ESTADO LIBRE ASOCIADO DE PUERTO RICO
ADMINISTRACION DE REGLAMENTOS Y PERMISOS
SANTURCE, PUERTO RICO

3515

ENMIENDAS ADOPTADAS
AL
REGLAMENTO DE EDIFICACION
(REGLAMENTO DE PLANIFICACION NUM. 7)

OCTUBRE 1987

ESTADO LIBRE ASOCIADO DE PUERTO RICO
ADMINISTRACION DE REGLAMENTOS Y PERMISOS
SANTURCE, PUERTO RICO

Núm. 3515
Fecha: 20 de octubre de 1987 4:18 p.m.
Aprobado: Héctor Luis Acevedo
Secretario de Estado
Por: _____
Secretaria Auxiliar de Estado

ENMIENDAS ADOPTADAS

AL

REGLAMENTO DE EDIFICACION

(REGLAMENTO DE PLANIFICACION NUM. 7)

VIGENCIA: ESTAS NORMAS REGIRAN A LOS QUINCE (15) DIAS DESPUES DE SU APROBACION POR LA JUNTA DE PLANIFICACION. SE CONCEDE UN TERMINO DE NOVENTA (90) DIAS A PARTIR DE LA FECHA DE VIGENCIA, DURANTE EL CUAL SERA OPCIONAL POR PARTE DE LOS PROYECTISTAS, EL DISEÑO O REDISEÑAR SUS PROYECTOS DE CONFORMIDAD CON LOS REQUISITOS ADICIONALES ESTABLECIDOS EN LAS NORMAS.

ENMIENDAS ADOPTADAS
AL
REGLAMENTO DE EDIFICACION

INTRODUCCION

Este documento contiene las enmiendas adoptadas al Reglamento de Edificación (Reglamento de Planificación Núm. 7). Las mismas están dirigidas a la actualización de las disposiciones de la Parte IV (Solidez Estructural) del reglamento obedeciendo a la necesidad de que los requisitos estructurales para el diseño y la construcción de edificios y estructuras en Puerto Rico estén a tono con los últimos adelantos tecnológicos y con el riesgo de la ocurrencia de terremotos y huracanes, según reflejado por estudios técnicos recientes.

A continuación algunos detalles de las enmiendas adoptadas expresados en forma general:

I- Cargas Mínimas para el Cálculo de las Estructuras

Se revisaron totalmente las disposiciones sobre cargas mínimas para el cálculo de las estructuras tomando en consideración requisitos del "Uniform Building Code" y las recomendaciones del estudio realizado por la Comisión sobre Terremotos del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico.

Como parte de esta revisión:

A- Se introducen disposiciones a considerar sobre factores de carga y combinaciones de carga.

B- Se actualiza la tabla de pesos de materiales a utilizarse en la determinación de las cargas fijas eliminando aquellos materiales que ya no se utilizan en Puerto Rico.

C- Se introducen disposiciones para la consideración de distribuciones críticas en las cargas accidentales mínimas para el diseño de pisos y techos, incluyendo el requerir que los techos especiales sean diseñados para las cargas accidentales apropiadas. Se estipula una carga accidental de cuarenta (40) libras por pie cuadrado para residencias de un nivel con techo plano. Además se establecen nuevas disposiciones para asegurar el drenaje adecuado de los techos.

Las especificaciones vigentes sobre reducción de cargas accidentales no fueron modificadas por considerarlas adecuadas, más práctica y fáciles de automatizar que las contenidas en el "Uniform Building Code".

D- Se mejora la organización de las disposiciones sobre cargas especiales introduciendo títulos para cada inciso de forma que sea más fácil identificar la materia tratada en éstos.

E- Se modifican las disposiciones generales sobre fuerzas laterales para especificar claramente que en el diseño de las estructuras el momento horizontal causado por todo tipo de carga lateral tendrá que ser considerado. Se incluyen especificaciones sobre vuelco y sobre los anclajes que deberán existir entre techos y paredes o columnas y entre paredes o columnas y cimientos. Se reduce el incremento en la resistencia del subsuelo de cien (100) a un treinta y tres (33) por ciento cuando se consideren cargas de viento o terremoto.

F- Se modifican totalmente las disposiciones sobre diseño para resistencia a vientos huracanados utilizando las normas del "Uniform Building Code" para crear unas especificaciones a tono con nuestra situación particular.

En primer término se selecciona y especifica una velocidad básica de viento para diseño basada en un estudio estadístico realizado por la "National Oceanographic and Atmospheric Administration (NOAA)". Reconociendo que Puerto Rico ha sufrido y puede sufrir huracanes de mayor intensidad que el huracán de diseño se incluye un factor de sobrecarga para los elementos secundarios y conecciones de estructuras livianas por considerar que éstos, debido a su poco peso y falta de redundancia, no podrían resistir en forma segura las presiones que puedan generarse durante un huracán de gran intensidad. Este factor de sobrecarga no aplicará en el diseño de edificios multipisos por estimarse que dado a su peso y configuración estructural las probabilidades de que los mismos puedan resistir en forma segura estas presiones son mucho más altas.

Se proveen dos métodos de análisis, uno para estructuras livianas y de poca altura y otro para estructuras multipisos no-livianas. Se considera que en estructuras multipisos se obtiene un análisis realista aplicando la presión en la proyección de las superficies verticales y horizontales. Sin embargo, se considera que este procedimiento no es lo suficientemente preciso para estructuras livianas y, por lo tanto, se provee para aplicar las cargas en las diferentes superficies de la estructura.

En la fórmula para computar las presiones de diseño se provee un factor de importancia (mayor seguridad) a tomarse en consideración en el diseño de estructuras tales como hospitales, escuelas, estaciones de policía y bomberos, y otras que deberán permanecer seguras y usables para propósitos de emergencia después de un huracán.

Al igual que en las disposiciones vigentes hasta ahora, se provee para permitir variaciones de presión a base de la altura de las estructuras a tono con los requisitos del "Uniform Building Code". Se proveen coeficientes de presiones más severos para los elementos y componentes de estructuras reconociendo que éstos pueden estar sometidos a presiones mayores que la presión normal de diseño.

G- Se reemplazan totalmente las disposiciones vigentes sobre fuerzas laterales inducidas por terremotos siguiendo las recomendaciones del estudio realizado por la Comisión sobre Terremotos del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico. Los cambios fundamentales son:

En la ecuación para determinar las fuerzas mínimas de terremotos para las estructuras se incluye un factor de zona igual a 0.6 para toda la isla, un factor de importancia (mayor seguridad) para las edificaciones vitales (hospitales, escuelas, estaciones de policía, bomberos y otras), las cuales deberán permanecer seguras y usables luego de un sismo, y un factor de suelos que considera las condiciones del subsuelo en la respuesta del edificio. La ecuación para el coeficiente "c" actual fue modificada, así como también la ecuación para la determinación del período de vibración para los edificios donde las cargas laterales serán resistidas por un sistema estructural de pórticos.

Para edificios esbeltos, donde el período de vibración es mayor de 0.7 segundos, se especifica que un por ciento de las fuerzas mínimas deberán aplicarse como una carga concentrada en el tope del edificio.

Se incluyen disposiciones para considerar el efecto P-Delta cuando en edificaciones esbeltas y flexibles el coeficiente de estabilidad sea mayor de diez (10) por ciento.

Se introducen disposiciones que permiten el uso de fuerzas y distribuciones alternas a las establecidas cuando se conduzca un análisis dinámico para las estructuras utilizando los movimientos de tierra denominados como el "Registro de Hollywood" y el "Registro de Taft".

Se introducen disposiciones que permiten, como un método alterno, el diseñar las estructuras sin consideraciones de ductilidad mediante el uso del espectro elástico del "Registro de Taft" en sustitución de la ecuación para la determinación de las fuerzas mínimas de diseño.

Se establece que el Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir la instalación de acelerógrafos en edificios de más de quince (15) plantas de altura y se dispone sobre su operación y mantenimiento.

II- Construcciones en Mampostería

Se revisaron totalmente las disposiciones vigentes usando como base las normas contenidas en el "Uniform Building Code", edición de 1982, y en el Código de Mampostería de Hormigón (ACI-531-79) del Instituto Americano del Hormigón (ACI). En resumen se eliminan del Código vigente los tipos de construcciones de mampostería que no se utilizan comunmente en Puerto Rico así como aquellos tipos de construcciones que presentan riesgos mayores en caso de movimientos sísmicos significativos. Los cambios fundamentales se concentran en las siguientes áreas:

A- Se eliminan aquellos materiales de construcción en mampostería que no se utilizan comunmente, a la vez que, se establecen las especificaciones que deberán satisfacer los demás materiales que se permitirá usar para las construcciones de mampostería en Puerto Rico.

B- Se introducen disposiciones para proveer varios métodos para la determinación de la resistencia última de la mampostería de manera que su diseño, especificación y construcción pueda efectuarse en forma controlada. A base de la resistencia última determinada en este artículo es que se especifican los esfuerzos permisibles en disposiciones subsiguientes.

C- Las construcciones de mampostería se dividen en dos tipos principales: mampostería reforzada y mampostería sin reforzar. Las disposiciones sobre mampostería sin reforzar especifican los esfuerzos de trabajo en compresión, cortante o tensión permitidos para la mampostería de unidades huecas o sólidas. Indican, además, los valores de fuerzas en cortante permitidos en tornillos de anclaje incrustados en unidades de mampostería sin reforzar.

Para las construcciones en mampostería reforzada se establecen los esfuerzos de trabajo permitidos para compresión y cortante así como el módulo de elasticidad, módulo de rigidez y esfuerzo de contacto, en unidades de mampostería sólidas o huecas. Se especifican, además, los esfuerzos de trabajo en tensión y compresión permitidos en el acero de refuerzo. Estas disposiciones proveen guías específicas diseñadas para el cómputo de los esfuerzos en flexión, cortante y para esfuerzos combinados axiales y de flexión. También especifican el método a utilizarse para determinar el esfuerzo para cortante, así como los requerimientos para anclajes y empalmes del refuerzo.

D- Se introducen disposiciones para la construcción de muros de mampostería parcialmente reforzada o sin reforzar en las que se indican los esfuerzos permisibles, los espesores de muros y las razones de altura o espesor permitidas.

III-Construcciones de Hormigón Armado

Se introducen nuevas disposiciones para establecer que el diseño de las estructuras de hormigón armado deberá satisfacer las especificaciones mínimas del reglamento del "American Concrete Institute (ACE 318-83)" exceptuando el Apéndice "A" el cual se substituye por los requisitos que se establecen en un título adicional en estas enmiendas para el diseño sísmico de estructuras de hormigón armado. Como parte de estas nuevas normas se establece que:

A- Las pruebas para determinar los parámetros químicos y físicos del cemento deberán satisfacer los requisitos normales así como los opcionales que se establecen en el ASTM-C-150, última edición. Se fija,además un límite máximo para la fineza del cemento.

B- Las pruebas requeridas anteriormente deberán realizarse en un laboratorio aprobado para estos fines por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

IV- Construcción en Hormigón Pretensionado y Prefabricado

Se introducen nuevas disposiciones sobre el uso del hormigón prevaciado, preesforzado y en elementos compuestos de piezas prevaciadas y hormigón vaciado en sitio.

V- Construcciones de Acero (Convencional)

Se substituyen las disposiciones vigentes por nuevas disposiciones que establecen mediante referencia los requisitos mínimos a satisfacer en el diseño de estructuras de acero.

VI- Diseño Plástico de Estructuras de Acero

Se actualizan sus disposiciones sobre las referencias incluídas en las mismas.

VII-Construcciones de Acero Liviano

Se substituyen las disposiciones vigentes por nuevas disposiciones que establecen que el diseño de las estructuras deberá satisfacer las especificaciones mínimas del Reglamento del "American Iron and Steel Institute", versión del 1980.

VIII-Sistemas de Viguetas

Se substituyen las disposiciones vigente por nuevas disposiciones que establecen que el diseño de los sistemas deberá satisfacer las especificaciones mínimas del "Steel Joist Institute", versión del 1978.

IX- Construcciones de Madera

Se substituyeron totalmente las disposiciones vigentes por nuevas disposiciones que básicamente corresponden a traducciones hechas de las disposiciones correspondientes del "Uniform Building Code", ajustadas a los materiales comunmente en uso en Puerto Rico y en ocasiones organizadas en un nuevo formato para mayor claridad. En resumen, se proveen ahora unas disposiciones completas para viabilizar el diseño para construcciones en madera, entre otras:

A- Se especifican los esfuerzos unitarios permitidos para diseño aplicables a los diferentes tipos de madera comunmente usados en Puerto Rico. Se especifican, además, los factores de ajuste de estos esfuerzos unitarios permitidos para las diferentes circunstancias que los afectan, tales como, duración de carga, esbeltez, tamaño, forma, temperatura, etc.

B- Se introducen disposiciones para requerir que toda madera que tenga un uso estructural esté debidamente identificada de forma que permita una inspección efectiva de la construcción.

C- Se introducen disposiciones para establecer las especificaciones que aplicarán para el diseño de elementos horizontales. Se dispone,además, para el diseño en flexión y cortante del elemento y para la compresión perpendicular a la fibra; así como también sobre las especificaciones para el diseño de conexiones y de elementos con muescas.

D- Se introducen disposiciones para establecer los requisitos relacionados con el diseño de columnas en las que se clasifican las mismas y se especifica la razón de esbeltez permitida para diferentes tipos de elementos que actúen en compresión.

E- Se introducen disposiciones para establecer las fórmulas y las especificaciones a tomarse en consideración en el diseño de diferentes tipos de elementos de madera sometidos a cargas axiales y combinadas con flexión.

F- Se introducen disposiciones para requerir que los esfuerzos en compresión para carga en ángulo con el grano sean computadas de acuerdo a la fórmula de Hankinson.

G- Se introducen disposiciones para establecer las especificaciones que regirán el diseño de conexiones de madera con pernos, tornillos y clavos. Se incluyen, además, requisitos tabulados para indicar las cargas a permitirse en cada caso.

H- Se introducen las normas que regirán el diseño de miembros de madera estructural laminada pegada y de madera laminada pegada contrachapada ("plywood").

I- Se introducen las especificaciones y otros requisitos que regirán el diseño de diafragmas de madera laminada contrachapada ("plywood").

J- Se introducen las especificaciones que regirán el uso de madera combinada con mampostería o concreto.

K- Se establecen los requisitios generales de construcción para obtener una estructura en madera segura y duradera. A estos efectos se incluyen especificaciones detalladas sobre protección contra el deterioro y la polilla. Entre otras cosas se dispone sobre el contenido de humedad de la madera, separación entre el terreno y la madera, ventilación debajo del piso, etc.

X- Disposiciones Especiales para el Diseño Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado

Se introducen por primera vez en la reglamentación vigente en Puerto Rico los requisitos especiales necesarios para el diseño sismoresistente de estructuras de hormigón armado a fin de que la estructura que se construya pueda sostener deformaciones inelásticas considerables sin que ocurra el colapso de la misma. Estos requisitos especiales aplicarán para todas aquellas estructuras de hormigón armado diseñadas considerando ductilidad en adición a los requisitos del reglamento del Instituto Americano del Hormigón (ACI-318-83) que se estipulan en la parte de estas enmiendas relativas a las construcciones de hormigón armado. Los mismos substituyen el Apéndice A del referido ACI-318-83. Entre estos requisitos se destacan los siguientes:

A- Se introducen disposiciones para indicar los detalles de refuerzo longitudinal y de cortante requeridos por las vigas y columnas de armazones dúctiles que deban sostener deformaciones inelásticas excesivas. Estas disposiciones especifican las dimensiones mínimas de la sección, los por cientos de acero máximos permitidos en la sección, la continuidad del acero positivo y negativo, los anclajes y largos de empalme requeridos para el refuerzo longitudinal, el refuerzo especial en zonas de articula-

ciones plásticas potenciales y los refuerzos de cortante especiales requeridos en las vigas y columnas para asegurar que no ocurran fallas prematuras por tensión diagonal. Se indican, además, los requisitos y consideraciones de diseño para las conexiones de vigas y columnas para que éstas resistan adecuadamente las fuerzas inducidas por dichas vigas y columnas.

B- Se introducen disposiciones para indicar los requisitos de cargas para las que se deberán diseñar los muros de corte. Se indican, además, los esfuerzos máximos permitidos para cortante en el hormigón y los por cientos mínimos de refuerzo longitudinal y de cortante; así como los por cientos máximos de acero permitidos para las vigas de acoplamiento de paredes acopladas.

XI- Disposiciones Especiales Sismo-Resistentes para Construcciones de Acero

Se introducen por primera vez en la reglamentación vigente en Puerto Rico los requisitos especiales necesarios para el diseño sismoresistente de estructuras de acero a fin de garantizar el comportamiento dúctil de tales estructuras. Estos requisitos especiales suplementarán las disposiciones del Código de Estructuras de Acero del "American Institute of Steel Construction", edición de 1978, que se estipula como una disposición reglamentaria a satisfacer en la parte de estas enmiendas relativas a las construcciones de acero (convencional). Los requisitos incluidos en estas disposiciones corresponde a las recomendaciones finales del estudio realizado por la Comisión sobre Terremotos del Colegio de Ingenieros y Agrimensores de Puerto Rico. Sus puntos sobresalientes son:

A- Se introducen disposiciones para requerir que en las juntas de armazones de acero se provean placas de acero que le den continuidad a las alas de los elementos que se unen y para reforzar la unión entre elementos.

B- Se introducen disposiciones para establecer que las conexiones de vigas a columnas deberán resistir el cortante último desarrollado por los momentos plásticos que pudieran generarse en las articulaciones de los extremos de las vigas.

C- Se introducen disposiciones para establecer que las alas de los elementos deberán satisfacer las razones de ancho a espesor que se estipulan para evitar fallas prematuras del elemento por inestabilidad local sin que se generen las deformaciones inelásticas anticipadas.

D- Se introducen disposiciones para requerir pruebas no-destructivas para todas las soldaduras de los elementos primarios con el propósito de asegurarse que no existen deficiencias que impidan el desarrollo de la capacidad última de las conexiones.

E- Se introducen disposiciones para especificar los largos máximos a permitirse entre arriostramientos de tal forma que se puedan resistir los desplazamientos laterales y torsionales inelásticos sin que ocurran inestabilidades locales.

XII- Construcciones de Casas de Una o Dos Familias

Se introducen estas nuevas disposiciones para establecer unos criterios específicos y alternos para el diseño estructural de casas de una o dos familias. En lo concerniente a fuerzas de terremoto se establecen unas fuerzas con mínima consideración de ductilidad. Los requisitos específicos que se establecen están orientados hacia los sistemas de construcción de casas de uso más común en Puerto Rico.

INDICE

Página

TITULO IV-A

IV-A-0 CARGAS MINIMAS PARA EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS

Artículo IV-A-1.0- General 1

Artículo IV-A-2.0- Cargas Fijas 1

Artículo IV-A-3.0- Cargas Accidentales 5

Artículo IV-A-4.0- Cargas Especiales 12

Artículo IV-A-5.0- Fuerzas Laterales 13

Artículo IV-A-6.0- Fuerzas Laterales - Resistencia a Vientos Huracanados 15

Artículo IV-A-7.0- Fuerzas Laterales - Resistencia a los Terremotos 21

TITULO IV-F

IV-F-0 CONSTRUCCION EN MAMPOSTERIA

Artículo IV-F-1.0- Requisitos Generales 52

Artículo IV-F-2.0- Materiales 53

Artículo IV-F-3.0- Resistencia de la Mampostería . . . 59

Artículo IV-F-4.0- Diseño y Construcción de la Mampostería 62

Artículo IV-F-5.0- Construcciones de Mampostería sin Reforzar 65

Artículo IV-F-6.0- Construcciones de Mampostería Reforzada 68

Artículo IV-F-7.0- Muros de Carga en Mampostería . . . 83

Artículo IV-F-8.0- Tabiques de Carga en Mampostería . . 84

Artículo IV-F-9.0- Paredes de Bloques de Cristal . . . 85

TITULO IV-G

IV-G-0 CONSTRUCCIONES DE HORMIGON ARMADO

Artículo IV-G-1.0- Diseño de Hormigón 87

TITULO IV-H

IV-H-0 CONSTRUCCION EN HORMIGON PRETENSIONADO Y PREFABRICADO

Artículo IV-H-1.0- Uso del Hormigón 88

TITULO IV-I

IV-I-0 CONSTRUCCIONES DE ACERO (CONVENCIONAL)

Artículo IV-I-1.0- Diseño de Estructuras 89

TITULO IV-J

IV-J-0 DISEÑO PLASTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Artículo IV-J-1.0- Diseño de Estructuras 90

TITULO IV-K

IV-K-0 CONSTRUCCIONES DE ACERO LIVIANO

Artículo IV-K-1.0- Diseño de Estructuras 91

TITULO IV-L

IV-L-0 SISTEMAS DE VIGUETAS

Artículo IV-L-1.0- Diseño de los Sistemas 92

TITULO IV-M

IV-M-0 CONSTRUCCIONES EN MADERA

Artículo IV-M-1.0- General 93

Artículo IV-M-2.0- Tamaño de los Elementos Estructurales 98

Artículo IV-M-3.0- Esfuerzo 98

Artículo IV-M-4.0- Identificación 104

Artículo IV-M-5.0- Diseño de Elementos Horizontales . . 105

Artículo IV-M-6.0- Diseño de Columnas 107

Artículo IV-M-7.0- Cargas en Flexión o Axiales Combinados 109

Artículo IV-M-8.0- Conectores de Angulo al Grano . . . 111

Artículo IV-M-9.0- Conectores y Amarres de Madera . . . 111

Artículo IV-M-10.0- Diseño de Madera Estructural Laminada Pegada 114

Artículo IV-M-11.0- Diseño de Miembros Hechos de Varias Piezas Pegadas 114

Artículo IV-M-12.0- Diafragmas de Madera 114

Artículo IV-M-13.0- Madera Combinada con Mampostería o Concreto 116

Artículo IV-M-14.0- Requisitos Generales de Construcción 117

TITULO IV-S

IV-S-0 DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

IV-S-1.0- Alcance 153

IV-S-2.0- Generalidades 156

IV-S-3.0- Miembros de Flexión de Armazones Dúctiles Especiales 157

IV-S-4.0- Columnas de Armazones Dúctiles Sujetos a Cargas Axiales y en Flexión 160

IV-S-5.0- Conexiones Viga-Columna 162

IV-S-6.0- Muros de Corte 163

TITULO IV-T

IV-T-0 DISPOSICIONES ESPECIALES SISMO-RESISTENTES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO

Artículo IV-T-1.0- Diseño y Construcción 166

Artículo IV-T-2.0- Materiales 168

Artículo IV-T-3.0- Juntas 168

Artículo IV-T-4.0- Conexiones 169

Artículo IV-T-5.0- Inestabilidad Local. 170

Artículo IV-T-6.0- Pruebas No-Destructivas 171

Artículo IV-T-7.0- Arriostramientos Laterales 172

TITULO IV-U

IV-U-0 CONSTRUCCIONES DE CASAS DE UNA O DOS FAMILIAS

Artículo IV-U-1.0- Aplicabilidad y Alcance 174

Artículo IV-U-2.0- Cargas Fijas 175

Artículo IV-U-3.0- Cargas Accidentales 175

Artículo IV-U-4.0- Cargas Especiales 175

Artículo IV-U-5.0- Fuerzas Laterales 175

Artículo IV-U-6.0- Resistencia a Vientos Huracanados . 176

Artículo IV-U-7.0- Resistencia a Terremotos 177

Artículo IV-U-8.0- Cimentaciones 179

Artículo IV-U-9.0- Pórticos de Hormigón Armado 180

Artículo IV-U-10.0- Sistemas de Muros de Carga y Muros Transversales de Mampostería Confinados por Marcos de Hormigón Armado 182

TITULO IV-A

IV-A-O CARGAS MINIMAS PARA EL CALCULO DE LAS ESTRUCTURAS

ARTICULO IV-A-1.0 - GENERAL

1. Resistencia de la Estructura- Todo edificio o estructura será diseñado para resistir, de acuerdo a las limitaciones de esfuerzo y resistencia provistas en este reglamento, las cargas fijas, cargas accidentales, cargas especiales, la presión de viento y las fuerzas causadas por terremoto. Las cargas de impacto también seràn consideradas en el diseño de cualquier edificio o estructura donde éstas ocurran.

2. Factores de Carga- Los factores de carga para diseño último de hormigón y diseño plástico de acero serán aquellos indicados en los artículos de este reglamento correspondientes a estos materiales.

3. Combinaciones de Carga- Todo componente de edificio o estructura será provisto de resistencia adecuada para resistir los esfuerzos más críticos resultantes de las siguientes combinaciones de carga:

   a. fija más accidental en pisos y techo

   b. fija más accidental en pisos más viento y terremoto

   La carga accidental en los pisos no se considerará cuando su utilización resulte en esfuerzos menores en el miembro bajo investigación.

