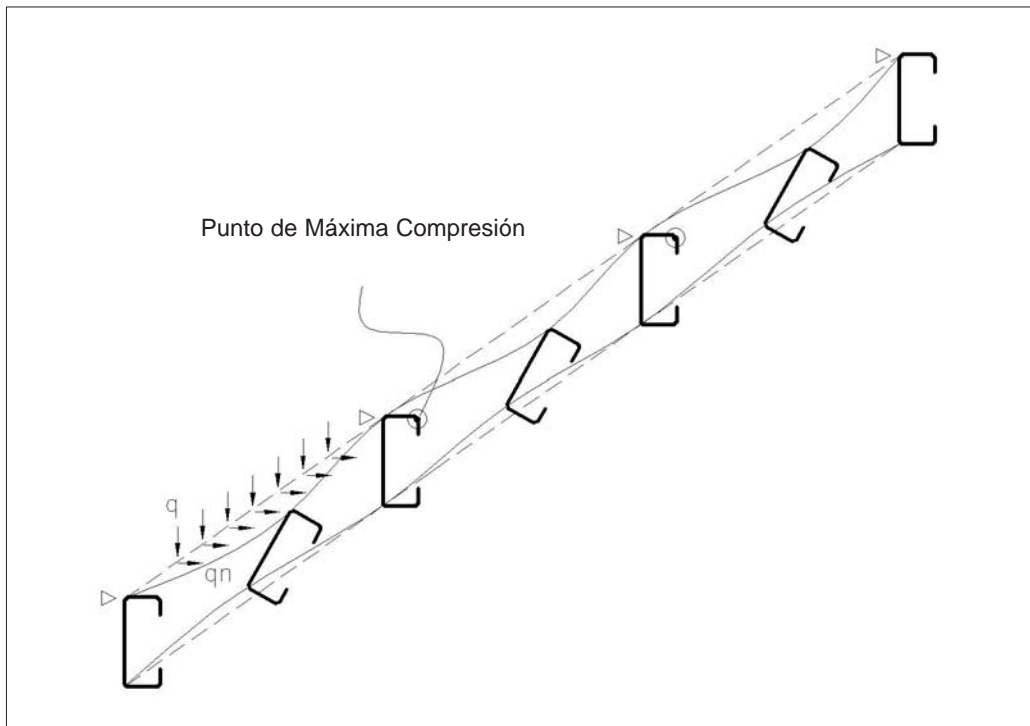
Reemplazando m por $m-t/2+B/2$ se tiene

$$\frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{(m-t/2+B/2)S_x}{2HS_y}$$

En ambos casos $S_y = \frac{I_y}{B-x_g}$

Caso 3: Flexión con riostras en los tercios de la luz

3.1.-Carga en el alma:

