

Revisó **tuas**

Aprobó

MINISTERIO DE VIVIENDA, CIUDAD Y TERRITORIO

DECRETO NÚMERO 1711 DE 2021
13 DIC 2021*Por el cual se modifica parcialmente la Norma Sismo Resistente NSR-10***EL PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA DE COLOMBIA**

En ejercicio de las facultades constitucionales y legales, en especial las que le confiere el numeral 11 del artículo 189 de la Constitución Política, la Ley 400 de 1997, y

CONSIDERANDO

Que el artículo 45 de la Ley 400 de 1997, dispone que el Gobierno nacional deberá expedir los decretos reglamentarios que establezcan los requisitos de carácter técnico y científico que resulten pertinentes para cumplir con el objeto de la mencionada ley.

Que de acuerdo con el numeral 6° del artículo 41 de la Ley 400 de 1997, la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes tiene la función de coordinar las investigaciones sobre las causas de fallas de estructuras y emitir conceptos sobre la aplicación de las normas de construcciones sismo resistentes.

Que el numeral 7° del artículo 41 de la Ley 400 de 1997, señala que la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes sirve de órgano consultivo del Gobierno nacional en los aspectos técnicos que demande el desarrollo de las normas sobre construcciones sismo resistentes.

Que con ocasión del paso del huracán IOTA sobre el Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina, el Consejo Nacional para la Gestión del Riesgo, teniendo en cuenta los términos del artículo 59 de la Ley 1523 de 2012, y de acuerdo con la información suministrada por la Unidad Nacional para la Gestión del Riesgo de Desastres, recomendó al Presidente de la República declarar la situación de desastre en el Departamento del Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina y sus cayos.

Que el Presidente de la República haciendo uso de sus facultades constitucionales y legales, declaró la existencia de una situación de desastre en el Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina y sus cayos, a través de la expedición del Decreto 1472 del 18 de noviembre de 2020, por el término de doce (12) meses, que fue prorrogado por doce (12) meses más mediante el Decreto 1482 del 17 de noviembre de 2021.

Que con el objeto de garantizar la construcción de edificaciones resistentes a vientos, huracanes y sismos en el Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina, se hace necesario efectuar una serie de ajustes en la Norma Sismo Resistente NSR 10.

Que para la propuesta de actualización de las velocidades de viento en el Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina, la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes tuvo en cuenta los estudios consultados por el Subcomité del Título B del Comité AIS 100, los cuales incorporan el efecto del cambio climático sobre las islas y la costa caribe del país.

Continuación Decreto "Por el cual se modifica parcialmente la Norma Sismo Resistente NSR-10"

Que las tablas resumen con los valores de velocidades de viento de los estudios consultados por la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes para el archipiélago fueron las siguientes:

VELOCIDADES SAN ANDRÉS (km/h)				
ESTUDIO	300 AÑOS	700 AÑOS	1700 AÑOS	3000 AÑOS
VICKERY (2019)	177	204	233	250
YAMIN (2019)	-	239	275	300
INGENIAR (2018)	-	225	255	275
INGENIAR (2021)	189	198	205	209

VELOCIDADES PROVIDENCIA/SANTA CATALINA (km/h)				
ESTUDIO	300 AÑOS	700 AÑOS	1700 AÑOS	3000 AÑOS
VICKERY (2019)	193	223	249	265
YAMIN (2019)	-	258	298	325
INGENIAR (2018)	-	326	395	446
INGENIAR (2021)	218/214	244/237	273/263	295/283

Que revisados los estudios y analizada la información por parte de la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes, se verificó el impacto técnico que produciría el cambio de velocidades, evaluando la variación en las presiones de diseño.

Que a su vez, el Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio consideró el posible impacto económico y social para la reconstrucción de las edificaciones del Departamento Archipiélago de San Andrés, Providencia y Santa Catalina, por lo cual, la propuesta de nuevas velocidades de viento para San Andrés es de 200 km/h y para Providencia y Santa Catalina es de 220 km/h.

Que en consideración al marco jurídico para la implementación de viviendas de interés social rural que está desarrollando el Gobierno nacional para atender la política de vivienda rural, que incluye los espacios territoriales de capacitación y reincorporación (ETCR), resulta de vital importancia la inclusión en la Norma Sismo Resistente NSR-10 de una nueva tipología de sistema constructivo en estructuras metálicas.

Que adicionalmente, la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes recomendó hacer una serie de ajustes en la Norma Sismo Resistente NSR-10 para facilitar la interpretación y aplicación de la misma, por parte de los profesionales que desarrollan las labores previstas en la Ley 400 de 1997.

Que la Comisión Asesora Permanente para el Régimen de Construcciones Sismo Resistentes creada por medio de la Ley 400 de 1997, recomendó al Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio, según lo muestran las actas 171 del 4 marzo de 2021 y CSR-2021-04 del 3 de agosto de 2021, efectuar la modificación parcial de la Norma Sismo Resistente NSR-10, la cual consta en el anexo técnico del presente decreto.

Que en mérito de lo expuesto,

DECRETA:

ARTÍCULO 1. Modificación. Modifíquese parcialmente la Norma Sismo Resistente NSR-10, adoptada mediante el Decreto 926 de 19 de marzo de 2010, modificado por los Decretos 2525 del 13 de julio de 2010, 092 del 17 de enero de 2011, 340 del 13 de febrero de 2012, 945 del 5 de junio de 2017 y 2113 del 25 de noviembre de 2019, según documento anexo que hace parte del presente decreto.

Continuación Decreto "Por el cual se modifica parcialmente la Norma Sismo Resistente NSR-10"

ARTÍCULO 2. Vigencia y derogatorias. El presente decreto rige a partir de la fecha de su publicación.

PUBLÍQUESE Y CÚMPLASE
Dado en Bogotá, D.C., a los

13 DIC 2021



El Ministro de Vivienda, Ciudad y Territorio



JONATHAN TYBALT MALAGÓN GONZÁLEZ

ANEXO TÉCNICO

Se modifica la información de amenaza sísmica del Apéndice A-4 correspondiente al municipio de Supía, Departamento de Caldas, la cual quedará así:

Departamento de Caldas

Municipio	Código Municipio	A _a	A _v	Zona de Amenaza Sísmica	A _e	A _d
Supía	17777	0.25	0.30	Alta	0.20	0.10

Se modifica la sección A-5.2.1.1 del Apéndice A-5 en donde señala “para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1” por el siguiente texto: “para lo cual deben consultar el título VI de la Ley 400 de 1997 sobre calidades y requisitos de los profesionales. “

Se modifica la sección A-5.2.1.2 del Apéndice A-5 en donde señala “para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1” por el siguiente texto: “para lo cual deben consultar el título VI de la Ley 400 de 1997 sobre calidades y requisitos de los profesionales. “

Se modifica la sección A-5.2.1.3 del Apéndice A-5 en donde señala “para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1” por el siguiente texto: “para lo cual deben consultar el título VI de la Ley 400 de 1997 sobre calidades y requisitos de los profesionales. “

Se modifica la sección A-5.2.1.4 del Apéndice A-5 en donde señala “para lo cual podrán consultar la Tabla A-5.2-1” por el siguiente texto: “para lo cual deben consultar el título VI de la Ley 400 de 1997 sobre calidades y requisitos de los profesionales. “

Se suprime la Tabla A-5.2-1 del Apéndice A-5 del Reglamento NSR-10.

Se modifica la Figura B.6.4-1 Velocidad del viento básico, Zonas de amenaza eólica, la cual quedará así:

REPÚBLICA DE COLOMBIA

MINISTERIO DE VIVIENDA CIUDAD Y TERRITORIO

COMISIÓN ASESORA PERMANENTE PARA EL RÉGIMEN DE CONSTRUCCIONES SISMO RESISTENTES

Viceministerio de Vivienda

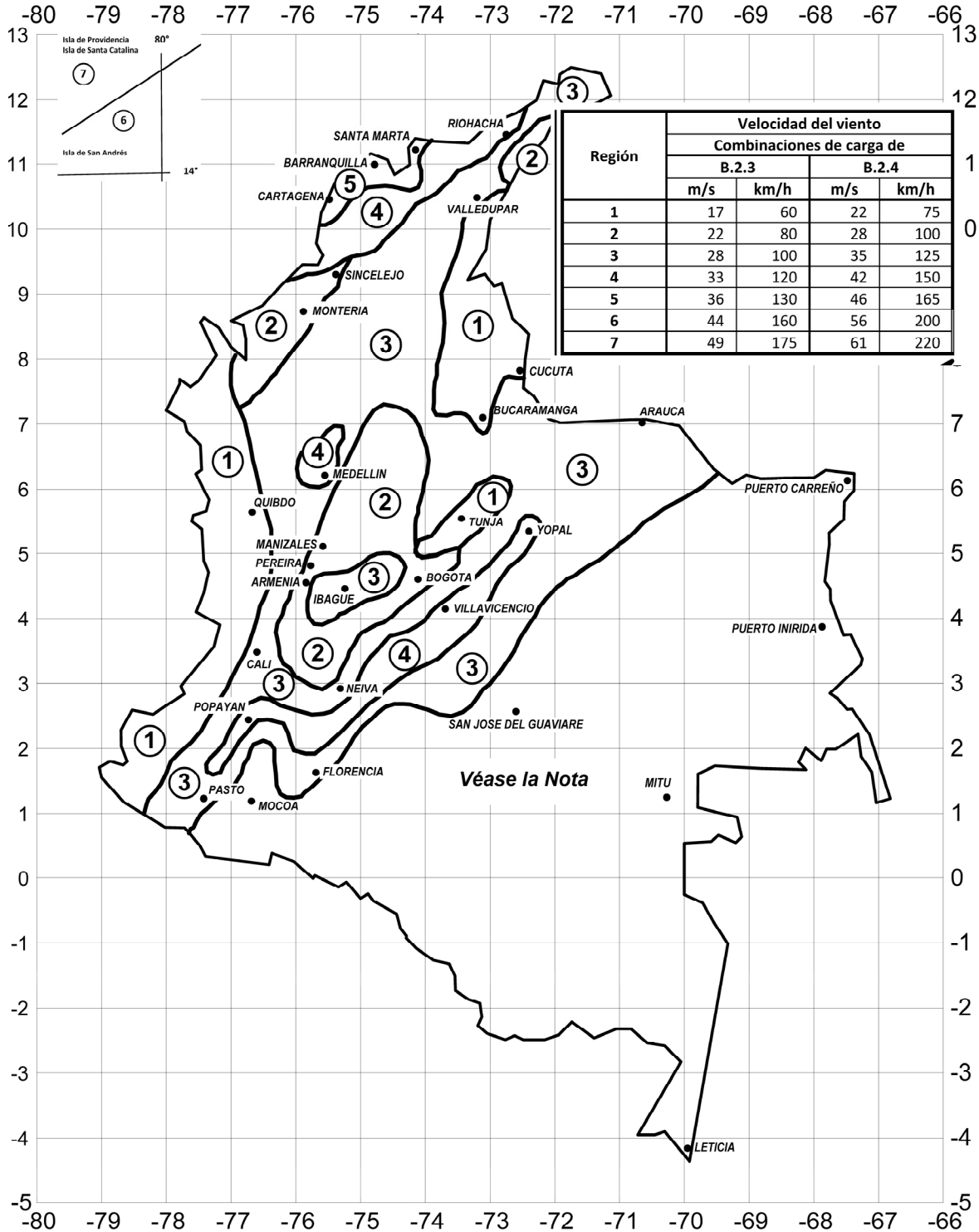
(Creada por medio de la Ley 400 de 1997)

Dirección de Espacio Urbano y Territorial

Zonas de amenaza eólica

Figura B.6.4-1

Velocidad del viento básico



Véase la Nota

Nota: Estas zonas no han sido estudiadas y se recomienda ser conservador al evaluar las fuerzas eólicas que puedan presentarse en ellas. Mientras no se disponga de datos confiables se calcularán con base en una velocidad de 28 m/s (100 km/h) para las combinaciones de B.2.3 y de 35 m/s (125 km/h) para las combinaciones de B.2.4.

APENDICE F.4–A – Sistemas estructurales de resistencia sísmica con perfiles de lámina formada en frío para edificaciones de uno o dos pisos

F.4-A Nomenclatura

Símbolo	Definición
A_c	= área bruta de la sección transversal del cordón, mm ²
A_g	= área bruta de la cinta plana, mm ²
A_n	= área neta de la cinta plana, mm ²
a	= espaciamiento del perno, también se usan b y c, según la sección, mm
a	= relación de aspecto del panel sísmico
b	= longitud del panel sísmico de corte, mm
b	= espaciamiento del perno, también se usan a y c, según la sección, mm
C	= fuerza del cordón de borde (tracción/compresión) (kN)
C_a	= factor de ajuste de resistencia al corte
$C_B, C_{B,0}$	= coeficientes para determinar la resistencia portante y deformación
C_{DB}	= factor de ajuste de deformación portante
C_{DS}, C_S	= coeficientes para determinar la resistencia al deslizamiento y deformación
c	= espaciamiento del perno, también se usan a y b, según la sección, mm
d	= diámetro del perno, mm
E	= módulo de la elasticidad del acero, 200 000 MPa
E_{mh}	= efecto de las fuerzas sísmicas horizontales incluyendo sobrerresistencia
F_y	= esfuerzo de fluencia mínimo especificado
F_y	= esfuerzo de fluencia del revestimiento de lámina de acero
F_y	= esfuerzo de fluencia de la cinta plana
F_{ya}	= esfuerzo de fluencia debido al formado en frío
F_u	= resistencia mínima específica a la tracción
F_u	= resistencia a la tracción de componentes conectados
F_{uf}	= resistencia mínima a la tracción de materiales del entramado
F_{ush}	= resistencia a la tracción del revestimiento de lámina de acero
G	= módulo de corte del material de revestimiento, MPa
h	= altura del muro de corte, m
h	= altura del segmento de panel sísmico
h	= altura desde la base de la columna al eje central de la viga
h_p	= altura de montante de panel sísmico
K	= rigidez lateral elástica de la línea de pórticos
k	= coeficiente de deslizamiento
L	= longitud de resistencia del diafragma, m
$\sum L_i$	= suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II, m
M_e	= momento esperado en un grupo de pernos
M_{no}	= resistencia nominal a flexión determinada de acuerdo con el literal F.4.1 de NSR-10
M_{bp}	= momento requerido de una placa portante pernada
M_y	= resistencia nominal a flexión
N	= número de canales en una viga
N	= número de columnas en una línea de pórticos
P_n	= resistencia nominal al corte (Resistencia) de conexiones atornilladas dentro del ancho efectivo del fleje, W_e , sobre el revestimiento de la lámina de acero
R	= coeficiente de disipación de energía
R_{BS}	= resistencia relativa al aplastamiento

R_{cf}	=	factor que considera el incremento de la resistencia debido al trabajo de formado en frío
R_n	=	resistencia nominal
R_0	=	menor valor de dtR_tF_u de los componentes conectados
R_d, R_o	=	factores de modificación de la fuerza sísmica
R_{re}	=	factor que considera la capacidad inelástica de reserva
R_t	=	relación entre la resistencia a la tracción esperada y la resistencia mínima a la tracción especificada
R_y	=	relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y esfuerzo de fluencia mínimo especificado
S_e	=	módulo de sección efectiva en el esfuerzo de fluencia, F_y
S_f	=	módulo de sección completa sin reducir en el esfuerzo de fluencia, F_y
s	=	espaciamiento máximo de los sujetadores en los bordes del panel, sección F.4.A.5.1.4.1.4, mm
s	=	espaciamiento de los tornillos en los bordes del panel, sección F.4.A.5.2.3.1.1.1
T	=	tensión del perno con apriete ajustado
T_f	=	mínimo espesor de diseño de los miembros de los entramados
T_n	=	resistencia nominal en la fluencia del panel sísmico arriostrado con cintas
t	=	espesor de diseño del revestimiento de lámina de acero, sección F.4.A.5.4.3.3
t	=	espesor del componente conectado, sección F.4.A.5.2.3.1.1.1
t_p	=	espesor de placa portante
$t_{\text{revestimiento}}$	=	espesor nominal del panel de revestimiento, mm
t_{paral}	=	espesor especificado del paral, mm
t_w	=	espesor del alma de la viga
V	=	fuerza cortante, secciones F.4.A.5.1.4.2.2.1, F.4.A.5.1.4.2.2.2 y F.4.A.5.2.4.2.2.1
V	=	carga lateral total aplicada al panel sísmico, secciones F.4.A.5.1.4.1.4 y F.4.A.5.2.4.2.4
V_B	=	componente en aplastamiento de la conexión del cortante de la columna que corresponde al desplazamiento, Δ
$V_{B,\text{max}}$	=	cortante de columna que produce la resistencia portante de un grupo de pernos
V_{bp}	=	resistencia al corte requerido de la placa portante pernada
V_e	=	resistencia esperada de la conexión pernada
V_n	=	resistencia nominal al corte
V_s	=	cortante de columna correspondiente a la resistencia al deslizamiento del grupo de pernos
v	=	fuerza cortante por unidad de longitud, secciones F.4.A.5.1.4.2.2 y F.4.A.5.2.4.2.2.1
v	=	demanda de cortante, N/mm, secciones F.4.A.5.1.4.1.4 y F.4.A.5.2.4.1.4
V_n	=	resistencia nominal al corte por unidad de longitud
W	=	longitud del panel sísmico, m
w	=	longitud del segmento del panel sísmico
w_e	=	ancho efectivo
w_p	=	longitud de montante de un panel sísmico
Δ	=	deriva de piso de diseño
Δ_B	=	componente de la deriva de piso de diseño que causa deformación por aplastamiento en un grupo de pernos
$\Delta_{B,\text{max}}$	=	componente de la deriva de piso de diseño que corresponde a la deformación del grupo de pernos para la máxima resistencia al aplastamiento
Δ_s	=	componente de la deriva de piso de diseño que corresponde a la deformación por deslizamiento de pernos
$\alpha, \alpha_1, \alpha_2$	=	variables usadas en el método del ancho efectivo de cinta
$\beta_1, \beta_2, \beta_3$	=	variables usadas en el método del ancho efectivo de cinta
δ	=	deflexión calculada, mm
δ_v	=	deformación vertical del anclaje/ detalles de fijación, mm
ρ	=	variable usada en el método del ancho efectivo de cinta
λ	=	esbeltez del elemento en compresión
ϕ	=	factor de resistencia

- ϕ_v = factor de resistencia para corte
 ρ = coeficiente
 $\omega_1, \omega_2, \omega_3, \omega_4$ variables para la deflexión de diseño de los paneles sísmicos
 Ω_E = factor de resistencia esperada
 Ω_O = factor de sobrerresistencia

F.4.A.1 — REQUISITOS GENERALES

F.4.A1.1 — Alcance y Aplicabilidad

F.4.A.1.1.1 — Alcance — Los requisitos del presente apéndice aplican para el diseño y la construcción de miembros estructurales de acero formado en frío y sus conexiones en sistemas de resistencia sísmica y diafragmas en edificaciones de uno o dos pisos.