ARTICULO IV-A-2.0 - CARGAS FIJAS

1. Estimado de Cargas Fijas- Para estimar las cargas fijas, de no haber otra información más precisa se presumirán los pesos de materiales y construcciones especificados en la Tabla IV-A-2.1 a continuación:

TABLA IV-A-2.1
Cargas Fijas

CIELOS RASOS						
Bloques de yeso, 2" espesor sin enlucido	10.00	lbs.	por	pie	cuadrado	
Cartón de yeso, sin enlucido	3.00	"	"	"	"	
Yeso de 3/4" y listonado de madera	8.00	"	"	"	"	
Yeso de 3/4" y listonado metálico	8.00	"	"	"	"	
Yeso sobre bloques u hormigón	5.00	"	"	"	"	
Cielo raso suspendido, listonado metálico y yeso	10.00	"	"	"	"	
TECHOS						
Metal corrugado galvanizado:						
20 "U.S. Standard Gauge"	1.66	"	"	"	"	
24 "U.S. Standard Gauge"	1.16	"	"	"	"	
28 "U.S. Standard Gauge"	0.78	"	"	"	"	
Fieltro de Techar: 3 capas y gravilla	5.50	"	"	"	"	
Fieltro de Techar: 5 capas y gravilla	6.50	"	"	"	"	
Fieltro de Techar: 3 capas y escoria	4.50	"	"	"	"	
Fieltro de Techar: 5 capas y escoria	5.50	"	"	"	"	
Material de techar preparado de tres capas (ready roofing)	1.00	"	"	"	"	
Pizarra 1/4 pulgada	10.00	"	"	"	"	
Tejamaniles de madera	3.00	"	"	"	"	
Tejamaniles de asbestos	4.00	"	"	"	"	
Tejas de arcilla	10 a 18	lbs	por	pie	cuadrado	

Tragaluces de metal con cristal armado	8.00	" " " "
PISOS		
Pisos de madera dura, 7/8" de espesor	4.00	lbs por pie cuadrado
Entablado, pino amarillo, pino del Pacífico de 1", abeto de 7/8"	2.50	" " " "
Entablado pino amarillo de 1"	4.00	" " " "
Bloques de madera, creosotados, 3" de espesor	15.00	" " " "
Terminación en cemento, por pulgada de espesor	12.00	" " " "
Terrazo, losetas, mástique (mastic) linóleo, por pulgada de espesor, incluyendo la base	12.00	" " " "
TABIQUES		
Virotillos metálicos de canaletas, listonado metálico, enlucido de cemento sólido de 2" espesor	17.5	" " " "
Virotillos de madera de 2" x 4", listonado de madera o metálico, enlucido de 3/4" a ambos lados	18.00	" " " "
Virotillos de madera de 2" x 4", cartón de yeso, enlucido de 1/2" a ambos lados	18.00	" " " "
Enlucido de 1/2", sobre bloques de yeso o bloques de arcilla (en un sólo lado)	4.00	" " " "
Bloques de cristal de 4"	18.00	" " " "
Tabiques de acero	2.00	" " " "
Bloques de huecos de hormigón:		
4" x 8" x 16"	25.00	por cada bloque
6" x 8" x 16"	30.00	" " "
8" x 8" x 16"	45.00	" " "
12" x 8" x 16"	62.00	" " "

PAREDES

Ladrillos, 8" espesor	84.00	por pie cuadrado
Ladrillos, 12" espesor	121.00	" " "
Ladrillos, 16" espesor	168.00	" " "
Ladrillos, 20" espesor	205.00	" " "
Ladrillos, 24" espesor	243.00	" " "
Bloques de terracota para paredes, 6" espesor	30.00	" " "
Bloques de terracota para paredes, 8" espesor	33.00	" " "
Bloques de terracota para paredes, 10" espesor	40.00	" " "
Bloques de terracota para paredes, 12" espesor	45.00	" " "
Ventanas: cristal, marco y armazón	8.00	" " "

FABRICA DE HORMIGON

Cemento, piedra, arena	150.00	por pie cuadrado
Cemento, escoria, etc.	140.00	" " " "
Cemento, agregados livianos	110.00	" " " "

OTROS MATERIALES DE CONSTRUCCION

Cenizas	40-45	" " " "
Cemento Portland a granel	94.00	" " " "
Cemento Portland fraguado	183.00	" " " "
Cal, yeso, a granel	53-64	" " " "
Mortero, fraguado	103.00	" " " "

Escoria apilada (bank slag)	67-72	"	"	"	"
Escoria triturada a máquina (machine slag)	96.00	"	"	"	"
Escoria en polvo (slag sand)	49-55	"	"	"	"

ARTICULO IV-A-3.0 - CARGAS ACCIDENTALES

1. Diseño de Pisos

a. Cargas Mínimas- Para el diseño de las estructuras se utilizarán las cargas accidentales más altas a las que dichas estructuras están sujetas de acuerdo con el uso u ocupación a que esté destinada cada dependencia, pero en ningún caso se presumirán cargas menores que las especificadas en la siguiente Tabla IV-A-3.1a.

TABLA IV-A-3.1a
Cargas Accidentales

Clasificación	Cargas Accidentales Mínimas (lbs/pie cuadrado)
Edificios Residenciales	
Escaleras, pasillos, corredores, balcones y áreas públicas	100
Otras áreas	40
Edificios Comerciales	
Oficinas	50
Industrias manufactureras livianas	125
Lavanderías, panaderías	150
Tiendas, mercancía liviana	75
Tiendas, mercancía pesada	125
Escaleras, pasillos y corredores	100

Edificios para reuniones	
Armerías	150
Sitios de reunión con asientos fijos	60
Sitios de reunión con asientos movibles	100
Salas de baile	100
Salas públicas	100
Restaurantes	100
Bibliotecas, salas de lectura	60
Bibliotecas, espacio para los anaqueles de libros	125
Alcaldías	80
Edificios para cortes de Justicia	80
Escuelas - salones de clases	40
Gimnasios - Piso principal y galerías	100
Graderías	100
Escaleras, pasillos y corredores	100
Teatros	
Salas de descanso	100
Piso de la platea y pasadizos	60
Graderías	100
Piso del escenario	125
Escaleras, pasillos y corredores	100
Edificios Institucionales	
Celdas de cárceles, reformatorios, presidios y otras instituciones penales	40
Hospitales y otros edificios institucionales similares	

Cuartos de pacientes	40
Sala de Operaciones	60
Laboratorios y Salas de Rayos X	60
Espacios para el público	80
Orfelinatos y Asilos	40
Corredores, Escaleras y Pasillos	100
Edificios para Almacenar	
Garajes para estacionar autos	50*
Garajes para estacionar vehículos pesados	125
Almacenes livianos	125
Almacenes pesados	250
Corredores, escaleras y pasillos	100
Aceras sobre Subsótanos y otras Areas	200

* Se considerará además el efecto de una carga concentrada de dos mil (2,000) libras aplicada en cualquier punto del sistema de piso. Se proveerá también una restricción arquitectónica de carácter permanente, que limite la altura de entrada a las losas estructurales a seis pies ocho pulgadas. De lo contrario se usarán las cargas accidentales correspondientes a vehículos pesados.

b. Otras Clasificaciones- Las cargas accidentales a usarse en el diseño de estructuras cuyos usos no han sido específicamente indicados en la tabla anterior, serán determinados por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

c. Distribución Crítica de la Carga Accidental- Donde hay miembros estructurales continuos, las condiciones de carga que podrían causar esfuerzo cortante y momentos flexores máximos a lo largo del miembro serán investigadas.

d. Distribución de Carga Uniforme en Pisos- Donde estén envueltas cargas uniformes en pisos, la consideración puede limitarse a la carga muerta total en todos los

tramos en combinación con la totalidad de la carga accidental en los tramos adyacentes y alternos.

e. Cargas Concentradas- En el diseño de los pisos para edificios comerciales, industriales o para almacenar, se considerará una carga concentrada de dos mil (2,000) libras ocupando un espacio de dos y medio (2 1/2) pies por dos y medio (2 1/2) pies. En tales casos, los elementos estructurales del piso se diseñarán para resistir la carga concentrada estipulada o las accidentales estipuladas anteriormente, cualquiera de éstas que produzcan los esfuerzos mayores. Las escaleras exteriores se diseñarán para resistir cargas concentradas de trescientas (300) libras, espaciadas tres (3) pies entre centros, ocupando cada una un área de por lo menos doce (12") pulgadas por el ancho de la huella o las accidentales de cien (100) libras uniformes estipuladas anteriormente, cualquiera de éstas que produzca los esfuerzos mayores.

f. Paredes o Tabiques Provisionales- En edificios para oficinas y otros edificios donde los tabiques y paredes divisorias no estuvieran definitivamente señalados en los planos o donde estén sujetos a ser mudados de un punto a otro, se le agregará una carga uniforme repartida de veinticinco (25) libras por pie cuadrado a la carga fija en aquellas áreas afectadas. En los casos en que se conozca el material de construcción de los tabiques se le agregará una carga uniformemente repartida no menor de un diez (10) por ciento del peso de un (1) pie lineal del tabique a la carga fija en aquellas áreas afectadas.

g. Refuerzo Negativo sobre Apoyos No-Estructurales- Las losas de piso o techo no deberán descansar en paredes de bloques cuyo apoyo no fue considerado en el diseño a menos que se provea acero en la parte superior de la losa suficiente para resistir el momento negativo que se genera al apoyarse la losa en la pared de bloques. De no colocarse este acero será necesario proveer suficiente espacio entre losa y pared para permitir que la losa deflexione libremente.

h. Consideración de Impacto- Las cargas accidentales mínimas estipuladas en este reglamento conceden margen para cubrir los efectos del impacto corriente. En edificios o estructuras para usos especiales sujetos a cargas que conllevan impacto extraordinario, tales como el impacto resultante de maquinaria móvil, ascensores, grúas, vehículos, etc., se aumentarán las cargas accidentales para proveer

para tal impacto de acuerdo con la naturaleza del equipo a ser instalado, pero nunca menos del veinticinco (25) por ciento de la carga accidental. Las estructuras que soporten los ascensores serán diseñadas para resistir una carga accidental adicional de un cien (100) por ciento.

i. Indicación de la Carga Accidental- En los edificios que van a dedicarse a uso comercial o para almacenar se fijará en un sitio visible de cada piso un cartel que indique la carga accidental para la cual dicho piso, o parte del mismo, fue diseñado.

j. Ensayos de Carga- En caso de que haya duda en cuanto a la seguridad que ofrezca un edificio, el Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir una prueba de carga para determinar si dicha construcción es adecuada para el uso destinado. Dichas pruebas se harán bajo la inspección de un funcionario autorizado de la Administración de Reglamentos y Permisos.

k. Prohibición de Cargas Excesivas- Será ilegal colocar, causar o permitir que se coloque una carga mayor que la permitida por este reglamento en el piso o techo de cualquier edificio o estructura.

l. Cargas Adicionales- En estructuras donde se comtemple el paso de vehículos de la limpieza sobre pisos estructurales se tomarán las debidas provisiones para incluir el efecto de esta carga sobre el sistema de pisos.

2. Diseño de Techos

a. General- Los techos sostendrán, dentro de las limitaciones de esfuerzos de este reglamento, todas las cargas muertas más las cargas accidentales de veinte libras por pie cuadrado (20 lbs./pie^2) en techos inclinados o cuarenta libras por pie cuadrado (40 lbs/pie^2) en techos planos. En estructuras con techos planos que tengan algún impedimento que haga imposible la construcción de otra planta podrá utilizarse una carga accidental unitaria de sólo veinte libras por pie cuadrado (20 lbs./pie ^{2}). Las cargas accidentales se asumirán actuando verticalmente en el área proyectada en un plano horizontal.

b. Distribución de Cargas- Donde las cargas de techo uniformes estén envueltas en el diseño de miembros estructurales continuos, las consideraciones pueden

estar limitadas a la carga muerta total en todos los tramos en combinación con la carga accidental total en los tramos adyacentes y alternos.

c. Cargas No-Balanceadas- Se usarán cargas no-balanceadas cuando las mismas resulten en miembros o conexiones mayores. Los pórticos y los arcos podrán ser diseñados para resistir los esfuerzos causados por cargas accidentales en la mitad del tramo si dicha carga resulta en un cambio de dirección de los esfuerzos, o en esfuerzos mayores que los producidos por la carga accidental unitaria requerida en el tramo completo. Para techos cuya estructura esté compuesta por una cáscara presforzada, enmarcada o sólida, en donde los esfuerzos causados por la carga en cualquier punto sean distribuidos a lo largo del área de la cáscara, los requisitos para la carga de diseño accidental unitaria no balanceada podrán reducirse al cincuenta (50) por ciento.

d. Techos Especiales- Los techos a ser utilizados para propósitos especiales serán diseñados para las cargas apropiadas según sea aprobado por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

Las barras para techos de invernaderos de plantas, largueros y cabrios serán diseñados para llevar una carga mínima concentrada de cien (100) libras en adición a la carga accidental.

e. Acumulación de Agua- Todos los techos serán diseñados con pendiente o curvatura suficiente para asegurar el drenaje adecuado después de la deflexión a largo plazo causada por cargas muertas o para soportar las cargas máximas incluyendo la posible acumulación accidental de agua causada por las deflexiones. En el caso de techos planos se proveerá un drenaje mínimo de un cuarto (1/4) de pulgada por pie lineal y la diferencia mínima entre el punto más alto y el más bajo será de dos (2) pulgadas.

f. Cargas Especiales- En el diseño de techos se considerarán cargas concentradas o distribuidas, según sea el caso, producidas por tanques de agua, calentadores solares, antenas parabólicas, unidades de aire acondicionado central o cualquier otro equipo que se contemple descansar en el techo. En caso en que se desee colocar sobre el techo un equipo pesado que no haya sido contemplado en el análisis de la estructura, se consultará a un ingeniero o arquitecto licenciado previo a la instalación.

3. Reducción de las Cargas Accidentales

a. Reducciones Permitidas en Vigas y Vigas Principales- Las siguientes reducciones en las cargas accidentales serán permitidas en el diseño de vigas y vigas principales. No se permitirán reducciones en las cargas accidentales para el diseño de losas, viguetas y otras piezas secundarias. Sin embargo, se permitirá la reducción en la carga accidental total en el diseño de vigas y vigas principales basada en cierta área tributaria de piso o techo conforme a la Tabla IV-A-3.3a:

TABLA IV-A-3.3a
Reducciones Permitidas en
Vigas y Vigas Principales

Reducciones Permitidas	Area Tributaria de Piso o Techo (pies cuadrados)
5%	100
10%	200
15%	300

Esta reducción aplicable a la viga no será adicional a la permitida en el diseño de las columnas y los cimientos, ni se usará en el diseño de edificios a ser ocupados o usados como almacén.

b. Reducciones Permitidas en Columnas, Paredes y Cimientos- La carga accidental que se indica en los incisos 1 y 2 de este artículo, acumulada hasta el nivel donde está el elemento objeto de diseño, puede reducirse como se indica en la Tabla IV-A-3.3b a continuación, basándose en la localización de dichas piezas o cimientos en el edificio.

TABLA IV-A-3.3b
Reducciones permitidas en Columnas, Paredes y Cimientos

Altura	Edificios de Almacenaje	Edificios Industriales, Comerciales y Garajes	Otros Edificios
Techo	0%	0%	0%
Techo y un (1) piso	0%	0%	0%
Techo y dos (2) pisos	5%	10%	10%
Techo y tres (3) pisos	10%	20%	20%
Techo y cuatro (4) pisos	15%	30%	30%
Techo y cinco (5) pisos	20%	30%	35%
Techo y seis (6) pisos	20%	30%	40%
Techo y siete (7) pisos	20%	30%	45%
Techo y ocho (8) pisos o más	20%	30%	50%

ARTICULO IV-A-4.0 - CARGAS ESPECIALES

1. Presión Lateral del Suelo- En el diseño de las paredes de las plantas bajas, y de otras estructuras verticales o aproximadamente verticales que queden bajo el nivel del terreno se tomará en consideración la presión lateral del suelo. También se tomarán en consideración las posibles sobrecargas debidas a cargas fijas o móviles en el terreno adyacente.

2. Subpresión Hidrostática- En el diseño de los pisos de las plantas bajas, y de otras estructuras horizontales o aproximadamente horizontales, construídas bajo el nivel

del terreno, se tomará en consideración la subpresión hidrostática si existiera alguna.

3. Presión Horizontal en Barandas de Escaleras- Las barandas de las escaleras serán diseñadas para resistir una presión horizontal de veinte (20) libras por pie lineal aplicada en la parte superior de la baranda.

4. Presión Horizontal en Barandas de Balcones, Corredores y Galerías- Las barandas de los balcones, corredores y galerías serán diseñadas para resistir una presión horizontal de cincuenta (50) libras por pie lineal aplicada en la parte superior de la baranda.

5. Carga Concentrada en Aticos con Pasadizos- En los áticos donde se vaya a instalar un pasadizo los apoyos serán diseñados para resistir una carga concentrada de doscientas (200) libras, ocupando un espacio de dos y medio (2 1/2) pies por dos y medio (2 1/2) pies y colocada en tal forma que produzca los esfuerzos máximos en los elementos afectados.

6. Presión Dirigida de Adentro hacia Afuera- Los pisos, techos, paredes y puertas de bóvedas o edificios a usarse para el almacenaje o manufactura de productos o materiales de piroxilina se diseñarán para resistir una presión dirigida de adentro hacia afuera no menor de trescientas (300) libras por pie cuadrado.

ARTICULO IV-A-5.0 - FUERZAS LATERALES

1. General- Toda estructura será diseñada y construida para resistir las fuerzas laterales producidas por vientos huracanados o terremotos conforme a lo que se establece más adelante en este artículo y en los Artículos IV-A-6.0 (Fuerzas Laterales-Resistencia a Vientos Huracanados) y IV-A-7.0 (Fuerzas Laterales-Resistencia a Terremotos). Se utilizará en el diseño la carga que resulte mayor. En ambos casos se diseñarán los elementos de acuerdo a los requisitos de ductilidad estipulados en los Títulos IV-T y IV-S a menos que las cargas calculadas debido a viento sean mayores que las cargas de terremotos multiplicadas por un factor igual a (R/2), donde R es el factor de ductilidad estipulado en la Tabla IV-A-7.9 (1).

   a. Unión y Amarre entre Elementos- En general toda estructura será diseñada y construida en tal forma que todos los elementos calculados para resistir las fuerzas laterales queden amarrados y unidos entre sí.

En el análisis para cargas laterales se tomarán en consideración las rigideces relativas de todos los elementos estructurales que resisten dichas cargas.

b. Aumento en Esfuerzos- Todos los esfuerzos permitidos y los valores de resistencia de suelos especificados en este reglamento para diseño de trabajo podrán ser aumentados por un tercio (1/3) sujeto a la recomendación de un estudio de suelo, cuando se consideren fuerzas de viento o terremoto, ya sea actuando solas o combinadas con cargas verticales. No se permitirá aumento para cargas verticales actuando solas.

c. Momento Horizontal Torsional- Se tomarán provisiones para el incremento en las fuerzas laterales inducidas en elementos resistentes del sistema estructural resultantes de la torsión generada por la excentricidad entre el centro de aplicación de las fuerzas laterales y el centro de rigidez del sistema lateral resistente a las fuerzas. Las fuerzas no podrán disminuirse debido a efectos torsionales. Para requisitos de torsión accidental para diseño sísmico, véase el Artículo IV-A-7.0.

d. Estabilidad contra Vuelco- Toda estructura será diseñada para resistir los momentos de vuelco causados por las fuerzas laterales especificadas en este título. Véase los Artículos IV-A-6.0 para resistencia a vientos huracanados y VI-A-7.0 para resistencia a terremotos.

e. Anclaje- Se proveerá anclaje del techo a las vigas, paredes, y de las vigas, paredes y columnas a las fundaciones para resistir el levantamiento y las fuerzas de cortante que resultan de la aplicación de las fuerzas estipuladas. Para requerimientos adicionales en mampostería, hormigón y otros materiales véase los artículos de este reglamento correspondientes al material específico.

f. Apéndices y Ampliaciones- Todo apéndice construido sobre el techo o en las paredes exteriores de una estructura, así como ampliaciones futuras serán diseñadas para resistir las cargas laterales especificadas en este inciso. Para el cómputo de las presiones laterales de viento en apéndices se utilizará la fórmula del Inciso 3 del Artículo IV-A-6.0 conjuntamente con los valores de la Tabla IV-A-6.5a. Para el cómputo de las fuerzas laterales en apéndices inducidos por terremoto se utilizará la fórmula IV-A-7.0(B) del Inciso (7) del Artículo

IV-A-7.0. Las conexiones de los apéndices y las ampliaciones a la estructura original deberán ser capaces de resistir las fuerzas calculadas en dichas secciones.

El efecto que estas cargas laterales en los apéndices o ampliaciones pueda tener en la estructura original, deberá ser analizado y considerado por un ingeniero o arquitecto licenciado, para asegurar que la estructura resultante es capaz de resistir las cargas originales más las cargas adicionales impuestas por la construcción de los apéndices o ampliaciones.

ARTICULO IV-A-6.0 - FUERZAS LATERALES - RESISTENCIA A VIENTOS HURACANADOS

1. General- Toda estructura, y toda porción de la misma considerada individualmente será diseñada y construida para resistir los efectos de viento determinados de acuerdo a los requisitos de este artículo. Las ventanas y puertas exteriores cumplirán con estos requisitos. El viento se asumirá como actuando en cualquier dirección horizontal. No se permitirán reducciones en las fuerzas por la protección de edificios o estructuras adyacentes.

   Las estructuras sensitivas a efectos dinámicos, tales como: edificios con una relación de altura a ancho mayor de cinco (5); estructuras sensitivas a oscilaciones por excitación del viento o por formaciones de vórtices; y edificios de más de cuatrocientos (400) pies de altura, serán diseñados de acuerdo a principios aprobados por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

2. Velocidad Básica de Viento- Se diseñará para una velocidad básica de viento de ciento diez (110) millas por hora.

3. Presiones de Viento para Diseño- Las presiones de viento a cualquier altura para el diseño de edificios o estructuras, se determinarán de acuerdo con la siguiente fórmula IV-A-6.3:

$$p = C_q I K q \qquad \text{IV-A-6.3}$$

Donde:

p = presión de viento para diseño (en libras por pie (cuadrado)

C_q = coeficiente de presión para el edificio o estructura o parte de éstos bajo consideración.

I = factor de importancia establecido en el inciso 7 de este artículo.

K = factor a utilizarse en el diseño de los elementos de cubierta, tanto de pared como de techo, en el diseño de las viguetas secundarias que le sirven de soporte inmediato a los elementos de cubierta y en todas las conexiones, en el caso de estructuras livianas. Para los elementos de estructuras livianas anteriormente identificados, este factor será igual a uno punto treinta (1.30) mientras que para las demás estructuras será igual a uno (1.0). Se entenderá por estructuras livianas aquellas estructuras o porción de ellas cuyos elementos que en su totalidad o en algunos de sus componentes principales tengan un peso propio menor de veinte (20) libras por pie cuadrado. El factor K = 1.3 se aplicará sólo al diseño de los componentes livianos según aquí definidos.

q = presión básica de viento para diseño que varía con la altura y considera el factor de ráfagas. Este valor está provisto en la siguiente tabla IV-A-6.3a.

Tabla IV-A-6.3a
Presiones Básicas de Viento

Altura sobre el Terreno Adyacente (en pies)	Presión Básica (en libras por pie cuadrado)
0-20	30
20-40	33
40-60	39
60-100	42
100-150	48
150-200	51
200-300	57
300-400	62

4. Pórticos y Sistemas Primarios- Los pórticos primarios o sistemas de resistir cargas de todas las estructuras multipisos serán diseñados para las presiones calculadas usando la fórmula IV-A-6.3a anterior. Además, el diseño del edificio o estructura total y sus elementos primarios estará de acuerdo con lo especificado en los Artículos IV-A-1.0 al IV-A-4.0 de este reglamento.

El momento de vuelco de toda estructura o de cualquiera de sus elementos primarios resistentes a cargas laterales no excederá dos tercios (2/3) del momento resistente causado por las cargas fijas. El peso del terreno sobre los cimientos podrá usarse para calcular el momento resistente por las cargas fijas.

a. Método 1 (Método de Fuerzas Normales)- El método 1 se usará para diseñar todo pórtico a dos aguas ("gabled frame") y toda estructura liviana hasta (3) tres pisos de altura construidos primordialmente de acero, madera u otro material que produzca una estructura liviana. Las presiones de viento indicadas en este método se considerarán como actuando simultáneamente normales a toda la superficie. Los coeficientes de presión C_q a usarse para este método están provistos en la siguiente Tabla IV-A-6.4a.

Tabla IV-A-6.4a
Coeficiente de Presión, Cq, Para
Pórticos y Sistemas Primarios del Método 1
(Método de Fuerzas Normales)

Descripción	Factor C_q
Pared de barlovento	0.8 hacia adentro
Pared de sotavento	0.5 hacia afuera
Techo plano o techo de sotavento	0.7 hacia afuera
Techo de barlovento	
Pendiente < 9:12	0.7 hacia afuera
Pendiente de 9:12 @ 12:12	0.4 hacia adentro
Pendiente > 12:12	0.7 hacia adentro
Techo con viento paralelo al lomo	
Estructuras encerradas	0.7 hacia afuera
Estructuras abiertas*	1.2 hacia afuera

* Una estructura con más del treinta (30) por ciento de cualquier lado abierto se considerará una estructura abierta. Se considerará como una abertura cualquier vidriado no resistente a impactos.

b. Método 2 (Método de Area Proyectada)- El Método 2 se puede usar para estructuras de más de tres (3) pisos en general con la excepción de pórticos a dos aguas y estructuras sensitivas a efectos dinámicos. En este método se asumirá la fuerza horizontal actuando en toda el área de proyección vertical de la estructura y las presiones verticales se asumirán actuando simultáneamente en toda el área de proyección horizontal.

Los coeficientes de presión C_q a usarse para este método están provistos en la siguiente tabla IV-A-6.4b.

Tabla IV-A-6.4b
Coeficiente de Presión, C_q, Para
Pórticos y Sistemas Primarios del
Método 2 (Método de Area Proyectada)

Descripción	Factor C_q
En área vertical proyectada	
Estructuras de cuarenta (40) pies o menos de altura	1.3 horizontal en cualquier dirección
Estructuras de más de cuarenta (40) pies de altura	1.4 horizontal en cualquier dirección
En área horizontal proyectada	
Estructuras encerradas	0.7 hacia arriba
Estructuras abiertas*	1.2 hacia arriba

* Una estructura con más del treinta (30) por ciento de cualquier lado abierto se considerará una estructura abierta. Se considerará como una abertura cualquier vidriado no resistente a impactos.

5. Elementos y Componentes de Estructuras- Las presiones de viento para el diseño de cada elemento o componente de una estructura se determinarán utilizando la fórmula IV-A-6.3a indicada anteriormente en el inciso 3 de este artículo y los valores C_q provistos en la siguiente tabla IV-A-6.5a. Estas presiones se aplicarán perpendiculares

a la superficie. Cada elemento o componente será diseñado para la más severa de las siguientes condiciones de carga:

a. Condición 1- La presión determinada usando los valores de C_q para los elementos y componentes actuando dentro del área tributaria del elemento.

b. Condición 2- La presión determinada usando los valores de C_q en áreas de descontinuidad como esquinas, aleros o lomos (cumbrera). Estas presiones se aplicarán a cada lado de la descontinuidad hasta una distancia de diez (10) pies o de una décima (0.1) parte del ancho menor del edificio o estructura, cual fuere menor.

Las presiones de viento indicadas en el Inciso 4 y en este inciso no podrán combinarse.

Tabla IV-A-6.5a
Coeficiente de Presión, Cq para
Elementos, Componentes Areas Locales en
Descontinuidades y Estructuras Especiales

Estructura o parte de ésta	Descripción	Factor Cq
Elementos y Componentes	Elementos de Pared	
	Todas las estructuras	1.2 hacia adentro
	Estructuras encerradas	1.1 hacia afuera
	Estructuras abiertas*	1.6 hacia afuera
	Parapetos	1.3 hacia adentro o hacia afuera
	Elementos de Techo	
	Estructuras encerradas	
	Pendiente < 9:12	1.1 hacia afuera
	Pendiente de 9:12 @ 12:12	1.1 hacia adentro ó 0.8 hacia adentro
	Pendiente > 12:12	1.1 hacia afuera o hacia adentro
	Estructuras Abiertas	
	Pendiente 9:12	1.6 hacia afuera
	Pendiente 9:12 @ 12:12	1.6 hacia afuera ó 0.8 hacia adentro
	Pendiente 12:12	1.6 hacia afuera o 1.1 hacia adentro

Estructura o parte de ésta	Descripción	Factor Cq
Areas locales en descontinuidades**	Esquina de pared	2.0 hacia afuera
	Cortinas, techos en voladizos, aleros	2.8 hacia arriba
	Cumbrera de techo al final de edificios o aleros y bordes de techo en esquinas de edificio	3.0 hacia arriba
	Aleros sin salientes lejos de las esquinas de edificios y cumbreras lejos del final del edificio	2.0 hacia arriba
	Conexiones de revestimiento	Sume 0.5 a C_q hacia afuera o hacia arriba para la localización apropiada
Chimeneas, tanques y torres sólidas	Cuadradas o rectangulares	1.4 en cualquier dirección
	Hexagonales u octagonales	1.1 en cualquier dirección
	Redondos o elípticos	0.8 en cualquier dirección
Torres de pórticos abiertos (***,****)		2.0 en cualquier dirección
Rótulos, Astas de banderas, postes de luz, estructuras menores		1.4 en cualquier dirección

* Una estructura con más del treinta (30) por ciento de cualquier lado abierto deberá considerarse como una estructura abierta. Vidriados no resistentes a impacto deberán considerarse como aberturas.