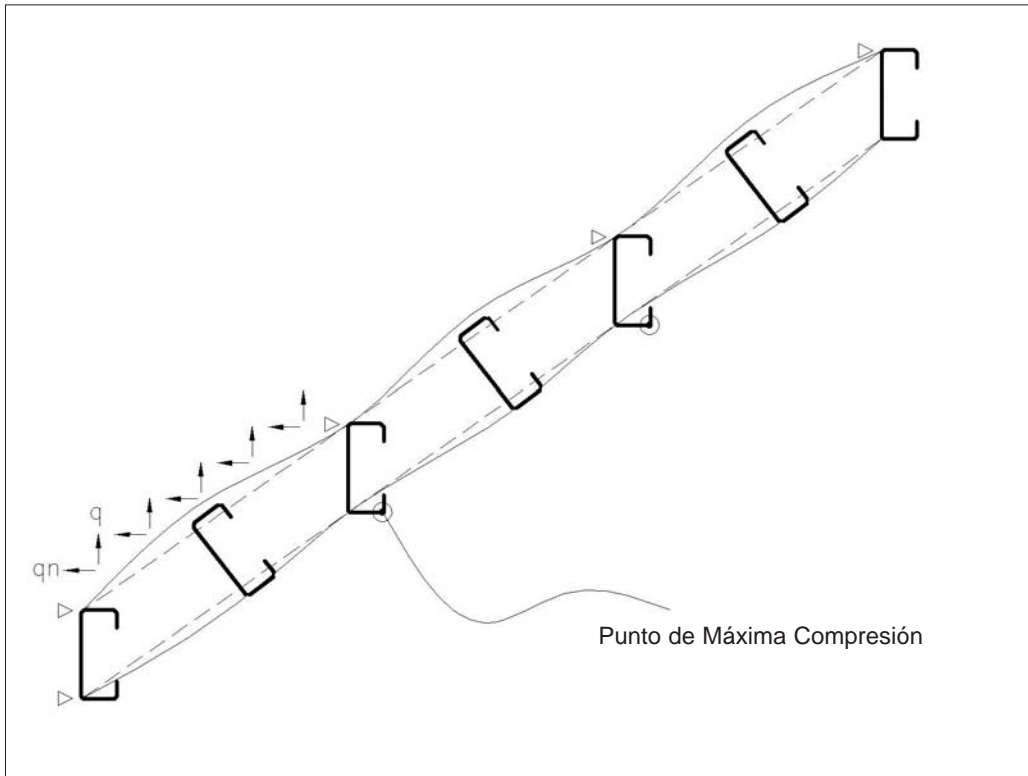


$$f_x = \frac{M_x}{S_x} \quad f_y \approx \frac{M_y}{S_y/2}$$

$$f_{tot} = f_x + f_y \approx \frac{M_x}{S_x} + \frac{2M_y}{S_y} = \frac{qL^2}{9S_x} + \frac{2\alpha \cdot q_h(L/3)^2}{S_y} = \frac{qL^2}{9S_x} \left(1 + \frac{2\alpha \cdot mS_x}{HS_y} \right)$$

Como $f_x = \frac{qL^2}{9S_x}$ y $\alpha=0.1 \Rightarrow \frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{0.2mS_x}{HS_y}$

3.2.-Succión en el ala:



$$\frac{f_{tot}}{f_x} \approx 1 + \frac{0.2(m - t/2 + B/2)S_x}{HS_y}$$

En ambos casos $S_y = \frac{I_y}{B - x_g}$

A partir de las expresiones anteriores se calcula factor de reducción (f_x/f_{tot}) en el modulo resistente para los perfiles C y U considerados en este manual:

X 4.4 Tablas de efectos de la torsión por excentricidad

Tabla X4.1: Efecto de la torsión en la resistencia a flexión

Tipo de riostra	Perfil	m [cm]	H [cm]	B [cm]	xg [cm]	Iy [cm ⁴]	Sxeff [cm ³]	Sy [cm ³]	Carga en el alma			Carga al centro del ala			
									(ftot/fx) _w	(fx/ftot) _w	q _n /q=m/H	(ftot/fx) _f	(fx/ftot) _f	q _n /q=(m-t/2+B/2)/H	
1	Flexión sin riostras laterales	M1	1.71	9.0	3.5	1.12	2.83	4.49	2.53	1.674	0.597	0.19	2.347	0.426	0.38
		M2	1.71	9.0	3.5	1.12	3.11	4.96	2.78	1.676	0.597	0.19	2.350	0.426	0.38
		M3	1.65	10.0	3.5	1.06	3.21	5.71	3.03	1.622	0.616	0.17	2.263	0.442	0.34
		M4	1.65	10.0	3.5	1.06	3.77	6.76	3.55	1.626	0.615	0.16	2.269	0.441	0.33
		V1	1.77	15.0	4.0	1.08	6.47	13.08	6.01	1.513	0.661	0.12	2.076	0.482	0.25
		V2	1.75	15.0	4.0	1.08	8.28	17.08	7.69	1.520	0.658	0.12	2.088	0.479	0.24
		V3	2.02	20.0	5.0	1.21	15.40	28.86	12.70	1.460	0.685	0.10	2.009	0.498	0.22
		V4	1.98	25.0	5.0	1.16	27.05	62.20	23.22	1.425	0.702	0.08	1.933	0.517	0.17
		V5	2.41	30.0	6.0	1.42	57.28	108.12	40.41	1.430	0.699	0.08	1.938	0.516	0.18
		S1	0.98	9.4	3.0	0.62	1.09	2.80	1.75	1.333	0.750	0.10	1.827	0.547	0.26
		S2	0.98	9.4	3.0	0.63	1.21	3.20	1.93	1.347	0.742	0.10	1.860	0.538	0.26
		S3	0.95	10.4	3.0	0.59	1.24	3.73	2.10	1.324	0.755	0.09	1.820	0.549	0.23
		S4	0.94	10.4	3.0	0.60	1.47	4.70	2.45	1.348	0.742	0.09	1.879	0.532	0.23
		U1	1.21	15.4	4.0	0.73	3.64	9.10	4.95	1.289	0.776	0.08	1.753	0.570	0.20
		U2	1.21	15.4	4.0	0.75	4.77	13.05	6.34	1.323	0.756	0.08	1.836	0.545	0.20
		U3	1.48	20.4	5.0	0.89	9.56	19.13	10.74	1.258	0.795	0.07	1.681	0.595	0.19
		U4	1.33	25.6	5.0	0.81	15.24	51.86	18.84	1.286	0.778	0.05	1.796	0.557	0.14
		U5	1.60	30.6	6.0	0.97	31.58	89.07	32.46	1.287	0.777	0.05	1.798	0.556	0.15
2	Flexión con riostras al centro de la luz	M1	1.71	9.0	3.5	1.12	2.83	4.49	1.19	1.359	0.736	0.19	1.717	0.582	0.38
		M2	1.71	9.0	3.5	1.12	3.11	4.96	1.30	1.360	0.735	0.19	1.719	0.582	0.38
		M3	1.65	10.0	3.5	1.06	3.21	5.71	1.32	1.358	0.736	0.17	1.726	0.579	0.34
		M4	1.65	10.0	3.5	1.06	3.77	6.76	1.54	1.360	0.735	0.16	1.730	0.578	0.33
		V1	1.77	15.0	4.0	1.08	6.47	13.08	2.21	1.348	0.742	0.12	1.731	0.578	0.25
		V2	1.75	15.0	4.0	1.08	8.28	17.08	2.83	1.353	0.739	0.12	1.739	0.575	0.24