F.4.A.1.1.2 — Aplicabilidad

F.4.A.1.1.2.1 — Los requisitos del presente apéndice se deben aplicar en conjunto con los requisitos dados en el Capítulo F.4 de NSR-10.

F.4.A.1.1.2.2 — En zonas de amenaza sísmica baja y donde el coeficiente de disipación de energía, R , que se utiliza para determinar las fuerzas de diseño sísmico se toma igual a 1.5, las conexiones y los miembros estructurales de acero formado en frío en sistemas de resistencia lateral sólo necesitan diseñarse de acuerdo con el capítulo F.4 de NSR-10, según corresponda, sin que sea necesario cumplir ningún requisito sísmico especial.

F.4.A.1.2 — Definiciones

F.4.A.1.2.1 — Términos — Cuando aparezcan los siguientes términos en el presente apéndice, tendrán el significado aquí indicado. Los términos no definidos en esta sección tendrán el significado dado en el Título F de NSR-10.

Acero formado en frío — Véase Lámina de Acero Formado en Frío.

Aleta — Para una forma en C, forma de U o canal, la parte del miembro estructural o miembro no estructural que es perpendicular al alma. Para un perfil tipo omega, la parte del miembro estructural o miembro no estructural que conecta las almas.

Alma — La parte de un miembro estructural o miembro no estructural que conecta las aletas.

Aprobado — Aceptable para la autoridad competente para aprobar la licencia de construcción.

Canal — Un miembro estructural o miembro no estructural que consiste solamente en un alma y dos (2) aletas. Las medidas del ancho del alma de la canal se toman al interior de las aletas.

Cinta — Lámina de acero plano o bobinado utilizado típicamente como arriostramiento o rigidizador que transfiere cargas por tracción o cortante.

Cintas de arriostramiento — Cintas de acero, instaladas diagonalmente, para formar una cercha vertical que forma parte del sistema de resistencia lateral.

Colector — También conocido como un puntal de arrastre, un miembro paralelo a la carga aplicada que sirve para transferir fuerzas entre diafragmas y miembros del sistema de resistencia lateral o que distribuye fuerzas dentro del diafragma o sistema de resistencia sísmica.

Componente — Véase Componente Estructural.

Componente estructural — Miembro, conector, elemento de conexión o ensamblaje.

Conector — Un dispositivo utilizado para transmitir fuerzas entre miembros estructurales de acero formado en frío, o entre un miembro estructural de acero formado en frío y otro elemento estructural.

Conector de anclaje de tracción (amarre) — Un dispositivo utilizado para resistir las fuerzas de volcamiento en un panel sísmico, panel arriostrado con cintas, o fuerzas de levantamiento en un miembro estructural de acero formado en frío, y para transferir dichas fuerzas a elementos de borde de muros inferiores o a la cimentación. Para los efectos del presente apéndice, es un componente del sistema de resistencia sísmica.

Conectores o sujetadores de cuerpo — Tornillos, u otro sistema de fijación usados para conectar el interior de un panel estructural a elementos de soporte como vigas, viguetas, correas, paraleles, etc.

Conectores o sujetadores de borde — Tornillos, u otro sistema de fijación usados para conectar el perímetro de un panel estructural de madera o de acero, a elementos de borde en el perímetro exterior de muro o diafragma, o a riostras u otros elementos de soporte en el borde interior del panel.

Conexión — Combinación de elementos estructurales y uniones que se utiliza para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

Elementos de borde — Miembros o componentes a lo largo de los bordes de paneles sísmicos y del diafragma para transferir o resistir fuerzas. Los elementos de borde incluyen cordones y colectores (puntales de arrastre) en diafragmas, paneles sísmicos arriostrados con cintas y perímetros de paneles sísmicos, perímetros de aberturas, discontinuidades y esquinas reentrantes en diafragmas.

Espesor del acero base — El espesor del acero excluido de todos los recubrimientos.

Espesor especificado — El mínimo espesor de acero base expresado en milímetros y redondeado a un número con dos cifras decimales.

Lámina de acero formado en frío — Lámina de acero o banda de acero fabricada por (1) tiras cortadas con cizalla de láminas o cortes longitudinales de bobinas o placas, o por (2) rollado en continuo de láminas de bobinas de acero formado en frío o en caliente, ambas operaciones de formado llevadas a cabo a temperatura ambiente, esto es, sin ninguna adición de calor tal como se requeriría para el formado en caliente.

Madera contrachapada o multilaminada — Véase título G, sección G.1.2.1.

Mecanismo de disipación de energía elegido — Porción seleccionada del sistema de resistencia sísmica diseñada y detallada para disipar energía.

Miembro estructural — Un miembro que resiste cargas de diseño [cargas mayoradas] según lo requerido por NSR-10, excepto cuando se define como un miembro no estructural.

Miembro no estructural — Un miembro en un sistema de entramado de acero que no es una parte del sistema de resistencia de cargas gravitacionales, del sistema de resistencia lateral o de la envolvente del edificio.

Montante de panel sísmico — Una sección de un panel sísmico Tipo I (véase definición) adyacente a una abertura e igual en altura a la abertura, el cual se diseña para resistir fuerzas laterales en el plano del panel sísmico.

Panel sísmico arriostrado con cintas — Muro diseñado para resistir fuerzas laterales en el plano, que está arriostrado por cintas de arriostramiento y que está provisto con conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo del segmento del panel sísmico.

Panel sísmico (Muro de corte) — Un panel con el revestimiento estructural fijado a miembros estructurales de acero formado en frío y diseñado principalmente para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del panel.

Panel sísmico Tipo I — Muro-panel diseñado para resistir fuerzas laterales en su plano, que está completamente revestido y que está provisto con conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo del segmento de panel sísmico, que transmiten las fuerzas de levantamiento.

Panel sísmico Tipo II — Muro-panel diseñado para resistir fuerzas laterales en su plano, que está revestido con paneles estructurales de madera o revestimiento de lámina de acero que contiene aberturas, pero que no ha sido específicamente diseñado ni detallado para transferencia de fuerzas alrededor de las aberturas del panel sísmico. Los conectores de anclaje de tracción y anclajes para paneles sísmicos Tipo II sólo se requieren en los extremos del panel.

Panel de fibra — Un panel fibroso, homogéneo hecho de fibras lignocelulósicas (generalmente madera o guadua) y con una densidad de menos de 500 kg/m³, pero más de 160 kg/m³.

Panel estructural de madera — Un panel fabricado a partir de revestimientos, fibras o capas de madera o una combinación de láminas y fibras o capas de madera unidas con resinas sintéticas impermeables u otros sistemas de unión adecuados.

Paral — Un miembro vertical estructural o no estructural en un sistema de panel sísmico o ensamblaje.

Paral cordón — Paral que soporta carga axial, localizado en los extremos de los paneles sísmicos Tipo I o de los segmentos de paneles sísmicos Tipo II, o de los paneles sísmicos arriostrados con cintas.

Perfil en C — Una forma de acero formado en frío utilizada para miembros estructurales y miembros no estructurales que consiste de un alma, dos (2) aletas y dos (2) pestañas (atiesadores de borde).

Perno apretado-ajustado — Tornillo o perno en una unión en la cual el apriete es alcanzado bien sea por unos pocos impactos de una llave de impacto, o por el esfuerzo completo de un trabajador con una llave de tuercas ordinaria, que ponga en contacto firme las piezas conectadas.

Pestaña — Parte de un miembro estructural o miembro no estructural que se ubica en el borde libre de la aleta como elemento de rigidez.

Revestimiento de lámina de acero — Un panel de lámina de acero plano delgado.

Rigidizador — Miembro en forma de C, miembro o perfil de arriostramiento, cinta plana, o componentes de ensambles conectados a miembros estructurales, cinta plana o paneles de revestimiento para transferir fuerzas de corte o estabilizar miembros.

Rigidizador, panel — Rigidizador que transmite cortante entre los paneles de un panel sísmico o diafragma.

Rigidizador, paral — Rigidizador que proporciona apoyo torsional a los parales en un panel sísmico.

Segmento de panel sísmico Tipo II — Sección de panel sísmico (dentro de un panel sísmico Tipo II) con revestimiento completo en altura (es decir, sin aberturas) y que cumple con los límites de relación de aspecto especificados.

Sistema de resistencia lateral — Los elementos estructurales y conexiones requeridas para resistir desplazamientos y volcamiento debido a fuerzas de viento o fuerzas sísmicas, u otras fuerzas predominantemente horizontales, o su combinación, impuestas a la estructura de acuerdo con los Títulos A y B de NSR-10.

Sistema de resistencia sísmica (SFRS) — La parte del sistema estructural que se selecciona en el diseño para proporcionar disipación de energía y la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas prescritas en NSR-10.

Solera de base — Elemento sobre el cual se apoyan los parales de un panel.

Tableros aglomerados de fibras orientadas (OSB – Oriented Strand Board) — Véase título G, sección G.1.2.1.

Unión — Área donde dos o más extremos, superficies o aristas son unidas. Categorizado por el tipo de sujetador o de la soldadura usada y el método de transferencia de la fuerza.

F.4.A.1.3 — Materiales

F.4.A.1.3.1 — Especificaciones de materiales — Los miembros estructurales utilizados en sistemas de resistencia sísmica de acero formado en frío se fabricarán a partir de acero conforme a los requisitos de una de las siguientes especificaciones NTC, sujeto a las limitaciones adicionales especificadas en los literales F.4.A.5 y F.4.A.6:

NTC 1920, Especificación estándar para el acero estructural al carbón

NTC 1950, Especificación estándar para acero estructural de baja aleación - alta resistencia

NTC 3325, Especificación estándar para placas de acero al carbón de resistencia a la tracción baja e intermedia

NTC 4526 (grado B o C), Especificación estándar para tubería estructural redonda y de otras formas de acero al carbón formada en frío con y sin costura

NTC 4007, Especificación estándar para acero calidad estructural de alta resistencia de carbón-manganeso

NTC 1985 (grado 42 (290), 50 (345), o 55 (380)), Especificación para acero estructural de alta resistencia y baja aleación de Columbio -Vanadio

NTC 2012, Especificación estándar para acero estructural de baja aleación de alta resistencia con punto de fluencia mínimo de 50 ksi [345 MPa] a 4-in. [100 mm] de espesor

NTC 4009, Especificación estándar para el acero, la lámina y fleje, de alta resistencia, de baja aleación, laminado en caliente y laminado en frío, con resistencia a la corrosión atmosférica mejorada

NTC 4011 (SS grados 33 (230), 37 (255), 40 (275), y 50 (340) clase 1 y clase 3; HSLAS Tipos A Y B Grados 40 (275), 50 (340), 55 (380) Clase 1 Y 2, 60 (410)), Especificación estándar para lámina de acero, con recubrimiento de aleación de zinc (galvanizado) o con recubrimiento de aleación de zinc-hierro (galvanneal) por proceso de inmersión en caliente.

NTC 4015 (grados 33 (230), 37 (255), 40 (275), y 50 Clase 1 (340 Clase 1)), Especificación estándar para lámina de acero, con recubrimiento de aleación 55% Aluminio-Zinc por proceso de inmersión en caliente.

ASTM A875/A875M Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-5 % Aluminum Alloy-Coated by the Hot-Dip Process

ASTM A1003/A1003M Standard Specification for Steel Sheet, Carbon, Metallic- and Nonmetallic-Coated for Cold-Formed Framing Members.

NTC 5091 (SS Grados 25 (170), 30 (205), 33 (230) Tipos 1 y 2 y 40 (275) Tipos 1 y 2 HSLAS Clases 1 y 2 Grados 45 (310), 50 (340), 55 (380), 60 (410), y 65 (450)); Grados 50 (340), 60 (410) de HSLAS-F, Especificación estándar para acero, lámina, laminado en frío, al carbono, estructural, de alta resistencia y baja aleación, de alta resistencia y baja aleación con formabilidad mejorada, Solución endurecida y cocción endurecedora.

NTC 6 (SS Grados 30 (205), 33 (230), 36 (250) Tipos 1 y 2 40 (275), 45 (310), 50 (340), Y 55 (380); HSLAS Clases 1 y 2 Grados 45 (310), 50 (340), 55 (380), 60 (410), y 65 (450)); HSLAS-F Grados 50 (340), Y 60 (410)), Norma NTC para acero, en lámina y fleje, laminado en caliente, al carbono, estructural, de alta resistencia y baja aleación y de alta resistencia y baja aleación con formabilidad mejorada.

ASTM A1085/A1085M Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)

F.4.A.1.3.2 — Propiedades esperadas de los materiales

F.4.A.1.3.2.1 — Esfuerzo de fluencia esperado para materiales [esfuerzo de fluencia probable] — Cuando en el presente apéndice se mencione la resistencia esperada [resistencia probable] de una conexión o miembro estructural, esta se determinará utilizando el esfuerzo de fluencia esperado [esfuerzo de fluencia probable], $R_y F_y$, con R_y dado en la Tabla F.4.A.1.3.2-1, a menos que se modifique en el literal F.4.A.5 y en el literal F.4.A.6.

Se permite utilizar valores de R_y diferentes de los relacionados en la Tabla F.4.A.1.3.2-1, si los valores se determinan ensayando muestras representativas del espesor y origen del producto, y tales pruebas se llevan a cabo de acuerdo con los requisitos para el grado de acero especificado en F.4.A.1.3.1.

F.4.A.1.3.2.2 — Resistencia a la tracción esperada del material (resistencia a la tracción probable) — Cuando sea necesario en el presente apéndice, la resistencia esperada [resistencia probable] de una conexión o miembro estructural se determinará utilizando la resistencia a tracción esperada [resistencia a tracción probable], $R_t F_u$, con R_t dado en la Tabla F.4.A.1.3.2-1, a menos de que se modifique de otra manera en el literal F.4.A.5 y en el literal F.4.A.6.

Se permite utilizar valores de R_t diferentes a los enumerados en la Tabla F.4.A.1.3.2-1, si los valores son determinados ensayando muestras representativas del espesor y origen del producto, y tales pruebas se llevan a cabo de acuerdo con los requisitos para el grado de acero especificado en el literal F.4.A.1.3.1

Tabla F.4.A.1.3.2-1 — Valores R_y y R_t para varios Tipos de Producto

Acero	R_y	R_t
Placas y barras: ASTM A36/A36M, ASTM A283/A283M	1.3	1.2
ASTM A242/A242M, ASTM A529/A529M, ASTM A572/A572M, ASTM A588/A588M	1.1	1.2
Perfil Tubular Estructural (PTE): ASTM A500 Grade B	1.4	1.3
ASTM A500 Grade C	1.3	1.2
ASTM A1085	1.25	1.15
Láminas y flejes (ASTM A606, ASTM A653/A653M, ASTM A792/A792M, ASTM A875, ASTM A1003/A1003M, $F_y < 255$ MPa	1.5	1.2
$255 \text{ MPa} \leq F_y < 275$ MPa	1.4	1.1
$275 \text{ MPa} \leq F_y < 340$ MPa	1.3	1.1
$F_y \geq 340$ MPa	1.1	1.1

F.4.A.1.3.2.3 — Esfuerzo de fluencia esperado modificado del material [esfuerzo de fluencia probable modificado]

— Cuando sea requerido en el presente apéndice, la resistencia esperada [resistencia probable] de un miembro a flexión se determinará a partir del esfuerzo de fluencia esperado modificado [esfuerzo de fluencia probable modificado], $R_{re} R_{cf} R_y F_y$.

El factor a tener en cuenta en el aumento del esfuerzo de fluencia por encima del esfuerzo de fluencia nominal especificado, R_y , se determinará de acuerdo con el literal F.4.A.1.3.2.1.