** Las presiones locales aplicarán sobre una distancia de diez (10) pies de la descontinuidad o de una décima (0.1) parte de la dimensión más pequeña de la estructura, cual fuere menor.

*** El área a la que se aplicará la presión de diseño deberá ser el área proyectada de todos los elementos, exceptuando aquellos que se encuentren en planos paralelos a la dirección de la aplicación.

****Para torres de radio y trasmisión, el área debe ser el área proyectada de los miembros en una cara multiplicada por dos puntos cero (2.0) para torres rectangulares y por uno punto ocho (1.8) para torres triangulares.

6. Estructuras Misceláneas- Los invernaderos para plantas, edificios agrícolas o verjas, se diseñarán de acuerdo a este artículo. Sin embargo, la presión de diseño podrá ser calculada usando el setenticinco (75%) por ciento del valor de q. No será necesario considerar las presiones en áreas locales de descontinuidad.

   Los coeficientes de presión para otras estructuras se incluyen en la Tabla IV-A-6.5a.

7. Factor de Importancia- En orden de preservar la salud y seguridad del público en general, se usará un factor de importancia de uno punto quince (1.15) para facilidades esenciales que deberán permanecer seguras y usables, para propósitos de emergencia, después de una tormenta. Esas facilidades incluirán, pero no se limitan a: hospitales, manicomios, cárceles y otras facilidades médicas que tengan áreas de cirugía o para el tratamiento de emergencia; estaciones de policía y bomberos; centros gubernamentales de comunicación y de operaciones en casos de desastre que se estimen vitales en situaciones de emergencias; y edificios cuya ocupación primordial sea para el uso en asambleas de más de trescientas (300) personas y las escuelas.

   Se utilizará un factor de uno punto cero (1.0) para todos los demás edificios o estructuras.

ARTICULO IV-A-7.0 - FUERZAS LATERALES - RESISTENCIA A LOS TERREMOTOS

1. General- Toda estructura y toda porción considerada individualmente será diseñada y construida para resistir los esfuerzos producidos por fuerzas laterales según se provee en este artículo. Estos esfuerzos serán calculados como el efecto de una fuerza aplicada horizontalmente en cada uno de los pisos o del techo que

estén sobre la base. Se asumirá que estas fuerzas actúan independientemente en las direcciones principales de la estructura.

Estas disposiciones no cubren requisitos explícitos para el diseño y construcción de estructuras especiales, que requieran consideración especial de sus respuestas características y medio ambiente fuera del alcance de las mismas. Estas estructuras especiales podrán incluir, pero no están limitadas a torres de trasmisión y torres industriales de gran tamaño, edificios excepcionalmente esbeltos, plantas de energía, represas, reactores nucleares y estructuras dentro del mar. Se considerarán como edificios excepcionalmente esbeltos aquellos que tengan una relación de altura total a la dimensión paralela a la dirección considerada en el nivel del terreno igual o mayor de cinco (5). El Administrador de Reglamentos y Permisos determinará cuando un edificio o estructura habrá de considerarse como un edificio o estructura especial.

Sistemas especiales de construcción y conceptos estructurales no mencionados en este artículo y estructuras especiales podrán ser aprobados por el Administrador de Reglamentos y Permisos cuando se someta evidencia que demuestre que se está proveyendo la ductilidad y la absorción de energía equivalente a la requerida por este reglamento. Para estas estructuras se requerirá un análisis dinámico conforme al inciso 9 de este artículo.

El proyectista de toda estructura que no sea convencional y que no se identifique en los párrafos anteriores tendrá que someter una consulta al Administrador de Reglamentos y Permisos quien determinará si la misma habrá de considerarse como estructura especial.

2. Definiciones- Las siguientes definiciones aplican únicamente a las disposiciones de este artículo.

   a. **Armazón Espacial Dúctil Resistente a Momentos Flexores-** Es un armazón espacial en que los miembros y juntas son capaces de resistir fuerzas en flexión así como fuerzas axiales. Los armazones espaciales dúctiles resistentes a momentos flexores, estarán conformes a los requisitos de las secciones IV-G y IV-I y a los requisitos que se incluyen en los Títulos IV-S y IV-T de este reglamento.

   b. **Base-** Es el nivel donde se considera que se imparte a la estructura los movimientos de las fuerzas del

terremoto o el nivel en que la estructura es soportado como un vibrador dinámico.

c. Carga Gravitacional- Es una fuerza vertical según se establece más adelante en el inciso 3 de este artículo.

d. Ductilidad- Medida de la capacidad de deformación inelástica de la estructura o de sus componentes sin pérdida considerable de su capacidad. Las disposiciones de los Artículos IV-S y IV-T son necesarias para que la estructura posea la ductilidad implicita en las cargas especificadas para el diseño sismoresistente (ecuación IV-A-7.0(1).

e. Efecto de Magnificación P-Delta- Es el efecto secundario en la fuerza cortante y los momentos en los elementos del pórtico causado por la acción de las fuerzas verticales y los desplazamientos laterales de éste inducido por la acción de un terremoto.

f. Elemento Vertical Sismo Resistente- Es un muro especial para resistir fuerza cortante, un pórtico arriostrado, un armazón espacial dúctil resistente a momentos flexores o un núcleo de muros para resistir fuerza cortante que actúa como parte de un sistema resistente a las fuerzas laterales.

g. Momento Torsional Dinámico- Es el momento torsional horizontal causado por la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez, calculado mediante un análisis dinámico que incluya las rotaciones de piso como grados de libertad.

h. Muro Especial para Resistir Fuerza Cortante- Es un muro diseñado para resistir las fuerzas inducidas por un terremoto, paralelas a éste.

i. Núcleo de Muros para Llevar Fuerza Cortante- Es un grupo de paredes o muros especiales interconectados para resistir fuerza cortante y que actúan como una unidad al resistir las fuerzas inducidas por un terremoto.

j. Pórticos Arriostrados- Es un armazón vertical articulado o su equivalente, provisto en un pórtico de un edificio o estructura para resistir las fuerzas sísmicas en el sistema y en el que sus miembros están sometidos principalmente a esfuerzos axiales.

k. Pórticos Corrientes- Es un pórtico espacial en que los miembros y juntas son capaces de resistir fuerzas en flexión así como fuerzas axiales. Los pórticos corrientes deberán estar conformes con las secciones IV-I y IV-G de este reglamento, pero no con las especificaciones especiales que se incluyen en los Títulos IV-S y IV-T.

l. Pórtico Espacial- Es un sistema estructural compuesto por miembros interconectados, que no sean paredes de carga, capaz de soportar cargas verticales y que puede además proveer resistencia a las fuerzas sísmicas.

m. Sistema Resistente a Fuerzas Laterales- Es aquella parte del sistema estructural asignado a resistir las fuerzas laterales prescritas más adelante en el Inciso 4 de este artículo.

3. Símbolos y Anotaciones- Los siguientes símbolos y anotaciones aplican solamente a las disposiciones de este artículo sobre resistencia a terremotos.

C = Coeficiente numérico según se especifica más adelante en el artículo IV-A-5.3d.

C_p = Coeficiente numérico según se especifica más adelante en el inciso 7 de este artículo y conforme se establece en la Tabla IV-A-7.7a.

D = La dimensión en pies de la estructura en la dirección paralela a las fuerzas aplicadas.

S_i = Deflexión al nivel i relativo a la base, debido a fuerzas laterales aplicadas, f_i.

F_i, F_n, F_x = Fuerza lateral aplicada al nivel i, n, ó x respectivamente.

F_p = Fuerzas laterales en parte de la estructura y en la dirección bajo consideración.

F_t = La porción de V considerada como concentrada en el tope de la estructura en adición a F_n.

f_i = Porción distribuida de la fuerza total lateral al nivel i.

g = Aceleración debida a la acción de la gravedad.

h_i, h_n, h_x = Altura sobre la base en pies a los niveles designados como i, n, ó x, respectivamente.

I = Factor de importancia según se especifica en la Tabla IV-A-7.4(2).

K = Coeficiente numérico según se establece en la Tabla IV-A-7.4(1).

Nivel i = 1 Se refiere al nivel "1" de la estructura al que se refiere por el suscrito i.

i = 1 Se refiere al primer nivel sobre la base.

Nivel n = Nivel superior en la parte principal de la estructura.

Nivel x = Nivel bajo consideraciones de diseño.

x = 1 designa el primer nivel sobre la base.

N = Número total de pisos sobre la base hasta el nivel n.

N = Valor promedio de la penetración estándar en los veinte (20) pies superiores del perfil de ambos suelos.

S = Coeficiente numérico para considerar la interacción de suelo-estructura.

S_1, S_2, S_3, S_4 = Tipos de suelos según definidos en la Tabla IV-A-7.4(3).

T = Período fundamental de vibración elástico de la estructura en la dirección considerada, en segundos.

T_s = Período característico del suelo, en segundos.

V = La fuerza total lateral o fuerza cortante en la base.

W = Carga total gravitacional de la estructura. W se tomará como igual al peso total de la estructura y partes aplicables de otros componentes incluyendo, pero no limitándose, a: paredes divisorias y equipo permanente incluyendo contenidos de operación; y un mínimo de veinticinco (25) por ciento de la carga viva de piso en estructuras usadas como almacenes o depósitos. Estacionamientos para vehículos pesados se considerarán como almacén para los efectos de estas normas.

W_i, W_x = Aquella porción de W que está localizada en, o se asigne al nivel designado como i ó x, respectivamente.

W_p = El peso de una parte del edificio de la estructura o componente no-estructural.

Z = Coeficiente numérico igual a seis décimas (0.6) para la isla de Puerto Rico.

4. **Fuerzas Mínimas de Terremoto para Estructuras-** Excepto como se provee más adelante en los incisos 7 y 9 de este artículo, toda estructura será diseñada y construida para resistir, como mínimo, el total de las fuerzas sísmicas laterales que se asume actúan no independientemente en la dirección de cada uno de los ejes principales de las mismas, calculados por la siguiente fórmula:

$$V = Z\ I\ K\ C\ S\ W \quad \text{IV-A-7.0(1)}$$

El valor de K no será menor que el establecido en la Tabla No. IV-A-7.4(1) y el valor de I se establece en la Tabla IV-A-7.4(2). Ambas tablas se incluyen al final de este artículo. El valor de C y de S serán como se indica más adelante excepto que el producto CS no necesita exceder catorce décimas (0.14). El valor de C deberá determinarse de acuerdo con las siguientes fórmulas:

Para T < = 1 seg.

$$C = \frac{1}{15T} \quad \text{IV-A-7.0(2A)}$$

Para T > = 1 seg.

$$C = \frac{1}{15T^{2/3}} \quad \text{IV-A-7.0(2B)}$$

El valor de C no necesita exceder una décima (0.10). El período T se establecerá utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes mediante un análisis debidamente sustanciado tal y como el de la fórmula siguiente:

$$T = 2\pi\sqrt{\left(\sum_{i=1}^{n} W_i\ \sigma_i^{\,2}\right) + \left(g \sum_{i=1}^{n} F_i\ \sigma_i\right)} \quad \text{IV-A-7.0(2C)}$$

donde los valores de f_i representan cualquier fuerza lateral distribuida aproximadamente de acuerdo con los principios de las Fórmulas IV-A-7.0(5), IV-A-7.0(6) y

IV-A-7.0(7) que se indican más adelante en el inciso 5a de este artículo, o cualquier otra distribución racional. Las deflexiones elásticas, σ_i, serán calculadas usando las fuerzas laterales aplicadas, f_i. El valor de T a usarse en las Fórmulas IV-A-7.0(2A) y IV-A-7.0(2B) no será en ningún caso más de uno punto veinte (1.20) veces el valor de T_a determinado por las Fórmulas IV-A-7.0(3A) o IV-A-7.0(3B), que se indican más adelante en este artículo, según sea la que aplique.

En ausencia de la determinación indicada anteriormente, el valor de T podrá tomarse como igual al período fundamental aproximado del edificio, T_a, determinado de acuerdo con lo siguiente:

En edificios con un sistema de pórticos resistente a momento donde los pórticos no estén encerrados o adjuntos a elementos más rígidos que tiendan a prevenir la deflexión del pórtico cuando éste se someta a cargas sísmicas:

$$T_a = C_t \, h_n^{\,3/4} \quad \text{. . . . . IV-A-7.0(3A)}$$

donde:

$C_t = 0.035$ para pórticos de acero

$C_t = 0.025$ para pórticos de hormigón

Para otros edificios:

$$T_a = \frac{0.05 h_n}{\sqrt{D}} \quad \text{. . . . . IV-A-7.0(3B)}$$

Los efectos de las condiciones de subsuelo en la respuesta de la estructura se establecerán basados en los perfiles del suelo definidos en la Tabla IV-A-7.4(3) que se incluye al final de este artículo. El coeficiente numérico S para resonancia de suelo-estructura se determinará siguiendo dicha tabla. La profundidad hasta el lecho de roca en tipos de suelo S_1 al S_3 se ha asumido a menos de doscientos (200) pies de la superficie. Hay algunas áreas en Puerto Rico localizadas en las áreas de inundación de viejos lechos de ríos donde el lecho de rocas está localizado a profundidades tan grandes como trescientos (300) pies. En esos lugares se usará un valor de S de uno punto cinco (1.5), según se indica para suelos tipo S_4, independientemente de la dureza o densidad relativa de los depósitos de suelo.

Donde se ha realizado una investigación de suelos en el lugar, los valores de S para suelos de tipo S_2 y S_3 podrán ser sustituidos por aquellos obtenidos usando la siguiente ecuación:

$$S = 1.5 - \frac{0.3 \log N}{1.2} \quad \ldots\ldots\ldots \text{IV-A-7.0(4)}$$

donde N es el valor promedio de la penetración estándar en los veinte (20) pies superiores del perfil del suelo.

Cuando una investigación en sitio provea data adecuada para determinar el período predominante del depósito de suelo, las siguientes ecuaciones podrán ser usadas para determinar el valor de S. Sin embargo, el valor de S no será menor de uno (1.0).

Para $T/T_s = 1.0$ o menor

$$S = 1.0 + \frac{T}{T_s} - 0.5\left[\frac{T}{T_s}\right]^2 \quad \ldots\ldots \text{IV-A-7.0(4A)}$$

Para $T/T_s = > 1.0$

$$S = 1.2 + 0.6\,\frac{T}{T_s} - 0.3\left[\frac{T}{T_s}\right]^2 \quad \ldots \text{IV-A-7.0(4B)}$$

donde T es el período fundamental de vibración elástico de la estructura en la dirección bajo consideración expresado en segundos, y T_s es el período característico del suelo. El valor de T usado en las fórmulas IV-A-7.0(4A) y IV-A-7.0(4B) se determinará mediante un análisis debidamente sustanciado tal y como el de la fórmula IV-A-7.0(2c), pero T nunca será menor de tres décimas (0.3) de segundo. Se dispone, además, que se calculará el período T de dos formas, (1) considerando el momento de inercia de los elementos estructurales sin agrietar y (2) considerando el momento de inercia agrietado de los elementos estructurales. Se usará el valor de S mayor.

El alcance de los valores de T_s podrá ser establecido de data geotécnica debidamente sustentada, excepto que T_s no será tomada como menor de cinco décimas (0.5) de segundo ni mayor de dos punto cinco (2.5) segundos. T_s será el valor dentro del alcance de los períodos del suelo del lugar, según determinado arriba, que esté más cercano a T.

En la ausencia de una investigación de suelo el valor de S se tomará como uno punto cinco (1.5).

Excepción: Donde se haya establecido T mediante un análisis debidamente sustanciado y su valor exceda de dos punto cinco (2.5) segundos, el valor de S podrá ser determinado asumiendo un valor de dos punto cinco (2.5) segundos para T_s.

Las estructuras que no cumplan con los requisitos de ductilidad y absorción de energía implicitas en las fuerzas estipuladas en este inciso resistirán, como mínimo, las fuerzas sísmicas totales y laterales determinadas dividiendo entre uno punto cuatro (1.4) la aceleración máxima obtenida de la Gráfica IV-A-7.0(2), que se incluye al final de este artículo, para el período T y multiplicando el factor resultante por W.

5. Distribución de Fuerzas Laterales

a. Estructuras con Formas Regulares- La fuerza total lateral V será distribuida sobre la altura de la estructura de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i \qquad \text{IV-A-7.0(5)}$$

La carga concentrada en el tope será determinada de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F_t = 0.07\ TV \qquad \text{IV-A-7.0(6)}$$

F_t no necesita exceder 0.25V y puede considerarse como cero (0) donde T sea siete décimas (0.7) de segundo o menos. La porción restante de la fuerza cortante en la base total, V, será distribuida a lo largo de la altura de la estructura, incluyendo el nivel n, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_x = \frac{(V - F_t)\ W_x\ h_x}{\sum_{i=1}^{n} W_i\ h_i} \qquad \text{IV-A-7.0(7)}$$

En cada nivel designado como x, la fuerza F_x será aplicada sobre el área de la estructura de acuerdo a la distribución de masa en ese nivel.

b. Retiros- Edificios con retiros en los cuales la dimensión de la torre en cada dirección sea de por lo menos setenticinco (75) por ciento de la dimensión correspondiente de la parte baja podrán ser considerados como edificios uniformes sin "retiros",

cuando no existan otras irregularidades definidas en este artículo.

c. Estructuras con Formas Irregulares- La distribución de fuerzas laterales en estructuras con formas altamente irregulares, con grandes diferencias en la resistencia o rigidez lateral entre pisos adyacentes, u otras características estructurales no usuales, se determinará considerando las características dinámicas de la estructura.

d. Distribución de Fuerza Cortante Horizontal- La fuerza cortante total en cualquier plano horizontal será distribuida a los varios elementos del sistema resistente a fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del sistema de arriostramiento horizontal o diafragma. Los elementos rígidos que se asuma no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales podrán ser incorporados en las estructuras siempre que en el diseño se considere y se provea para sus efectos en la acción del sistema.

e. Momento de Torsión Horizontal- Se tomarán provisiones para el aumento en fuerza cortante resultante de la torsión horizontal debido a la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. Donde los elementos verticales resistentes dependen de la acción de diafragma pàra la distribución de fuerza cortante en cualquier nivel, los elementos resistentes a fuerza cortante serán capaces de resistir momentos en torsión asumidos como equivalentes a la fuerza cortante en ese piso actuando con una excentricidad mínima de cinco (5) por ciento de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas. No se considerarán reducciones en la fuerza cortante debido a torsión.

No se permitirá a ningún miembro vertical principal tener una fuerza cortante neta en la base en dirección opuesta a la dirección en que las fuerzas sísmicas actúan, a menos que se haga el análisis dinámico que se describe más adelante.

Un análisis dinámico incluyendo grados de libertad rotacional en todos los niveles que permita calcular el momento torsional dinámico, será requerido para estructuras con una excentricidad entre los centros de masa y resistencia, a cualquier nivel, mayor del cuarenta (40) por ciento de la

dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de la fuerza sísmica a ese nivel.

f. Apéndices y Ampliaciones- Todo apéndice construído sobre el techo o en las paredes exteriores de una estructura, así como ampliaciones futuras serán diseñados para resistir las cargas laterales especificadas en este inciso. Para el cómputo de las presiones laterales de viento en apéndices se utilizará la fórmula del inciso 3 del IV-A-6.0 conjuntamente con los valores de Tabla IV-A-6.5a. Para el cómputo de las fuerzas laterales en apéndices inducidos por terremotos se utilizará la fórmula IV-A-7.0(B) del Artículo IV-A-7.0. Las conecciones de los apéndices y las ampliaciones a la estructura original deberán ser capaces de resistir las fuerzas calculadas en dichas secciones.

El efecto que estas cargas laterales en los apéndices o ampliaciones puede tener en la estructura original deberá ser analizado y considerado por un ingeniero o arquitecto licenciado, para asegurar que la estructura resultante es capaz de resistir las cargas originales más las cargas adicionales impuestas por la construcción de los apéndices o ampliaciones.

6. Vuelco- Todo edificio o estructura será diseñado para resistir los efectos de vuelco. Los cambios incrementales del momento de vuelco de diseño, a cualquier nivel, serán distribuidos entre los varios elementos resistentes en el piso que se está considerando en la misma proporción que la distribución de fuerza cortante en el sistema resistente. Donde se provean otros miembros verticales capaces de resistir parcialmente los momentos de vuelco, se podrá hacer una redistribución a estos miembros si se proveen miembros del pórtico con suficiente resistencia y rigidez para transmitir las cargas requeridas.

Donde un miembro vertical resistente no sea continuo, el momento de vuelco calculado para el nivel más bajo de ese elemento será llevado como cargas axiales a los niveles inferiores.

Las fundaciones del edificio pueden ser diseñadas para resistir tres cuartas (3/4) partes del momento de vuelco debido a cargas sísmicas.

7. Fuerza Lateral en Elementos de Estructuras y Componentes No Estructurales- Las partes de las estructuras, componentes no estructurales y sus anclajes al sistema estructural principal serán diseñados para fuerzas laterales de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_p = ZIC_pW_p \quad \ldots\ldots\ldots \text{IV-A-7.0 (8)}$$

Los valores de C_p se establecen en la Tabla IV-A-7.7a que se incluye al final de este artículo. El valor del coeficiente I será el valor usado para el edificio o estructura con las siguientes excepciones:

a. Conectores de Paneles- El valor de I para conectores de paneles será el provisto en el inciso 10c (3) de este artículo.

b. Anclajes de Maquinarias y Equipo- El valor de I para anclajes de maquinaria y equipo requeridos para sistemas de salvaguardar vidas será de uno punto cinco (1.5). La distribución de estas fuerzas serán de acuerdo con las fuerzas gravitacionales pertinentes. Para fuerzas aplicables en diafragmas y conexiones de paneles exteriores, refiérase al inciso 10b (4) y 10c (3) de este artículo.

8. Efectos de Desplazamiento Lateral y P-Delta- El efecto P-Delta en las fuerzas cortantes y los momentos de los pisos, los momentos y fuerzas resultantes de los elementos y los desplazamientos laterales de los pisos resultantes de estos efectos, no tienen que ser considerados cuando el coeficiente de estabilidad, Θ, según determinado con la siguiente fórmula, sea igual o menor de una décima (0.10).

$$\Theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{sx}} \qquad \text{IV-A-7.0 (9)}$$

donde:

Δ = el desplazamiento lateral del piso causado por cargas de diseño laterales según determinado por un análisis elástico de primer orden, fuerzas a nivel de trabajo.

V_x = la fuerza cortante sísmica actuando entre los niveles x y x-1

h_{sx}= la altura del piso bajo el nivel x

$P_x = \sum_{i=1}^{n} W_i$, fuerza total gravitacional sobre el nivel x

Cuando Θ es mayor de una décima (0.10), el factor de incremento relacionado con el efecto P-Delta puede ser determinado por la relación $a_d = \Theta/(1-\Theta)$. El desplazamiento lateral de diseño por piso será multiplicado por el factor $(1 + a_d)$ para obtener el desplazamiento lateral por piso incluyendo los efectos P-Delta. El aumento en fuerza cortante y en el momento resultante del aumento en el desplazamiento lateral por piso se sumará a las cantidades correspondientes determinadas sin considerar el efecto P-Delta.

El desplazamiento elástico calculado de la aplicación de las fuerzas laterales requeridas será multiplicado por (1.0/K) para obtener el desplazamiento elástico lateral total. La razón (1.0/K) no será menor de uno punto cero (1.0). El desplazamiento elástico lateral total entre pisos así calculado no excederá de cinco milésimas (.005) de la altura del piso a menos que se demuestre que pueden tolerarse desplazamientos mayores.

Todas las partes de los edificios o estructuras serán diseñadas y construidas para actuar como una unidad íntegra para resistir fuerzas horizontales, a menos que estén separadas estructuralmente por una distancia suficiente que evite el contacto bajo la deflexión inelástica causada por acción sísmica o de viento. La deflexión inelástica se determinará multiplicando las deflexiones elásticas por el factor 3/K donde el factor K no será mayor de 1.0.

9. Determinación y Distribución Alterna de Fuerzas Sísmicas- Independientemente de los establecido en este artículo, se podrá someter a la consideración del Administrador de Reglamentos y Permisos data técnica propiamente sustentada para establecer las fuerzas laterales y su distribución mediante un análisis dinámico. En dicho análisis tienen que ser consideradas las características dinámicas del edificio o estructura.

Cuando vayan a efectuarse análisis dinámicos se usarán los dos (2) movimientos sísmicos que se indican a continuación:

a. Registro Hollywood- El efecto en el edificio o estructura propuesto de los movimientos registrados en el sótano del almacén de Hollywood, componente S-00°-W, para un cinco (5) por ciento del amortiguamiento crítico del terremoto de 1952 en

Tehachapi, California (espectro de diseño mostrado en la Gráfica IV-A-7.0 (1) será determinado, con una concesión para ductilidad de 1.5.

b. Registro Taft- El efecto de los movimientos de tierra registrados en Taft, componente S-69°-E, asumiendo un cinco (5) por ciento de amortiguamiento crítico del terremoto de 1952 en Tehachapi, California (espectro de diseño mostrado en la Gráfica IV-A-7.0 (2) será determinado, con concesiones para ductilidad. Dicha consideración de ductilidad estará de acuerdo con la Tabla IV-A-7.9 (1) que al igual que las gráficas mencionadas, se incluye al final de este artículo.

Las fuerzas en los miembros resultantes del movimiento sísmico dominante serán usadas en conjunto con el criterio de esfuerzo último, para llegar al diseño de los componentes estructurales. En ningún caso la fuerza cortante total de diseño en la base, a nivel último, será menor que el sesenta (60) por ciento del valor obtenido de la Fórmula IV-A-7.0 (1), que se indica en el Inciso cuatro (4) de este artículo, multiplicada por el factor de 1.4.