		V3	2.02	20.0	5.0	1.21	15.40	28.86	4.07	1.359	0.736	0.10	1.788	0.559	0.22
		V4	1.98	25.0	5.0	1.16	27.05	62.20	7.05	1.349	0.741	0.08	1.768	0.566	0.17
		V5	2.41	30.0	6.0	1.42	57.28	108.12	12.50	1.347	0.742	0.08	1.758	0.569	0.18
		S1	0.98	9.4	3.0	0.62	1.09	2.80	0.46	1.318	0.759	0.10	1.788	0.559	0.26
		S2	0.98	9.4	3.0	0.63	1.21	3.20	0.51	1.328	0.753	0.10	1.813	0.552	0.26
		S3	0.95	10.4	3.0	0.59	1.24	3.73	0.51	1.329	0.752	0.09	1.835	0.545	0.23
		S4	0.94	10.4	3.0	0.60	1.47	4.70	0.61	1.348	0.742	0.09	1.879	0.532	0.23
		U1	1.21	15.4	4.0	0.73	3.64	9.10	1.11	1.321	0.757	0.08	1.836	0.545	0.20
		U2	1.21	15.4	4.0	0.75	4.77	13.05	1.47	1.349	0.742	0.08	1.902	0.526	0.20
		U3	1.48	20.4	5.0	0.89	9.56	19.13	2.33	1.298	0.771	0.07	1.785	0.560	0.19
		U4	1.33	25.6	5.0	0.81	15.24	51.86	3.64	1.370	0.730	0.05	2.032	0.492	0.14
		U5	1.60	30.6	6.0	0.97	31.58	89.07	6.28	1.370	0.730	0.05	2.030	0.493	0.15
3	Flexión con riostras en los tercios de la luz	M1	1.71	9.0	3.5	1.12	2.83	4.49	1.19	1.144	0.874	0.19	1.287	0.777	0.38
		M2	1.71	9.0	3.5	1.12	3.11	4.96	1.30	1.144	0.874	0.19	1.288	0.777	0.38
		M3	1.65	10.0	3.5	1.06	3.21	5.71	1.32	1.143	0.875	0.17	1.290	0.775	0.34
		M4	1.65	10.0	3.5	1.06	3.77	6.76	1.54	1.144	0.874	0.16	1.292	0.774	0.33
		V1	1.77	15.0	4.0	1.08	6.47	13.08	2.21	1.139	0.878	0.12	1.292	0.774	0.25
		V2	1.75	15.0	4.0	1.08	8.28	17.08	2.83	1.141	0.876	0.12	1.295	0.772	0.24
		V3	2.02	20.0	5.0	1.21	15.40	28.86	4.07	1.144	0.874	0.10	1.315	0.760	0.22
		V4	1.98	25.0	5.0	1.16	27.05	62.20	7.05	1.140	0.877	0.08	1.307	0.765	0.17
		V5	2.41	30.0	6.0	1.42	57.28	108.12	12.50	1.139	0.878	0.08	1.303	0.767	0.18
		S1	0.98	9.4	3.0	0.62	1.09	2.80	0.46	1.127	0.887	0.10	1.315	0.760	0.26
		S2	0.98	9.4	3.0	0.63	1.21	3.20	0.51	1.131	0.884	0.10	1.325	0.755	0.26
		S3	0.95	10.4	3.0	0.59	1.24	3.73	0.51	1.132	0.884	0.09	1.334	0.750	0.23
		S4	0.94	10.4	3.0	0.60	1.47	4.70	0.61	1.139	0.878	0.09	1.352	0.740	0.23
		U1	1.21	15.4	4.0	0.73	3.64	9.10	1.11	1.129	0.886	0.08	1.334	0.749	0.20
		U2	1.21	15.4	4.0	0.75	4.77	13.05	1.47	1.139	0.878	0.08	1.361	0.735	0.20
		U3	1.48	20.4	5.0	0.89	9.56	19.13	2.33	1.119	0.894	0.07	1.314	0.761	0.19
		U4	1.33	25.6	5.0	0.81	15.24	51.86	3.64	1.148	0.871	0.05	1.413	0.708	0.14
		U5	1.60	30.6	6.0	0.97	31.58	89.07	6.28	1.148	0.871	0.05	1.412	0.708	0.15