El factor a tener en cuenta en el aumento en el esfuerzo de fluencia debido al trabajo de formado en frío, promediado sobre la sección transversal, R_{cf} , se tomará como F_{ya}/F_y , donde F_{ya} se determinará de acuerdo con el literal F.4.1.17.2 de NSR-10. R_{cf} no se tomará menor de 1.1

El factor que considera la capacidad de reserva inelástica para una sección efectiva completa en pandeo, se determinará de la siguiente manera:

Para $\lambda < 0.673$, $R_{re} = M_{no}/M_y$ **(F.4.A.1.3.2.3-1)**

Para $\lambda \geq 0.673$, $R_{re} = 1$

Donde

- λ = esbeltez de la aleta en compresión del miembro considerado, como se define de acuerdo con el literal F.4.2.2
- M_{no} = resistencia nominal determinada de acuerdo con el literal F.4.1.3.3.1.1 (b), si es aplicable, o M_y
- M_y = resistencia nominal a flexión
- = $S_f F_y$ **(F.4.A.1.3.2.3-2)**

Donde

- S_f = módulo de la sección sin reducir en el esfuerzo de fluencia, F_y
- F_y = mínimo esfuerzo de fluencia especificado.

F.4.A.1.3.3 — Insumos para soldadura — Todas las soldaduras usadas en miembros y conexiones en los sistemas de resistencia sísmica se deben hacer de acuerdo con los requisitos de AWS D1.1/D1.1M, AWS D1.3/D1.3M o CSA W59, según corresponda, a menos que se modifique de otra manera en el literal F.4.A.5 y literal F.4.A.6. Los electrodos deberán ser aprobados para uso en resistencia de fuerzas sísmicas.

F.4.A.1.4 — Especificaciones y planos de diseño estructural — Los planos y especificaciones de diseño estructural deben indicar el trabajo a realizar, e incluir los elementos requeridos por F.4.1 y F.4.2 de NSR-10, cualquier otro capítulo de NSR-10, y lo siguiente, según proceda:

1. Designación del sistema de resistencia sísmica,
2. Identificación de los miembros estructurales y conexiones que forman parte del sistema de resistencia sísmica, y
3. Detalles de conexiones entre diafragmas y los elementos del sistema de resistencia sísmica

F.4.A.1.5 — Documentos de referencia — Los siguientes documentos o partes de estos que son referenciados en este apéndice, se considerarán parte de los requisitos del presente apéndice. Cuando los documentos entren en conflicto con lo descrito en NSR-10, o en el presente apéndice, prevalecerá lo que establece NSR-10 y en segunda instancia, el presente apéndice.

- (1) NSR-10, Reglamento Colombiano de Construcción Sismoresistente.
- (2) American Institute of Steel Construction (AISC), One East Wacker Drive, Suite 700, Chicago, IL, 60601, USA:
ANSI/AISC 341-10, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings.
- (3) American Iron and Steel Institute (AISI), 25 Massachusetts Avenue NW Suite 800, Washington, DC 20001, USA:
AISI S100-12, North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members and AISI S100-12-C – Commentary on the Specification
AISI S240-15 North American Standard for Cold-Formed Steel Structural Framing, 2015
- (4) American Society of Civil Engineering, 1801 Alexander Bell Drive, Reston, Virginia 20191-4400, USA:
ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures
- (5) ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, P.O. Box C700 West Conshohocken, PA 19428-2959, USA
ASTM A875/A875M-13, Standard Specification for Steel Sheet, Zinc-5 % Aluminum Alloy-Coated by the Hot-Dip Process
ASTM A1003/A1003M-15, Standard Specification for Steel Sheet, Carbon, Metallic- and Nonmetallic-Coated for Cold-Formed Framing Members
ASTM A1085/A1085M-13, Standard Specification for Cold-Formed Welded Carbon Steel Hollow Structural Sections (HSS)
ASTM C208-12 Standard Specification for Cellulosic Fiber Insulating Board
- (6) American Welding Society (AWS), 550 NW LeJeune Road, Miami Florida 33166-6672, USA:
AWS D 1.1/D 1.1 M-2010, Structural Welding Code -Steel
AWS D 1.3/D 1.3 M-2008, Structural Welding Code - Sheet Steel
- (7) Department of Commerce Voluntary Product Standard, administered by NIST, National Institute of Standards and Technology, Physical Sciences Laboratory, Gaithersburg, MD, USA
DOC PS 1-09, Structural Plywood
DOC PS 2-10, Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels

F.4.A.2 — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

F.4.A.2.1 — Requisitos Generales de Diseño Sísmico

F.4.A.2.1.1 — Generalidades — Las resistencias requeridas para el sistema de resistencia sísmica se deben determinar de acuerdo con el Título A de NSR-10. Los parámetros de diseño sísmico (R , Ω_0), así como las limitaciones del sistema, están definidos en la Tabla F.4.A.8-1. La deriva de piso de diseño, y los requisitos para las irregularidades estructurales verticales y horizontales también deben determinarse de acuerdo con el Título A de NSR-10.

F.4.A.2.1.2 — Trayectoria de carga — Los efectos de fuerzas sísmicas deben ser resueltos mediante un sistema de resistencia a fuerzas laterales completo, usando una trayectoria de carga continua hasta la cimentación.

F.4.A.2.1.3 — Compatibilidad de deformación de miembros y conexiones que no están en el sistema de resistencia sísmica — Cuando la compatibilidad de deformaciones de los miembros estructurales y las conexiones que no son parte del sistema de resistencia sísmica es requerida por el Título A de NSR-10, estos elementos deberán ser diseñados para

resistir la combinación de los efectos de carga gravitacionales y los efectos de las deformaciones que ocurren en la deriva de piso de diseño (deriva de piso de diseño sísmico) calculada de acuerdo con el Título A.

F.4.A.2.1.4 — Efectos de fuerzas sísmicas debidos a muros de mampostería y concreto — Se permite que los efectos de fuerzas sísmicas debidos a muros de mampostería y concreto sean resistidos por el sistema de resistencia sísmica definido en el presente apéndice cumpliendo con las limitaciones de los literales F.4.A.5 y F.4.A.6.

F.4.A.2.1.5 — Efectos de fuerzas sísmicas de otros componentes de concreto o mampostería — Se permite que los miembros estructurales de acero formado en frío y las conexiones, resistan fuerzas sísmicas de otros componentes de concreto o mampostería, incluyendo, pero no limitados a, chimeneas, enchapes de concreto o de mampostería, y pisos o techos de concreto.

F.4.A.2.2 — Sistema de resistencia lateral — El sistema de resistencia lateral completo deberá incluir uno o más sistemas de resistencia sísmica, diseñados de acuerdo con el literal F.4.A.5, y todos los demás componentes requeridos para asegurar una trayectoria de carga continua para las fuerzas sísmicas.

F.4.A.2.2.1 Excepción: los componentes y conexiones sustitutos en los sistemas de resistencia sísmica permitidos deben cumplir con los requisitos del literal F.4.A.8.

F.4.A.2.3 — Bases de diseño — La resistencia de diseño del sistema de resistencia sísmica elegido deberá ser mayor o igual a la resistencia requerida [efectos de cargas mayoradas] determinada de acuerdo con las combinaciones de carga aplicables. Para asegurar el desempeño del sistema de resistencia sísmica elegido, otros miembros estructurales y conexiones en el sistema de resistencia lateral, que no sean parte del mecanismo de disipación de energía elegido, deben diseñarse para la resistencia esperada [resistencia probable] del sistema de resistencia sísmica elegido, como se especifica en el literal F.4.A.5 y el literal F.4.A.6, incluyendo el efecto de carga determinado de las combinaciones de carga aplicables.

F.4.A.2.3.1 — Resistencia nominal — La resistencia nominal, R_n , del sistema de resistencia sísmica se debe determinar de acuerdo con requisitos del presente apéndice. La resistencia nominal de todos los demás miembros estructurales y conexiones se debe determinar de acuerdo con el Capítulo F.4 de NSR-10.

F.4.A.2.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ϕR_n , se debe evaluar de acuerdo con las disposiciones para el diseño con coeficientes de carga y resistencia [diseño para estados límite] como se designa en el literal F.4.A.5 y en el literal F.4.A.6.

F.4.A.2.3.3 — Resistencia esperada (Resistencia probable) — Para el sistema de resistencia sísmica, la resistencia esperada [resistencia probable] deberá ser determinada de conformidad con el literal F.4.A.5.

F.4.A.2.3.4 — Resistencia requerida [Efectos de cargas mayoradas] — Para el sistema de resistencia sísmica, la resistencia requerida [efectos de las cargas mayoradas] se debe determinar de acuerdo con los Títulos A y B de NSR-10.

Para todos los miembros estructurales y conexiones en el sistema de resistencia lateral que no son parte del mecanismo de disipación de energía elegido, la resistencia requerida se debe determinar con base en la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica, pero no necesita exceder los efectos de las fuerzas sísmicas, incluida la sobrerresistencia, como se designa en el literal F.4.A.5 y el literal F.4.A.6.

F.4.A.3 — ANÁLISIS

F.4.A.3.3.1 — Efectos de la fuerza sísmica — Se debe realizar un análisis que cumpla con los requisitos del Título A, Título B y numeral F.4.1 de NSR-10 para determinar el efecto de las combinaciones de carga sísmicas sobre el sistema, excepto en lo que se modifique en el presente apéndice.

F.4.A.4 — REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO PARA CONEXIONES Y MIEMBROS

El diseño de los miembros estructurales y sus conexiones debe cumplir con los requisitos de los literales F.4.A.5 y F.4.A.6, según corresponda.

F.4.A.5 — SISTEMAS DE RESISTENCIA SÍSMICA

F.4.A.5.1 — Paneles sísmicos con entramados livianos de acero formado en frío revestidos con tableros estructurales de madera.

F.4.A.5.1.1 — Alcance — Los paneles sísmicos con entramados livianos de acero formado en frío revestidos con tableros estructurales de madera calificados para resistencia al corte deben diseñarse de acuerdo con el presente literal F.4.A.5.1.

F.4.A.5.1.2 — Bases de diseño — Se espera que los paneles sísmicos con entramados livianos de acero formado en frío revestidos con tableros estructurales de madera resistan las demandas sísmicas principalmente a través de deformación en la conexión entre el revestimiento del tablero estructural de madera y los miembros estructurales de acero formado en frío.

F.4.A.5.1.2.1 — Mecanismo de disipación de energía elegido — La conexión del miembro estructural con el revestimiento y del revestimiento conformado por tableros estructurales de madera corresponde al mecanismo de disipación de energía esperado del sistema definido en el presente apéndice.

F.4.A.5.1.2.2 — Parámetros de diseño sísmico para el sistema de resistencia sísmica — El coeficiente de disipación de energía, R , se determinará de acuerdo con el Título A de NSR-10, cumpliendo con los parámetros dados en la Tabla F.4.A.8.1.

F.4.A.5.1.2.3 — Paneles sísmicos Tipo I o Tipo II — El diseño de los paneles sísmicos que resisten las fuerzas sísmicas se debe clasificar ya sea como paneles sísmicos Tipo I o paneles sísmicos Tipo II de acuerdo con los siguientes requisitos:

Los paneles sísmicos Tipo I deben revestirse en toda la altura, con conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo. Se permite que estos paneles Tipo I tengan aberturas siempre que se suministren detalles para considerar la transferencia de fuerza alrededor de las aberturas. En los literales F.4.A.5.1.3.1.1 y F.4.A.5.1.4.1 se especifican requisitos adicionales.

Se permite que los paneles sísmicos Tipo II tengan aberturas sin detalles específicos para considerar la transferencia de fuerza alrededor de las aberturas. Se deben utilizar conectores de anclaje de tracción y anclajes en cada extremo de los paneles sísmicos Tipo II. Se deben cumplir los requisitos adicionales dados en los literales F.4.A.5.1.3.1.2 y F.4.A.5.1.4.2.

F.4.A.5.1.2.4 — Efectos de fuerzas sísmicas debidos a muros de mampostería y concreto — Se permite el uso de paneles sísmicos con entramados livianos de acero formado en frío revestidos con tableros estructurales de madera para proporcionar resistencia ante las fuerzas sísmicas en edificaciones con muros de mampostería o concreto, siempre que se cumpla con los requisitos presentados en (a) hasta (f):

- (a) La edificación tiene uno o dos pisos.
- (b) Las alturas de los muros piso a piso no exceden 3.60 m.
- (c) Los diafragmas son considerados flexibles y no se encuentran en voladizo más allá del panel sísmico de soporte más externo.
- (d) Las deflexiones combinadas de diafragmas y paneles sísmicos no permiten que la deriva de piso de diseño de los muros de concreto o mampostería soportados exceda el 0.7% de la altura del piso al ser sometido a las fuerzas de diseño.
- (e) El revestimiento en tablero estructural de madera para ambos pisos de los paneles sísmicos tiene todos los bordes sin soporte con rigidizador y, para el piso inferior, tiene un espesor mínimo de 12 mm.
- (f) No hay irregularidades de desplazamiento horizontal fuera del plano como se especifican en el Título A de NSR-10.

F.4.A.5.1.3 — Resistencia al corte

F.4.A.5.1.3.1 — Resistencia Nominal

F.4.A.5.1.3.1.1 — Paneles sísmicos Tipo I — Para un panel sísmico Tipo I revestido con tableros estructurales de madera, la resistencia nominal al corte, V_n , se determinará de acuerdo con lo siguiente:

$$\text{Para } h/w \leq 2, V_n = v_n w \quad \text{(F.4.A.5.1.3.1.1-1)}$$

dónde

- h = altura del panel sísmico, m
- w = longitud del panel sísmico, m

v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud para los paneles sísmicos con tablero estructural de madera y sistema de rigidizador de panel como se prescribe en la Tabla F.4.A.5.1.3-1 en kN / m.

Cuando se permita en la Tabla F.4.A.5.1.3-1, la resistencia nominal al corte, V_n , para relaciones de aspecto altura-longitud (h/w) mayores de 2 :1, pero no superiores a 4:1, se debe determinar así:

Para $2 < h/w \leq 4$, $V_{ns} = v_n w (2w/h)$ (F.4.A.5.1.3.1.1-2)

La relación de aspecto altura/longitud (h/w), en ningún caso podrá ser superior a 4:1.

La longitud de un panel sísmico Tipo I no debe ser menor que 610 mm.

No se permiten aumentos en las resistencias nominales dadas en la Tabla F.4.A.5.1.3-1.

Tabla F.4.A.5.1.3-1 — Resistencia nominal al corte (v_n) por unidad de longitud para fuerzas sísmicas y otras fuerzas en el plano³ para paneles sísmicos revestidos con tableros estructurales de madera en una cara del panel

Descripción del ensamblaje	Máx. relación de aspecto (h : w)	Espaciamiento de los sujetadores en los bordes del tablero ¹ (mm)				Espesor especificado ⁴ del paral y de la canal (mm)	Tamaño mínimo de los tornillos del revestimiento
		150	100	75	50		
		kN/m					
Revestimiento Estructural 1 de 11.90 mm (de 4 capas)	2:1 ²	11.4	14.4	-	-	0.84 ó 1.09	8
	2:1	13.0	19.4	25.9	32.0	1.09 ó 1.37 1.73	8 10
OSB de 11 mm	2:1 ²	10.2	13.4	-	-	0.84	8
	2:1 ²	12.0	18.0	22.6	30.1	1.09 ó 1.37	8
	2:1	13.7	20.6	25.7	34.3	1.37	8
	2:1	18.0	27.0	33.7	45.0	1.73	10
Descripción del ensamblaje	Max. relación de aspecto (h : w)	Espaciamiento de los sujetadores en los bordes del tablero ¹ (mm)			Espesor especificado ⁴ del paral y de la canal (mm)	Tamaño requerido de los tornillos del revestimiento	
		150	100	75			
Revestimiento CSP de 9.5 mm	2:1 ²	8.5	11.8	14.2	1.092 (min.)	8	
Revestimiento CSP de 12.5 mm	2:1 ²	9.5	13.0	19.4	1.092 (min.)	8	
Revestimiento DFP de 12.5 mm	2:1 ²	11.6	17.2	22.1	1.092 (min.)	8	
OSB 2R24/W24 de 9 mm	2:1 ²	9.6	14.3	18.2	1.092 (min.)	8	
OSB 1R24/2F16/W24 de 11 mm	2:1 ²	9.9	14.6	18.5	1.092 (min.)	8	

1. Véase el literal F.4.A.5.1.4.1.1 para conocer los requisitos de instalación de los tornillos en el cuerpo del tablero.
2. Véase el literal F.4.A. 5.1.3.1.1 para conocer las relaciones de aspecto altura-longitud del panel sísmico ($h : w$) mayor que 2:1, pero no superior a 4:1.
3. Véase el literal F.4.A.5.1.3.1.1.2 y el literal F.4.A.5.1.3.1.1.3 para conocer los requisitos de revestimiento aplicado a ambos lados del panel sísmico.
4. La sustitución por espesor se define como un mínimo de mayor espesor se permite solo cuando el espesor se especifica como un mínimo.

F.4.A.5.1.3.1.1.1 — Limitaciones del montante de panel sísmico — La relación de aspecto de altura-longitud (h_p/w_p) de un montante en un panel sísmico Tipo I con aberturas se debe limitar a un máximo de 2:1.

La longitud de un montante (w_p) no puede ser menos que 610 mm.

F.4.A.5.1.3.1.1.2 — Ambas caras del panel sísmico revestidas con el mismo material y el mismo espaciamiento de los sujetadores — Para un panel sísmico Tipo I revestido con tableros estructurales de madera que tengan el mismo material y espaciamiento de sujetadores en caras opuestas del mismo tablero, la resistencia nominal, calculada con base en la Tabla F.4.A.5.1.3-1, se debe determinar sumando la resistencia de las dos caras opuestas.