Un factor de Importancia, I, igual a uno (1) será usado en el análisis. A menos que los efectos locales del suelo sean explícitamente considerados en el análisis, se usará el valor de S, según determinado del Inciso cuatro (4) de este artículo.

10. Sistemas Estructurales

a. Limitaciones

(1). Altura de los Edificios- Los edificios con paredes de mampostería reforzada usadas como elementos verticales sismo-resistentes no serán de más de tres (3) pisos de altura.

(2). Factor de Fuerza Horizontal para Determinados Edificios- Los edificios con un elemento vertical sismo-resistente que tome más del noventa (90) por ciento de la fuerza sísmica total, obtenido por un análisis que considere las rigideces relativas, serán diseñadas usando uno punto cinco (1.5) veces los valores de K provistos en la Tabla IV-A-7.4 (1) que se incluye al final de este artículo. La estructura deberá ser capaz de movilizar una ductilidad de traslación en el tope no menor de tres (3).

(3). Ductilidad para Pórticos- Todos los elementos del pórtico no requeridos por el diseño para formar parte del sistema sismo-resistente, serán investigados y demostrarán que tienen la capacidad adecuada para llevar cargas verticales y los momentos inducidos debido a 3/K veces los desplazamientos resultantes de las cargas laterales requeridas por este reglamento. La rigidez de otros elementos será considerada de acuerdo al inciso 5d de este artículo.

Los pórticos espaciales corrientes para resistir momentos y los pórticos espaciales dúctiles podrán estar encerrados por o adyacentes a, elementos más rígidos que tiendan a prevenir al pórtico espacial de resistir fuerzas laterales cuando se demuestra que la acción o falla de los elementos más rígidos no afectará la capacidad del mismo para resistir fuerzas verticales y laterales.

La ductilidad necesaria para pórticos espaciales dúctiles, resistentes a momentos, será provista por un pórtico de acero estructural con conexiones resistentes a momento de acuerdo al Título IV-T o por un pórtico de hormigón reforzado de acuerdo al Título IV-S.

Todos los miembros de pórticos arriostrados serán diseñados para uno punto veinticinco (1.25) veces la fuerza determinada de acuerdo con el Inciso cuatro (4) de este artículo. Las conexiones serán diseñadas para desarrollar la capacidad total de los miembros o estarán basadas en las fuerzas arriba mencionadas sin el aumento de un tercio (1/3) usualmente permitido de los esfuerzos resultantes de cargas sísmicas.

Los pórticos arriostrados en edificios o estructuras estarán compuestos por miembros cargados axialmente de acero estructural A36, A441, A501, A572 (excepto grados 60 y 65) o A588 conforme a los requisitos del Título IV-T, o por miembros de hormigón reforzado conforme a los requisitos del Título IV-S.

(4). Ductilidad para Paredes o Muros de Carga Especiales- Las paredes o muros de carga especiales de hormigón reforzado, en todo tipo

de edificio o estructura serán diseñados conforme a los requisitos del Título IV-S.

(5). Ductilidad para Elementos Estructurales Localizados más Abajo de la Base- Los requisitos especiales de ductilidad especificados en el Inciso 10a (5) de este artículo para todo el elemento de acero estructural u hormigón reforzado, se aplicarán a todos los elementos estructurales localizados más abajo de la base que tengan que transmitir las fuerzas resultantes de cargas laterales a las cimentaciones.

(6). Uso de Placas en Dos Direcciones- Las placas ("flat plates") no se usarán como parte del sistema estructural resistente a cargas laterales.

b. Requisitos de Diseño

(1) Alteraciones Menores- Podrán hacerse alteraciones estructurales menores en edificios o estructuras existentes, pero la resistencia a fuerzas laterales no será menor que la resistencia existente que éstos tenían antes de hacerse las alteraciones a menos que el edificio o estructura después de alterado, cumpla con todos los requisitos de este título.

(2) Mampostería u Hormigón Reforzado- Todos los elementos dentro de edificios o estructuras de mampostería u hormigón serán reforzados para cualificar como mampostería u hormigón reforzado. El refuerzo principal de la mampostería estará espaciado a un máximo de dos (2) pies centro a centro.

(3) Fuerzas Verticales y Horizontales Combinadas- Al computar el efecto de fuerzas sísmicas en combinación con fuerzas verticales, se considerarán los esfuerzos de cargas gravitacionales inducidos en los miembros estructurales por la carga muerta mas la carga viva de diseño, exceptuando la carga viva en el techo. También se considerarán las cargas mínimas gravitacionales actuando en combinación con las fuerzas laterales.

(4) Diafragmas- Los diafragmas de piso y techo así como los colectores serán diseñados para resistir las fuerzas determinadas de acuerdo con

la siguiente fórmula:

$$F_{px} = \frac{\sum_{i=x}^{n} F_i}{\sum_{i=x}^{n} W_i} W_{px} \quad \text{. . . . . IV-A-7.0 (10)}$$

donde:

F_i = la fuerza lateral aplicada al nivel i.

W_i = la parte de W al nivel i.

W_{px} = el peso del diafragma y los elementos tributarios al nivel x, incluyendo veinticinco (25) por ciento de la carga viva de piso en lugares de almacenaje.

La fuerza F_{px} determinada de la fórmula anterior no necesita exceder $0.30\ ZIW_{px}$.

Cuando se requiera que el diafragma transfiera fuerzas laterales desde elementos verticales sismo-resistentes sobre el diafragma hasta otros elementos verticales sismo-resistentes bajo el diafragma debido a cambios en la localización relativa en planta o a cambios en las rigideces de los elementos verticales, estas fuerzas se añadirán a las determinadas con la antes referida fórmula.

Sin embargo, en ningún caso las fuerzas laterales en el diafragma serán menores que $0.14ZIW_{px}$.

Los diafragmas formados por otros elementos que no sean losas sólidas de hormigón soportando paredes de hormigón o mampostería tendrán ataduras contínuas entre las cuerdas del diafragma para distribuir en éste las fuerzas de anclaje especificadas en este título. Se podrán usar cuerdas adicionales para formar sub-diafragmas para transmitir las fuerzas de anclaje a las ataduras principales. Las deformaciones en los diafragmas serán consideradas en el diseño de las paredes

soportadas. Véase el Inciso 10c (1) de este artículo para los requisitos especiales de anclaje para diafragmas de madera.

c. Requerimientos Especiales

1. Diafragmas de Madera Proveyendo Soporte Lateral a Paredes de Hormigón o Mampostería- Donde se usen diafragmas de madera para soportar lateralmente paredes de hormigón o mampostería, el anclaje estará conforme con lo dispuesto en el Inciso doce (12) de este artículo. El anclaje se hará solamente con clavos actuando en cortante. No podrán usarse pórticos de madera en flexión o tensión perpendicular al grano.

2. Encepados de Pilotes y Fustes- Los encepados de pilotes individuales y los cajones de fundación de todo edificio o estructura estarán conectados entre sí por vigas de amarre, cada una de las cuales pueda resistir, en tensión o compresión, una fuerza mínima horizontal igual al diez (10) por ciento de la carga mayor de los encepados de pilotes o los fustes, a menos que se demuestre que una restricción equivalente pueda ser provista por otros métodos aprobados.

3. Elementos Exteriores- Los paneles de pared premoldeados o prefabricados que no estén sujetos a fuerzas verticales o de cortante o elementos similares que estén unidos a, o encierren el exterior del edificio o estructura serán diseñados para resistir las fuerzas determinadas por la Fórmula IV-A-7.0 (8) que se indica en el Inciso siete (7) de este artículo y permitirán los movimientos resultantes de fuerzas laterales o los cambios en temperatura en dicho edificio o estructura. Los paneles de hormigón u otros elementos similares serán soportados mediante hormigón vaciado en sitio o conexiones mecánicas y pasadores de acuerdo con lo que se establece más adelante.

Las uniones de paneles y conexiones permitirán un movimiento relativo entre pisos no menor de dos (2) veces el desplazamiento lateral causado por el viento en el piso, o (3.0/K) veces el desplazamiento elástico calculado por piso causado por las fuerzas sísmicas requeridas, o media (1/2) pulgada, cual fuere mayor. Las conexiones para permitir movimientos relativos en los paneles para acomodar el desplazamiento en el

piso serán conexiones que permitan movimiento por flexión del acero, u otras conexiones que provean una capacidad equivalente de deslizamiento o ductilidad.

Las secciones de los conectores tendrán la suficiente ductilidad y capacidad de rotación para impedir la fractura del hormigón o fallas vidriosas en o cerca de las soldaduras.

Las secciones del conector serán diseñadas para una y un tercio (1 1/3) veces la fuerza determinada por la referida Fórmula IV-A-7.0 (8). Los sujetadores que unan el conector al panel o a la estructura tales como tornillos, incrustaciones, soldaduras, clavijas y otros, serán diseñados para asegurar el comportamiento dúctil del conector o para cuatro (4) veces la carga determinada mediante dicha fórmula. Los sujetadores empotrados en hormigón se anclarán propiamente para transferir efectivamente las fuerzas al acero de refuerzo.

Para el montaje completo de los conectores el valor del coeficiente I en esta fórmula será igual a uno punto cero (1.0).

11. Facilidades Esenciales- Se considerarán como facilidades esenciales aquellos edificios o estructuras que deben permanecer seguros y en estado de uso, en la eventualidad de un terremoto, para preservar la salud y seguridad del público en general. Dichas facilidades incluirán, pero no se limitarán a hospitales, cárceles, manicomios y otras facilidades médicas que tengan áreas de cirugía o para el tratamiento de emergencias; estaciones de policía y bomberos, y centros gubernamentales de comunicación y de operaciones en caso de desastres, que se estimen vitales en casos de emergencia.

El diseño y detalles del equipo que debe permanecer en su lugar y funcionando después de un sismo mayor se basará en los requirimientos del Inciso siete (7) de este artículo y la Tabla IV-A-7.7a que se incluye al final del mismo. En adición, su diseño y detalles considerarán los efectos inducidos por desplazamientos laterales los cuales no serán menores de (2.0/K) veces el desplazamiento por piso causado por las fuerzas sísmicas requeridas ni menores que el desplazamiento por piso causado por el viento. También se dará consideración especial a los movimientos relativos en las juntas de separación.

12. Anclaje de Paredes de Hormigón o Mampostería- Las paredes de hormigón o mampostería estarán ancladas a todos los pisos y techos que les provean soporte lateral. Dichos anclajes proveerán una conexión positiva directa capaz de resistir las fuerzas horizontales especificadas en este título o una fuerza mínima de doscientas (200) libras por pie lineal de pared, cual fuere mayor. Las paredes serán diseñadas para resistir la flexión entre anclajes donde el espaciado entre anclajes excede cuatro (4) pies. Los anclajes requeridos en paredes de mampostería de unidades huecas o de bóveda estarán empotrados en un elemento estructural de pared de lechada reforzada. Véase el Inciso 10b (4) y 10c (1) de este artículo.

13. Instrumentación para Registrar Terremotos- El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir la instalación de tres (3) acelerógrafos aprobados en edificios de más de quince (15) pisos de altura.

Los instrumentos serán ubicados en el sótano, en el centro del edificio y cerca del tope. Cada instrumento se localizará de modo tal que haya acceso al mismo en cualquier momento y que nunca éste quede obstruido por el contenido del lugar donde se ubique. Se colocará un rótulo que lea "Manténgase el Acceso Libre a Este Instrumento" en un lugar prominente.

El mantenimiento y servicio de los instrumentos será provisto por el dueño del edificio sujeto a la aprobación del Administrador de Reglamentos y Permisos. La data producida por los instrumentos estará disponible al Administrador de Reglamentos y Permisos cuando éste la solicite.

Tabla IV-A-7.4 (1)
Factor de Fuerza Horizontal, K,
para Edificios u Otras Estructuras

Tipo de Sistema Estructural	Sistema Vertical Sismo Resistente	K
Sistema de Paredes de Carga o Pórticos Arriostrados:		
Un sistema estructural de paredes con carga o pórticos arriostrados proveyendo soporte a todas, o a la mayor parte de las cargas verticales. La resistencia a fuerzas sísmicas es provista por paredes de carga o pórticos arriostrados.	Paredes de carga de hormigón reforzado	1.33
	Pórticos arriostrados	
	Paredes de carga de mampostería reforzada	2.33
Sistema de Pórticos:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Paredes de carga hormigón reforzado	1.00
La resistencia a fuerzas sísmicas se provee mediante paredes de carga o todos los elementos del pórtico no requeridos por el diseño a ser parte del sistema resistente a fuerzas laterales serán investigados conforme se establece en el inciso 10a (4) de este artículo.	Paredes de carga mampostería reforzada	1.75
	Pórticos arriostrados	1.00
Sistema Combinado:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Paredes de carga de hormigón reforzado	1.00
La resistencia total a fuerzas sísmicas es provista en proporción a sus rigideces relativas por la combinación de un pórtico espacial dúctil resistente a momento y pórticos arriostrados o paredes de carga.	Paredes de carga de mampostería reforzada	1.75
	Pórticos arriostrados	1.00

TABLA IV-A-7.4 (1) (CONTINUACION)

Sistema Dual:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Paredes de carga hormigón reforzado	0.80
Un pórtico espacial dúctil resistente a momento será provisto y éste será capaz de resistir por lo menos un veinticinco (25) por ciento de las fuerzas sísmicas prescritas.	Paredes de carga mampostería reforzada	1.40
La resistencia total a fuerzas sísmicas se provee por la combinación de un pórtico espacial dúctil resistente a momento y paredes de carga o pórticos arriostrados en proporción a sus rigideces relativas.	Pórticos arriostrados	0.80
Las paredes de carga a pórticos arriostrados, actuando independientemente de pórtico espacial dúctil resistente a momento, resistirán las fuerzas sísmicas totales requeridas.		
Sistema de Pórtico Resistente a Momento:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Pórtico espacial dúctil resistente a momento. Hormigón reforzado	0.80
La resistencia a fuerzas sísmicas se provee por un pórtico espacial dúctil resistente a momento capaz de resistir las fuerzas totales prescritas.	Acero	0.67
Tanques Elevados más su contenido lleno, en cuatro (4) o más patas arriostradas y no soportados por un edificio o estructura.		2.5 (1)

Estructuras que no sean edificios y diferentes a aquellas para las que se provee en la Tabla IV-A-7.7a.	2.0

1) El valor mínimo de KC será de doce décimas (0.12) y el valor máximo de KC no necesita exceder de veinticinco décimas (0.25).

La torre se diseñará para una torsión accidental de cinco (5 por ciento según se especifica en el artículo IV-A-7.0. Los tanques elevados que estén soportados por edificios o estructuras o que no estén conformes con el tipo o arreglo de los elementos que lo soportan, según se describen arriba serán diseñados de acuerdo al inciso siete (7) de dicho artículo usando un coeficiente $C_p = 3$.

NOTA: Para edificios o estructuras con diferentes sistemas de resistir fuerzas sísmicas a lo largo del eje principal, se usará el factor K mayor para todas las direcciones.

TABLA IV-A-7.4 (2)
Valores para Factor de Importancia, I

USO	I
Facilidades Esenciales	1.5
Cualquier edificio o estructura cuya principal ocupación sea para el uso de asambleas de más de 300 personas (en un salón), todas las escuelas, torres de trasmisión, plazas de distribución, transformadores y otras facilidades relacionadas en energía.	1.2
Todas las demás ocupaciones	1.0

Veáse el Inciso once (11) de este artículo IV-A-7.0 para finiciones y requisitos adicionales para facilidades esenciales.

TABLA IV-A-7.4 (3)
Coeficiente de Resonancia S para
Interacción Suelo-Estructura

Tipo de Terreno	Descripción	N Prueba de Penetración	Qu Resistencia en Compresión sin Confinar tons/pie2	S
S_1	a) lecho de roca de cualquier característica, ya sea desgastado por el tiempo o cristalino	> 100	> 3.0	1.0
	b) arcillas duras o muy rígidas típicas de las formaciones de Hato Rey	> 20		
	c) arenas muy densas o arcillosas	> 60		
S_2	a) arcillas rígidas o barros arcillosos	8-20	1.0 - 3.0	
	b) arenas medianas a densas y arenas arcillosas	3-60		1.3
S_3	arcillas muy blandas, blandas o medianas, arcillas de limo, suelos orgánicos, depósitos típicos de lagunas y depósitos de lagunas cubiertos por arena	0-7	< 1.0	1.5
S_4	Todos los depósitos de suelos donde el lecho de roca esté localizado a profundidades mayores de doscientos (200) pies bajo la superficie, como en valles de ríos principales	--	--	1.5

Tabla IV-A-7.7a
Factor de Fuerza Horizontal Cp Para Elementos de Estructuras y Componentes No-Estructurales

Parte o Porción de Edificios	Dirección de Fuerza Horizontal	Valor de Cp (Nota 1)
1. Paredes exteriores con o sin carga, particiones o paredes interiores sin carga - véase también el Inciso 10c (3) de este artículo. Muros de hormigón o mampostería de más de seis (6) pies de altura.	Normal a superficie	0.3 (Nota 6)
2. Elementos en voladizo		
a. Parapetos	Normal a superficie	0.8
b. Chimeneas o conductos verticales	Cualquier dirección	
3. Ornamentaciones y aditamentos exteriores o interiores	Cualquier dirección	0.8
4. Cuando conectado a, parte de, o cerrado dentro de un edificio	Cualquier dirección	0.3 (Nota 2 y 3)
a. Cobertizos, anclajes y soportes de chimeneas, tanques y conductos verticales, incluyendo su contenido.		
b. Casilleros de almacenaje con nivel superior a más de ocho (8) pies de altura, más su contenido.		
c. Todo equipo o maquinaria		
5. Sistemas de pórticos para plafones suspendidos.	Cualquier dirección	0.3 (Notas 4 y 7)

6. Conexiones para elementos estructurales prefabricados que no sean paredes, con fuerza aplicada en centro de gravedad de ensamblaje.	Cualquier dirección	0.3 (Nota 5)

Notas:

1. C_p para elementos lateralmente soportados sólo a nivel de piso puede ser dos terceras (2/3) partes del valor provisto.

2. W_p para casilleros de almacenaje será igual al peso del casillero más su contenido. El valor de C_p para casilleros de más de dos (2) niveles de almacenaje en altura será de veinticuatro décimas (0.24) para los niveles que estén bajo los dos (2) niveles más altos.

   Donde se interconecten un número de casilleros de almacenaje de modo tal que haya un mínimo de cuatro (4) elementos verticales en cada dirección en cada columna diseñada para resistir fuerzas horizontales, los coeficientes de diseño podrán ser iguales a los de un edificio o estructura con valores K de la Tabla IV-A-7.4 (1), CS=0.2 en la fórmula V=ZIKCSW y W es el total del peso muerto más el cincuenta (50) por ciento de la capacidad del casillero.

3. Para equipo y maquinaria flexible o montado flexiblemente, los valores apropiados de C_p serán determinados considerando las propiedades dinámicas del equipo y maquinaria así como de la estructura donde serán colocadas, pero no serán menores a los valores provistos. El diseño del equipo y la maquinaria y de sus anclajes es una parte integral del diseño y las especificaciones de dicho equipo y mampostería.

   Para facilidades esenciales y sistemas de salvaguardar vidas, el diseño y detalle del equipo que deberá permanecer en su lugar y funcionando después de un terremoto mayor considerará el desplazamiento lateral de acuerdo con el Inciso once (11) de este artículo.

4. El peso del plafón incluirá todos los accesorios eléctricos y otro equipo soportado lateralmente por éste. Para propósitos de determinar la fuerza lateral, se usará un peso de plafón no menor de cuatro (4) libras por pie cuadrado.

5. La fuerza será resistida por anclaje positivo y no por fricción.

6. Divisiones interiores que excedan seis (6) pies de altura se diseñarán de acuerdo a la Tabla IV-A-7.7a o para una presión

de cinco (5) libras por pie cuadrado aplicada perpendicular a las paredes, la que sea mayor. La deflexión de estas paredes bajo la carga de cinco (5) libras por pie cuadrado no excederá de 1/240 de la luz libre entre apoyos para el caso de terminaciones quebradizas y de 1/120 para otras terminaciones.

7. No aplica a plafones construidos de lata y yeso o de cartón de yeso atornillados o clavados a miembros que soportan dicho plafón a un nivel extendido de pared a pared.

Tabla IV-A-7.9(1)
Factor de Ductilidad Para Reducción de Respuesta,
R, Para Edificios u Otras Estructuras

Tipo de Sistema Estructural	Sistema Vertical Sistema Resistente	R
<u>Sistema de Paredes de Carga:</u>		
Un sistema estructural de paredes con carga proveyendo soporte a todas, o a la mayor parte de las cargas verticales.	Paredes de carga de hormigón reforzado	4 1/2
	Pórticos arriostrados	4
La resistencia a fuerzas sísmicas es provista por paredes de carga o pórticos arriostrados.	Paredes de carga de mampostería reforzada	3 1/2
<u>Sistema de Pórticos:</u>		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Paredes de carga hormigón reforzado	5 1/2
	Paredes de carga de mampostería reforzada	4 1/2
La resistencia a fuerzas sísmicas se provee mediante paredes de carga o pórticos arriostrados capaces de resistir la fuerza total prescrita.	Pórticos arriostrados	5
Todos los elementos del pórtico no requeridos por el diseño a ser parte del sistema resistente a fuerzas laterales		

deberán ser investigados conforme se establece en el inciso 10a (3) de este artículo.

Sistema Combinado:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales. La resistencia total a fuerzas sísmicas es provista en proporción a sus rigideces relativas por la combinación de un pórtico espacial dúctil resistente a momento y pórticos arriostrados o paredes de carga.	Paredes de carga hormigón reforzado	6 1/2
	Paredes de Carga de mampostería reforzada	5 1/2
	Pórticos arriostrados	5 1/2
Sistema Dual:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales. Un pórtico espacial dúctil resistente a momento será provisto y éste será capaz de resistir por lo menos veinticinco (25) por ciento de las fuerzas sísmicas prescritas. La resistencia total a fuerzas sísmicas se provee por la combinación de un pórtico espacial dúctil resistente a momento y paredes de carga o pórticos arriostrados en proporción a sus rigideces relativas. Las paredes de carga o pórticos arriostrados, actuando independientemente de pórtico espacial dúctil resistente a momento, resistirán las fuerzas sísmicas	Paredes de carga hormigón reforzado	8
	Paredes de carga de mampostería reforzada	6 1/2
	Pórticos arriostrados	6

totales requeridas.

Sistema de Pórtico Resistente a Momento:		
Un sistema estructural con un pórtico espacial esencialmente completo proveyendo soporte a las cargas verticales.	Pórtico espacial dúctil resistente a momento hormigón reforzado	7
La resistencia a fuerzas sísmicas se provee por un pórtico espacial dúctil resistente a momento capaz de resistir las fuerzas totales prescritas.	Acero	8
Tanques elevados más su contenido lleno, en cuatro (4) o más patas arriostradas y no soportados por un edificio o estructura.		2 1/2
Estructuras que no sean edificios y diferentes a aquellas para las que se provee en la Tabla IV-A-7.7a.		1 1/2

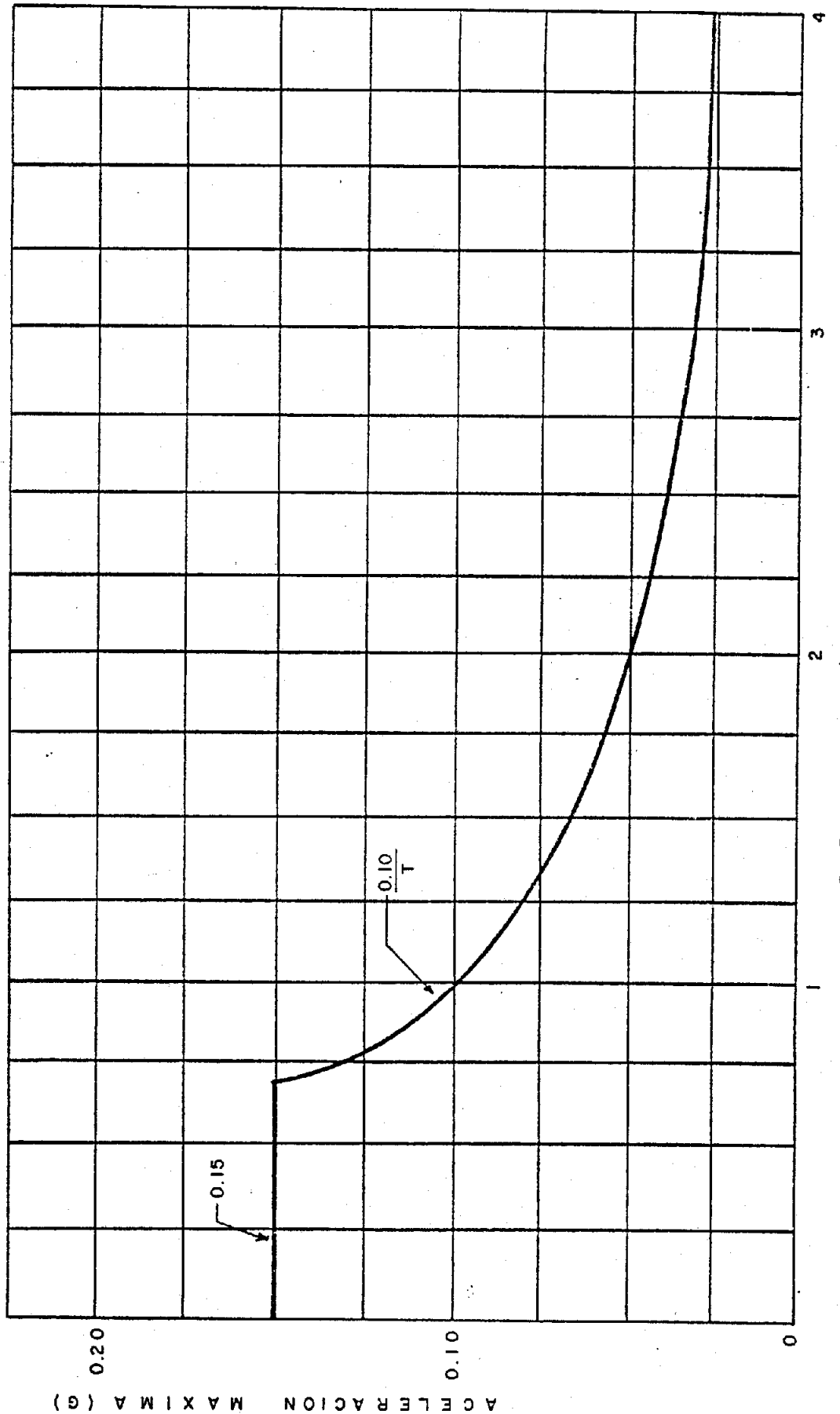
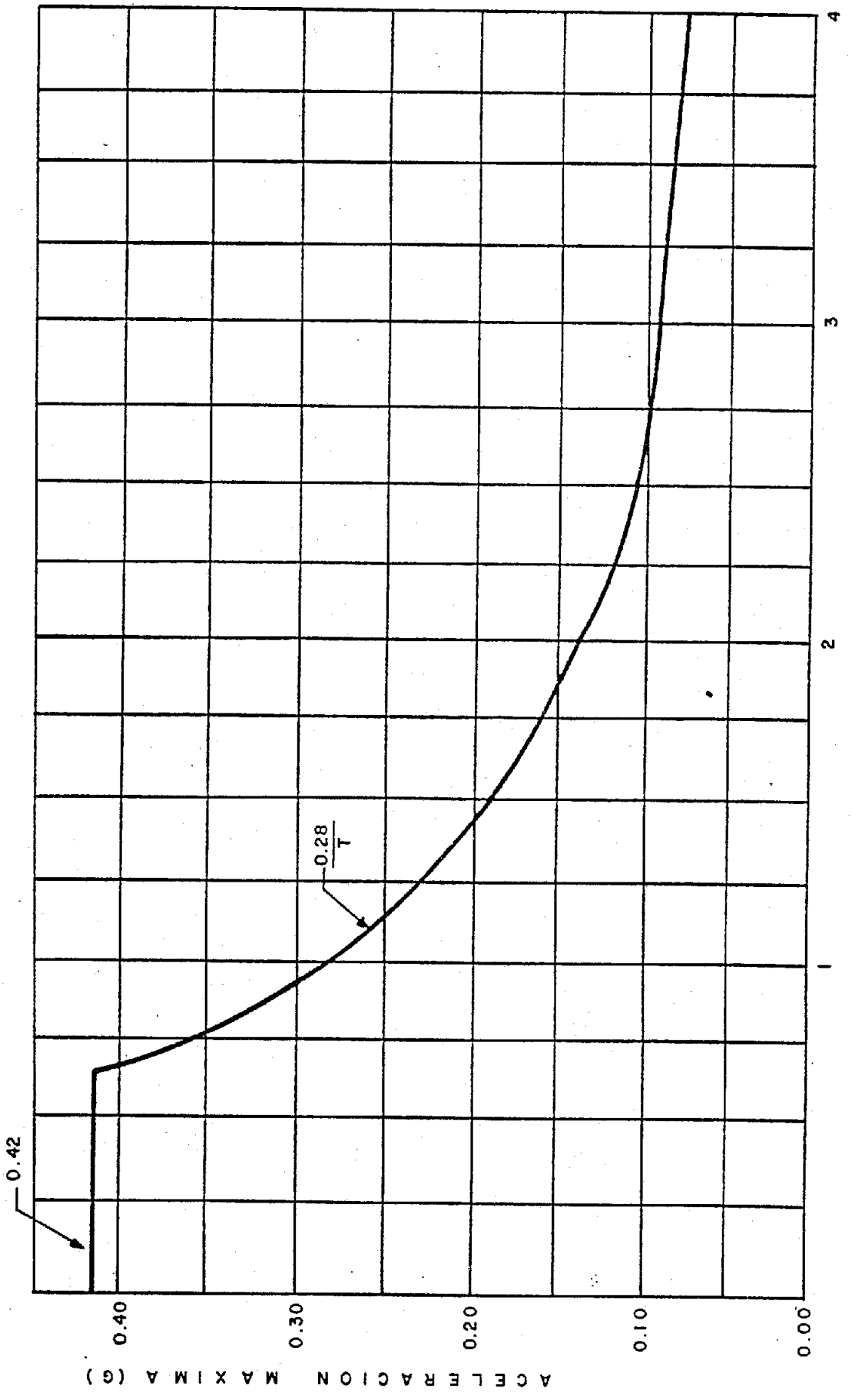