Nota: los resultados anteriores son aproximados, ya que la torsión se supone resistida solo por el alabeo del perfil para lo cual se estima que el módulo de flexión lateral de las alas es igual a la mitad del módulo lateral del perfil S_y , y que la carga lateral sobre las alas es igual a:

Caso de carga en el plano del alma $q \cdot m/H$

Donde:

m es la distancia del centro de corte al eje del alma

q es la carga distribuida normal al eje x

H es la altura del perfil

Caso de carga al centro del ala

$$q \cdot (m - t/2 + B/2) / H$$

B es el ancho del ala

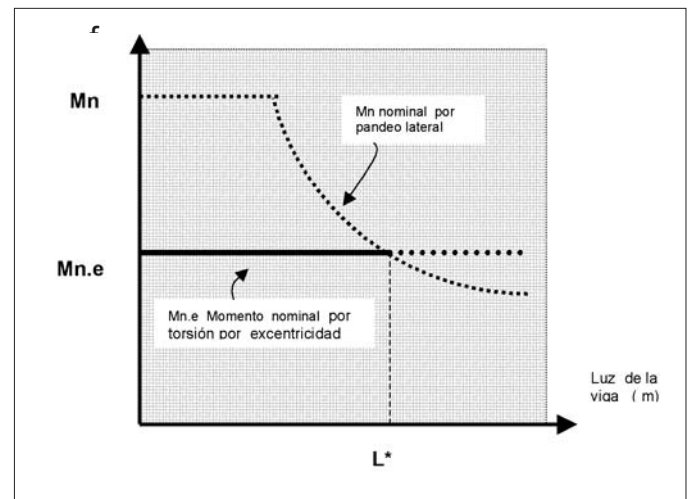
De todas maneras permite a los ingenieros estructurales apreciar la influencia de la torsión y de la importancia del punto de aplicación de la carga. Para el caso frecuente de correas en techos con pendiente esta acción debe combinarse con la componente de las cargas gravitacionales, paralela al techo, siendo esta combinación de cargas crítica. Como son efectos de primer orden prevalecen sobre el problema del pandeo lateral, que es un efecto de segundo orden.

Las tablas anteriores muestran como en algunos de los casos las resistencias a flexión se reducen a solo un 40 a 60 % de su resistencia nominal básica, como ocurre en el caso de succión, valor que es del mismo orden que el valor R de la cláusula 3.1.3 de la Especificación AISI 2001 (3)

X4-5 IMPORTANCIA DE LA TORSIÓN

En la norma AISI 2001 (3) el problema de la torsión es tratado en una forma práctica por medio de exigencias de la instalación de rios-

tras adecuadas que se trata especialmente en la cláusula D3.2.2 de la norma, donde la fuerza de verificación de las riostras es la misma fuerza $q_y = m \cdot P/H$ que se ha empleado en este estudio. Sin embargo es conveniente analizar esto en más detalle porque existe la creencia general que la verificación de la estabilidad lateral en flexión incluye el efecto de la torsión por excentricidad que aquí se analiza. El siguiente gráfico conceptual muestra el efecto de la torsión (Momento nominal $M_{n.e}$) comparado con la curva de momentos M_n por pandeo lateral en la flexión



En las tablas E4.1 se dan los valores de reducción de la resistencia con la relación f_x / f_{tot} que oscila entre valores de 40% y 60 % para el caso de fuerza aplicada al centro del ala y que es válido para cualquier luz. Con esto se demuestra que **hasta la luz L^* de la viga prevalece el efecto de torsión**. Queda la duda si ante el efecto de primer orden de la torsión, el de segundo orden del pandeo lateral tiene importancia, tema que amerita investigaciones.

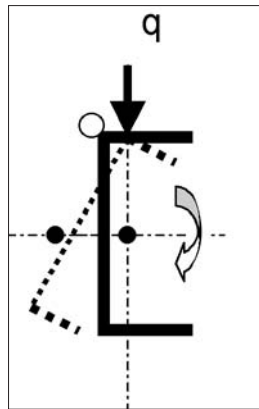
Una confirmación de lo presentado en este anexo es posible obtenerlo en publicaciones alemanas, (32,36): en el Manual Stahl im Hochbau (36) para el caso de un perfil UPN 300 se informa de un aumento del 91% de tensiones de compresión en el ala por efecto de la torsión

En el vértice del ala y el alma el aumento de compresión es de 91%

Reducción de resistencia =

$$\Delta = 1,0 / 1,91 = 0,524$$

Valor del mismo orden q ue el obtenido en este estudio



Página en blanco.

Referencias 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 Design
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 Boubé's Paper Nº 25712 titled" Uplift Capacity of Z Purlins" published in Structural Journal's issue of July 1992
25. 1994- "Recent Developments in Cold Formed Steel" 11ª 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 Absorption 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". 6th 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

CANADA

- 45. NBC** (NATIONAL BUILDING CODE)

EEUU

- 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