F.4.A.5.1.3.1.1.3 — Más de un material de revestimiento individual o diferente configuración de sujetadores — Para un panel sísmico Tipo I revestido con tableros estructurales de madera que tengan diferente material de revestimiento individual o distinto espaciamiento de los sujetadores, la resistencia nominal del panel completo, calculada de acuerdo con la Tabla F.4.A.5.1.3-1, no se puede determinar sumando la resistencia nominal de los diferentes tableros individuales. Para este caso se debe cumplir con lo siguiente:

Para un panel sísmico Tipo I revestido con tableros estructurales de madera que tenga más de un material de revestimiento individual o diferente configuración de sujetadores a lo largo de una cara de la misma línea de un panel sísmico, la resistencia nominal se debe establecer bien sea suponiendo que el material o la configuración de sujetadores más débil (menor resistencia nominal) existe para toda la longitud del panel, o que el material o configuración de sujetadores más fuerte (mayor resistencia nominal) existe para su propia longitud, cualquiera que sea mayor.

Para un panel sísmico Tipo I revestido con tableros estructurales de madera que tengan más de un material de revestimiento individual o diferente configuración de sujetadores en las caras opuestas del panel sísmico, se debe calcular la resistencia nominal suponiendo que el material o la configuración de sujetadores más débil existe para ambas caras del panel sísmico, o que el material o la configuración de sujetadores más fuerte existe solamente para su propia cara, cualquiera que sea mayor.

F.4.A.5.1.3.1.2 — Paneles sísmicos Tipo II — Para un panel sísmico Tipo II, la resistencia nominal al corte, V_n , se determina de acuerdo con lo siguiente:

$$V_n = C_a v_n \sum L_i \quad \text{(F.4.A.5.1.3.1.2-1)}$$

donde

C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de la Tabla F.4.A.5.1.3.1.2-1

Para valores intermedios de relación de altura de abertura y porcentajes de revestimiento de altura completa, se permite que los factores de ajuste de resistencia al corte sean determinados por interpolación.

v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud como se especifica en la Tabla F.4.A.5.1.3-1, kN/m

$\sum L_i$ = suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II, m

Tabla F.4.A.5.1.3.1.2-1 — Factor de ajuste de resistencia al corte- C_a

	Relación de altura de abertura máxima ¹				
	1/3	1/2	2/3	5/6	1
Porcentaje de revestimiento de altura completa ²	Factor de ajuste de resistencia al corte				
10%	1.00	0.69	0.53	0.43	0.36
20%	1.00	0.71	0.56	0.45	0.38
30%	1.00	0.74	0.59	0.49	0.42
40%	1.00	0.77	0.63	0.53	0.45
50%	1.00	0.80	0.67	0.57	0.50
60%	1.00	0.83	0.71	0.63	0.56
70%	1.00	0.87	0.77	0.69	0.63
80%	1.00	0.91	0.83	0.77	0.71
90%	1.00	0.95	0.91	0.87	0.83
100%	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

1. Véase el literal F.4.A.5.1.3.1.2.2.

2. Véase el literal F.4.A.5.1.3.1.2.1.

F.4.A.5.1.3.1.2.1 — Porcentaje de revestimiento de altura completa — El porcentaje del revestimiento de altura completa se calcula como la suma de las longitudes $\sum L_i$ de los segmentos de panel sísmico Tipo II dividida por el ancho total del panel sísmico Tipo II incluyendo las aberturas, véase la figura F.4.A.5.1.3.1.2.1.

F.4.A.5.1.3.1.2.2 — Máxima relación de altura de una abertura — La máxima relación de altura de una abertura se calcula dividiendo la máxima altura libre de la abertura por la altura del panel sísmico, h .

F.4.A.5.1.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ($\phi_v V_n$) se determina a partir de la resistencia nominal utilizando el siguiente factor de resistencia:

$$\phi_v = 0.60$$

F.4.A.5.1.3.3 — Resistencia esperada — La resistencia esperada, $\Omega_E V_n$, se determina a partir de la resistencia nominal de acuerdo con lo siguiente:

El factor de resistencia esperada Ω_E , debe ser de 1.8 para los paneles sísmicos revestidos con tableros estructurales de madera.

F.4.A.5.1.4 — Requisitos del Sistema

F.4.A.5.1.4.1 — Paneles sísmicos Tipo I

F.4.A.5.1.4.1.1 — Limitaciones para los sistemas tabulados — El sistema de resistencia sísmica de los paneles sísmicos Tipo I especificados en la Tabla F.4.A.5.1.3-1 debe cumplir con los requisitos de (a) hasta (r) siguientes:

- (a) Los parales y canal del panel sísmico deben ser de acero ASTM A1003 estructural Grado 33 (Grado 230) Tipo H para miembros con un espesor especificado de 0.84 mm y 1.09 mm, y de acero ASTM A1003 estructural Grado 50 (Grado 340) Tipo H para miembros con un espesor especificado igual o mayor a 1.37 mm.
- (b) Los parales deben ser miembros con forma en C, con un ancho de aleta mínimo de 41 mm, un ancho mínimo del alma de 89 mm y un atiesador de borde mínimo de 9.5 mm.
- (c) La canal debe tener un ancho mínimo de aleta de 32 mm y un ancho mínimo del alma de 89 mm.
- (d) Los parales cordón u otros elementos de borde verticales en los extremos de los segmentos del panel sísmico arriostrado con revestimientos, deben transferir la fuerza de tracción de manera que el alma de la canal inferior no resulte solicitada por flección, como resultado de la acción de levantamiento.
- (e) Los tornillos para miembros estructurales deben ser al menos No. 8 y cumplir con ASTM C1513.
- (f) Los sujetadores a lo largo de los bordes en los tableros de corte se deben colocar a no menos de 9.5 mm medidos desde los bordes del tablero.
- (g) Los sujetadores en el cuerpo del tablero deben estar instalados a 300 mm entre centros a menos que se especifique lo contrario.
- (h) Los espesores del tablero deben considerarse como mínimos.
- (i) No se permiten tableros de menos de 300 mm de ancho.
- (j) El espaciamiento máximo entre parales debe ser 600 mm entre centros.
- (k) Todos los bordes del revestimiento deben estar unidos a miembros estructurales o al rigidizador de tablero. (véanse los requisitos en la Tabla F.4.A.5.1.3-1).
- (l) Cuando se use como rigidizador de tablero, la cinta plana debe tener un espesor mínimo de 0.838 mm con un ancho mínimo de 38.1 mm y esta instalada debajo del revestimiento.
- (m) Cuando se use rigidizador de tablero, los tornillos se deben instalar a través del revestimiento del tablero estructural de madera al rigidizador.
- (n) El revestimiento del tablero estructural de madera se debe fabricar utilizando pegamento exterior que cumpla con DOC PS 1, DOC PS 2.
- (o) Se permite que el revestimiento del tablero estructural de madera sea instalado paralelo o perpendicular a los parales.
- (p) El revestimiento del tablero estructural de madera debe sujetarse a los miembros estructurales de acero formado en frío ya sea con tornillos autoperforantes No. 8 con un diámetro mínimo de la cabeza de 7.24 mm o con tornillos autoperforantes No. 10 con un diámetro mínimo de la cabeza de 8.46 mm.
- (q) Los tornillos utilizados para sujetar el revestimiento en tablero estructural de madera a los miembros estructurales de acero formado en frío deben cumplir con ASTM C1513.
- (r) La resistencia a la extracción de los tornillos no debe utilizarse para resistir fuerzas sísmicas.

F.4.A.5.1.4.1.2 — Resistencia requerida para parales cordón, anclajes y colectores — Para colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico que no son parte del mecanismo de disipación de energía elegido, la resistencia requerida se determinará a partir de la resistencia esperada del panel sísmico, pero no necesita exceder el efecto de carga determinado a partir de las combinaciones de carga aplicables incluyendo la carga sísmica con sobrerresistencia. La resistencia de diseño de los colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

F.4.A.5.1.4.1.3 — Resistencia requerida para las cimentaciones — Para cimentaciones, la resistencia requerida se debe determinar a partir del efecto de carga sísmica y no es necesario incluir el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , ni tener en cuenta la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica.

F.4.A.5.1.4.1.4 — Deflexión de diseño — Se permite calcular la deflexión de un panel sísmico con entramado liviano de acero formado en frío rigidizado, revestido con tableros estructurales de madera de acuerdo con lo siguiente:

$$\delta = \frac{2vh^3}{3EA_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{\text{revestimiento}}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v \quad (\text{F.4.A.5.1.4.1.4-1})$$

donde:

- A_c = área bruta de sección transversal del cordón, en mm²
- b = longitud del panel sísmico, en mm
- E = módulo de elasticidad del acero
= 200 000 MPa
- G = módulo de corte del material de revestimiento, en MPa
- h = altura del panel sísmico, en mm
- s = espaciamiento máximo de los sujetadores en los bordes del panel, en mm
- $t_{\text{revestimiento}}$ = espesor nominal del tablero de revestimiento, en mm
- t_{paral} = espesor especificado del paral, en mm
- v = demanda de cortante, en N/mm
= V/b (F.4.A.5.1.4.1.4-2)
- V = carga lateral total aplicada al panel sísmico, en N
- β = 2.35 para madera contrachapada o multilaminada que no sea CSP
= 1.91 para OSB y CSP para unidades SI (N/mm^{1.5})
- δ = deflexión calculada, en mm
- δ_v = deformación vertical del anclaje/detalles de fijación, en mm
- ρ = 1.85 para madera contrachapada o multilaminada distinta de CSP, 1.05 para OSB y CSP
- ω_1 = $s/152.4$ (para s en mm) (F.4.A.5.1.4.1.4-3)
- ω_2 = $0.838/t_{\text{stud}}$ (para t_{paral} en mm) (F.4.A.5.1.4.1.4-4)
- ω_3 = $\sqrt{\frac{(h/b)}{2}}$ (F.4.A.5.1.4.1.4-5)
- ω_4 = 1 para el revestimiento en tablero estructural de madera

F.4.A.5.1.4.2 — Paneles sísmicos Tipo II — Los paneles sísmicos Tipo II deben cumplir con todos los requisitos para paneles sísmicos Tipo I, excepto cuando sean modificados por los requisitos aplicables del literal F.4.A.5.1.2.3 y del presente literal F.4.A.5.1.4.2.

F.4.A.5.1.4.2.1 — Limitaciones adicionales — El sistema de resistencia sísmica del panel sísmico Tipo II debe cumplir con los siguientes requisitos (a) hasta (f):

- (a) Un segmento de panel sísmico Tipo II, que cumpla con las limitaciones de la relación de aspecto ($h:w$) del literal F.4.A.5.1.3.1, que esté localizado en cada extremo de un panel sísmico Tipo II, se permiten aberturas más allá de los extremos del panel sísmico Tipo II; sin embargo, la longitud de tales aberturas no está incluida en la longitud del panel sísmico Tipo II.
- (b) La resistencia nominal al corte, V_n , se debe basar en un espaciamiento de tornillos de no menos de 100 mm entre centros.
- (c) Cuando se encuentren irregularidades de desface fuera del plano horizontal, las partes del panel sísmico a cada lado del desface se deben designar como paneles sísmicos Tipo II separados.
- (d) Se deben colocar colectores para la transferencia de cortante para toda la longitud del panel sísmico Tipo II.
- (e) El panel sísmico Tipo II debe tener elevaciones uniformes en la parte superior y en la inferior del panel sísmico.
- (f) La altura del panel sísmico Tipo II, h , no puede exceder 6.1 m.

F.4.A.5.1.4.2.2 — Resistencia requerida para parales cordón, anclaje y colectores — El diseño de los colectores que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II y el anclaje en los extremos o entre segmentos de panel sísmico Tipo II debe cumplir con los requisitos del presente literal F.4.A.5.1.4.2.2.

F.4.A.5.1.4.2.2.1 — Colectores que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II en el plano — La fuerza cortante unitaria, v , transmitida hacia la parte superior y fuera de la base de los segmentos con revestimiento de altura completa de los paneles sísmicos Tipo II, y hacia los colectores (puntales de arrastre) que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II, se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$v = \frac{V}{c_a \sum L_i} \quad (\text{F.4.A.5.1.4.2.2-1})$$

donde

- v = fuerza cortante por unidad de longitud (kN / m)
- V = fuerza cortante en panel sísmico Tipo II (kN)

V se debe basar en la resistencia esperada del segmento de panel sísmico Tipo II, pero no debe exceder el efecto de fuerza sísmica incluyendo sobrerresistencia.

Para paneles sísmicos revestidos con paneles estructurales de madera, la resistencia esperada se establece como el efecto de fuerza sísmica incluyendo sobrerresistencia como se establece en el literal F.4.3.5.1.3.3.

- C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de la Tabla F.4.A.5.1.3.1.2-1
- $\sum L_i$ = suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II (m)

F.4.A.5.1.4.2.2.2 — Resistencia requerida de los parales cordón y sus anclajes de borde en los extremos de paneles sísmicos Tipo II — Se deben colocar anclajes para las fuerzas de levantamiento debidas al volcamiento en cada extremo del panel sísmico Tipo II, no solo en la cimentación, sino en todos los pisos de la edificación para garantizar la continuidad en toda la altura del panel sísmico. Las fuerzas de levantamiento del anclaje y las fuerzas de los cordones de borde se deben determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$C = \frac{Vh}{c_a \sum L_i} \quad (\text{F.4.A.5.1.4.2.2-2})$$

donde

- C = fuerza del cordón de borde (tracción/compresión), kN
- V = fuerza cortante en el panel sísmico Tipo II, kN. V se debe basar en la resistencia esperada del segmento de panel sísmico Tipo II, pero no necesita exceder el efecto de fuerza sísmica incluyendo sobrerresistencia.
- h = altura del panel sísmico (m)
- C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de la Tabla F.4.A.5.1.3.1.2-1
- $\sum L_i$ = suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II (m)

F.4.A.5.1.4.2.2.3 — Levantamiento del anclaje entre extremos del panel sísmico Tipo II — Además de los requisitos del literal F.4.A.5.1.4.2.2.2, las soleras de base de panel sísmico Tipo II, en lugares de revestimiento de altura completa, deben anclarse para una fuerza de levantamiento uniforme igual a la fuerza cortante unitaria, v , determinada de acuerdo con el literal F.4.A.5.1.4.2.2.1.

F.4.A.5.1.4.2.3 — Deflexión de diseño — La deflexión de un panel sísmico Tipo II se debe determinar de acuerdo con los principios de mecánica estructural teniendo en cuenta la deformación del revestimiento y su fijación, los parales cordón, el conector de anclaje de tracción y el anclaje.

F.4.A.5.2 — Paneles sísmicos de entramado de acero formado en frío con revestimiento de lámina de acero

F.4.A.5.2.1 — Alcance — Los paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío con revestimiento de lámina de acero deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente literal F.4.A.5.2.

F.4.A.5.2.2 — Bases de diseño — Se espera que los paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío con revestimiento de lámina de acero resistan las demandas sísmicas principalmente a través de la deformación en la conexión entre el revestimiento de lámina de acero y los miembros estructurales de acero formado en frío.

F.4.A.5.2.2.1 — Mecanismo de disipación de energía elegido — La conexión entre el miembro estructural y el revestimiento y el revestimiento de lámina de acero por sí mismo son el mecanismo de disipación de energía elegido en el sistema cubierto por el presente apéndice.

F.4.A.5.2.2.2 — Parámetros de diseño sísmico para el sistema de resistencia sísmica — El coeficiente de disipación de energía, R , se debe determinar de acuerdo con el Título A de NSR-10, de acuerdo con los parámetros dados en la Tabla F.4.A.8.1.

F.4.A.5.2.2.3 — Paneles sísmicos Tipo I o Tipo II — El diseño de los paneles sísmicos que resisten las fuerzas sísmicas se debe clasificar ya sea como paneles sísmicos Tipo I o paneles sísmicos Tipo II de acuerdo con el presente literal.

Los paneles sísmicos Tipo I deben revestirse en toda la altura, con conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo. Se permite que los paneles sísmicos Tipo I tengan aberturas donde se deben utilizar detalles que tengan en cuenta la transferencia de fuerzas alrededor de las aberturas. En los literales F.4.A.5.2.3.1.1 y F.4.A.5.2.4.1 se incluyen requisitos adicionales que deben ser cumplidos.

Se permite que los paneles sísmicos Tipo II tengan aberturas sin detalles específicos para considerar la transferencia de fuerza alrededor de las aberturas. Se deben colocar conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo de los paneles sísmicos Tipo II. Se deben cumplir los requisitos adicionales dados en el literal F.4.A.5.2.3.1.2 y en el literal F.4.A.5.2.4.2.

F.4.A.5.2.2.4 — Efectos en las fuerzas sísmicas debidos a muros de mampostería y concreto — Se permite el uso de paneles sísmicos de entramado liviano de acero formado en frío con revestimiento de lámina de acero para proveer la resistencia ante fuerzas sísmicas en edificaciones con muros de mampostería o concreto, siempre y cuando se cumpla con los requisitos dados en F.4.A.5.1.2.4.

F.4.A.5.2.3 — Resistencia al Corte

F.4.A.5.2.3.1 — Resistencia Nominal

F.4.A.5.2.3.1.1 — Paneles sísmicos Tipo I — Para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero, la resistencia nominal al corte, V_n , se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$\text{Para } h/w \leq 2, V_n = v_n w \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1-1})$$

dónde

h = altura del panel sísmico, m
 w = longitud del panel sísmico, m
 v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud para los ensamblajes con revestimiento de lámina de acero y rigidizador de panel calculada como se especifica en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 en kN/m o determinada de acuerdo con el literal F.4.A.5.2.3.1.1.1

Cuando esté permitido en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 o en el literal F.4.A.5.2.3.1.1.1, la resistencia nominal al corte, V_n , para relaciones de aspecto altura-longitud ($h : w$) mayores a 2:1, pero no superiores a 4:1, se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$\text{Para } 2 < h/w \leq 4, V_n = v_n w (2wh) \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1-2})$$

La relación de aspecto altura/longitud ($h : w$) en ningún caso puede ser mayor a 4:1. La longitud de un panel sísmico Tipo I no puede ser menor que 610 mm.