FIGURA NO. IV-A-7.0(1)



ESPECTRO DE DISEÑO PARA CARGAS ULTIMAS
EN REGIMEN ELASTICO: REGISTRO TAFT S 69° E

FIGURA NO IV-A-7.0(2)

TITULO IV-F

IV-F-0 CONSTRUCCIONES EN MAMPOSTERIA

IV-F-1.0 - REQUISITOS GENERALES

1. General- Toda construcción de mampostería será conforme a las disposiciones de este título. En todos los casos los espesores de la construcción serán suficientes para mantener la resistencia de la mampostería dentro de los esfuerzos unitarios de trabajo estipulados en este reglamento.

2. Ensayo de Materiales- El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir a intérvalos razonables de tiempo la realización de ensayos de los materiales usados en las construcciones de mampostería con el fin de determinar la calidad de los mismos y si cumplen con los requisitos establecidos en este reglamento. Tales ensayos se practicarán de acuerdo con las normas estipuladas para cada clase de material.

3. Utilización de Materiales de Segundo Uso- La utilización de materiales de segundo uso para obras de mampostería no estará permitida a menos que los mismos estén completamente limpios y sin defectos, y cumplan además con los requisitos establecidos en este reglamento.

4. Dimensiones Establecidas- Las dimensiones establecidas en este título son nominales. Se permitirá una variación para las dimensiones reales de no mas de media (1/2) pulgada de las dimensiones nominales.

5. Definiciones- Las siguientes definiciones aplican únicamente a las disposiciones de este título:

   a. Area Seccional Bruta de Unidades de Mampostería Huecas: Es el área total incluyendo las celdas de una sección perpendicular a la dirección de la carga. Los bordes reentrantes se incluirán en esta área seccional bruta excepto cuando las áreas ocupadas por éstos sean ocupadas a la vez por unidades de mampostería adyacentes.

   b. Area Seccional Neta de Unidades de Mampostería Huecas: Es el área seccional bruta de una sección menos el área promedio de las celdas vacías.

   c. Diseño Racional de Mamposteria: Es el diseño de la mampostería basado en un análisis racional que considera la interrelación entre los distintos

materiales de construcción, sus propiedades, y las cargas de diseño en vez de utilizar procedimientos empíricos.

d. Excentricidad Virtual: Es la excentricidad de la carga axial resultante necesaria para producir esfuerzos axiales y flectores equivalentes a los producidos por las cargas axiales y los momentos.

e. Mampostería: Es un método de construcción basado en la utilización de unidades premoldeadas de hormigón, arcilla, terracota o materiales de construcción similares, que son lo suficientemente pequeñas para ser manejadas por una persona y se adhieren entre sí con mortero o una lechada de cemento.

f. Mampostería Reforzada: Es toda aquella mampostería que satisfaga los requisitos mínimos establecidos más adelante en el Artículo IV-F-6.0 de este reglamento.

g. Registro de Limpieza para la Mampostería: Es una abertura en la parte inferior de las celdas de la mampostería, colocadas de tal forma, que permite remover los escombros y obstrucciones que evitan que la celda sea llenada adecuadamente.

ARTICULO IV-F-2.0 - MATERIALES

1. General - Todos los materiales usados en las construcciones de mampostería y los ensayos requeridos para los mismos satisfacerán las especificaciones y normas citadas en este título a menos que se especifique de otra manera. Estos materiales serán almacenados de tal forma que se evite su contaminación o deterioro.

2. Unidades de Mampostería

   a. Bloques de Arcilla - Los bloques de arcilla serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 34 para los bloques estructurales de arcilla; o C 56 para los bloques no estructurales de arcilla.

   b. Bloques de Hormigón - Los bloques de hormigòn serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 90 para los bloques huecos de hormigón estructurales; C 129 para los bloques de hormigón no estructurales; C 145 para los bloques sólidos de hormigón estructurales; y C 426 para la contracción por encogimiento de los bloques de hormigón.

c. Bloques o Losas de Yeso- Los bloques o losas de yeso tendrán un uso no estructural y serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C52. No se permitirá el uso de estas unidades en las paredes exteriores.

d. Ladrillos- Los ladrillos de arcilla, de arcilla esquitosa, de cal y arena, o de hormigón, serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C62 para los ladrillos de arcilla o arcilla esquitosa; C216 para los ladrillos de arcilla o arcilla esquitosa usados para revestimiento; C652 para los ladrillos de arcilla o arcilla esquitosa huecos; C73 para los ladrillos de cal y arena; o C55 para los ladrillos de hormigón.

e. Unidades de Mampostería para Revestimiento- Las unidades de mampostería estructural usadas para revestimiento serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 212.

f. Unidades de Terracota- Las unidades de terracota para uso arquitectónico tendrán un cuerpo homogéneo y resistente y producirán, al golpearse, un sonido metálico seco similar al emitido por una campana. Todas las unidades tendrán agujeros para su anclaje y serán de tal forma que puedan empotrarse adecuadamente en la estructura que las reciba.

g. Unidades Vidriadas- Las unidades vidriadas de construcción serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 126.

3. Mortero

a. Clasificación de los Morteros- Los morteros usados en construcciones de mampostería se clasificarán de acuerdo a: los materiales y las proporciones para éstos provistos en la Tabla IV-F-2.3a, o de acuerdo a las propiedades determinadas para éstos por medio de los ensayos de laboratorio que se indican más adelante. Los ensayos de laboratorio realizados para clasificar los morteros de acuerdo a sus resistencias en compresión usarán las proporciones y materiales propuestos para la construcción. Los agregados o áridos utilizados para las muestras serán de

una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones de los requisitos del ASTM indicados en este título.

TABLA IV-F-2.3a
Proporciones del Mortero por Volumen

Clasificación del Mortero	Cemento	Cal hidratada o masilla de cal	Agregados medidos en condición humeda y suelta
M	1 (Port.) y 1 (Mamp.)	1/4 ---	Mayor de 2 1/4 y menor que 3 veces la suma de los volúmenes de los cementos y cal usadas.
S	1 (Port.) 1/2 (Port.) y 1 (Mamp.)	Mayor 1/4 hasta 1/2	
N	1 (Port.) 1 (Mamp.)	Mayor 1/2 hasta 1 1/4	
O	1 (Port.) 1 (Mamp.)	Mayor 1 1/4 hasta 2 1/2	
K	1 (Port.)	Mayor 2 1/2 hasta 4	

Nota: Port. indica cemento tipo Portland
Mamp. indica cemento de mampostería tipo II excepto para la clasificación "O" donde puede ser tipo I o II.

b. Aditivos a los Morteros- No se permitirá el uso de aditivos a los morteros a menos que el uso de tales aditivos sea autorizado por el Administrador de Reglamentos y Permisos. Solamente se permitirá usar colores minerales puros para los tintes.

c. Resistencia de los Morteros- La resistencia mínima en compresión de los morteros producidos con las proporciones de la Tabla IV-F-2.3a será la que se indica más adelante. El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir ensayos de campo para verificar el cumplimiento de estas especificaciones.

TABLA IV-F-2.3c
Resistencia Mínima en Compresión de Cubos de Mortero

Clasificación del mortero	Resistencia promedio en compresión a los veintiocho (28) días
M	2500
S	1800
N	750
O	350
K	75

d. Calidad de los Morteros- El mortero para las construcciones de mampostería será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 270, o del C 476 cuando se trate de construcciones de mampostería reforzada; y las del E 149 para la resistencia de adhesión entre éste y las unidades de mampostería.

4. Lechada de Cemento (Grout)

a. Proporción de la Lechada - La lechada de cemento será proporcionada por volumen y se le añadirà el agua suficiente para producir la consistencia deseada para el vaciado sin que ocurra la segregación de los agregados. Los agregados satisfacerán los requisitos especificados en este título.

b. Tipos de Lechada- La lechada de cemento fina estará compuesta por una (1) parte de cemento tipo Portland, a la cual se le anadirá no más de una décima (1/10) parte de cal hidratada o masilla de cal, y de dos y cuarto (2 1/4) a tres (3) partes de arena. La lechada de cemento gruesa estará compuesta de una parte de cemento tipo Portland, a la cual se le anadirá no más de una décima (1/10) parte de cal hidratada o masilla de cal, de dos (2) a tres (3) partes de arena, y no más de dos (2) partes de grava. La lechada de cemento gruesa se puede usar con ladrillos de mamposterìa de dos (2) o más pulgadas en

dimensión horizontal y con unidades de mampostería celular donde las celdas tengan más de cuatro (4) pulgadas en ambas direcciones horizontales. Toda lechada de cemento será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 476.

c. Resistencia de la Lechada- Toda lechada de cemento tendrá una resistencia mínima en compresión a los veintiocho (28) días de dos mil (2,000) libras por pulgada cuadrada. El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá requerir ensayos de compresión para muestras tomadas en el campo para comprobar que los requisitos de este título son cumplidos.

d. Uso de Equipo de Aluminio- La lechada de cemento no se manejará, bombeará o vaciará mediante el uso de equipo de aluminio a menos que se demuestre que la resistencia de la lechada no se afectará adversamente con el uso de tales equipos para los materiales utilizados.

5. Cementos- El cemento será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 150 cuando se utilice cemento Portland tipo I, II o III; o del C 91 cuando se utilice cemento de mampostería.

6. Cal- La cal será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 207 para cal hidratada; o del C 5 para la masilla de cal.

7. Agregados- Los agregados serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM C 404 para los agregados a utilizarse para las lechadas de cemento; o del C 144 para los agregados a utilizarse para los morteros.

8. Agua- El agua a usarse en el mortero, lechada o en cualquier otra fase estará limpia y libre de substancias dañinas de aceite, ácidos, alkalinos, materia orgánica o cualquier otra substancia contaminante.

9. Refuerzo- El refuerzo será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM A 82 para el alambre de acero sin deformar estirado en frío; A 496 para el alambre de acero deformado; A 185 para las mallas de alambre de acero soldadas; A 615 para las barras de acero de lingote deformadas; A 617 para las barras de acero relaminado deformadas; o A 706 para las barras de acero de aleación pobre. En adición a lo antes establecido, la resistencia a cedencia ("yield strength")

para las barras de acero de lingote o de acero relaminado deformadas, se determinará por medio de ensayos de tracción en barras completas. Las pruebas de doblado para dichas barras con tamaños entre #3 y #11 se basarán en dobleces de ciento ochenta (180) grados alrededor de pasadores o espigas con diámetros según se indica en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-2.9
Requirimientos para los Ensayos de Dobleces

Número de la Barra	Diámetro de Espiga
#3, #4, #5	3 1/2 d_b
#6, #7, #8	5 d_b
#9, #10, #11	7 d_b
#9, #10, #11 (grado 40)	5 d_b

Nota: d_b indica el diámetro de la barra deformada

10. Resistencia a la Corrosión- La resistencia a la corrosión para las ataduras, los anclajes o amarres será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM A 112 para alambres de acero a utilizarse para ataduras galvanizadas; A 116, Clase 1, para los alambres galvanizados a utilizarse como anclajes o amarres cuando vayan a a quedar completamente incrustados en el mortero o en la lechada o A 116, Clase 3, para las otras condiciones; A 153, Clase B, para los anclajes y amarres de metal galvanizados; o B 227 para los alambres y anclajes enchapados en cobre los que serán grado 30 HS.

11. Relleno para Juntas- Los rellenos para las juntas serán de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del ASTM D 1752 para los rellenos premoldeados para juntas de expansión; o del D 2287 para los compuestos a utilizarse para rellenar vanos.

IV-F-3.0 - RESISTENCIA DE LA MAMPOSTERIA

1. General- La resistencia en compresión de la mampostería se determinará mediante ensayos de prismas o se asumirá de acuerdo con lo que se estipula en los Incisos 2 y 3 de este artículo. La resistencia en compresión de la mampostería de hormigón se podrá determinar a base de ensayos de compresión en las unidades individuales según se especifica más adelante en el Inciso 4 de este artículo.

2. Ensayos de Prismas- La construcción de las prismas y el ensayo de los mismos se efectuarán conforme a las especificaciones del ASTM E 447. En su construcción no se proveerá refuerzo vertical u horizontal. La razón de alto a espesor para los mismos no será menor de uno punto treinta y tres (1.33) ni mayor de tres punto cero (3.0).

   a. Mínimo de Pruebas Requeridas- Antes de comenzar las operaciones de construcción se realizará un mínimo de un grupo de pruebas (3 especímenes) para cada tipo de construcción de mampostería por cada cinco mil (5,000) pies cuadrados de construcción de paredes. El nivel de carga o esfuerzo a la que aparece la primera grieta detectable en el especimen se reportará en los resultados de las pruebas de las prismas. Para prismas que no tengan una sección simétrica y uniforme, el centro de aplicación de carga de la máquina de pruebas coincidirá con el centro de gravedad del área del prisma.

   b. Resistencia en Compresión- La resistencia en compresión de los prismas se determinará dividiendo la carga última determinada de los ensayos por el área neta de la mampostería usada en la construcción de los prismas. El área bruta de la mampostería se podrá utilizar cuando se usen unidades de mampostería sólida o rellenas con lechada de cemento. La resistencia en compresión promedio para cada grupo de prismas de mampostería será igual o mayor que la resistencia en compresión especificada para la mampostería. La resistencia en compresión especificada para la mamposteria no excederá la resistencia última determinada de los ensayos de prismas.

3. Resistencia Ultima en Compresión Asumida- Cuando no se efectúen ensayos de prismas de acuerdo a lo establecido en el Inciso anterior, la resistencia última de la mamposteria se asumirá según se indica en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-3.3
Resistencia en Compresión para Mampostería

Tipo de Mampostería	Resistencia Ultima f'm (libras por pulgada cuadrada)
Unidades de arcilla sólida (14,000)+	5300
Unidades de arcilla sólida (10,000)+	4000
Unidades de arcilla sólida (6,000)+	2600
Unidades de mampostería sólida (3,000)+	1800
Unidades de mamposterìa sólida (2,500)+	1500
Mampostería de hormigón sólida (Grado N)	1080
Mampostería de hormigón hueca (Grado N)	1350
Mampostería de hormigón hueca rellenada con lechada de cemento (Grado N)	1500
Ladrillos de construcción (Grado N-3,500+)	2100
Unidades de arcilla huecas (Grado LB-1 1/4" mínimo)	1300
Unidades de arcilla huecas rellenadas con lechada de cemento (Grado LB-1 1/4" mínimo)	1500
Unidades de arcilla huecas (Tipo I-5,000+)	2500

NOTA: + indica esfuerzos en compresiòn en libras por pulgada cuadrada

4. Ensayos de Unidades Individuales para Mampostería de Hormigón

a. Resistencia en Compresión de las Unidades Individuales- La resistencia en compresión que se especifica para el área neta de la mampostería formada de unidades sólidas o huecas se tomará de la Tabla IV-F-3.4b cuando las unidades de mampostería individuales se prueben de acuerdo a las normas del ASTM vigentes. La resistencia en compresión de las unidades de mampostería se calculará usando su área neta y los materiales y métodos establecidos en este reglamento.

b. Valores para la Resistencia en Compresión- Los valores para la resistencia en compresiòn se obtendrán de la siguiente tabla:

TABLA IV-F-3.4b
Resistencia en Comprensión para
Mampostería de Hormigón

Resistencia en Compresión de las Unidades Individuales en Libras por Pulgada Cuadrada en el Area Neta de la Unidad Obtenida del Ensayo.	Resistencia en Compresión de la Mampostería en Libras por Pulgada Cuadrada. f'm	
	Mortero Tipo M o S	Mortero Tipo N
Mayor de 6000	2400	1350
4000	2000	1250
2500	1550	1100
2000	1350	1000
1500	1150	875
1000	900	700

5. Inspecciones Especiales

a. General- Cuando en este reglamento se requiera una inspección especial para las construcciones de mamposteria, el inspector de tales obras se regirá por lo que se establece en este inciso y por aquellas disposiciones del Reglamento para la Certificación de Proyectos de Construcción (Reglamento de Planificación Núm. 12) que sean de aplicación al proyecto.

b. Aspectos a Considerarse- El inspector para tales obras cotejará el cumplimiento de los planos de construcción y de las especificaciones y preparará informes de inspección cubriendo los siguientes aspectos:

(1). Pruebas realizadas de las unidades de mampostería y de los materiales usados para el refuerzo, mortero, y la lechada de cemento.

(2). Calidad del Mortero y la Lechada de Cemento: Proporciones, mezclado y consistencia de éstos.

(3). Proceso Utilizado: Colocado de las unidades de mampostería y el mortero así como en el vaciado de la lechada de cemento.

(4). Refuerzo Utilizado: Grado, tamaño y espaciamiento así como de su condición y colocado.

(5). Observaciones sobre Cargas: Cargas excesivas colocadas en los elementos estructurales de mampostería.

(6). Información General: Progreso general del trabajo.

c. Record de las Inspecciones Especiales- Los informes de las inspecciones especiales requeridas para la construcción de la mampostería formarán parte del récord de inspección de la obra total. Se entregará copia de dichos informes al dueño del proyecto y a la Administración de Reglamentos y Permisos para ser incluidas en el expediente del proyecto, y se mantendrán copias de los mismos en un récord que estará disponible en la obra para examen por los representantes del Administrador de Reglamentos y Permisos o por cualquier otro funcionario público debidamente autorizado.

ARTICULO IV-F-4.0 - DISEÑO Y CONSTRUCCION DE LA MAMPOSTERIA

1. Requisitos Generales de Construcción

a. Ménsulas- Las ménsulas se podrán construir en mampostería sólida con un espesor de doce (12) pulgadas o mayor. La proyección de las distintas camadas usadas en la construcción de la ménsula no excederá una (1) pulgada, y la proyección máxima

será menor de una tercera (1/3) parte del espesor total de la pared cuando se use para soportar elementos estructurales.

b. Espaciamiento Mínimo del Refuerzo- La distancia libre mínima entre varillas paralelas, excepto en las columnas, no será menor del diámetro de las varillas usadas. No obstante, las varillas empalmadas podrán amarrarse juntas. La distancia centro a centro de las varillas verticales en las columnas no será menor de dos y media (2 1/2) veces el diámetro de la varilla.

c. Protección del Refuerzo- Todas las varillas serán empotradas completamente en mortero o lechada de cemento. El refuerzo horizontal dejado en las juntas tendrá una protección de mortero mayor de cinco octavos (5/8) de pulgada de la superficie expuesta del elemento. Cualquier otro refuerzo tendrá una separación mínima de un (1) diámetro de varilla de las otras varillas, pero no menor de tres cuartos (3/4) de pulgada. En aquellos casos donde el elemento esté expuesto al exterior o en contacto con el suelo, la protección mínima al refuerzo será de dos (2) pulgadas.

2. Diseño

a. General- La construcción en mampostería se diseñará para que resista todas las cargas gravitarias y laterales que se especifica en este reglamento, considerando el efecto de cargas excéntricas.

b. Combinación de Diferentes Unidades de Mampostería- En aquellos elementos construidos con diferentes unidades de mampostería, materiales, o mortero, el esfuerzo máximo en cualquier porción del elemento no excederá del esfuerzo permitido para ese tipo de material.

c. Espesores Mínimos de Muros- Los espesores mínimos de los muros serán los que se especifican en los distintos artículos de este título y no se excederán las razones de altura libre a espesores mínimos indicadas subsiguientemente.

d. Pilares- Todo pilar estructural con una longitud menor de tres (3) veces su espesor será diseñado y construido como una columna.

e. Huecos o Cavidades- Los huecos, ranuras, o cavidades, en los muros de mampostería se diseñarán y

construirán de tal forma que no se reduzca la resistencia estructural o la resistencia a fuegos de los mismos.

f. Conductos- Los conductos o tuberías a incrustarse en la mampostería no reducirán la resistencia estructural o la resistencia a fuegos del elemento en que éstos vayan a ser incrustados.

g. Soportes- Los elementos estructurales que estén soportados por un muro de carga tendrán una longitud de contacto mayor de tres (3) pulgadas en la dirección perpendicular al elemento soportado. El muro de carga será de mampostería sólida con un espesor mínimo de cuatro (4) pulgadas. Se podrá usar una placa de metal de diseño adecuado y de las dimensiones necesarias para distribuir efectivamente las cargas en el muro, dentro de los esfuerzos de empuje permitidos.

h. Distribución de Cargas Verticales- Los esfuerzos unitarios en las paredes se calcularán distribuyendo las cargas concentradas sobre una longitud de pared igual al espaciamiento de tales cargas. En aquellos casos donde las cargas concentradas sean aisladas, la longitud efectiva de pared será la longitud del apoyo más una longitud adicional de cuatro (4) veces el espesor de la pared. A los efectos de estas disposiciones, las cargas concentradas no se considerarán distribuidas a través de juntas verticales contínuas entre segmentos de pared.

i. Tornillos de Anclaje- Las cargas permitidas para tornillos de anclaje incrustados en las paredes de mampostería serán las que se indican más adelante en la Tabla IV-F-5.1B.

j. Mampostería sin Contrapear- En mampostería sin reforzar y donde las unidades de mampostería no se han contrapeado, se le proveerá un área de refuerzo longitudinal mínima de diecisiete milésimas (0.017) de pulgada cuadrada espaciada a una distancia no mayor de dieciseis (16) pulgadas.

k. Espesores del Mortero- El espesor de la camada inicial de mortero será mayor de un cuarto (1/4) de pulgada, pero no tiene que exceder de una (1) pulgada. El espesor de las camadas de mortero subsiguientes será mayor de un cuarto (1/4) de pulgada, pero no tiene que exceder de cinco octavos (5/8) de pulgada.

ARTICULO IV-F-5.0 - CONSTRUCCIONES DE MAMPOSTERIA SIN REFORZAR

1. Mampostería de Unidades Huecas

a. General- La mampostería de unidades huecas sin reforzar se construirá con unidades huecas colocadas y unidas entre sí con mortero. Todas las unidades de mampostería hueca se colocarán sobre una base contínua de mortero.

b. Esfuerzos en la Mampostería Hueca- La mampostería de unidades huecas se construirá de tal forma que los esfuerzos unitarios de la misma no excedan los valores provistos en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-5.1a
Esfuerzos Unitarios para Mampostería Hueca

	TIPO DE MORTERO								
Material	M S		M o S				N		
	Compresión (i)		Cortante o Tensión en Flexión (ii y iii)		Tensión en Flexión (iv)		Compresión (i)	Cortante o Tensión en Flexión (ii y iii)	
Inspección Especial Requerida	No	No	Sí	No	Sí	No	No	Sí	No
Mampostería hueca (v)	170	150	12	6	24	12	140	10	5

Notas:

(i) Todos los esfuerzos están expresados en libras por pulgada cuadrada de área neta transversal. El esfuerzo permitido para empuje inmediatamente debajo de las cargas concentradas será un cincuenta por ciento (50%) mayor que el esfuerzo permitido en compresión.

(ii) Indica el esfuerzo en tensión normal a la camada del mortero.

(iii) En construcciones donde las unidades de mampostería se coloquen directamente una sobre las otras no se permitirá esfuerzo en tensiòn en la direcciòn horizontal.

(iv) Indica el esfuerzo en tensión en la dirección horizontal.

(v) Indica el esfuerzo en términos del àrea neta de la unidad en contacto con el mortero o el área neta transversal de la unidad.

c. Esfuerzos para Tornillos de Anclaje- Los esfuerzos en cortante permitidos para los tornillos de anclaje en las paredes de mampostería huecas no excederán los valores provistos en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-5.1c
Fuerzas en Cortante Permitidos en Tornillos de Anclaje

Diámetro del Tornillo (Pulg.)	Largo del Empotramiento (Pulg.)	Cortante (Libras)
1/2	4	350
5/8	4	500
3/4	5	750
7/8	6	1000
1	7	1250
1 1/8	8	1500

2. Mampostería de Unidades Sólidas

a. General- La mampostería de unidades sólidas sin reforzar se construirá con ladrillos sólidos de hormigón o arcilla colocados y unidos entre sí con mortero. Todas las unidades se colocarán sobre juntas completamente empelladas, y todas las cavidades formadas entre los bloques serán llenadas completamente con mortero. La mampostería se reforzará longitudinalmente con un área mínima de diecisiete milésimas (0.017) pulgadas cuadradas espaciadas no más de diesciseis (16) pulgadas en la dirección vertical.

b. **Esfuerzos-** La mampostería de unidades sólidas se construirá de tal forma que los esfuerzos unitarios no excedan los valores provistos en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-5.2b
Esfuerzos Permisibles Para Mampostería Sólida

Material	TIPO DE MORTERO M	S	M o S				N		
	Compresión (i)		Cortante o Tensión en Flexión (ii y iii)		Tensión en Flexión (iv)		Compresión (i)	Cortante o Tensión en Flexión (iiy iii)	
Inspección Especial Requerida	No	No	Si	No	Si	No	No	Si	No
1-Mampostería sólida de arcilla:									
4500 o más	250	225	20	10	40	20	200	15	7.5
2500-4500	175	160	20	10	40	20	140	15	7.5
1500-2500	125	115	20	10	40	20	100	15	7.5
2-Mampostería sólida de hormigón:									
Grado N	175	160	12	6	24	12	140	12	6.0
Grado S	125	115	12	6	24	12	100	12	6.0

Notas:

(i) Todos los esfuerzos están expresados en libras por pulgada cuadrada de área bruta transversal. El esfuerzo permitido para empuje inmediatamente debajo de las cargas concentradas será un cincuenta por ciento (50%) mayor que el esfuerzo permitido en compresión.

(ii) Indica el esfuerzo en tensión normal a la camada del mortero.

(iii) En construcciones donde las unidades de mampostería se coloquen directamente una sobre la otra, no se permitirá esfuerzo en tensión en la dirección horizontal.

(iv) Indica el esfuerzo en tensión en la dirección horizontal.

c- Esfuerzos para Tornillos de Anclaje- Los esfuerzos en cortante permitidos para los tornillos de anclaje en paredes de mampostería sólidas no excederán los valores provistos en la Tabla IV-F-5.1b.

IV-F-6.0 - CONSTRUCCIONES EN MAMPOSTERIA REFORZADA

1. General- La mampostería hueca reforzada será construida con unidades de mampostería huecas en que algunas o todas las celdas serán llenadas de hormigón y en las cuales se instalarán varillas de refuerzo deformadas. Los requisitos generales para este tipo de construcción serán los que se indican más adelante.

   a. Colocación de las Unidades- Todas las unidades se colocarán sobre una camada contínua de mortero. Las mismas estaràn libres de polvo y tierra antes de ser colocadas. Solamente se utilizará mortero tipo M o S consistiendo de cemento tipo Portland, cal y agregados.

   b. Llenado de Celdas- Todas aquellas celdas que se van a llenar estarán formadas y selladas adecuadamente con mortero para evitar que se filtre la lechada de cemento.

      Las celdas verticales a llenarse estarán alineadas verticalmente de tal forma que se obtenga una celda contínua con unas dimensiones mínimas de dos (2) pulgadas por tres (3) pulgadas. Si las paredes estuviesen desaplomadas o desalineadas, las dimensiones mínimas deberán mantenerse de camada en camada. Cualquier obstrucción presente en las celdas será removida antes de rellenarse éstas.

      Todas las celdas que contienen refuerzo serán llenadas completamente con lechada de cemento. La lechada será de una consistencia adecuada para que se pueda bombear sin segregarse sus componentes y será mezclada adecuadamente. La lechada se vaciará con bombas o con algún otro método aprobado antes que comience a fraguarse. La lechada se compactará con vibradores mecánicos durante su colocación antes de que pierda su manejabilidad. El proceso de vaciado de la lechada en cualquier sección de una pared se completará durante un día sin que ocurran interrupciones de tiempo mayores de una hora.

      Cuando la altura de la celda a vaciarse exceda de cuatro (4) pies, se le proveerán registros de

limpieza en las unidades de mampostería colocadas en la base. Los registros de limpieza serán sellados una vez sean inspeccionados y antes de que se vacie la lechada. No se depositará la lechada de cemento en celdas donde la altura de las mismas exceda cuatro (4) pies.

Cuando el vaciado de la lechada se detenga por más de una hora, se formarán juntas horizontales de construcción deteniendo el vaciado de la lechada aproximadamente media (1/2) pulgada por debajo de la próxima camada de bloques.

c. Colocación del Refuerzo- Todo el refuerzo estará colocado antes de iniciarse el proceso de vaciado de la lechada. Las varillas verticales se mantendrán en sitio por medio de apoyos en la parte superior e inferior y a intérvalos que no excedan una longitud equivalente a ciento noventa y dos (192) diámetros del refuerzo. La continuidad del refuerzo será provista por medio de largos de empalme adecuados o por medio de anclajes mecánicos.

2. Esfuerzos

a. Mampostería- La mampostería reforzada será diseñada y construida de tal forma que los esfuerzos unitarios no excedan los valores provistos en la siguiente tabla:

TABLA IV-F-6.2a
Esfuerzos Permisibles en Mampostería Reforzada
Unidades Sólidas o Huecas (i)

Tipo de Carga	Esfuerzo Permitido (Libras por pulgada cuadrada)	
Inspección Especial	SI	No
1. Compresión Axial en Paredes	Véase el Inciso 2b(9b) del Art. IV-F-6.0	50% de los valores permitidos en el Inciso 2b(9b) del Art. IV-F-6.0
2. Compresión Axial en Columnas	Véase el Inciso 2b(10b) del Art. IV-F-6.0	50% de los valores permitidios en el Inciso 2b(10b) del Art. IV-F-6.0

3. Compresión en Flexión	0.33 f'_m, pero menor de 900	0.17 f'_m, pero menor de 450
4. Cortante		
a- Sin refuerzo de cortante Flexión (ii)	1.1 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 50	25
Muros de corte (iii) M/Vd >= 1(iv)	0.9 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 34	17
M/Vd =0 (iv)	2.0 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 20	25
b- Refuerzo de cortante resistiendo todo el cortante.		
Flexión	3.0 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 150	75
Muros de Corte (0)		
M/Vd >= 1(iv)	1.5 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 75	35
M/Vd = 0(iv)	2.0 $\sqrt{f'_m}$, pero menor de 120	60
5. Módulo de Elasticidad (v)	1000 f'_m, pero menor de 3,000,000	500 f'_m, pero menor de 1,500,000
6. Módulo de Rigidez (v)	400 f'_m, pero menor de 1,200,000	200 f'_m, pero menor de 600,000
7. Esfuerzo de Empuje en toda el área(vi)	0.25 f'_m, pero menor de 900	0.13 f'_m, pero menor de 450
8. Esfuerzo de empuje en una tercera parte del área o menor (vi)	0.3 f'_m, pero menor de 1200	0.15 f'_m, pero menor de 600

(i) Los esfuerzos para las unidades de mampostería hueca están basados en el área neta de la sección.

(ii) El refuerzo de cortante en el alma de la sección resistirá todo el cortante en exceso de veinte (20) libras por pulgada cuadrada cuando exista refuerzo negativo. Este refuerzo se proyectará por una distancia de una dieciseis (1/16) parte del tramo libre después del punto de inflección.

(iii) Cuando se calculen los esfuerzos de cortante o tensión diagonal para los muros de corte que resisten cargas sísmicas, estos esfuerzos serán multiplicados por un factor de uno punto cinco (1.5).

(iv) M es el momento flexor máximo que ocurre simultáneamente con el cortante V en la sección considerada. Para valores de M/Vd entre cero (0) y uno (1) se podrá interpolar linealmente. "d" es la distancia de la fibra extrema en compresión del elemento y el centro del acero.

(v) Para cómputos de deflecciones o rigidez se usará el valor del módulo de elasticidad y rigidez provisto en las columnas para inspección especial.

(vi) Este aumento se permite cuando la distancia menor entre los bordes del área cargada y descargada es menor que una cuarta (1/4) parte de la dimensión paralela del área cargada. Se podrá interpolar entre los valores indicados el esfuerzo de empuje para un área concéntrica cargada mayor que un tercio (1/3), pero menor que el área completa.

b. Acero de Refuerzo- Los esfuerzos unitarios en el acero de refuerzo no excederán de los siguientes valores:

(1). Esfuerzos Permisibles en Tensión- Las varillas deformadas con un esfuerzo de cedencia de sesenta mil (60,000) libras por pulgada cuadrada o más y de tamaños Núm. 11 o menores, tendrán un esfuerzo permisible en tensión de veinticuatro mil (24,000) libras por pulgada cuadrada. Cualquier otro acero de refuerzo tendrá un esfuerzo permisible en tensión de veinte mil (20,000) libras por pulgada cuadrada.

(2). Esfuerzos en Compresión- El esfuerzo permisible en comprensión en varillas deformadas usadas en columnas será de cuarenta (40) por ciento del esfuerzo de cedencia, pero no excederá de veinticuatro mil (24,000) libras por pulgada cuadrada. Para varillas deformadas en compresión en elementos sometidos a flexión,

el esfuerzo permitido no será mayor del esfuerzo permitido en tensión.

(3). Diseño en Flexión para Mampostería Reforzada- El diseño en flexión para mampostería reforzada estará de acuerdo a las suposiciones que: las secciones planas permanecen planas luego de haberse flexionado; el módulo de elasticidad del refuerzo y de la mampostería permanecen constantes; las fuerzas en tensión son resistidas solamente por el acero de refuerzo; y el acero de refuerzo está completamente rodeado y adherido por el material de mampostería de tal forma que actúa como un material homogéneo dentro de los esfuerzos de trabajo.

(4). Cómputos Flexionales

(a). General- Todos los elementos se disenarán para resistir en todas las secciones los momentos flexionales y cortantes máximos producidos por la carga gravitaria fija, la carga gravitaria accidental, cargas laterales, y todas aquellas otras cargas inducidas por continuidad y las diferencias en rigideces de los elementos.

(b). Distancia entre Soportes Laterales- El tramo libre entre los soportes laterales de una viga no excederá treinta y dos (32) veces la dimensión menor del alma en compresión.

(5). Ancho Efectivo en Cómputos Flexionales- En el cómputo de los esfuerzos flexionales para la mampostería donde existe acero de refuerzo, el ancho efectivo no será mayor de seis (6) veces el ancho de la pared para unidades de mampostería contrapeadas o de tres (3) veces el ancho de la pared para unidades de bloques alineados verticalmente.

(6). Esfuerzos Combinados Axiales y en Flexión- Los elementos sujetos a esfuerzos combinados axiales y flexionales se diseñarán de acuerdo a los principios aceptados de mecánica o de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} <= 1.0 \qquad \text{IV-F-6.2b(6)}$$

donde:

f_a = Esfuerzo axial determinado de la carga axial total dividida por el área efectiva.

F_a = Esfuerzo axial permitido por este reglamento cuando el elemento está sometido a carga axial solamente, incluyendo cualquier aumento en esfuerzo permitido por este artículo.

f_b = Esfuerzo computado en flexión.

F_b = Esfuerzo en flexión permitido por este reglamento cuando el elemento está sometido a cargas flexionales solamente, incluyendo cualquier aumento en esfuerzo permitido por este artículo.

(7). Cortante y Tension Diagonal

(a). Esfuerzos Unitarios en Cortante- Los esfuerzos unitarios en cortante para la mampostería reforzada se calcularán de la siguiente ecuación:

$$v = \frac{V}{bjd} \qquad \text{IV-F-6.2b (7a)}$$

donde:

b = Ancho de la sección rectangular o ancho del alma en vigas de sección I o T.

jd = Distancia desde la resultante de la zona en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo.

Cuando los esfuerzos unitarios calculados por la ecuación anterior excedan el esfuerzo unitario permitido en la mampostería reforzada, se proveerá

refuerzo de cortante para resistir todo el esfuerzo unitario calculado.

(b). Tipos de Refuerzo de Cortante- El refuerzo de cortante podrá consistir de estribos o aros perpendiculares al acero longitudinal. Para ser considerados efectivos como refuerzo de cortante, los estribos estarán anclados efectivamente en ambos extremos.

(c). Estribos- El área de estribos requerida perpendicular al acero longitudinal para resistir el esfuerzo de cortante se determinará de la siguiente ecuación:

$$A_v = \frac{Vs}{f_v jd} \qquad \text{IV-F-6.2b(7c)}$$

donde:

A_v = Area de refuerzo de cortante requerida

V = Cortante aplicado

s = Espaciamiento de los estribos o aros

f_v = Esfuerzo permisible en el acero de refuerzos para cortante

(d). Espaciamiento del Refuerzo de Cortante- Donde sea requerido el refuerzo de cortante estará espaciado de tal forma que cada línea de cuarenta y cinco (45) grados (representando una grieta potencial) que se extienda desde la mitad de la profundidad de la viga hasta el acero longitudinal en tensión sea cruzada por lo menos por una línea del refuerzo de cortante.

(8). Anclajes y Empalme del Acero de Refuerzo

(a). Largo de Desarrollo para el Refuerzo:

(i). General- Los siguientes detalles aplican al acero de refuerzo

rodeado por lechada de cemento u hormigón.

La tensión o compresión calculada en el acero de refuerzo en la sección considerada, se desarrollará hacia cada lado de la sección proveyéndole el largo de desarrollo requerido del refuerzo en cada lado de la sección, o por medio de anclajes, o por medio de una combinación de ambos mecanismos. Para el acero de refuerzo en tensión, se podrán utilizar ganchos para desarrollar el largo de anclaje.

Las secciones críticas para el desarrollo del acero de refuerzo serán en los puntos de esfuerzos máximos y en las regiones en los tramos de los elementos donde termina o se dobla el acero de refuerzo.

El acero de refuerzo dentro del tramo libre del elemento se extenderá desde el punto donde no es necesario para resistir los esfuerzos, una distancia d, igual a la profundidad del acero longitudinal en tensión desde la fibra extrema en compresión, o por una distancia equivalente a doce (12) diámetros de la barra terminada, cual fuere mayor.

Por lo menos una tercera (1/3) parte del acero de refuerzo necesario para resistir la flexión entre los soportes, se extenderá a lo largo de la misma cara del elemento una distancia mínima de seis (6) pulgadas dentro de los soportes. Asímismo, por lo menos, una tercera (1/3) parte del acero de refuerzo necesario para resistir la flexión en dichos soportes, se extenderá más allá del punto de inflexión una distancia mínima igual a la profundidad del acero longitudinal en tensión desde la

fibra extrema en compresión, o por una distancia equivalente a una dieciseisava (1/16) parte del tramo libre, cual fuere mayor.

(ii). Largo de Desarrollo para Varillas Deformadas- El largo de desarrollo para varillas deformadas a usarse como acero de refuerzo rodeadas de lechada de cemento u hormigón será calculado de la siguiente ecuación, pero el mismo no se rá menor de doce (12) pulgadas:

$$l = 0.0015\ d_b\ f_s \qquad \text{IV-F-6.2b(8aii)}$$

(iii). Largo de Desarrollo para Varillas Agrupadas- El largo de desarrollo para cada varilla en varillas agrupadas será el largo de desarrollo para la varilla individual.

(iv). Largo de Desarrollo para Ganchos Estándar- Los ganchos estándar incrustados en lechada de cemento desarrollarán un esfuerzo en tensión igual a siete mil quinientas (7,500) libras por pulgada cuadrada. Se podrá calcular un largo de desarrollo equivalente para los mismos utilizando la ecuación arriba indicada. Los ganchos estándar no se considerarán efectivos en incrementar el esfuerzo permisible en compresión del acero de refuerzo.

(v). Anclajes Mecánicos- Cualquier artefacto mecánico que pueda desarrollar el esfuerzo de cedencia en el acero de refuerzo sin afectar la mampostería podrá utilizarse para proveerle anclaje al acero de refuerzo.

(vi). Combinaciones de Largos de Desarrollo- El largo de desarrollo del acero podrá consistir de una combinación del largo equivalente de desarrollo de un gancho estándar o anclaje mecánico más el largo adicional de desarrollo del refuerzo.

(b). Refuerzo de Cortante

(i). Extensión del Refuerzo- El refuerzo de cortante se extenderá a una distancia d de la fibra extrema en compresión, donde d es la distancia de la fibra extrema en compresión hasta el centroide del acero longitudinal en tensión, y se llevará lo más cerca posible a las caras en tensión y compresión según lo permitan los requerimientos de la protección del refuerzo. El acero de refuerzo se anclará en ambos extremos de tal forma que pueda desarrollar los esfuerzos calculados.

(ii). Anclaje de los Estribos- Los extremos de las patas de estribos sencillos o en forma de U se anclarán utilizando un gancho estándar más una longitud efectiva de 0.5 l_d, donde l_d, la longitud efectiva de la pata del estribo, se tomará como la distancia entre la mitad de la profundidad efectiva del elemento, d/2, y el comienzo del gancho (punto de tangencia entre el gancho y la pata); o proveyéndole el largo de desarrollo completo uno (1) por encima y por debajo de la mitad de la profundidad efectiva del elemento, pero no menor de veinticuatro (24) veces el diámetro del refuerzo o doce (12) pulgadas; o proveyéndole un doblez a las patas del estribo alrededor del refuerzo longitudinal de por lo menos ciento treinta y cinco (135) grados.

Cada doblez en la porción continua del estribo tipo U, será alrededor de una (1) varilla longitudinal.

(c). Ganchos y Dobleces del Refuerzo

(i). Ganchos Estándar- El término gancho estándar según usado en este artículo se refiere a un doblez de ciento ochenta (180) grados más una extensión de por lo menos cuatro

(4) diámetros de varilla, pero mayor de dos y medio (2 1/2) pulgadas hasta el extremo libre de la varilla; o un doblez de noventa (90) grados más una extensión de por lo menos doce (12) diámetros de varilla en el extremo libre de la varilla; o un doblez de noventa (90) grados, o de ciento treinta y cinco (135) grados más una extensión de por lo menos seis (6) diámetros de barra, pero mayor de dos y media (2 1/2) pulgadas hasta el extremo libre de la varilla, para anclajes de estribos y aros.

(ii). Dobleces del Refuerzo- El diámetro del doblez del refuerzo, medido en la parte interior de las varillas usadas como refuerzo longitudinal, no será menor que los valores que especifican más adelante en la Tabla IV-F-6.2b(8)(c)-(ii), excepto que para refuerzo Grado 40 y con tamaños desde #3 hasta #11 inclusive, el diámetro mínimo del doblez será de cinco (5) diámetros. El diámetro interior del doblez para refuerzo usado como estribos o aros no será menor de cuatro (4) diámetros.

Todos los dobleces de las varillas se harán en frío. Las varillas que estén parcialmente incrustadas en la mampostería no se doblarán en el campo, a menos que esté específicamente indicado en los planos de construcción.

TABLA IV-F-6.2b(8)(c)(ii)
Diámetro Interior Mínimo Para Dobleces del Refuerzo

Tamaño de la Varilla	Diámetro Mínimo del Doblez
#3 hasta #8	6 diámetros
#9, #10, #11	8 diámetros

(d). **Empalmes del Refuerzo**

(i). General- Los empalmes del refuerzo serán hechos solamente según se indica en los planos de construcción aprobados o según, se especifica en este artículo. La continuidad entre los distintos segmentos del refuerzo se logrará mediante empalmes, soldaduras, o cualquier otro mecanismo debidamente aprobado. Toda soldadura será de una calidad por lo menos equivalente a la requerida por las especificaciones del Código para Soldaduras de Acero de Refuerzo de la Sociedad Americana de Soldaduras (AWS D12.1-75).

(ii). **Empalmes para Varillas Deformadas-** Los empalmes de varillas deformadas a incrustarse en lechada de cemento tendrán una longitud mínima en pulgadas de $0.002d_bF_s$ para refuerzo tanto en tensión como en compresión, pero ésta no será menor de doce (12). El símbolo Fs es el esfuerzo axial permisible en el refuerzo.

El largo de empalme para varillas agrupadas será igual al largo de empalme para una (1) varilla de un diámetro equivalente a las varillas a empalmarse. Los empalmes de una varilla no podrán solaparse con los empalmes de varillas adyacentes en el grupo considerado.

El espaciamiento en la dirección transversal a la varilla, para las varillas empatadas con empalmes que no estén en contacto directo, no será mayor de una quinta (1/5) parte de la longitud de empalme requerida de ocho (8) pulgadas.

(iii). **Empalmes Soldados o Conectados por Otros Medios-** Los empalmes soldados se harán con soldaduras a

tope que desarrollen en tensión un esfuerzo mayor de ciento veinticinco (125) por ciento del esfuerzo de cedimiento del refuerzo.

Una conexión positiva entre las varillas deberá ser capaz de desarrollar en tensión o compresión, según se requiera, una resistencia de por lo menos ciento veinticinco (125) por ciento del esfuerzo de cedimiento del refuerzo.

(9). Muros de Mampostería Reforzada

(a). Espesor Mínimo de los Muros- El espesor mínimo nominal de los muros de mampostería reforzada será de seis (6) pulgadas y la razón de altura a espesor no excederá veinticinco (25).

(b). Esfuerzos en los Muros- El esfuerzo axial en muros de mampostería reforzada no excederá el valor calculado por la siguiente ecuación:

$$F_a = 0.2\, f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right] \qquad \text{IV-F-6.2b(9b)}$$

donde:

F_a = Esfuerzo axial permitido en muro de mampostería

f'_m = Esfuerzo en compresión de la mampostería

t = Espesor del muro

h = Distancia vertical libre entre los elementos que arriostran la pared

(c). Refuerzo de los Muros

(i). Refuerzo Vertical y Horizontal- Todos los muros donde se usen los esfuerzos permitidos para la mampostería reforzada se reforzarán con acero vertical y horizontal. La suma de las áreas de acero horizontal y vertical será de por lo menos dos milésimas (0.002) de veces el área bruta transversal del muro, y la cantidad mínima de refuerzo en cada dirección no será menor de siete diez milésimas (0.0007) de veces el área bruta transversal del muro. El espaciamiento del refuerzo se limitará a una distancia máxima de cuatro (4) pies de centro a centro de varilla. El diámetro mínimo del refuerzo será de tres octavos (3/8) de pulgada excepto que el refuerzo usado en juntas se podrá considerar como parte del refuerzo mínimo requerido en este artículo.

(ii). Refuerzo Alrededor de Aberturas- En muros de mampostería reforzada donde existan aberturas con dimensiones mayores de veinticuatro (24) pulgadas en cualquier dirección se proveerán por lo menos una (1) varilla de media (1/2) pulgada de diámetro o dos (2) varillas de tres octavos (3/8) de pulgada de diámetro, alrededor de la abertura, con una longitud tal que proyecte una distancia no menor de cuarenta (40) diámetros de la varilla, pero mayor de veinticuatro (24) pulgadas de las esquinas de la abertura.

(10). Columnas de Mampostería Reforzada

(a). Dimensiones Mínimas para las Columnas- La dimensión mínima de cada columna de mampostería reforzada no será menor de doce (12) pulgadas. La razón de la altura libre de la columna a la dimensión menor de la misma no será mayor de veinte (20). La dimensión mínima de la columna podrá ser ocho (8) pulgadas cuando en el diseño para la carga axial se utilice un

cincuenta (50) por ciento de los esfuerzos permitidos para la carga axial normalmente. Los esfuerzos en flexión no tienen que ser reducidos.

(b) Cargas Permitidas en las Columnas- La carga axial en las columnas de mampostería reforzada no excederá la carga calculada de la siguiente ecuación:

$$P = A_g(.18f'_m + .65p_g f_m)\left[1-\left(\frac{h}{40t}\right)^3\right]$$

IV-F-6.2b(10b)

donde:

P = Carga axial concéntrica máxima en la columna

A_g = Area bruta transversal de la columna

f'_m = Resistencia última en compresión de la mampostería

p_g = Razón del área efectiva de refuerzo vertical al área transversal de la columna

f_m = Esfuerzo axial permitido en el refuerzo

t = Dimensión menor de la columna

h = Altura libre de la columna entre puntos de arriostramiento.

(c). Refuerzo en las Columnas

(i). Refuerzo Vertical- La razón p_g no será menor del punto cinco (0.5) por ciento o mayor que el cuatro (4) por ciento. El número de varillas en la columna no será menor de cuatro (4), y el diámetro de dichas varillas no será menor de tres octavos (3/8) de pulgada. El tamaño máximo de una varilla será Núm. 10.

(ii). Aros- Todas las varillas longitudinales en las columnas estarán amarradas por

aros. El soporte lateral a las varillas longitudinales se los proveerán las esquinas de los aros que tengan un ángulo incluido menor de ciento treinta y cinco (135) grados, o por ganchos en los extremos de los aros. Las varillas colocadas en las esquinas de las columnas estarán enmarcadas por un aro cerrado. Además, las varillas longitudinales alternas serán también amarradas a los aros y ninguna varilla vertical estará espaciada más de seis (6) pulgadas de las varillas verticales que estén soportadas lateralmente. Los aros serán por lo menos Núm. 2 para varillas verticales, Núm. 7 o menores y Núm. 3 para varillas verticales Núm. 8 a la Núm. 10.

ARTICULO IV-F-7.0 - MUROS DE CARGA EN MAMPOSTERIA

1. Mampostería Parcialmente Reforzada

   a. Diseño de la Mampostería- La mampostería parcialmente reforzada se diseñará como mampostería sin reforzar, excepto que podrá considerarse que aquellos elementos reforzados habrán de resistir esfuerzos de acuerdo a los criterios establecidos para la mampostería reforzada, cuando tales elementos cumplan con todos los criterios de diseño y construcción establecidos para dicho tipo de mampostería reforzada. En este tipo de construcción solo se podrán usar morteros tipo M o S.

   b. Colocación del Refuerzo- El área mínima de refuerzo para los muros de mampostería reforzada no aplicará para los muros de carga de mampostería parcialmente reforzada. El espaciamiento máximo de varillas verticales en muros de carga exteriores de mampostería parcialmente reforzada será de ocho (8) pies. En las aberturas de los muros de carga de mampostería parcialmente reforzada se proveerá el refuerzo indicado para los muros de mampostería reforzada.