F.4.A.5.2.3.1.1.1 — Método de la franja efectiva — La Resistencia nominal al corte por unidad de longitud para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero, que cumple con las limitaciones dadas en el literal F.4.A.5.2.3.1.1.1.1, se puede determinar de acuerdo con el método de la franja efectiva de la siguiente manera:

$$V_n = \text{mínimo}(1.33P_n \cos \alpha, 1.33w_e t F_y \cos \alpha) \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-1})$$

donde

P_n = resistencia nominal al corte de conexiones atornilladas dentro del ancho de la franja efectiva, W_e , sobre el revestimiento de lámina de acero

$$\alpha = \text{Arctan}(h/w) \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-2})$$

h = altura del panel sísmico

w = longitud del panel sísmico

t = espesor de diseño del revestimiento de lámina de acero

F_y = esfuerzo de fluencia del revestimiento de lámina de acero.

$$w_e = w_{\max}, \text{ cuando } \lambda \leq 0.0819 \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-3})$$

$$= \rho w_{\max}, \text{ cuando } \lambda > 0.0819 \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-4})$$

donde:

$$w_{\max} = w / \text{sen } \alpha \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-5})$$

$$\rho = \frac{1 - 0.55(\lambda - 0.08)^{0.12}}{\lambda^{0.12}} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-6})$$

$$\lambda = 1.736 \frac{\alpha_1 \alpha_2}{\beta_1 \beta_2 \beta_3 a} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-7})$$

donde:

$$\alpha_1 = F_{\text{ush}} / 310.3 \text{ (Para } F_{\text{ush}} \text{ en MPa)} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-9})$$

$$\alpha_2 = F_{\text{uf}} / 310.3 \text{ (Para } F_{\text{uf}} \text{ en MPa)} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-11})$$

$$\beta_1 = t_{\text{sh}} / 0.457 \text{ (Para } t_{\text{sh}} \text{ en mm)} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-13})$$

$$\beta_2 = t_r / 0.457 \text{ (Para } t_r \text{ en mm)} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-15})$$

$$\beta_3 = s / 152.4 \text{ (Para } s \text{ en mm)} \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-17})$$

F_{ush} = resistencia a la tracción del revestimiento de lámina de acero

F_{uf} = resistencia mínima a la tracción de materiales de entramados.

t_{sh} = espesor de diseño del revestimiento de lámina de acero

t_r = espesor mínimo de diseño de miembros de entramado.

s = espaciamiento del tornillo en los bordes del panel

a = relación de aspecto del panel sísmico ($h : w$)

$$= h/w \quad (\text{F.4.A.5.2.3.1.1.1-18})$$

F.4.A.5.2.3.1.1.1.1 — Se permite el uso del método de la franja efectiva dentro del siguiente rango de parámetros:

(a) Espesor especificado de paral, canal y rigidizador de paral: entre 0.83 mm y 1.37 mm.

(b) Espesor especificado del revestimiento de lámina de acero: entre 0.45 mm y 0.84 mm.

(c) Espaciamiento de los tornillos en los bordes del panel: 50 mm a 150 mm.

(d) Relación de aspecto altura-longitud ($h : w$): 1:1 a 4:1.

(e) Los tornillos del revestimiento deben ser mínimo No. 8.

(f) El esfuerzo de fluencia del revestimiento de lámina de acero no puede ser mayor que 345 MPa.

Para relaciones de aspecto altura-longitud ($h:w$) de paneles sísmicos Tipo I mayores de 2:1, pero que no excedan 4:1, deben utilizarse los requisitos adicionales especificados en el literal F.4.A.5.2.3.1.1.

F.4.A.5.2.3.1.1.2 — Limitaciones del montante de panel sísmico — La relación de aspecto de altura- longitud (h_p/w_p) de un montante en un panel sísmico Tipo I con aberturas se debe limitar a un máximo de 2:1.

La longitud de un montante de un panel sísmico (w_p), no puede ser menor que 610 mm

F.4.A.5.2.3.1.1.3 — Ambas caras del panel sísmico revestidas con el mismo material y espaciado de sujetadores — Para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero que tenga el mismo material y espaciado de sujetadores en caras opuestas del mismo panel sísmico, la resistencia nominal, basada en la Tabla F.4.A.5.2.3-1, se debe determinar sumando la resistencia de las dos caras opuestas juntas.

Tabla F.4.A.5.2.3-1 — Resistencia nominal al corte (V_n) por unidad de longitud para fuerzas sísmicas y otras fuerzas en el plano³ para paneles sísmicos con revestimiento de lámina de acero en una cara del panel

Descripción del Ensamblaje	Máx. Relación de aspecto ($h:w$)	Espaciamiento de sujetadores en los bordes del panel ¹ (mm)				Rigidizador de paral requerido	Espesor especificado ⁴ del paral, la canal y rigidizador de paral (mm)	Tamaño mínimo de los tornillos del revestimiento
		kN/m						
		152	101	76	51			
Lámina de acero de 0.46mm	2:1	5.69	-	-	-	No	0.84 (min.)	8
Lámina de acero de 0.68mm	2:1 ²	-	15	16	17	No	1.09 (min.)	8
	2:1 ²	9.44	10	11	12	No	0.84 (min.)	8
Lámina de acero de 0.76mm	2:1 ²	13.28	15	15	16	No	1.09 (min.)	8
	2:1 ²	-	-	-	20	Si	1.09 (min.)	10
Lámina de acero de 0.83mm	2:1 ²	15.40	17	18	19	No	1.09 (min.)	8
	2:1 ²	-	-	-	22	Si	1.09 (min.)	10
	2:1 ²	-	-	-	27	No	1.37 (min.)	8
	2:1 ²	-	-	-	30	Si	1.37 (min.)	10

1. Consultar el literal F.4.A.5.2.4.1.1 para conocer los requisitos de instalación de los tornillos en el cuerpo del panel.
2. Consultar el literal F.4.A.5.2.3.1.1 para conocer las relaciones de aspecto altura-longitud del panel sísmico ($h:w$) mayor que 2:1, pero no superior a 4:1.
3. Consultar el literal F.4.A.5.2.3.1.1.2 y el literal F.4.A.5.2.3.1.1.3 para conocer los requisitos de revestimiento aplicado a ambos lados de panel sísmico.
4. La sustitución con un miembro de mayor espesor se permite solo cuando el espesor especificado se define como un (min).

F.4.A.5.2.3.1.1.4 — Más de un material de revestimiento individual o configuración de sujetadores — Para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero que tenga más de un material de revestimiento individual o más de un espaciado de sujetadores, la resistencia nominal del panel sísmico completo, prescrita en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 o en el literal F.4.A.5.2.3.1.1.1, no se puede determinar sumando la resistencia de los diferentes paneles individuales. Por lo contrario, se debe determinar de acuerdo con lo prescrito en el presente literal:

Para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero que tenga más de un material de revestimiento individual o más de una configuración de sujetadores a lo largo de una cara de la misma línea del panel sísmico, la resistencia nominal se debe calcular suponiendo que el material o configuración de sujetadores más débil (menor resistencia nominal) existe para toda la longitud del panel, o que el material o configuración de sujetadores más fuerte (mayor resistencia nominal) existe para su propia longitud, cualquiera que sea mayor.

Para un panel sísmico Tipo I con revestimiento de lámina de acero que tenga más de un material de revestimiento individual o diferente configuración de sujetadores sobre caras opuestas del panel sísmico, la resistencia nominal se debe calcular suponiendo que el material o configuración de sujetadores más débil existe para ambas caras del panel, o que el material o la configuración de sujetadores más fuerte existe solamente para su propia cara, cualquiera que sea mayor

F.4.A.5.2.3.1.2 — Paneles sísmicos Tipo II — Para un panel sísmico tipo II, la resistencia nominal al corte, V_n se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$V_n = C_a v_n \sum L_i \tag{F.4.A.5.2.3.1.2-1}$$

donde

- C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de la Tabla F.4.A.5.2.3.1.2-1
 Para valores intermedios de relación de altura de abertura y porcentajes de revestimiento de altura completa, se permite que los factores de ajuste de resistencia al corte sean determinados por interpolación.
- v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud como se especifica en la Tabla F.4.A.5.2.3-1, kN / m
- $\sum L_i$ = suma de las longitudes de los segmentos de panel sísmico Tipo II, m

Tabla F.4.A.5.2.3.1.2-1 — Factor de Ajuste de Resistencia al Corte - C_a

Porcentaje de Revestimiento de Altura Completa ²	Relación de Altura de Abertura Máxima ¹				
	1/3	1/2	2/3	5/6	1
	Factor de Ajuste de Resistencia al Corte				
10%	1.00	0.69	0.53	0.43	0.36
20%	1.00	0.71	0.56	0.45	0.38
30%	1.00	0.74	0.59	0.49	0.42
40%	1.00	0.77	0.63	0.53	0.45
50%	1.00	0.80	0.67	0.57	0.50
60%	1.00	0.83	0.71	0.63	0.56
70%	1.00	0.87	0.77	0.69	0.63
80%	1.00	0.91	0.83	0.77	0.71
90%	1.00	0.95	0.91	0.87	0.83
100%	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

1. Véase el literal F.4.A.5.2.3.1.2.2.
2. Véase el literal F.4.A.5.2.3.1.2.1.

F.4.A.5.2.3.1.2.1 — Porcentaje de revestimiento de altura completa — El porcentaje del revestimiento de altura completa se debe calcular como la suma de las longitudes ($\sum L_i$) de los segmentos de panel sísmico Tipo II dividida por la longitud total del panel sísmico Tipo II, incluyendo las aberturas, véase la figura F.4.A.5.1.3.1.2.1.

F.4.A.5.2.3.1.2.2 — Máxima relación de altura de una abertura — La máxima relación de altura de una abertura se debe calcular dividiendo la altura de la abertura libre máxima por la altura del panel sísmico, h .

F.4.A.5.2.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia ($\phi_v V_n$) se debe calcular con base en la resistencia nominal utilizando el siguiente factor de resistencia:

$$\phi_v = 0.60$$

F.4.A.5.2.3.3 — Resistencia esperada — La resistencia esperada ($\Omega_E V_n$), se debe determinar con base en la resistencia nominal, de acuerdo con el presente literal. El factor de resistencia esperada, Ω_E , debe ser 1.8 para los paneles sísmicos con revestimiento de lámina de acero.

F.4.A.5.2.4 — Requisitos del Sistema

F.4.A.5.2.4.1 — Paneles sísmicos Tipo I

F.4.A.5.2.4.1.1 — Limitaciones para los sistemas tabulados — El sistema de resistencia sísmica de los paneles sísmicos Tipo I dado en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 debe cumplir con los requisitos (a) hasta (r) siguientes:

- (a) Los parales y canal del panel sísmico deben ser de acero ASTM A1003 Estructural Grado 33 (Grado 230) Tipo H para miembros con un espesor especificado de 0.838 mm y 1.092 mm, y acero ASTM A1003 Estructural Grado 50 (Grado 340) Tipo H para miembros con un espesor especificado igual o mayor a 1.372 mm.
- (b) Los parales son miembros con forma en C con un ancho de aleta mínimo de 41.3 mm, un ancho mínimo del alma de 89 mm y un atiesador de borde mínimo de 9.5 mm.
- (c) La canal debe tener un ancho mínimo de aleta de 32 mm y un ancho mínimo del alma de 89 mm.
- (d) Los parales cordón u otros elementos de borde verticales en los extremos de los segmentos del panel sísmico arriostrado con revestimientos, deben anclarse de manera tal que no se requiera que la canal inferior resista el levantamiento por pandeo del alma de la canal.

- (e) Los tornillos para miembros estructurales deben ser mínimo No.8 y cumplir con ASTM C1513.
- (f) Los sujetadores a lo largo de los bordes en los paneles de corte se deben instalar a no menos de 9.5 mm desde los bordes del panel.
- (g) Los sujetadores en el cuerpo del panel se deben instalar a 305 mm entre centros a menos que se especifique lo contrario.
- (h) Los espesores del panel se deben suponer como mínimos.
- (i) No se permiten paneles de menos de 305 mm de ancho.
- (j) El espaciamiento máximo entre parales debe ser 610 mm entre centros.
- (k) Todos los bordes del revestimiento deben estar unidos a miembros estructurales o al rigidizador de panel.
- (l) En lugar de rigidizador de panel, se permite superponer los ensamblajes sin rigidizador con los bordes del panel y unirlos entre sí con espaciamiento de tornillos según sea necesario para los bordes del panel. Cuando se utiliza esta conexión, la resistencia nominal dada en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 debe multiplicarse por 0,70.
- (m) Cuando se use como rigidizador de panel, la cinta plana debe tener un espesor mínimo de 0.84 mm con un ancho mínimo de 38 mm y estar instalada bien sea encima o debajo del revestimiento.
- (n) El revestimiento de lámina de acero debe tener un espesor de acero base mínimo como se especifica en la Tabla F.4.A.5.2.3-1 y deben cumplir con ASTM A1003 Estructural Grado 33 (Grado 230) Tipo H.
- (o) Cuando los paneles sísmicos requieran paneles de revestimiento vertical múltiples, se debe usar un solo paral en la junta del revestimiento, a menos que la conexión entre los parales combinados se haya diseñado para la transferencia de corte entre los paneles.
- (p) Los tornillos utilizados para sujetar el revestimiento de lámina de acero deben cumplir con ASTM C1513.
- (q) El rigidizador de paral se debe instalar cada ¼ de la altura para todas las alturas de panel sísmico y debe cumplir con cualquiera de los siguientes requisitos:
 - (1) Método de cinta y rigidizador en línea: el rigidizador en línea es una sección paral o canal con el mismo ancho del alma y espesor mínimo como los parales. Las cintas planas deben tener un espesor mínimo de 0.84 mm con un ancho mínimo de 38 mm. El rigidizador en línea se debe instalar entre los parales en la terminación de todas las cintas planas, a intervalos de 3.60 m a lo largo de la cinta plana, y en los extremos del panel sísmico. Las cintas planas se deben sujetar a las aletas de cada paral con un mínimo de un tornillo No. 8 y a las aletas del rigidizador en línea con un mínimo de dos tornillos No. 8. El rigidizador en línea debe estar sujeto a cada paral con mínimo un tornillo No. 8.
 - (2) Método de rigidizador sólido: El rigidizador en línea corresponde a una sección de paral o canal con el mismo ancho del alma y espesor mínimo como el de los parales. El rigidizador en línea se instala entre cada paral, y debe estar conectado con un mínimo de un tornillo No. 8.
- (r) La resistencia a la extracción de los pernos no debe tenerse en cuenta para resistir las fuerzas sísmicas.

F.4.A.5.2.4.1.2 — Resistencia requerida para parales cordón, anclajes y colectores — Para colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico que no son parte del mecanismo de disipación de energía elegido, la resistencia requerida se determinará a partir de la resistencia esperada del panel sísmico, pero no hay necesidad de que exceda el efecto de carga determinado con base en las combinaciones de carga aplicables, incluyendo la fuerza sísmica con sobrerresistencia. La resistencia de diseño de los colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

F.4.A.5.2.4.1.1 — Resistencia requerida para las cimentaciones — Para las cimentaciones, la resistencia requerida se debe determinar con base en el efecto de carga sísmica y no se debe incluir el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , ni la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica.

F.4.A.5.2.4.1.2 — Deflexión de diseño — Se permite calcular la deflexión de un panel sísmico Tipo I con entramado liviano de acero formado en frío con revestimiento de lámina de acero rigidizado de acuerdo con lo siguiente:

$$\delta = \frac{2vh^3}{3EA_c b} + \omega_1 \omega_2 \frac{vh}{\rho G t_{\text{revestimiento}}} + \omega_1^{5/4} \omega_2 \omega_3 \omega_4 \left(\frac{v}{\beta} \right)^2 + \frac{h}{b} \delta_v \quad (\text{F.4.A.5.2.4.1.4-1})$$

Donde

- A_c = área bruta de sección transversal del cordón, en mm²
- b = longitud del panel sísmico, en mm
- E = módulo de elasticidad del acero
- = 200 000 MPa

G	=	módulo de corte del material de revestimiento, en MPa	
h	=	altura del panel sísmico, en mm	
s	=	espaciamiento máximo de los sujetadores en los bordes del panel, en mm	
t_{revestimiento}	=	espesor nominal del tablero de revestimiento, en mm	
t_{paral}	=	espesor especificado del paral, en mm	
v	=	demanda de cortante, en N/mm	
	=	V/b	(F.4.A.5.2.4.1.4-2)
V	=	carga lateral total aplicada al panel sísmico, en N	
β	=	$1.01(t_{\text{revestimiento}}/0.457)$ para lámina de acero (para $t_{\text{revestimiento}}$ en mm), (N/mm ^{1.5})	(F.4.A.5.2.4.1.4-3)
δ	=	deflexión calculada, en mm	
δ_v	=	deformación vertical del anclaje/detalles de fijación, en mm	
ρ	=	$0.075(t_{\text{revestimiento}}/0.457)$ para lámina de acero (para $t_{\text{revestimiento}}$ en mm)	(F.4.A.5.2.4.1.4-4)
ω₁	=	$s/152$ (para s en mm)	(F.4.A.5.2.4.1.4-5)
ω₂	=	$0.838/t_{\text{paral}}$ (para t_{paral} en mm)	(F.4.A.5.2.4.1.4-6)
ω₃	=	$\sqrt{\frac{(h/b)}{2}}$	(F.4.A.5.2.4.1.4-7)
ω₄	=	$\sqrt{\frac{227.5}{F_y}}$ (para F_y en MPa) para lámina de acero	(F.4.A.5.2.4.1.4-8)

F.4.A.5.2.4.2 — Paneles sísmicos Tipo II — Los paneles sísmicos Tipo II deben cumplir con todos los requisitos para paneles sísmicos Tipo I, excepto cuando sean modificados por los requisitos del literal F.4.A.5.2.2.3 y los del presente literal F.4. A.5.2.4.2.