2. Mampostería sin Reforzar

   a. Razón de Altura a Espesor de Muros de Carga- La razón de altura a espesor para los muros de carga sin reforzar de mampostería sólida será de veinte (20), mientras que para los muros de carga de mampostería hueca será de dieciocho (18).

b. Espesor Mínimo de Muros de Carga- El espesor mínimo de muros de carga sin reforzar será de ocho (8) pulgadas para edificaciones menores de cuatro (4) plantas o de treinta y cinco (35) pies de altura. Los muros de carga a construirse en mampostería sólida sin reforzar para edificaciones de una (1) planta o de una altura máxima de nueve (9) pies, tendrán un espesor mínimo de seis (6) pulgadas.

c. Esfuerzos- Los esfuerzos en muros de carga sin reforzar no excederán los valores de esfuerzo unitarios provistos en la Tabla IV-F-5.1b o IV-F-5.2b. Las fuerzas de cortante permitidas en los tornillos de anclaje incrustados en los muros de mampostería no excederán los valores que se indican en la Tabla IV-F-5.1c.

IV-F-8.0 - TABIQUES DIVISORIOS DE MAMPOSTERIA

1. General- Los tabiques divisorios de mampostería pueden construirse de cualquier material especificado en este título. Los tabiques divisorios de mampostería reforzada serán reforzados según se indica en el artículo de este Reglamento correspondiente a mampostería reforzada.

2. Espesor y Razón de Altura a Espesor- Todo tabique divisorio será construido y tendrá el espesor necesario para resistir las cargas gravitarias y laterales especificadas en este reglamento, pero bajo ninguna circunstancia tendrá un espesor y razón de altura a espesor menor que la que se indica en la tabla siguiente:

TABLA IV-F-8.2

Tipo de Pared	Razón de Altura a Espesor Máximo	Espesor Mínimo
Paredes exteriores sin reforzar	20	2
Paredes exteriores reforzadas	30	2
Paredes interiores sin reforzar	36	2
Paredes interiores reforzadas	48	2

3. Anclaje de Tabiques Divisorios- Todos los tabiques divisorios serán anclados en su borde superior a un elemento estructural o a algún elemento que le provea un arriostramiento lateral en sus bordes laterales.

ARTICULO IV-F-9.0 - PAREDES DE BLOQUES DE CRISTAL

1. General- Los bloques de cristal a usarse en las paredes exteriores o interiores que no sostengan cargas, tendrán un espesor total en la junta de no menos de tres (3 1/2) pulgadas, y todas las superficies en las juntas en contacto con el mortero tendrán un tratamiento adecuado para que halla la debida adherencia con el mortero. No se utilizarán bloques de cristal en ninguna pared cortafuegos o medianera, ni en las cajas de ascensores u otras aberturas verticales.

2. Areas Permitidas- Los paneles de bloques de cristal en las paredes exteriores no excederán de un área de ciento cuarenta y cuatro (144) pies cuadrados, ni de una dimensión de veinte (20) pies en cualquier dirección entre montantes o cualquier otro apoyo apropiado. Habrá por lo menos una pared de enjuta ("sprandel wall") o una viga con una altura no menor de dos (2) pies sobre el nivel del piso terminado en todos los pies contiguos al panel de bloques. Los paneles de bloques de cristal en las paredes interiores y tabiques no excederán de un área de doscientos cincuenta (250) pies cuadrados ni de una dimensión de veinticinco (25) pies en cualquier dirección entre los apoyos.

3. Paneles de Acceso- Cada planta sobre la primera planta podrá tener en la fachada paneles de acceso debidamente identificados para el uso del Servicio de Bomberos de Puerto Rico, a una separación horizontal no mayor de cincuenta (50) pies. Cada panel consistirá de un marco de metal con vidrio aplanado ("flat glass") de no menos de treinta y dos (32) pulgadas de ancho por cuarenta y ocho (48) pulgadas de alto y que pueda abrirse.

4. Mortero- Los bloques de cristal se colocarán en mortero compuesto de una (1) parte de cemento Portland, una (1) parte de cal, y cuatro (4) partes de arena fina. Todas las juntas de mortero serán llenadas completamente y apuntaladas después que el mortero haya pasado el fraguado inicial y tendrán un espesor mínimo de un cuarto (1/4) pulgada y máximo de tres octavos (3/8) pulgada.

5. Ataduras- Las juntas horizontales de mortero serán reforzadas con ataduras que cruzarán continuamente de

extremo a extremo de la junta, pero que no podrán cruzar las juntas de expansión. Donde haya empalmes las longitudes individuales serán sobrepuestas no menos de seis (6) pulgadas.

Las ataduras se compondrán de dos (2) alambres de acero de tamaño Núm. 16 o mayor separados a dos (2) pulgadas por alambres de acero tamaño Núm. 16 o mayor, soldados a intérvalos similares que no excedan de ocho (8) pulgadas, y galvanizados después de compuestos, o un refuerzo equivalente. Las ataduras se colocarán en las juntas horizontales cada cuatro (4) hiladas cuando se usen bloques de cinco y tres cuartos (5 3/4) pulgadas de altura; o cada tres (3) hiladas cuando se usen bloques de siete y tres cuartos (7 3/4) pulgadas de altura; o cada hilada cuando se usen bloques de once y tres cuartos (11 3/4) pulgadas de altura.

6. Apoyos- Los paneles de bloques de cristal serán sostenidos adecuadamente para resistir la presión del viento, y protegidos de las fuerzas resultantes de las expansiones y contracciones por medio de juntas de expansión propiamente diseñadas y libres por completo de mortero.

La parte posterior de las cavidades (chases) será llenada por un material elástico aprobado y el lado de cada junta será revestido de estopa bien ajustada y otro material similar y apuntado con material de calafatear, que no se endurezca con la temperatura del ambiente, de por lo menos media (1/2) pulgada de profundidad. El marco será revestido con una emulsión asfáltica aprobada previa la colocación de la primera hilada de mortero.

7. Enchapes- Cuando se usen bloques de cristal como enchape en las construcciones de mampostería, los paneles de bloques de cristal se sostendrán por sí mismos y tendrán ataduras adecuadas dentro del muro de mampostería.

TITULO IV-G

IV-G-0 - CONSTRUCCIONES DE HORMIGON ARMADO

ARTICULO IV-G-1.0 - DISEÑO DE ESTRUCTURAS

1. General- En el diseño de estructuras de hormigón armado se seguirán las disposiciones mínimas del reglamento del "AMERICAN CONCRETE INSTITUTE", A.C.I. 318-83, exceptuando el apéndice A, el cual queda sustituido por el Artículo IV-S-O de este reglamento.

2. Especificaciones Adicionales para el Cemento Portland- La sección 3.2.1.a del ACI-318-83 se aplicará considerando que el cemento evaluado de acuerdo a las normas del ASTM-C-150, última edición, deberá satisfacer los requisitos estándares y opcionales para las pruebas físicas y químicas especificadas para el tipo de cemento evaluado. Se requiere además que la fineza del cemento utilizando el método Blaine, no exceda de 400 Mts^2/kg (AASHTO-M85-84).

   Las pruebas para determinar los parámetros químicos y físicos del cemento se realizarán en el laboratorio aprobado para estos fines por el Administrador de ARPE.

TITULO IV-H

IV-H-1.0 - CONSTRUCCION EN HORMIGON PRETENSIONADO Y PREFABRICADO

ARTICULO IV-H-1.0 - USO DEL HORMIGON

1. General- El uso del hormigón será permitido de conformidad con las disposiciones del: Capítulo 16 de ACI 318-83 y del ACI 711-58 para hormigón prevaciado; Capítulo 17 del ACI 318-83 para elementos compuestos de piezas prevaciadas y hormigón vaciado en sitio; y Capítulo 18 del ACI 318-83 para hormigón preesforzado.

TITULO IV-I

IV-I-0 - CONSTRUCCIONES DE ACERO (CONVENCIONAL)

ARTICULO IV-I-1.0 - DISEÑO DE ESTRUCTURAS

1. General- En el diseño de estructuras de acero (convencional) se seguirán las disposiciones mínimas del Reglamento del "American Institute of Steel Construction", "Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings", Versión del 1978 y las especificaciones del "Structural Welding Code", 0.1.1-84 de la "American Welding Society". En el diseño de estructuras de acero para terremotos se utilizarán las disposiciones del Artículo IV-T de este reglamento.

TITULO IV-J

IV-J-0 - DISEÑO PLASTICO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

ARTICULO IV-J-1.0 - DISEÑO DE ESTRUCTURAS

1. General- El método plástico será permitido en el diseño de estructuras de acero de acuerdo con las disposiciones de la Parte número dos (2) del "Specification for the Design Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings" del "American Institute of Steel Construction" Versión del 1978.

TITULO IV-K

IV-K-0 - CONSTRUCCIONES DE ACERO LIVIANO

ARTICULO IV-K-1.0 - DISEÑO DE ESTRUCTURAS

1. General- En el diseño de estructuras de acero liviano se seguirán las disposiciones mínimas del Reglamento del "American Iron and Steel Institute", "Specifications for the Design of Cold Formed Steel Structural Members", Versión del 1980.

TITULO IV-L

IV-L-0 - SISTEMAS DE VIGUETAS

ARTICULO IV-L-1.0 - DISEÑO DE LOS SISTEMAS

1. General- En el diseño de estructuras que utilizan el Sistema de Viguetas de Acero se seguirán las especificaciones del "Steel Joist Institute", Versión del 1978.

TITULO IV-M

IV-M-0 CONSTRUCCIONES DE MADERA

Artículo IV-M-1.0 - GENERAL

1. Calidad y Diseño- La calidad y diseño de los miembros de madera y sus conexiones serán conformes a las disposiciones de este título y a las normas del AITC-74 del American Institute of Timber Construction.

2. Mano de Obra- Todos los miembros serán enmarcados, anclados, atados y arriostrados de modo tal que desarrollen la resistencia y rigidez necesarias para los propósitos para los cuales serán usados.

3. Fabricación- La preparación, fabricación e instalación de todos los miembros de madera y sus ataduras se realizará conforme a las prácticas aceptadas de la ingeniería y a los requisitos de este reglamento.

4. Rechazamiento- El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá rechazar el uso de un miembro de madera en los lugares en que las características de calidad permisibles o los defectos en el mismo estén presentes en combinación tal que puedan afectar su utilidad.

5. Calidad Mínima- La calidad mínima de los miembros de armazón estructurales podrá ser establecida por pruebas de capacidad. Cuando no se hagan estas pruebas, la capacidad mínima de los mismos se basará en los esfuerzos permitidos y los criterios de diseño que se especifican en este reglamento.

   Los travesaños, viguetas, cabrios, placas de fundaciones o umbrales, entablonados de dos (2) pulgadas o más de profundidad, vigas, largueros, postes, entablados o revestimientos estructurales y miembros similares resistentes a cargas serán de una capacidad por lo menos equivalente a la establecida en la Tabla IV-M-1.1(1). La madera unida a sus puntos finales (end-jointed lumber) aprobada podrá utilizarse intercambiada con miembros aserrados sólidos de la misma especie y calidad. Dicho uso incluirá, pero no se limitará a, viguetas livianas, entablonados o tablones y pisos.

   La madera laminada se usará de acuerdo a las normas del AITC-74 del American Institute of Timber Construction.

La madera aprobada con retardador de incendios será secada, después de tratada, a un contenido máximo de diecinueve (19) por ciento de humedad para madera sólida aserrada con un espesor de dos (2) pulgadas o menos, y de un quince (15) por ciento de humedad para madera laminada.

6. Encogimiento- Se considerarán en el diseño los posibles efectos de cambios dimensionales verticales que puedan ocurrir a contrafibra en madera fabricada en condiciones verdes.

7. Definiciones- Los siguientes términos usados en este título tendrán los significados que se indican a continuación:

   a. Carga Normal- Es una carga de diseño que esfuerza un miembro o sus ataduras al esfuerzo mayor permitido según tabulado en este título. Esta carga podrá ser aplicada por aproximadamente diez (10) años, ya sea contínua o cumulativamente, y el noventa (90) por ciento de la misma podrá ser aplicada durante el resto de la vida del miembro o sujetador.

   b. Cartón de Fibra- Es un panel homogéneo, hecho de fibras (usualmente madera o caña) y con una densidad menor de treintiuna (31) libras por pie cúbico, conforme al "Standard Specifications" C208-66 y D2277 del ASTM.

   c. Grado de la Madera- La clasificación de la madera respecto a su resistencia y utilidad de acuerdo a las normas de calidad de una agencia reconocida y aprobada para clasificar madera.

   d. Madera de Materia Particulada- Es un panel construido de partículas de madera o de una combinación de partículas y fibras de madera, unidas con resinas sintéticas u otro sistema de unión satisfactorio, por un proceso de unión de acuerdo con las normas CS-236-6 del Departamento de Comercio Federal.

   e. Madera de Resistencia Natural al Deterioro- El corazón de "bald cypress", "black locust", "black walnut", cedro y "redwood".

   f. Madera Estructural Laminada Pegada- Cualquier miembro que comprenda el conjunto de laminados de madera en los que el grano de todas las láminas sea aproximadamente paralelo longitudinalmente, en que las láminas estén unidas por adhesivos y que esté

fabricado de acuerdo a las normas PS56-73 del Departamento de Comercio Federal y las del American Insititute of Timber Construction.

g. Madera Laminada Contrachapada (Plywood)- Es un panel construido de hojas o chapas de madera laminadas conforme a las normas PS1-74 del Departamento de Comercio Federal.

h. Madera Prensada- Es un panel homogéneo hecho de fibras de madera, caña u otras similares consolidadas bajo calor y presión en una prensa caliente hasta una densidad no menor de treintiuna (31) libras por pie cúbico conforme a las normas del UBC 25-26.

i. Madera Tratada- Madera sometida a tratamientos con un preservativo aprobado bajo los requisitos de tratamiento y control de calidad que se especifican en las normas de la "American Wood Preservers Association" y el "American Wood Preservers Bureau".

j. Miembros Compuestos Pegados- Son elementos estructurales, cuyas secciones están compuestas de varios elementos de madera, madera laminada, o madera laminada en combinación con madera sólida y cuyas partes están todas unidas con adhesivos.

k. Tamaño Nominal de la Madera- Es el tamaño comercial designado de ancho y profundidad, en madera aserrada y madera laminada pegada. Es mayor que el tamaño neto estándar de madera cepillada, de acuerdo a las normas del ASTM D245-70 y D2555-70 para madera aserrada y AITC-74 para madera estructural laminada pegada.

8. Símbolos- Los símbolos usados en este título tendrán los siguientes significados:

A = Area de sección transversal

b = Ancho de un miembro rectangular

C = Coeficiente, constante o factor

C_c = Factor de curvatura

C_F = Factor de efecto de tamaño

C_f = Factor de forma

C_s = Factor de esbeltez

c = Distancia desde el eje neutro hasta la fibra extrema

D = Diámetro

d = Profundidad del miembro rectangular, o la dimensión menor del miembro en compresión

E = Módulo de elasticidad

e = Excentricidad

F_b = Esfuerzo unitario permitido en flexión para la fibra extrema

F_b' = Esfuerzo unitario permitido en flexión para la fibra extrema, ajustado por esbeltez

f_b = Esfuerzo actual unitario en flexión para la fibra extrema

F_c = Esfuerzo unitario permitido en compresión paralelo al grano

F'_c = Esfuerzo unitario permitido en compresión paralelo al grano ajustado para la razón l/d donde d es la dimensión menor.

f_c = Esfuerzo actual unitario en compresión paralelo al grano

$F_{c\perp}$ = Esfuerzo unitario permitido en compresión perpendicular al grano

$f_{c\perp}$ = Esfuerzo unitario actual en compresión perpendicular al grano

F_n = Esfuerzo unitario permitido actuando perpendicular a la superficie inclinada, (psi) (Fórmula de Hankinson)

F_r = Esfuerzo unitario radial permitido

f_r = Esfuerzo unitario radial actual

F_{rc} = Esfuerzo unitario radial permitido en compresión

f_{rc} = Esfuerzo unitario radial actual en compresión

F_{rt} = Esfuerzo unitario radial permitido en tensión

f_{rt} = Esfuerzo unitario radial actual en tensión

F_t = Esfuerzo unitario permitido en tensión paralelo al grano

f_t = Esfuerzo unitario actual en tensión paralelo al grano

F_v = Esfuerzo unitario en cortante horizontal permitido

f_v = Esfuerzo unitario en cortante horizontal actual

h = Elevación

I = Momento de inercia

L = Largo de tramo de viga o largo sin soportar de la columna, expresado en pies

l = Largo del tramo de la viga o el largo sin soportar de la columna en pulgadas

l_2 = Distancia desde el centro del conector en los bloques finales al centro del bloque espaciador en columnas espaciadas

M = Momento flexor

m = Momento flexor unitario

N = Actuando perpendicular a la superficie "l_b" (Fórmula de Hankinson)

P = Carga concentrada total, o carga en compresión axial

P/A= Fuerza axial inducida por unidad de área seccional

Q = Momento estático de un área con respecto al eje neutro

R = Radio de curvatura

R_H = Reacción horizontal

R_v = Reacción vertical

r = Radio de giro

S = Módulo seccional

T = Carga total en tensión

t = Espesor

V = Cortante vertical total

W = Carga uniforme total

Δ_A = Deflexión o deformación permitida

Δ_a = Deflexión o deformación actual

Θ = Angulo entre la dirección de la carga y los granos, expresado en grados (Fórmula Hankinson)

ARTICULO IV-M-2.0 TAMANOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

1. General- Los tamaños de las piezas de maderas naturales y de los productos de madera laminados con pega que se mencionan en este título, son nominales. Los cómputos para determinar los tamaños requeridos se basarán en las dimensiones netas o reales y nunca en los tamaños nominales.

ARTICULO IV-M-3.0 ESFUERZOS

1. General- Los esfuerzos no excederán los permisibles para las distintas clases y grados de madera que se especifican en la Tabla IV-M-1.1(1).

Los valores en la Tabla IV-M-1.1(1) para F_b (esfuerzos unitarios permisibles para fibra extrema en flexión) y para F_c (esfuerzo unitario premisible en compresión paralela a la fibra), sirven para el diseño de estructuras donde la capacidad de un elemento individual determinado se basa en que cada miembro lleva efectivamente su carga particular.

La Tabla IV-M-1.1(1) indica valores permisibles para F_b en diseños donde los elementos se repiten. Estos valores pueden usarse en ensamblajes repetidos de armazones, tales como viguetas, cabrios y travesaños. Sin embargo, los mismos no tendrán un grueso mayor de cuatro (4) pulgadas; ni una separación mayor de veinticuatro (24) pulgadas entre sí; ni ser menores de tres (3); y estarán unidos por elementos transversales que distribuyan adecuadamente la carga según el diseño.

Los valores para clases y grados de madera no tabulados en este reglamento deberán ser aprobados por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

Los valores para maderas laminadas contrachapadas (plywood) estarán de acuerdo con los que se especifican en la Tabla IV-M-4.3(1). Cuando se empleen a la interperie dichos productos serán apropiados para uso externo.

2. Columnas o Pilotes de Madera- Los valores tabulados en la Tabla IV-M-3.2(1) se usarán en el diseño de columnas o pilotes circulares hechos en madera. Dichos elementos estarán conforme además con los requisitos establecidos en las normas del ANSI 05.1-1972 del American National Standard Institute y del ASTM D25-73.

3. Ajuste de Esfuerzo- Todas la unidades de esfuerzo permisibles estarán sujetas a los ajustes que señalan en las notas al calce de las tablas a las que hace referencia en este título y, en adición, sujetas a los demás requisitos que se establecen en este inciso.

   a. Tratamientos Preservativos- Para maderas impregnadas con preservativos aprobados y mediante procesos de presión también aprobados no será necesario ningún ajuste en los valores por haber sido éstas así tratadas. No obstante, quedarán sujetas a la aplicación de otros ajustes.

   b. Tratamientos de Retardadores de Fuego- Para las maderas impregnadas bajo presión con un retardador de fuego aprobado los valores tabulados en este reglamento se reducirán en un diez (10) por ciento. Para las maderas laminadas contrachapadas (plywood) dichos valores se reducirán en dieciseis (16) por ciento, excepto para el módulo de elasticidad, el cual se reducirá en un diez (10) por ciento. Otros ajustes serán aplicables. Para maderas estructurales laminadas pegadas y tratadas con retardador de fuego los valores tabulados se reducirán según lo autorice el Administrador de Reglamentos y Permisos.

   c. Duración de la Carga- Los valores de esfuerzos permitidos, tanto para maderas como para los elementos de enlace de metal de enlace, cuando la madera sea la que determina la capacidad de carga, estarán sujetos a varios ajustes de acuerdo con la duración de dicha carga.

      (1). En los casos cuando algún elemento sufra esfuerzos iguales al valor máximo permisible, continua o acumulativamente, por un espacio de tiempo mayor de diez (10) años bajo la

condición de carga máxima según el diseño, los valores de esfuerzos permitidos no excederán el noventa (90) por ciento de los valores tabulados.

(2). Cuando durante la vida de un elemento la duración de la carga máxima completa no habrá de exceder los períodos abajo indicados, los valores se aumentarán de la siguiente manera:

(a). Quince (15) por ciento para una duración de dos (2) meses.

(b). Veinticinco (25) por ciento para una duración de siete (7) días.

(c). Treintitrés y un tercio (33-1/3) por ciento para viento o terremoto.

(d). Cien (100) por ciento para impacto.

Los aumentos arriba señalados no serán acumulativos. Para duraciones combinadas los elementos estructurales resultarán menores que los requeridos para la duración más larga de carga.

(3). Los valores para cargas normales podrán usarse sin tomar en cuenta el impacto siempre que el esfuerzo inducido por el impacto no exceda los valores para carga normal.

d. Factor de Ajuste por Tamaño para un Elemento- Cuando la profundidad de un elemento rectangular actuando en flexión exceda de doce (12) pulgadas los valores de F_b se multiplicarán por C_f (el factor de ajuste por tamaño), el cual se determinará mediante la siguiente fórmula:

$$C_f = (12/d)^{1/9} \qquad \text{IV - M - 3.3d}$$

Donde d es la profundidad de la viga en pulgadas.

Para vigas circulares con un diámetro mayor de trece pulgadas y media (13.5) o para vigas cuadradas de doce (12) o más pulgadas cargadas en el plano diagonal, el factor de ajuste por tamaño C_f se determinará a base de una viga cuadrada equivalente con la misma área transversal.

Los ajustes por tamaño serán acumulativos con los ajustes por forma señalados en el inciso 3f de este artículo excepto en el caso de vigas de madera

en forma de I y de caja. No obstante, dichos ajustes por tamaño no serán acumulativos con los ajustes por el factor de esbeltez que se especifica a continuación en el inciso 3e.

e. Ajustes en Vigas por el Factor de Esbeltez (C_s)- Cuando la profundidad de una viga exceda el ancho, será necesario proveer soporte lateral y el factor de esbeltez (C_s) se calculará mediante la siguiente fórmula:

$$C_s = \sqrt{\frac{l_e d}{b^2}} \qquad \text{IV - M - 3.3e(1)}$$

Donde:

l_e = el largo efectivo en pulgadas de la viga según la siguiente tabla:

TABLA: IV-M-3.3e

LARGO EFECTIVO DE VIGAS

Clase de Viga y Naturaleza de la Carga	Largo Efectivo l_e
Viga simple, carga concentrada en el centro	1.61 l_u
Viga simple, carga distribuida uniformemente	1.92 l_u
Viga simple, momentos iguales en los puntos finales	1.84 l_u
Viga en voladizo, carga concentrada en el punto final sin sostén	1.69 l_u
Viga en voladizo, carga distribuida uniformemente	1.06 l_u
Viga simple o en voladizo, cualquier otra clase de carga	1.92 l_u

l_u = el largo sin sostén

d = la profundidad de la viga en pulgadas

b = el ancho de la viga en pulgadas

Donde C_s no exceda de diez (10) F_b podrá usarse sin reducción.

Donde C_s sea mayor de diez (10) pero no sea mayor que C_k, F'_b se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F'_b = F_b [1 - 1/3(C_s/C_k)^4] \qquad \text{IV - M - 3.3e(2)}$$

Donde:

$$C_k = \sqrt{3E/5Fb} \qquad \text{IV - M - 3.3e(3)}$$

E = módulo de elasticidad

Los términos F_b y E usados en las expresiones anteriores deberán tener los ajustes especificados para humedad, tratamiento de retartadores de fuego, temperatura y duración de aplicación de la carga.

Donde C_s sea mayor que C_k, pero menor de cincuenta (50), F'_b se determinará de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$F'_b = 0.4E/(C_s)^2 \qquad \text{IV - M - 3.3e(4)}$$

No obstante, en ningún caso C_s excederá cincuenta (50).

Cuando el lado de compresión de una viga tenga soporte en toda su extensión para evitar el desplazamiento lateral y cuando, además, los puntos finales donde se sostenga la carga tengan soporte lateral para evitar la rotación, podrá considerarse el largo sin soporte (l_u) como cero (0).

Cuando se provea soporte lateral para evitar la rotación en los soportes de los extremos, pero no haya soporte lateral alguno a lo largo de la viga, se considerará el largo sin soporte lateral (l_u) como la distancia entre los extremos soportados o el largo del voladizo.

Cuando se provea soporte lateral a una viga para evitar la rotación y el desplazamiento lateral, tanto en los extremos soportados como en los puntos intermedios, el largo sin soporte (l_u) se considerará como la distancia entre esos puntos intermedios de soporte lateral.

Los ajustes por el factor de esbeltez (C_s) no serán acumulativos con el factor de ajuste de tamaño, (C_F).

f. Factor de Ajuste por Forma (C_f) - Los esfuerzos unitarios en flexión permitidos para elementos no prismáticos no excederán el valor obtenido al multiplicar el esfuerzo permitido por el factor de ajuste por forma. Para distintas clases de vigas el valor C_f será el siguiente:

VIGA	C_f
Circular	1.180
Cuadrada (con la diagonal vertical)	1.414
Vigas de forma I o de caja	$0.81\left[1+\left(\frac{d^2+143}{d^2+88}-1\right)C_s\right]$

C_f = factor de ajuste por forma

C_s = factor de soporte = $p^2\,(6-8p+3p^2)(1-q)+q$

p = razón del grueso del ala en compresión a la profundidad total de la viga

q = razón del grueso del alma o almas a la profundidad total de la viga

d = profundidad total de la viga, en pulgadas

El factor de ajuste por forma será acumulativo con el factor de ajuste por tamaño, excepto para vigas de madera de forma I y de caja.

g. Factor de Ajuste para Módulo de Elasticidad - El uso de E (módulo promedio de elasticidad) será apropiado en el diseño de elementos normales estructurales y en el ensamblaje de tales elementos. No obstante, bajo ciertas condiciones, varios ajustes serán necesarios. Cuando las deflexiones sean factores críticos para la estabilidad de la estructura o para algún componente de la misma se reducirán los valores promedios de elasticidad (E) provistos en las Tablas IV-M-4.1(1). También se reducirán los valores promedio de módulo de elasticidad cuando puedan ocurrir variaciones de temperaturas y de humedad relativa combinadas con la condición de carga sostenida. Los coeficientes de variación (C_v) para el módulo promedio de elasticidad, E, de madera y madera laminada pegada serán los siguientes:

ELEMENTO	COEFICIENTE DE VARIACION C_v
Madera cortada y evaluada visualmente	0.25
Madera cortada y evaluada mecánicamente	0.11
Madera laminada con pega	0.10*

*Se aplica a seis (6) o más chapas

Los valores de módulo promedio de elasticidad (E) indicados en las tablas ya mencionadas anteriormente, se multiplicarán por el factor $(1-C_v)$ o por el factor $(1-1.65\ C_v)$ para así obtener un módulo de elasticidad excedido por un ochenta y cuatro (84%) o un noventa y cinco (95%) por ciento de las piezas individuales, respectivamente.