F.4.A.5.2.4.2.1 — Limitaciones adicionales — El sistema de resistencia sísmica del panel sísmico Tipo II debe cumplir con los siguientes requisitos de (a) hasta (f):

- (a) En cada extremo de un panel sísmico Tipo II debe haber un segmento de panel sísmico Tipo II, que cumpla con las limitaciones de la relación de aspecto (**h : w**) del literal F.4.A.3.5.2.3.1. Se permiten aberturas más allá de los extremos del panel sísmico Tipo II; sin embargo, la longitud de tales aberturas no puede incluirse en la longitud del panel Tipo II.
- (b) La resistencia nominal al corte, **V_n**, debe cumplir con un espaciamiento de tornillos de no menos de 100 mm entre centros.
- (c) Cuando se producen irregularidades de desface fuera del plano horizontal, las partes del panel sísmico a cada lado del desface se deben designar como paneles sísmicos Tipo II separados.
- (d) Se deben colocar colectores para transferencia de cortante para toda la longitud del panel sísmico Tipo II.
- (e) Un panel sísmico Tipo II debe tener elevaciones uniformes en la parte superior y en la inferior del panel sísmico.
- (f) La altura del panel sísmico Tipo II, **h**, no puede exceder 6.10 m.

F.4.A.5.2.4.2.2 — Resistencia requerida para parales de cordón, anclaje y colectores — El diseño de los colectores que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II y el anclaje en los extremos o entre segmentos de panel sísmico Tipo II debe cumplir con los requisitos del presente literal F.4.A.5.2.4.2.2.

F.4.A.5.2.4.2.2.1 — Colectores que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II en el plano — La fuerza cortante unitaria, **v**, transmitida hacia la parte superior y fuera de la base de los segmentos con revestimiento de altura completa de los paneles sísmicos Tipo II, y hacia los colectores (puntales de arrastre) que conectan segmentos de panel sísmico Tipo II, se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$v = \frac{V}{C_a \sum L_i} \tag{F.4.A.5.2.4.2.2-1}$$

donde

v = fuerza cortante por unidad de longitud (kN / m)

V = fuerza cortante en panel sísmico Tipo II (kN)
 V se debe calcular de acuerdo con la resistencia esperada del segmento de panel sísmico, pero no debe exceder el efecto de fuerza sísmica incluyendo sobrerresistencia.

Para paneles sísmicos con revestimiento de lámina de acero, la resistencia esperada se establece como el efecto de fuerza sísmica incluyendo la sobrerresistencia como se define en el literal F.4.A.5.2.3.3.

C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de la Tabla F.4.A.5.2.3.1.2-1

$\sum L_i$ = suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II (m)

F.4.A.5.2.4.2.2.2 — Anclaje para el levantamiento y fuerzas de cordones de borde en los extremos de paneles sísmicos Tipo II — Se deben colocar anclajes para las fuerzas de levantamiento debidas al volcamiento en cada extremo del panel sísmico Tipo II, no solo en la cimentación, sino en todos los pisos de la edificación para garantizar la continuidad en toda la altura del panel sísmico. Las fuerzas de levantamiento del anclaje y las fuerzas de los cordones de borde se deben determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$C = \frac{Vh}{C_a \sum L_i} \quad (\text{F.4.A.5.2.4.2.2-2})$$

donde

C = fuerza en el cordón de borde (tracción/compresión) (kN)

V = fuerza cortante en el panel sísmico Tipo II (kN)

V se debe calcular de acuerdo con la resistencia esperada del segmento de panel sísmico, pero no es necesario que exceda el efecto de fuerza sísmica, incluyendo sobrerresistencia.

h = altura del panel sísmico (m)

C_a = factor de ajuste de resistencia al corte de acuerdo con la Tabla F.4.A.5.2.3.1.2-1

$\sum L_i$ = suma de las longitudes de segmentos de panel sísmico Tipo II (m)

F.4.A.5.2.4.2.2.3 — Levantamiento del anclaje entre extremos del panel sísmico Tipo II — Además de los requisitos del literal F.4.A.5.2.4.2.2.2, las soleras de base del panel sísmico Tipo II, en lugares de revestimiento de altura completa, deben anclarse para resistir una fuerza de levantamiento uniforme igual a la fuerza cortante unitaria, v , determinada de acuerdo con el literal F.4.A.5.2.4.2.2.1.

F.4.A.5.2.4.2.3 — Deflexión de diseño — La deflexión de un panel sísmico de Tipo II se debe determinar de acuerdo con los principios de mecánica estructural teniendo en cuenta la deformación del revestimiento y su fijación, los paralelos cordón, el conector de anclaje de tracción y el anclaje.

F.4.A.5.3 — Sistemas de entramado de acero formado en frío con panel arriostrado con cintas.

F.4.A.5.3.1 — Alcance — Los sistemas de entramado de acero formado en frío con paneles arriostrados con cintas deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente literal F.4.A.5.3.

F.4.A.5.3.2 — Bases de diseño — Se espera que estos sistemas resistan las demandas sísmicas principalmente a través de la fluencia a tracción a lo largo de la longitud de las cintas de arriostramiento.

F.4.A.5.3.2.1 — Mecanismo de disipación de energía esperado — El mecanismo de disipación de energía elegido debe ser la fluencia de la cinta de arriostramiento.

F.4.A.5.3.2.2 — Parámetros de diseño sísmico para el sistema de resistencia sísmica — El coeficiente de disipación de energía, R , se debe determinar de acuerdo con el Título A de NSR-10, con base en los parámetros dados en la Tabla F.4.A.8.1.

F.4.A.5.3.2.3 — Efectos de fuerza sísmica debidos a muros de mampostería y concreto — Se permite el uso de sistemas de entramado de acero formado en frío con panel arriostrado con cintas para proporcionar resistencia a las fuerzas sísmicas en edificaciones con muros de mampostería o concreto, siempre que se cumplan los siguientes requisitos:

(a) La edificación tiene dos pisos o menos de altura.

- (b) Las alturas de los muros piso a piso no exceden 3.60 m.
- (c) Los diafragmas deben ser considerados flexibles y no se encuentran en voladizo más allá del panel sísmico arriostrado con cintas de soporte más externo.
- (d) Las deflexiones combinadas de los diafragmas y paneles sísmicos no permiten que la deriva de piso de los muros de concreto o mampostería soportados exceda los límites dados en la Tabla A.6.4.1 de la altura para las fuerzas laterales de diseño.
- (e) No hay irregularidades de desplazamiento horizontal fuera del plano tal como se especifican en el Título A.

F.4.A.5.3.3 — Resistencia al Corte

F.4.A.5.3.3.1 — Resistencia Nominal — Para un panel sísmico arriostrado con cintas, la resistencia nominal al corte, V_n , se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

$$V_n = T_n w / \sqrt{h^2 + w^2} \quad (\text{F.4.A.5.3.3.1-1})$$

donde

- h** = altura del panel sísmico
- w** = longitud del panel sísmico
- T_n** = resistencia nominal a fluencia del panel sísmico arriostrado con cintas
= $A_g F_y$ (F.4.A.5.3.3.1-2)
- A_g** = área bruta de la cinta plana
- F_y** = esfuerzo de fluencia de la cinta plana

El mecanismo de disipación de energía elegido es la fluencia de la cinta. Otros estados límite de tracción tradicionales, como la fractura neta de sección, se tratan en el literal F.4.A.5.3.4.

F.4.A.5.3.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ($\phi_v V_n$) se debe determinar con base en la resistencia nominal utilizando el siguiente factor de resistencia:

$$\phi_v = 0.90$$

F.4.A.5.3.3.3 — Resistencia esperada — La resistencia esperada [resistencia probable] debe ser $R_y A_g F_y$, donde A_g es el área bruta de la cinta de arriostramiento.

F.4.A.5.3.4 — Requisitos del Sistema

F.4.A.5.3.4.1 — Limitaciones en el sistema — El sistema de entramado de acero formado en frío con paneles arriostrados con cintas debe cumplir con los requisitos contenidos de (a) hasta (d) siguientes:

- (a) La conexión de la cinta de arriostramiento con los miembros estructurales se debe diseñar de acuerdo con uno de los tres métodos siguientes:
 - (1) **Método 1** — La conexión se suelda y configura de tal manera que la fluencia de la sección transversal bruta de la cinta de arriostramiento domine su resistencia.
 - (2) **Método 2** — La conexión se configura de tal manera que la cinta de arriostramiento cumpla con los dos siguientes criterios:

$$(R_t F_u) / (R_y F_y) \geq 1.2 \quad (\text{F.4.A.5.3.4.1-1})$$

y,

$$R_t A_n F_u > R_y A_g F_y \quad (\text{F.4.A.5.3.4.1-2})$$

El cumplimiento se puede demostrar utilizando valores publicados o ensayando cupones. Si se usan cupones de ensayo para determinarlos, entonces R_t y R_y se deben tomar iguales a la unidad (1.0).

(3) **Método 3** — La conexión se configura de tal manera que la fluencia de la sección transversal bruta de la cinta de arriostramiento bajo carga cíclica demuestra mediante ensayos que cumplan con el protocolo de carga dado en ASTM E2126.

(b) Para paneles sísmicos arriostrados con cintas donde la relación de aspecto ($h : w$) es superior a 1.9:1:

(1) Se debe llevar a cabo un análisis de pórtico lateral del panel sísmico arriostrado con cintas. El análisis de pórtico debe cumplir con la suposición de uniones completamente rígidas.

(2) Al considerar el momento a lo largo de la longitud del paral cordón, las partes que estén rigidizadas por un conector de anclaje de tracción o una fijación similar en los extremos no hay necesidad de que sean verificadas para carga axial y flexión combinadas.

Con base en el análisis de pórtico, el paral cordón debe ser diseñado para carga axial y flexión combinadas para la resistencia esperada del panel arriostrado con cintas, en combinación con todas las demás fuerzas aplicables, de acuerdo con el literal F.4.A.5.3.4.2.

(c) Los requisitos del presente apéndice están basados en que hay pretensado u otros métodos de instalación de las cintas de arriostramiento a tracción, de modo que se evite que haya cintas de arriostramiento flojas.

(d) Los paralelos cordón, u otros elementos de borde verticales en los extremos de los segmentos de panel sísmico con cintas de arriostramiento, deben anclarse de manera tal que no se requiera que la canal inferior resista el levantamiento por pandeo del alma de la canal. Cuando la canal no se diseña por compresión o tracción para resistir la fuerza de cortante horizontal de la cinta de arriostramiento, la fuerza cortante horizontal debe ser resistida por un dispositivo conectado directamente a la cinta de arriostramiento y anclado directamente a la cimentación o elemento estructural de soporte.

F.4.A.5.3.4.3 — Resistencia requerida para el sistema de resistencia sísmica — Para colectores, conexiones de cintas de arriostramiento, paralelos cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico arriostrado con cintas, la resistencia requerida se debe determinar con base en la resistencia esperada del panel arriostrado con cintas, pero no hay necesidad de que exceda el efecto de la carga determinado con base en las combinaciones de carga aplicables, incluyendo la fuerza sísmica con sobrerresistencia. La resistencia de diseño de los colectores, conexiones de cintas de arriostramiento, paralelos cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones en el panel arriostrado con cintas debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

Se debe tener en cuenta en el diseño el efecto de la excentricidad sobre las resistencias requeridas [efecto debido a las fuerzas mayoradas] para las conexiones, paralelos cordón, conectores de anclaje de tracción y el anclaje.

F.4.A.5.3.4.3 — Resistencia requerida para la cimentación — Para la cimentación, la resistencia requerida se debe determinar con base en el efecto de fuerza sísmica y no es necesario incluir el factor de sobrerresistencia, Ω_0 , ni considerar la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica, a no ser que así se exija en el Título A de NSR-10.

F.4.A.5.3.4.4 — Deflexión de diseño — La deflexión de un panel sísmico arriostrado con cintas se debe determinar utilizando los principios de mecánica estructural teniendo en cuenta la deformación de la cinta, los paralelos cordón, los conectores de anclaje de tracción y el anclaje.

F.4.A.5.4 — Pórticos resistentes a momento de acero formado en frío con empernado especial

F.4.A.5.4.1 — Alcance — Los sistemas de Pórtico Resistente a Momento de Acero Formado en Frío con Empernado Especial (PRMEE-LFF) se deben diseñar de acuerdo con los requisitos del presente literal F.4.A.5.4.

F.4.A.5.4.2 — Bases de diseño — Se espera que los sistemas PRMEE-LFF resistan fricción inelástica y deformaciones por aplastamiento en las conexiones pernadas de viga a columna.

F.4.A.5.4.2.1 — Mecanismo de disipación de energía especificado — El mecanismo de disipación de energía especificado corresponde a la conexión de viga a columna.

F.4.A.5.4.2.2 — Parámetros de diseño sísmico para el sistema resistencia sísmica — El coeficiente de disipación de energía, R , se debe determinar de acuerdo con el Título A de NSR-10, con base en los parámetros dados en la Tabla F.4.A.8-1.

F.4.A.5.4.2.3 — Efectos de fuerza sísmica debidos a muros de mampostería y concreto — No se permite que los efectos de fuerza sísmica debidos a muros de mampostería y concreto sean resistidos por sistemas PRMEE-LFF.

F.4.A.5.4.3 — Resistencia — La resistencia nominal al corte se debe determinar de acuerdo con el literal F.4.1 del Título F de NSR-10.

Cuando se requiera determinar la resistencia nominal al corte, para estados límite dentro del mismo miembro para el cual se determina esa resistencia requerida, se puede utilizar el esfuerzo de fluencia esperado, $R_e R_{cf} R_y F_y$, y la resistencia a la tracción esperada, $R_t F_u$, en lugar de F_y y F_u , respectivamente, donde F_u es la resistencia mínima a la tracción especificada y R_t es la relación entre la resistencia a la tracción esperada y la resistencia mínima a la tracción especificada, F_u , de ese material.

F.4.A.5.4.3.1 — Resistencia requerida — La resistencia requerida al corte de la conexión se debe calcular por medio de las combinaciones de carga utilizando el efecto de fuerza sísmica, incluyendo sobrerresistencia. Para determinar el efecto de fuerza sísmica, incluyendo sobrerresistencia, el efecto de las fuerzas sísmicas horizontales, incluyendo sobrerresistencia, E_{mh} , se debe calcular como se estipula en los literales F.4.A.5.4.3.1.1 y F.4.A.5.4.3.1.2. El efecto de la fuerza sísmica horizontal, incluyendo sobrerresistencia, no hay necesidad que exceda $\Omega_0 E_h$.

F.4.A.5.4.3.1.1 — Vigas y Columnas — La resistencia requerida de vigas y columnas en los sistemas PRMEE-LFF se debe determinar con base en el momento esperado desarrollado en la conexión pernada. El cortante esperado, V_e , se debe determinar de acuerdo con el literal F.4.A.5.4.3.3.

F.4.A.5.4.3.1.2 — Placa portante pernada — Las placas portantes pernadas deben estar soldadas al alma de la viga y se deben diseñar para la siguiente resistencia a corte requerida, V_{bp} :

$$V_{bp} = \frac{V_e}{N} \left(\frac{t_p}{(t_w + t_p)} \right) \tag{F.4.A.5.4.3.1.2-1}$$

donde

- t_p = espesor de placa portante pernada
- t_w = espesor del alma de la viga
- V_e = resistencia esperada de la conexión pernada, según se determina en el literal F.4.A.5.4.3.3
- N = 1 para vigas de canal simple
= 2 para vigas de canal doble.

F.4.A.5.4.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño al corte se debe determinar con base en la resistencia nominal utilizando los factores de resistencia aplicables dados en el literal F.4.1 de NSR-10.

F.4.A.5.4.3.3 — Resistencia esperada — La resistencia esperada al corte, V_e , se determinará así:

$$V_e = V_S + V_B \tag{F.4.A.5.4.3.3-1}$$

donde

- V_S = cortante de columna correspondiente a la resistencia al deslizamiento del grupo de pernos
- V_B = componente portante de la conexión del cortante de la columna que corresponde al desplazamiento, Δ

(1) Componente de deslizamiento del cortante de la columna, V_S

El valor de V_s se determinará de la siguiente manera:

$$V_s = C_s k N T / h \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-2})$$

donde

C_s = valor de la Tabla F.4.A.5.4.3.3-1

k = coeficiente de deslizamiento
= 0.33

N = 1 para vigas de canal simple
= 2 para vigas de canal doble

T = 44.5 kN para pernos de 25.4 mm de diámetro, a menos que el uso de un valor superior sea aprobado

h = altura desde la base de la columna al eje central de la viga, m

(2) Componente portante del cortante de la columna, V_B ,

El valor de V_B se determinará de la siguiente manera:

$$\left(\frac{V_B}{V_{B,max}} \right) + \left(1 - \frac{\Delta_B}{\Delta_{B,max}} \right) = 1 \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-3})$$

donde

$V_{B,max}$ = cortante de columna que produce la resistencia portante de un grupo de pernos

$$= C_B N R_0 / h \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-4})$$

Δ = deriva de piso de diseño

Δ_B = componente de la deriva de piso de diseño que causa deformación portante en un grupo de pernos

$$\Delta - \Delta_s - \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{M_{e,i}}{h_i} \right)}{K} \geq 0 \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-5})$$

$\Delta_{B,max}$ = componente de la deriva de piso de diseño que corresponde a la deformación del grupo de pernos en la máxima resistencia portante

$$= C_{B,0} C_{DB} h \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-6})$$

Δ_s = componente de la deriva de piso de diseño que corresponde a la deformación por deslizamiento de los pernos

$$= C_{DS} h_{OS} h \quad (\text{F.4.A.5.4.3.3-7})$$

C_B , C_{DS} y $C_{B,0}$ = valores de la tabla F.4.A.5.4.3.3-1

C_{DB} = valor de la tabla F.4.A.5.4.3.3-2

h_{OS} = agrandamiento del agujero, mm

K = rigidez lateral elástica de la línea de pórticos

M_e = momento esperado en un grupo de pernos

n = número de columnas en una línea de pórticos

R_0 = menor valor de $d_t R_t F_u$ de los componentes conectados

F_u = resistencia a la tracción de componentes conectados

t = espesor del componente conectado

R_t = relación entre la resistencia a la tracción esperada y la resistencia mínima a la tracción especificada.

Tabla F.4.A.5.4.3.3-1 — Valores de Coeficientes C_S , C_{DS} , C_B y $C_{B,0}$

Espaciamiento de pernos, mm			C_S (m)	C_{DS} (1/m)	C_B (m)	$C_{B,0}$ (mm/m)
a	b	C				
63.5	76.2	107.9	0.72	17.12	1.28	73.89
76.2	152.4		1.01	11.84	1.79	52.07
76.2	254		1.38	8.36	2.37	39.57
63.5	76.2	158.7	0.86	15.28	1.55	65.98
76.2	152.4		1.12	11.28	2.00	48.90
76.2	254		1.46	8.46	2.59	37.90

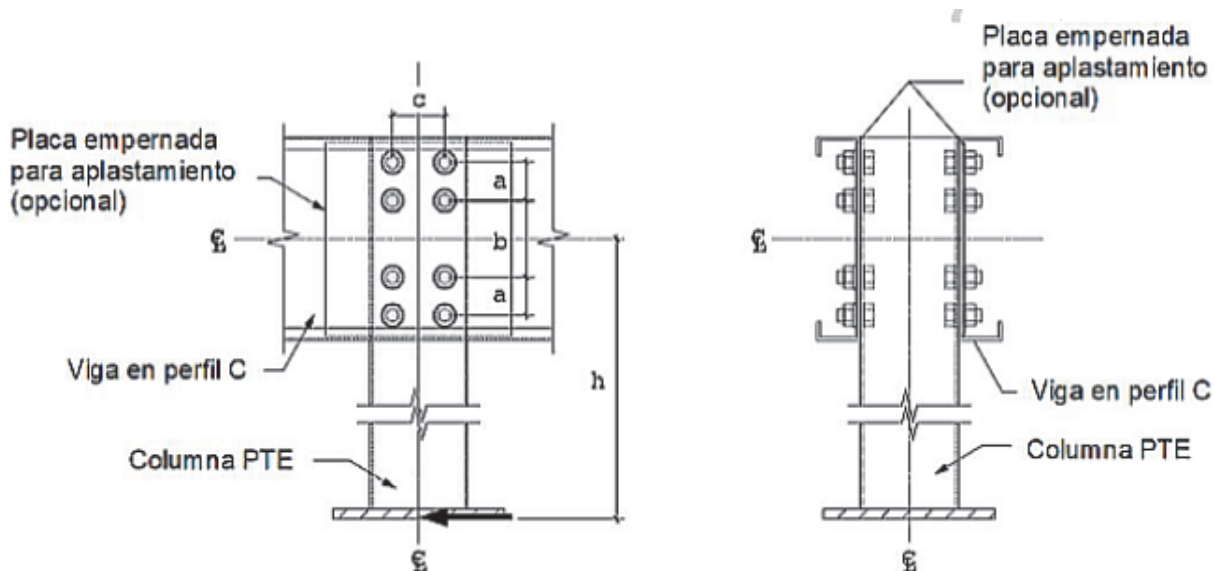


Tabla F.4.A.5.4.3.3-2 — Factor de Ajuste de Deformación Portante C_{DB}

Resistencia Portante Relativa, R_{BS}	0.0	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
C_{DB}	1.00	1.10	1.16	1.23	1.33	1.46	1.66	2.00

Donde:

Resistencia portante relativa (R_{BS}) = $(tF_u)_{(m\acute{a}s\ d\acute{e}bil)} / (tF_u)_{(m\acute{a}s\ fuerte)}$, donde los componentes m\acute{a}s d\acute{e}biles corresponden a aquellos con un valor de tF_u m\acute{a}s peque\~{n}o.

t = espesor del componente viga o columna

F_u = resistencia a la tracci\~{o}n de la viga o columna

F.4.A.5.4.4 — Requisitos del sistema — Los sistemas PRMEE-LFF se ajustarán a los requisitos del presente literal.

F.4.A.5.4.4.1 — Limitaciones en el sistema — Los sistemas PRMEE-LFF deben cumplir los siguientes requisitos:

- (a) Los sistemas PRMEE-LFF est\~{a}n limitados a estructuras de un piso, no mayores a 10.7 m de altura, sin empalmes en columnas.
- (b) El PRMEE-LFF conecta todas las columnas.
- (c) Todas las columnas se dise\~{n}an y construyen como simplemente apoyadas en la base.
- (d) Se deben usar tanto una viga de longitud y tama\~{n}o \u00fanico, como una columna de longitud y tama\~{n}o \u00fanico con el mismo detalle de conexi\~{o}n pernada a momento para cada p\~{o}rtico.
- (e) El p\~{o}rtico debe estar soportado a nivel de piso o de cemento.
- (f) Los efectos $P-\Delta$ se deben considerar de acuerdo con los requisitos del T\~{i}tulo A.

F.4.A.5.4.4.2 — Vigas — Las vigas en el sistema PRMEE-LFF debe cumplir con los siguientes requisitos de (a) hasta (e):

- (a) Deben ser miembros de acero formado en fr\~{i}o galvanizados NTC 4011 Estructural Grado 55 de secci\~{o}n en C con pesta\~{n}as, dise\~{n}ados de acuerdo con el literal F.4.1.3 de NSR-10.
- (b) Deben tener un espesor de dise\~{n}o m\~{i}nimo de 2.67 mm.

- (c) El ancho de la viga no debe ser inferior a 305 mm ni superior a 510 mm.
- (d) La relación ancho plano a espesor del alma no debe exceder de $6.18\sqrt{E/F_y}$
- (e) Cuando se usan vigas de sección en C simples, los efectos de torsión se deben tener en cuenta en el diseño.

F.4.A.5.4.4.3 — Columnas — Las columnas en el sistema PRMEE-LFF deben cumplir con los siguientes requisitos:

- (a) Deben ser miembros de sección perfil tubular estructural (PTE) de acero formado en frío, pintados con una superficie de acabado industrial estándar, y diseñados de acuerdo con el literal F.4.1.3 de NSR-10. Está permitido que las columnas PTE sean de materiales NTC 4526 Grados B y C y ASTM A1085.
- (b) El ancho y largo de la sección de la columna no deben ser inferiores a 203 mm ni superiores a 305 mm.
- (c) La relación ancho plano a espesor no debe exceder $1.40\sqrt{E/F_y}$

F.4.A.5.4.4.4 — Conexiones, uniones y sujetadores — Las conexiones, uniones y sujetadores que forman parte del sistema de resistencia sísmica deben cumplir con los requisitos de F.4.1, excepto lo que se modifique en el presente literal.

Las conexiones para los miembros que forman parte del sistema de resistencia sísmica se deben configurar de tal manera que un estado límite dúctil, en el miembro o en la unión, controle el diseño.

F.4.A.5.4.4.4.1 — Uniones pernadas — Los pernos deben ser pernos de alta resistencia. Las uniones pernadas no deben diseñarse para compartir cargas en combinación con soldaduras. La resistencia portante de uniones pernadas se deben proporcionar diseñando utilizando perforaciones estándar o perforaciones de ranura corta perpendiculares a la línea de la fuerza.

F.4.A.5.4.4.4.1.1 — Conexiones de viga a columna — Las conexiones de viga a columna en los sistemas de pórtico resistentes a momento de acero formado en frío con empernado especial (PRMEE-LFF) deben cumplir con los requisitos de (a) hasta (d) siguientes:

- (a) Las conexiones de viga a columna deben ser pernadas con pernos de alta resistencia con apriete ajustado de 1 pulgada (25.4 mm) de diámetro.
- (b) El espaciamiento entre pernos y la distancia al borde deben cumplir límites del literal F.4.1.5.3 de NSR-10.
- (c) Se debe usar la configuración de 8 pernos de la Tabla A.4.A.5.4.3.1-1.
- (d) Las superficies de contacto de la viga y la columna en la región de conexión pernada a momento deben estar libres de lubricantes o desechos.

F.4.A.5.4.4.4.1.2 — Placas portantes pernadas — Las placas portantes pernadas en los sistemas PRMEE-LFF deben cumplir con los requisitos de (a) hasta (c):

- (a) Se permite el uso de placas portantes pernadas en el alma de la viga en sistemas PRMEE-LFF para aumentar la resistencia portante del perno.
- (b) Las placas portantes pernadas deben estar soldadas al alma de la viga.
- (c) La distancia al borde de los pernos debe estar de acuerdo con los límites del literal F.4.1.5.3 de NSR-10.

F.4.A.5.4.4.4.2 — Uniones soldadas — Se permiten las uniones soldadas para unir miembros que forman parte del sistema de resistencia sísmica, de acuerdo con F.4.1 de NSR-10.

F.4.A.5.4.4.4.3 — Otras uniones y conexiones — Se permiten uniones y conexiones alternativas si se demuestra un desempeño equivalente al de las uniones aprobadas.

F.4.A.5.5 — Paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío, con placas de yeso o paneles de fibra

F.4.A.5.5.1 — Alcance — Los paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío con placas de yeso o paneles de fibra (fiberboard) deben diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente literal.

F.4.A.5.5.2 — Bases de diseño — Se espera que los paneles sísmicos de este tipo resistan las demandas sísmicas principalmente a través de la deformación en la conexión entre el revestimiento y los miembros estructurales de acero formado en frío.

F.4.A.5.5.2.1 — Mecanismo de disipación de energía elegido — La conexión de los miembros estructurales al revestimiento y el revestimiento en sí mismo son el mecanismo de disipación de energía elegido en este sistema.

F.4.A.5.5.2.2 — Parámetros de diseño sísmico para el sistema de resistencia sísmica — El coeficiente de disipación de energía, R , se debe determinar de acuerdo con el Título A de NSR-10, con base en los parámetros dados en la Tabla F.4.A.8.1.

F.4.A.5.5.2.3 — Paneles sísmicos Tipo I — El diseño de los paneles sísmicos que resistan fuerzas sísmicas se debe clasificar como paneles sísmicos Tipo I de acuerdo con los requisitos del presente literal.

Los paneles sísmicos Tipo I deben revestirse en toda la altura con conectores de anclaje de tracción y anclaje en cada extremo.

F.4.A.5.5.2.4 — Efectos de fuerzas sísmicas debidos a muros de mampostería y concreto — Los paneles sísmicos con entramado liviano de acero formado en frío revestidos con placas de yeso o paneles de fibra no se deben utilizar para proporcionar resistencia ante las fuerzas sísmicas de los muros de mampostería o de concreto.

F.4.A.5.5.3 — Resistencia al Corte

F.4.A.5.5.3.1 — Resistencia Nominal

F.4.A.5.5.3.1.1 — Paneles sísmicos Tipo I — Para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o paneles de fibra, la resistencia nominal al corte, V_n , se debe determinar de acuerdo con lo siguiente:

Para $h/w \leq 2$,

$$V_n = v_n w \quad (\text{F.4.A.5.5.3.1.1-1})$$

donde

h = altura del panel sísmico, m

w = longitud del panel sísmico, m

v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud como se especifica en la Tabla F.4.A.5.5.3-1 kN/m

En ningún caso la relación de aspecto altura-longitud ($h:w$) puede superar 2:1 para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o a 1:1 para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de fibra.

La longitud de un panel sísmico de Tipo I no debe ser inferior a 610 mm.

F.4.A.5.5.3.1.1.1 — Ambas caras del panel sísmico revestidas con el mismo material y espaciado de sujetadores — Para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o paneles de fibra que tengan el mismo material y espaciado de sujetadores en caras opuestas del mismo panel sísmico, la resistencia nominal, calculada con base en la Tabla A.4.A.5.5.3-1, se debe determinar sumando la resistencia de las dos caras opuestas juntas.

F.4.A.5.5.3.1.1.2 — Más de un material de revestimiento individual o configuración de sujetadores — En un panel sísmico de Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o paneles de fibra que tenga más de un material de revestimiento individual o espaciado de sujetadores, la resistencia nominal del panel sísmico completo, calculada con base en la Tabla F.4.A.5.5.3-1, no se permite que se determine sumando la resistencia de los diferentes paneles individuales. Por el contrario, se debe determinar de acuerdo con los requisitos del presente literal.

Para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o paneles de fibra que tenga más de un material de revestimiento individual o más de una configuración de sujetadores a lo largo de una cara de la misma línea del panel sísmico, la resistencia nominal se debe determinar bien sea suponiendo que el material o configuración de sujetadores más débil (menor resistencia nominal) existe en a toda la longitud del panel sísmico, o que el material o configuración de sujetadores más fuerte (mayor resistencia nominal) existe para su propia longitud, la que sea mayor.

Para un panel sísmico Tipo I revestido con paneles de placa de yeso o paneles de fibra que tenga más de un material de revestimiento individual o configuración de sujetadores en caras opuestas del panel sísmico, se debe calcular la resistencia nominal suponiendo que el material o configuración de sujetadores más débil existe para ambas caras del panel sísmico, o que el material o la configuración de sujetadores más fuerte existe solamente en su propia cara, cualquiera que sea mayor.

F.4.A.5.5.3.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ($\phi_v V_n$) se debe determinar con base en la resistencia nominal utilizando el siguiente factor de resistencia:

$$\phi_v = 0.60$$

Tabla F.4.A.5.5.3-1 — Resistencia nominal al corte (v_n) por unidad de longitud para fuerzas sísmicas en paneles sísmicos revestidos con paneles de placa de yeso o paneles de fibra en un lado del panel^{1,2} (kN/m)

Descripción del Ensamblaje	Máxima relación de aspecto (h : w)	Espaciamiento de los sujetadores en los bordes/cuerpo del panel (mm)							Espesor especificado del paral y la canal (mm)	Tamaño requerido de los tornillos del revestimiento
		7/7	4/4	4/12	8/12	4/6	3/6	2/6		
Placa de yeso de 12.7 mm; parales a máx. 610 mm entre centros.	2:1	4.23	6.20	4.31	3.36	-	-	-	0.838	6
Panel de fibra de 12.7 mm; parales a máx. 609 mm entre centros.	1:1	-	-	-	-	6.20	8.98	9.78	0.838	8

- (1) Debe consultarse el literal F.4.A.5.5.3.1.1.1 y el literal F.4.A.5.5.3.1.1.2 para conocer los requisitos de revestimiento aplicados a ambos lados del panel sísmico.
- (2) Para paneles sísmicos revestidos con placas de yeso o paneles de fibra, los valores tabulados son aplicables solamente para una duración de la fuerza de corto plazo (fuerzas sísmicas).

F.4.A.5.5.3.3 — Resistencia esperada — La resistencia esperada $\Omega_E V_n$, debe determinarse con base en la resistencia nominal de acuerdo con el presente literal. El factor de resistencia, Ω_E , debe ser igual a 1.5 para los paneles sísmicos con revestimiento de paneles de yeso o de fibra.

F.4.A.5.5.4 — Requisitos del sistema

F.4.A.5.5.4.1 — Paneles sísmicos Tipo I

F.4.A.5.5.4.1.1 — Limitaciones para los sistemas tabulados — El sistema de resistencia sísmica de los paneles sísmicos Tipo I definido en la Tabla F.4.A.5.5.3-1 debe cumplir con los requisitos de (a) hasta (s) siguientes:

- (a) Los parales y las canales del panel sísmico deben ser de acero ASTM A1003 Estructural Grado 33 (Grado 230) Tipo H para miembros con un espesor especificado de 0.84 mm y 1.09 mm, y acero ASTM A1003 Estructural Grado 50 (Grado 340) Tipo H para miembros con un espesor especificado igual o mayor a 1.37 mm.
- (b) Los parales deben ser miembros con forma en C con un ancho de aleta mínimo de 41 mm, un ancho mínimo del alma de 89 mm y un atiesador de borde mínimo de 9.5 mm.
- (c) La canal debe tener un ancho mínimo de aleta de 32 mm y un ancho mínimo del alma de 89 mm.
- (d) Los parales cordón u otros elementos de borde verticales en los extremos de los segmentos de panel sísmico arriostrados con revestimientos, deben estar anclados de manera tal que no se requiere que la canal inferior resista el levantamiento por pandeo del alma de la canal.
- (e) Los tornillos para miembros estructurales deben ser mínimo No. 8 y cumplir con ASTM C1513.
- (f) Los sujetadores a lo largo de los bordes de paneles se instalarán desde los bordes del panel a no menos de 9.5 mm
- (g) Los sujetadores en el cuerpo del panel se instalarán a 300 mm entre centros a menos que se especifique algo diferente.
- (h) Los espesores del panel se tomarán como mínimos.
- (i) No se permiten paneles de menos de 300 mm de ancho.
- (j) El espaciamiento máximo entre parales debe ser 610 mm entre centros.
- (k) Todos los bordes del revestimiento deben unirse a miembros estructurales o a rigidizadores de panel.
- (l) Cuando se use como rigidizador de panel, la cinta plana debe tener un espesor mínimo de 0.84 mm con un ancho mínimo de 38 mm y estar instalada debajo del revestimiento.
- (m) Los paneles de placa de yeso deben cumplir con ASTM C1396/C1396M.
- (n) En los paneles de yeso que se instalan perpendiculares a los parales, se debe utilizar una cinta plana como rigidizador de panel detrás de la unión horizontal con un rigidizador en línea entre los dos primeros parales de los extremos, en cada extremo del panel sísmico. El rigidizador en línea debe tener una sección de paral o de canal con el mismo ancho de alma y espesor mínimo de los parales. El rigidizador en línea debe sujetarse a cada paral por lo menos con un tornillo No. 8. En los paneles de placa de yeso que se instalan paralelos a los parales, todos los bordes del panel se

deben sujetar a los miembros estructurales. Se permiten ensamblajes sin rigidizador siempre que los valores de resistencia nominal se multipliquen por 0.35.

- (o) Los tornillos utilizados para sujetar paneles de yeso deben cumplir con ASTM C954 ó ASTM C1002, según corresponda.
- (p) Los paneles de fibra deben cumplir con ASTM C208.
- (q) En los paneles de fibra que se instalan perpendiculares a los parales, se debe utilizar una cinta plana como rigidizador del panel detrás de la unión horizontal y con rigidizador en línea entre los dos primeros parales de los extremos, en cada extremo del panel sísmico. El rigidizador en línea debe ser tener una sección de paral o de canal con el mismo ancho de alma y espesor mínimo de los parales. El rigidizador en línea debe sujetar a cada paral como mínimo con un tornillo No. 8. En los paneles de fibra instalados paralelos a los parales, todos los bordes deben estar sujetos a los miembros estructurales.
- (r) Los tornillos utilizados para sujetar paneles de fibra deben cumplir con la norma ASTM C1513. El estilo de cabeza se debe seleccionar para proveer una superficie de apoyo plana en contacto con el revestimiento con un diámetro de cabeza no menor de 10.9 mm. Los tornillos deben sujetarse de modo que su superficie de apoyo plana quede alineada con la superficie del revestimiento.
- (s) La resistencia a la extracción de los tornillos no se debe tener en cuenta para resistir las fuerzas sísmicas.

F.4.A.5.5.4.1.2 — Resistencia requerida para parales cordón, anclajes y colectores — En los colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclajes conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones del panel sísmico que no sean parte del mecanismo de disipación de energía elegido, la resistencia requerida se debe determinar con base en la resistencia esperada del panel sísmico, pero no hay necesidad de exceder el efecto de carga determinado con base en las combinaciones de carga aplicables, incluyendo la fuerza sísmica con sobrerresistencia. La resistencia de diseño de los colectores, parales cordón, otros elementos de borde verticales, conectores de anclaje de tracción y anclaje conectados a ellos, y todos los demás componentes y conexiones en el panel sísmico debe ser mayor o igual a la resistencia requerida.

F.4.A.5.5.4.1.3 — Resistencia requerida para cimientos — En los cimientos, la resistencia requerida se debe determinar con base en el efecto de fuerza sísmica y no es necesario incluir el factor de sobrerresistencia (Ω_0) ni tener en cuenta la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica.

F.4.A.5.5.4.1.4 — Deflexión de diseño — La deflexión de un panel sísmico Tipo I se debe determinar utilizando los principios de mecánica estructural teniendo en cuenta la deformación del revestimiento y su fijación, los parales cordón, el conector de anclaje de tracción y los anclajes.

F.4.A.6 — DIAFRAGMAS

F.4.A.6.1 — Generalidades

F.4.A.6.1.1 — Alcance — El diseño de diafragmas que resisten fuerzas sísmicas debe cumplir con los requisitos de este literal.

F.4.A.6.1.2 — Bases de diseño — Los diafragmas trabajan para captar y distribuir fuerzas inerciales al sistema de resistencia sísmica y no se consideran destinados a desempeñarse como un mecanismo de disipación de energía.

F.4.A.6.1.3 — Resistencia Requerida — Para efectos de determinar la resistencia requerida, el diafragma se debe designar como rígido o flexible según lo especificado en A.3.6 de NSR-10. Cuando se requiera tener en cuenta la rigidez para el análisis, esta se debe determinar utilizando las propiedades mecánicas del diafragma.

F.4.A.6.1.3.1 — Rigidez del Diafragma — La rigidez del diafragma se debe determinar con base en lo especificado en el literal A.3.6.8 de NSR-10 o por medio de un análisis racional de ingeniería. Un enfoque conservador consiste en calcular la resistencia requerida suponiendo primero un diafragma rígido y luego un diafragma flexible, tomando el escenario del peor caso entre los dos.

F.4.A.6.1.3.2 — Efectos de carga sísmica, incluyendo sobrerresistencia — De acuerdo con el literal A.3.7.1 de NSR-10, se deben considerar los efectos de fuerza sísmica incluyendo el coeficiente de sobrerresistencia, cuando sea requerido.

F.4.A.6.1.4 — Resistencia al corte.

F.4.A.6.1.4.1 — Resistencia nominal — La resistencia al corte de los diafragmas se debe determinar con base en los principios de mecánica estructural teniendo en cuenta la resistencia de los sujetadores y la resistencia al corte del material

del diafragma. Cuando se haya determinado de acuerdo con los principios de la mecánica, la resistencia nominal debe considerarse como la resistencia máxima que el diafragma sea capaz de desarrollar.

F.4.A.6.1.4.1.1 — Diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera — Alternativamente para diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera, se permite determinar la resistencia nominal de acuerdo el literal F.4.A.6.2.

F.4.A.6.1.4.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ($\phi_v V_n$) se debe determinar con base en la resistencia nominal utilizando los factores de resistencia aplicables dados en el literal F.4.1 de NSR-10 para diafragmas revestidos con paneles de acero, y en el literal F.4.A.6.2.4.2 del presente apéndice para diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera.

F.4.A.6.2 — Diafragmas de acero formado en frío revestidos con paneles estructurales de madera

F.4.A.6.2.1 — Alcance — Cuando el sistema de resistencia sísmica se diseñe y construya de acuerdo con el literal F.4.A.5 y el diafragma este compuesto por un entramado liviano de acero formado en frío revestido con paneles estructurales de madera, el diafragma debe diseñarse de acuerdo con los requisitos del presente literal F.4.A.6.2.

F.4.A.6.2.2 — Requisitos de diseño adicionales

F.4.A.6.2.2.1 — Requisitos de detallado sísmico — Cuando el coeficiente de disipación de energía aplicable, R , dado en la Tabla F.4.A.8.1, sea igual o menor de 3, el diseño debe cumplir con los siguientes requisitos, excluyendo los dados en el literal F.4.A.6.2.5.

Cuando el coeficiente de disipación de energía aplicable, R sea mayor de 3, el diseño debe cumplir con estos requisitos, incluidos los del literal F.4.A.6.2.5.

F.4.A.6.2.2.2 — Efectos de carga sísmica debidos a muros de mampostería y de concreto — Se permite utilizar miembros de pisos y cubiertas de acero formado en frío revestidos con paneles estructurales de madera en diafragmas para resistir fuerzas sísmicas horizontales debidas a muros de mampostería o de concreto en estructuras de dos pisos o menos de altura, siempre que tales fuerzas no resulten en fuerzas torsionales distribuidas a través del diafragma.

El revestimiento de panel estructural de madera en diafragmas que soportan muros de mampostería o de concreto deben tener rigidizados todos los bordes sin soporte.

F.4.A.6.2.3 — Resistencia requerida — La resistencia requerida de los diafragmas y los cordones del diafragma deben con lo prescrito en el Título A de NSR-10. La resistencia requerida para colectores se debe determinar a partir de la resistencia esperada del sistema de resistencia sísmica, pero no es necesario que exceda el efecto de fuerza sísmica, incluyendo la sobrerresistencia.

F.4.A.6.2.3.1 — Rigidez del diafragma — La rigidez para diafragmas de acero formado en frío, revestidos con paneles estructurales de madera se debe determinar con base en lo especificado en el Título A de NSR-10, o por medio de un análisis racional de ingeniería.

F.4.A.6.2.4 — Resistencia al Corte

F.4.A.6.2.4.1 — Resistencia nominal — La resistencia nominal de los diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera debe calcularse con la ecuación F.4.A.6.2.4.1-1 cumpliendo con los requisitos del literal F.4.A.6.2.4.1.1.

$$V_n = v_n L \quad (\text{F.4.A.6.2.4.1-1})$$

donde

L = longitud del diafragma que resiste, en m

v_n = resistencia nominal al corte por unidad de longitud como se especifica en la Tabla F.4.A.6.2.4-1, kN/m

F.4.A.6.2.4.1.1 — Requisitos para los sistemas tabulados — Los siguientes requisitos (a) hasta (o) se deben cumplir en los diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera:

- (a) La relación de aspecto (longitud: ancho) del diafragma no debe superar 4:1 para diafragmas con rigidizador y 3:1 para diafragmas sin rigidizador.
- (b) Las viguetas y las canales deben ser de acero ASTM A1003 Estructural Grado 33 (Grado 230) Tipo H para miembros con un espesor especificado de 0.84 mm y 1.09 mm, y de acero ASTM A1003 Estructural Grado 50 (Grado 340) Tipo H para miembros con un espesor especificado igual o mayor a 1.372 mm.
- (c) El mínimo espesor especificado de los miembros estructurales es 0.84 mm.
- (d) Las viguetas deben ser miembros con forma en C con un ancho mínimo de aleta de 41 mm, un ancho mínimo del alma de 89 mm y un atiesador de borde mínimo de 9.5 mm.
- (e) La canal debe tener un ancho mínimo de aleta de 32 mm y un ancho mínimo del alma de 89 mm.
- (f) Los tornillos para miembros estructurales serán mínimo No.8 y deben cumplir con ASTM C1513.
- (g) El revestimiento en panel estructural de madera se debe fabricar utilizando pegamento exterior y debe cumplir con DOC PS-1 y DOC PS-2.
- (h) Los tornillos utilizados para sujetar paneles estructurales de madera deben ser mínimo No.8 donde los miembros estructurales tienen un espesor especificado de 1.37 mm o menos y No. 10 donde los miembros estructurales tienen un espesor especificado mayor a 1.37 mm y cumplen con ASTM C1513.
- (i) Los tornillos en el cuerpo del panel deben contar con soportes intermedios y espaciados a un máximo de 300 mm a lo largo del miembro estructural.
- (j) No se permite utilizar paneles de menos de 300 mm de ancho.
- (k) El espaciamiento máximo entre viguetas no puede exceder 610 mm entre centros.
- (l) Cuando los diafragmas se diseñen con rigidizador, todos los bordes del panel deben estar sujetos a los miembros estructurales o al rigidizador de panel.
- (m) Cuando se usa como rigidizador, la cinta plana debe tener un espesor mínimo de 0.84 mm con un ancho mínimo de 38 mm y se deben instalar debajo del revestimiento.
- (n) Cuando los diafragmas se diseñan con rigidizador, los tornillos se deben instalar a través del revestimiento hasta el rigidizador.
- (o) Los sujetadores que se instalen a lo largo de los bordes en paneles de corte se deben instalar a no menos de 9.5 mm medidos desde el borde del panel.

F.4.A.6.2.4.2 — Resistencia de diseño — La resistencia de diseño ($\phi_v V_n$) se debe determinar con base en la resistencia nominal utilizando el siguiente factor de resistencia:

$$\phi_v = 0.60$$

F.4.A.6.2.4.3 — Deflexión de diseño — La deflexión de un diafragma con revestimiento en panel estructural de madera, que se indica en la Tabla F.4.A.6.2.4-1, se debe determinar utilizando los principios de mecánica teniendo en cuenta la deformación del revestimiento y su fijación, los cordones y los colectores.

Tabla F.4.A.6.2.4-1 — Resistencia nominal al corte (v_n) por unidad de longitud para diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera¹ (kN/m)

Revestimiento	Espesor (mm)	Con Rigidizador				Sin Rigidizador	
		Espaciamiento de los tornillos en los bordes del contorno del diafragma y en todos los bordes de paneles continuos (mm)				Tornillos espaciados a un máximo de 152.4 mm en todos los bordes soportados	
		150	100	65	50	Carga perpendicular a bordes sin rigidizador y a las juntas de paneles continuos	Todas las demás configuraciones
Estructural I	9.52	11.2	14.9	24.2	29.8		
	11.11	11.2	16.5	26.3	32.9	11.0	8.3
	11.90	13.5	18.0	28.8	36.0	12.0	9.0
C-D, C-C y otros paneles estructurales de madera clasificada ²	9.52	10.1	13.4	21.5	26.9	9.0	6.7
	11.11	11.1	14.8	23.6	29.6	9.9	7.4
	11.90	12.1	16.2	25.8	32.3	10.8	8.1

1. Para diafragmas revestidos con paneles estructurales de madera, los valores R_n tabulados son aplicables para la duración de la carga a corto plazo (fuerzas sísmicas).
2. Grados definidos por The Engineered Wood Association, APA.

F.4.A.6.2.5 — Requisitos donde el coeficiente de disipación de energía, R , es mayor de tres — Cuando el coeficiente de disipación de energía, R , utilizado para determinar las fuerzas laterales sea mayor de 3, tal como se permite en la

Tabla F.4.A.8.1, y el diafragma este construido con entramado de acero formado en frío revestido con paneles estructurales de madera, el diafragma debe cumplir con los requisitos adicionales del presente literal F.4.A.6.2.5.

F.4.A.6.2.5.1 — Estructuras de fachada abierta — El uso de estructuras de fachada abierta, con diafragmas rígidos revestidos con paneles estructurales de madera que dan como resultado la distribución de fuerza de torsión, estará limitado por lo siguiente:

- (a) La longitud normal del diafragma, al lado abierto, no debe exceder los 7.60 m, y la relación de aspecto (largo/ancho) debe ser menor a 1:1 para estructuras de un piso o 2:3 para estructuras de dos pisos, donde la dimensión de longitud del diafragma es perpendicular a la abertura.
- (b) Cuando los cálculos muestran que las deflexiones del diafragma pueden tolerarse, se permite que la longitud normal a la abertura se incremente a una relación de aspecto (largo: ancho) hasta de 3:2.

F.4.A.6.2.5.2 — Requisitos de los miembros — El revestimiento en panel estructural de madera debe disponerse de tal manera que el ancho mínimo del panel no sea menor que 610 mm.

F.4.A.7 — SUPERVISIÓN TÉCNICA INDEPENDIENTE

F.4.A.7.1 — Responsabilidades del fabricante — De acuerdo con la Resolución 017 de 2017 adoptada como parte de la NSR-10 el fabricante debe declarar bajo la gravedad de juramento que siguió todos los procedimientos de control de calidad que se consideren necesarios para garantizar que el trabajo se siguió de acuerdo con los requisitos del presente apéndice y en cumplimiento del Reglamento NSR-10.

F.4.A.8 — PARAMETROS SÍSMICOS

Los parámetros sísmicos para los sistemas de resistencia sísmica de estructuras fabricadas con perfiles de lámina doblada en frío especificados en el presente apéndice deben ser los que fija la Tabla F.4.A.4.8-1. Solo quedan cubiertas edificaciones de uno o dos pisos. No se permite mayor número de pisos.

Tabla F.4.A.8-1 – Parámetros sísmicos

Sistema de muros de carga		Valor R_0	Valor Ω_0	Zonas de amenaza sísmica					
Sistema resistencia sísmica (fuerzas horizontales)	Sistema de resistencia para cargas verticales			alta		intermedia		Baja	
				Uso permit	Altura max.	Uso permit	Altura max.	Uso permit	Altura max.
Paneles sísmicos con entramado de perfiles doblados en frío y enchapes en tableros de madera (véase F.4.A.5.1)	El mismo	5.0	3.0	Si	2 pisos	Si	2 pisos	Si	2 pisos
Muros con entramado de perfiles doblados en frío y enchapes en láminas de acero (véase F.4.A.5.2)	El mismo	5.0	3.0	Si	2 pisos	Si	2 pisos	Si	2 pisos
Sistemas de muros arriostrados con cintas con entramado liviano de acero (véase F.4.A.5.3)	El mismo	3.0	2.0	Si	2 pisos	Si	2 pisos	Si	2 pisos
Pórticos armados con perfiles de lámina doblada en frío, empernados (véase F.4.A.5.4)	El mismo	2.0	1.5	Si	2 pisos	Si	2 pisos	Si	2 pisos
Muros con entramado de perfiles doblados en frío y enchapes con tableros de yeso o de fibrocemento (véase F.4.A.5.5)	El mismo	2.0	2.0	Si	2 pisos	Si	2 pisos	Si	2 pisos

F.4.A.8.1 — Uso de componentes y conexiones sustitutos en los sistemas de resistencia a fuerzas laterales — La sustitución de componenetes o conexiones dentro de uno de los sistemas de resistencia sísmica especificados en el presente apéndice debe satisfacer las provisiones del reglamento NSR-10 y debe ser aprobada mediante una revisión técnica independiente.