Los ajustes señalados en el Inciso 3c de este artículo (duración de la carga) no aplicarán a los valores del módulo de elasticidad.

h. Temperatura - Los valores de esfuerzo unitario permisibles y los ajustes que se señalan en este título, se aplicarán a condiciones de temperatura que sean normales para los edificios. Cuando los elementos estructurales, debido a algún proceso de manufacturación o bien por el uso de algún equipo especial, sufran temperaturas sobre lo normal por períodos prolongados, será necesario realizar ciertos ajustes. Cuando las temperaturas prolongadas sean más altas de lo normal, pero no excedan ciento cincuenta grados Fahrenheit (150°F), los esfuerzos permisibles en el diseño se reducirán por los factores apropiados de reducción que se especifican en la norma "Temperature Effects, National Design Specification for Wood Construction (1977), including the 1980 Supplement, National Forest Products Association".

No se usarán elementos de madera en áreas que sufran temperaturas más altas de ciento cincuenta grados Fahrenheit (150°F) a menos que tal condición raramente ocurra y cualquier pérdida en los elementos estructurales así afectados se tome en cuenta en el diseño.

ARTICULO IV-M-4.0 IDENTIFICACION

1. General- Toda madera, madera laminada con pega, cartón de fibra (cuando se usa estructuralmente), revestimientos

exteriores de madera prensada (cuando se usa estructuralmente), columnas y pilotes, regulados por este titúlo, estarán conformes en todo momento con los requisitos y referencias aplicables señalados en este reglamento y a tales efectos los mismos estarán así identificados mediante un sello o un certificado de inspección de una agencia certificada para tales fines.

ARTICULO IV-M-5.O DISEÑO DE ELEMENTOS HORIZONTALES

1. Largo del Tramo- Para vigas simples se considerará el largo del tramo como la distancia cara a cara entre soportes más la mitad del largo requerido de apoyo en cada lado. Para vigas continuas se considerará el largo sin soporte como la distancia centro a centro entre los apoyos sobre los cuales la viga descansa.

2. Flexión- Al considerar la flexión en el diseño se tomará en cuenta lo siguiente:

   a. Sección Circular- Se presumirá que una viga circular tenga la misma resistencia a la flexión que una viga cuadrada con la misma área transversal. Una viga circular con cambio en diámetro gradual se considerará de sección transversal variable (no prismática).

   b. Muescas- De ser posible se evitarán las muescas. Sin embargo, de ser necesario usarlas en elementos aserrados en flexión, éstas no excederán de una sexta (1/6) parte de la profundidad del elemento y no podrán estar localizadas en el tercio medio del tramo. Al hacer muescas en las partes finales de las vigas, las mismas excederán una cuarta (1/4) parte de la profundidad de la viga. En el lado en que esté en tensión un elemento de madera aserrada que tenga cuatro (4) o más pulgadas de grueso, no se podrán hacer muescas, excepto en el extremo del elemento. La parte de las vigas que estén en voladizo y tengan menos de cuatro (4) pulgadas de grueso no podrán tener muescas a menos que los defectos de la madera y propiedades geométricas reducidas sean tomadas en cuenta en el diseño. Para los efectos de las muescas en la resistencia al esfuerzo cortante veáse el inciso 4 de este Artículo.

   c. Distribución del Momento Lateral- La distribución lateral de momento de una carga concentrada en una viga cargada críticamente a otras vigas paralelas será calculada.

3. Esfuerzos Cortantes Horizontales- Para vigas de madera aserrada y para vigas de madera laminada pegadas, el máximo esfuerzo cortante horizontal no excederá el valor obtenido mediante la siguiente fórmula:

$$f_v = \frac{3V}{2bd} \qquad \text{IV - M - 5.3}$$

El esfuerzo actual en cortante (f_v) nunca excederá el que se permite para las distintas clases y grados de madera sólida aserrada señalados en la Tabla IV-M-1.1(1) ajustados para duración de carga, según previsto en el inciso 3c del Artículo IV-M-3.0.

Al calcular la fuerza cortante V, la distribución de cargas a vigas adyacentes paralelas por el piso y otros elementos podrá considerarse y toda carga a una distancia del soporte menor o igual al espesor de la viga no será necesario tomarla en consideración.

4. Esfuerzo Cortante en Vigas con Muescas- Donde las vigas, viguetas y travesaños tengan muescas en los puntos de soporte éstos satisfacerán los requisitos de diseño en flexión y cortante en la sección neta.

En este punto el cortante no excederá el valor calculado por la siguiente fórmula:

$$V = \frac{(2bd' F_v)}{3} (d'/d) \qquad \text{IV - M - 5.4}$$

Donde:

d' = el espesor actual de la viga en el punto donde está la muesca

d = el espesor total de la viga

5. Diseño de Conexiones Excéntricas y de Vigas Soportadas con Fijadores- El esfuerzo cortante permisible en conexiones que tengan tornillos o conectores cargados perpendicularmente a la fibra podrá ser de un cincuenta (50%) por ciento mayor que el esfuerzo cortante horizontal señalado en la Tabla IV-M-1.1(1). Tal aumento podrá usarse solamente donde la conexión esté localizada a una distancia del extremo del elemento mayor que cinco (5) veces el espesor del elemento. Donde la conexión esté localizada a una distancia del extremo del elemento menor que cinco (5) veces el espesor del elemento, la capacidad del ensamblaje será evaluada no solamente para la carga en el tornillo o el conector, sino también como una viga con muescas y considerando que la muesca se extienda

desde el extremo sin carga del elemento hasta el centro del tornillo más próximo al extremo más cerca del conector más cercano.

6. Compresión Perpendicular a la Fibra- El esfuerzo unitario permisible en compresión perpendicular a la fibra señalado en la Tabla IV-M-1.1(1) se aplicará a los apoyos de cualquier largo en los extremos de la viga y a todos los apoyos de seis (6") pulgadas o más de largo en otros lugares en la viga.

Para apoyos que sean menores de seis (6) pulgadas de largo y que estén a una distancia no menor de tres (3) pulgadas del extremo del elemento, la carga máxima permisible por pulgada cuadrada se podrá obtener multiplicando el esfuerzo permisible para compresión perperndicular a la fibra por el siguiente factor:

$$(l_b + 0.375)/l_b \qquad \text{IV - M - 5.6}$$

l_b = el largo de apoyo medido a lo largo de la fibra de la madera.

Al usar esta fórmula para arandelas redondas y para áreas de soporte redondas el largo a usarse será el diámetro.

En viguetas soportadas en un listón o en una moldura y clavadas a los travesaños, el esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra podrá ser aumentado en un cincuenta (50%) por ciento.

7. Soporte Lateral- Las vigas rectangulares de madera aserrada en los cabríos y las viguetas tendrán soporte lateral para evitar la rotación o el desplazamiento lateral según las indicaciones a continuación.

Si la razón de profundidad a espesor, basada en dimensiones nominales, es:

a. Dos a Uno (2:1): Ningún soporte lateral será necesario

b. Tres a Uno (3:1) o Cuatro a Uno (4:1): Los extremos estarán mantenidos en posición por bloques sólidos, arriostramientos, clavados o atornillados; otros elementos del armazón, por ganchos aprobados o por algún otro método aceptable.

c. Cinco a Uno (5:1): Un lado será mantenido en posición a todo lo largo del elemento.

d. Seis a Uno (6:1): Arriostramientos, bloques sólidos o riostras cruzados serán instalados con distancias no mayores de ocho (8) pies entre ellos, a menos que ambos lados sean mantenidos en posición a todo lo largo del elemento.

e. Siete a Uno (7:1): Ambos lados serán mantenidos en posición a lo largo de todo el elemento.

Cuando una viga esté sujeta, tanto a la flexión como a la compresión paralela a la fibra, la razón de profundidad a espesor podrá ser hasta de cinco a uno (5:1) si un lado está mantenido firmemente en posición. Si la carga fija es suficiente para poder inducir tensión en el lado inferior de los cabrios, la razón de profundidad a espesor para la viga podrá ser de seis a uno (6:1).

De no proveerse el soporte lateral por los métodos señalados en los apartados b y e arriba indicados el esfuerzo permisible será reducido por el factor de esbeltez señalado en el inciso 3.e del Artículo IV-M-3.0.

8. Deflexiones Laterales - Arcos y las Cuerdas Superiores de Estructuras Articuladas (Cerchas)- Cuando se usen viguetas de techo, no largueros, entre arcos o entre cuerdas superiores de los armazones articuladas, se tomará la profundidad del arco en vez del espesor del arco o cuerda superior de la cercha (elemento en compresión) como la dimensión menor al determinar el l/d. Las viguetas del techo serán colocadas de tal forma que su lado superior esté al menos media (1/2) pulgada sobre el tope del arco o cuerda, pero localizado lo suficientemente bajo para proveer soporte lateral.

Cuando viguetas de techo o tablones sean colocados en el tope de un arco o cuerda superior de una cercha y estén bien clavados o de otra forma asegurados con conectores al arco o cuerda y tengan espaciadores entre viguetas, o cuando el revestimiento esté clavado correctamente a la cuerda superior, se usará la profundidad del arco o del elemento de la cuerda individual como la dimensión d al determinar l/d.

IV-M-6.0 DISEÑO DE COLUMNAS

1. Clasificación de Columnas- Las columnas se clasificarán de acuerdo a lo siguiente:

a. Columnas Simples de Madera Sólida- Las columnas simples de madera sólida consistirán de una sola pieza o de piezas propiamente pegadas para formar un solo miembro.

b. Columnas Espaciadas, Unidad por Conectores- Las columnas espaciadas estarán formadas por dos (2) o más miembros individuales con sus ejes longitudinales paralelos, separados en sus extremos y punto medio de su largo por expaicadores y unidos en los extremos por conectores de madera capaces de desarrollar la resistencia requerida en cortante. Para el diseño veáse el "National Design Specifications for Stress-grade Lumber and its Fastenings" del "National Forest Product Association".

c. Columnas Compuestas- Las columnas compuestas por más de un (1) elemento, pero que no sean columnas espaciadas unidas por conectores o columnas de madera laminada pegada, no podrán ser diseñadas como columnas sólidas.

2. Limitaciones a la Razón 1/d- Para columnas sólidas simples, 1/d no excederá de cincuenta (50). Para miembros individuales de columnas espaciadas, 1/d no excederá de ochenta (80), ni l_2/d excederá de cuarenta (40).

3. Diseño de Columnas Sólidas Simples- Las fórmulas para el diseño de columnas sólidas están basadas en condiciones de extremos articulados, pero podrán ser aplicadas también de la columna para propósitos de diseño será aumentado donde las condiciones de borde de la columna provean menos estabilidad que la condición de los extremos articulados y podrá ser reducido donde las condiciones de los extremos de la columna provean mayor estabilidad.

Los esfuerzos unitarios permitidos en libras por pulgada cuadrada de área transveral de columnas sólidas simples cuadradas o rectangulares serán determinados mediante las siguientes fórmulas, pero dichos esfuerzos unitarios no podrán exceder los valores para compresión, paralelos al grano F_c que se especifica en las Tablas IV-M-1.1(1) y IV-M-4.1(1), ajustadas de acuerdo a las disposiciones del Artículo IV-M-3.0.

Columnas cortas (1/d de 11 o menos):

$F'_c = F_c$ IV - M - 6.3(a)

Columnas intermedias (1/d mayor que 11 pero menor que K):

$$K = 0.671\sqrt{\frac{E}{F_c}} \qquad \text{IV - M - 6.3(b)}$$

$$F'_c = F_c\left[1 - 1/3\left(\frac{1/d}{K}\right)^4\right] \qquad \text{IV - M - 6.3(c)}$$

Columnas largas (1/d igual o mayor que K):

$$F'_c = \frac{0.30E}{(1/d)^2} \qquad \text{IV - M - 6.3(d)}$$

Los ajustes a los esfuerzos unitarios permitidos, según se provee en el Artículo IV-M-3.0 o cualquier otro artículo de este reglamento, serán aplicados a los valores de F_c y E usados en estas fórmulas excepto que las mismas no podrán ser aplicadas en la fórmula de F'_c obtenida de las referidas fórmulas.

Los coeficientes en las fórmulas de diseño de columnas largas incluirán una reducción de $(1-1.65C_v)$ para variabilidad según establecido en el Inciso 3g del Artículo IV-M-3.0.

Los ajustes de duración de la carga indicados en el Inciso 3c del Artículo IV-M-8.0 se aplicarán a F_c pero no a E.

4. Columnas que se Reducen Gradualmente- Al determinar d para el diseño de columnas redondas que se reducen gradualmente, se tomará la suma del diámetro menor y una tercera (1/3) parte de la diferencia entre el diámetro mayor y el menor; para columnas rectangulares que se reducen gradualmente se tomará la suma de la dimensión más pequeña de la sección rectangular menor y una tercera (1/3) parte de la diferencia entre el máximo y el mínimo del lado menor de dicha sección.

IV-M-7.0 CARGAS EN FLEXION O AXIALES COMBINADAS

1. Tensión Axial y Flexión- Los miembros sujetos a tensión axial y flexión se proporcionarán de manera tal que:

$$\frac{f_t}{F_t} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \qquad \text{IV - M - 7.1}$$

2. Compresión Axial y Flexión- Los miembros sujetos a compresión axial y flexión se proporcionarán de manera tal que:

$$\frac{f_c}{F'_c} + \frac{f_b}{F_b - Jf_c} \leq 1 \qquad \text{IV - M - 7.2(a)}$$

Donde:

$$J = \frac{l/d - 11}{K - 11} \qquad \text{IV - M - 7.2(b)}$$

3. Columnas Espaciadas- En el caso de columnas espaciadas, esta fórmula para esfuerzos combinados se aplicará sólo cuando la flexión sea en dirección paralela a la dimensión mayor de d del miembro individual.

4. Cuerdas de Armazones Articulados en Compresión- Los efectos de pandeo en una cuerda de armazones articulados en compresión de tamaño dos por cuatro (2 x 4) o menor con largo de pandeo efectivo de noventa y seis (96) pulgadas o menos y con entablados de madera laminada contrachapada (plywood) de tres octavos de pulgada (3/8") de espesor o más clavadas a la cara estrecha de la cuerda de acuerdo con con la Tabla IV-M-7.4 se determinarán mediante la siguiente fórmula:

$$C_T = 1 + 0.002\ l_e \qquad \text{IV - M - 7.4(a)}$$

Donde:

C_T = factor de rigidez y pandeo

l_e = largo de pandeo efectivo usado en el diseño de la cuerda para cargas en compresión.

Los valores de C_T determinados de esta fórmula serán para madera secada hasta un contenido de humedad de diecinueve (19%) por ciento o menor al tiempo en que la madera laminada contrachapada (plywood) sea clavada a la cuerda. Para madera que no se haya secado o esté parcialmente seca al tiempo de unir la madera laminada contrachapada, C_T se determinará de la siguiente fórmula:

$$C_T = 1 + 0.001\ l_e \qquad \text{IV - M - 7.4(b)}$$

Para cuerdas con largo de pandeo efectivo mayores de noventa y seis (96) pulgadas, se tomará C_T como el valor para una cuerda con largo efectivo de noventa y seis (96) pulgadas.

El factor de rigidez a pandeo no aplicará a columnas cortas o a cerchas usadas bajo condiciones mojadas. El esfuerzo en compresión unitario permitido será modificado por un factor de rigidez a pandeo cuando la cuerda de la cercha sea sometida a flexión y compresión combinadas y el momento en flexión sea en la dirección que induzca esfuerzos en compresión en la cara de la cuerda a la cual se adhiera la madera laminada.

El factor de rigidez a pandeo, C_T, se aplicará según sigue:

Columnas cortas (l/d de 11 o menos):

$$F'_c = F_c \qquad \text{IV - M - 7.4(c)}$$

Columnas intermedias (l/d mayor que 11 pero menor que K):

$$K = 0.671 \sqrt{C_T(E/F_c)} \qquad \text{IV - M - 7.4(d)}$$

$$F'_c = F_c \left[1 - 1/3 \left(\frac{l/d}{K}\right)^4\right] \qquad \text{IV - M - 7.4(e)}$$

Columnas largas (l/d de K o mayor):

$$F'_c = \frac{0.30E\ C_T}{(l/d)^2} \qquad \text{IV - M - 7.4(f)}$$

IV-M-8.0 COMPRESION EN ANGULO AL GRANO

1. General- El esfuerzo unitario permitido en compresión en un ángulo de carga al grano de entre 0° y 90° será computado de la Fórmula de Hankinson según sigue:

$$Fn = \frac{Fc\ \ Fc_\perp}{F_c \operatorname{sen}^2\theta + F_{c\perp}\cos^2\theta} \qquad \text{IV - M - 8.1}$$

IV-M-9.0 CONECTORES Y AMARRES DE MADERA

1. Conectores de Madera- Podrán utilizarse conectores de madera para trasmitir esfuerzos entre miembros de madera o entre miembros de madera y metal. Las cargas permitidas y la instalación de conectores de madera serán conformes a las especificaciones establecidas por el "National Design Specification for Stress-grade Lumber and its Fastenings (1971)".

Las cargas seguras y las prácticas de diseño para tipos de conectores no mencionados o cubiertos en su totalidad en las normas anteriormente mencionadas en este

artículo podrán determinarse de una manera apropiada que sea aprobada por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

2. Pernos- Las uniones con pernos, donde los pernos sean usados para resistir o trsnsferir esfuerzos en estructuras de madera, se diseñarán de acuerdo con las disposiciones establecidas en el inciso anterior, excepto según se especifica en este inciso. Las cargas seguras en libras para pernos en cortante en madera "Douglas fir larch" o "Southern pine" seca no excederán los valores que se establecen en la Tabla IV-M-9.2.

   Los valores permitidos en cortante a usarse para conectar un miembro de madera a concreto o mampostería podrán ser determinados como la mitad (1/2) de los valores de doble cortante tabulados para un miembro de dos (2) veces el espesor del miembro unido al concreto o mampostería.

3. Pernos que Permitan Desplazamiento o Articulación- Las conexiones de miembros estructurales de madera que envuelvan el uso de pernos que permitan desplazamiento o articulaciones se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de las normas referidas en el Inciso 1 de este artículo.

4. Tornillos de Madera- Las conexiones que envuelvan el uso de tornillos de madera serán diseñadas de acuerdo con las disposiciones de las normas referidas en el Inciso 1 de este artículo.

5. Tirafondo- Las conexiones que envuelvan el uso de tirafondos serán diseñadas de acuerdo con las disposiciones de las normas referidas en el Inciso 1 de este artículo.

6. Clavos- Los clavos a usarse para conectar miembros de madera se conformarán a lo siguiente:

   a. Esfuerzo Lateral Seguro- Un clavo de alambre común clavado perpendicular al grano de la madera, cuando esté usado para mantener unidos miembros de madera, no será sometido a fuerzas mayores causantes de cortante y flexión que el esfuerzo lateral seguro del clavo o estaca según se establece en la Tabla IV-M-9.6a.

      Un clavo de alambre clavado paralelo u oblicuamante al grano de la madera no será sometido a más de cinco sextos (5/6) de la carga lateral permitida cuando se clave perpendicular al grano.

b. Resistencia Segura a Retiro- Un clavo de alambre clavado perpendicular al grano de la madera no será sometido a una carga tal, que tienda a causar un retiro mayor, que la resistencia segura a retiro del clavo, según se establece en la Tabla IV-M-9.6b.

No se permitirá el uso de clavos paralelos al grano de la madera para resistir fuerzas de retiro.

c. Espaciado y Penetración- Los clavos de alambre común penetrarán en la pieza que los recibe según se establece en Tabla IV-M-9.6a. Los clavos cuyo largo y calibre no se establece en la referida tabla tendrán una penetración requerida no menor de once (11) veces su diámetro y las cargas permitidas podrán ser interpoladas.

Para juntas de madera, el espaciado centro a centro de los clavos, en la dirección de los esfuerzos, no será menor que la penetración requerida. Las distancias al final o borde, en la dirección del esfuerzo, no serán menores que la penetración requerida. Todos los espaciados y las distancias al final o borde serán tales que eviten el rajamiento de la madera.

Los agujeros para clavos, en los lugares en que se hagan necesarios para evitar el rajamiento de la madera se perforarán de un diámetro menor que el diámetro de los clavos.

d. Número y Tamaño de Clavos- El número y tamaño de los clavos a usarse para conectar miembros de madera no serán menores que los fijados en la Tabla IV-M-9.6c. Otras conexiones se podrán afianzar o unir de tal modo que provean una resistencia equivalente. Aquellos afianzadores para los que se requiera que sean resistentes a la corrosión deberán ser afianzadores con capa de zinc o de acero inoxidable de acuerdo con las especificaciones del "Nail and Staples, Federal Specification NOFF-N-105B (March, 1971)".

7. Soportes Colgantes de Viguetas y Anclajes de Pórticos- Las conexiones que dependan de soportes colgantes de viguetas o anclajes de pórticos, ataduras, u otros amarres mecánicos no cubiertos podrán usarse cuando sean aprobados por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

8. Conectores de Placas Metálicas- Los materiales y la mano de obra durante la fabricación de conectores de placas metálicas a ser usadas como conectores de juntas para

pórticos livianos de madera estarán de acuerdo con las disposiciones de las normas referidas en el Inciso 1 de este artículo.

Cada fabricante de pórticos contratará una agencia aprobada, sin intereses financieros en la planta bajo inspección, para hacer inspecciones sin previo aviso de las operaciones de construcción y entrega. La inspección cubrirá todas las fases de la operación, incluyendo el almacenaje de madera, manejo, cortado, accesorios, prensas o rolos, fabricación, empaquetado y atado, manejo y entrega.

IV-M-10.0 DISEÑO DE MADERA ESTRUCTURAL LAMINADA PEGADA

1. Requisitos de Diseño- Los miembros de madera estructural laminada pegada se diseñarán de acuerdo con las especificaciones del "American Institute of Timber Construction" que sean aplicables.

IV-M-11.0 DISEÑO DE MIEMBROS HECHOS DE VARIAS PIEZAS PEGADAS

1. General- Los componentes de madera laminada contrachapada (plywood) serán diseñados, fabricados e identificados de acuerdo con las especificaciones del "Design and Fabrication Specification of American Plywood Association".

IV-M-12.0 DIAFRAGMAS DE MADERA

1. General- La madera y los diafragmas de madera laminada podrán usarse para resistir fuerzas horizontales en elementos horizontales o verticales que distribuyan o resistan cargas, cuando se provea para que la deflexión en el plano del diafragma, según determinada por medio de cálculos, pruebas o analogías, no exceda la deflexión permisible de elementos unidos que resisten o distribuyen cargas. Véanse normas PS 1-74 del Departamento de Comercio Federal para un método de calcular la deflexión de un diafragma de madera laminada con separadores.

La deflexión permitida será aquella deflexión hasta la que el diafragma y cualquier elemento unido a él que resista o distribuya cargas, pueda mantener su integridad estructural bajo las condiciones de carga asumidas, o sea, que continúe soportando las cargas asumidas sin peligro para los ocupantes de la estructura.

Se proveerán conexiones y anclajes capaces de resistir las fuerzas de diseño entre los diafragmas y los elementos resistentes. Las aberturas en los diafragmas que materialmente afecten su resistencia se detallarán completamente en los planos y tendrán sus bordes reforzados adecuadamente para transferir todos los esfuerzos en cortante.

El tamaño y forma de los diafragmas se limitará según se muestra en la Tabla IV-M-12.1.

En edificios con pórticos de madera donde se provea para rotación, la profundidad del diafragma normal al lado abierto no excederá de veinticinco (25) pies ni de dos tercios (2/3) del ancho del diafragma, cual fuere menor. No se permitirá el uso de revestimientos rectos para resistir cortante en diafragmas actuando en rotación.

No obstante lo anterior, las estructuras de un (1) piso con pórticos de madera con la profundidad normal al lado abierto no mayor de veinticinco (25) pies podrán tener una profundidad igual al ancho. Cuando los cálculos demuestren que las deflecciones del diafragma podrán ser toleradas, la profundidad normal al lado abierto podrá ser aumentada a una razón de profundidad a ancho no mayor que uno y medio a uno (1 1/2:1) para revestimiento diagonal o dos a uno (2:1) para diafragmas especiales de madera laminada contrachapada (plywood) o revestimiento diagonal.

En edificios de mampostería u hormigón, los diafragmas de madera o madera laminada contrachapada no serán considerados para trasmitir fuerzas laterales por rotación.

Los clavos a usarse en el revestimiento de los diafragmas o cualquier otro conector de revestimiento aprobado se colocarán a ras con la superficie del revestimiento pero nunca deberán fracturar la superficie de éste.

2. **Diafragmas de Madera Laminada Contrachapada (Plywood)**- Los diafragmas horizontales y verticales revestidos con madera laminada contrachapada podrán usarse para resistir fuerzas horizontales que no excedan las provistas en la Tabla IV-M-12.2(1) para diafragmas horizontales y en la Tabla IV-M-12.2(2) para diafragmas verticales, o podrán calcularse por principios de mecánica sin limitación usando valores de resistencia de clavos y valores de cortante en madera laminada contrachapada, según se especifica en este reglamento. La madera laminada

contrachapada para diafragmas horizontales será conforme a lo que se establece en la Tabla IV-M-12.2(3) para las cargas y espaciados de viguetas correspondientes. La madera laminada en paredes de carga tendrá un espesor de por lo menos cinco dieciseis (5/16) de pulgada para travesaños espaciados a dieciseis (16) pulgadas en el centro y de tres octavos (3/8) de pulgada de espesor donde los travesaños estén espaciados a veinticuatro (24) pulgadas en el centro.

Los tramos máximos para cubierta de madera enchapada contrachapada en subpiso será conforme a lo que se establece en la Tabla IV-M-12.2(4). La madera laminada usada para diafragmas horizontales y verticales estará conforme a las disposiciones del PS 1-74 del Departamento de Comercio Federal.

Todos los miembros de borde se proporcionarán y unirán donde sea necesario para trasmitir esfuerzos directos. Todos los miembros de pórticos tendrán un tamaño nominal no menor de dos (2) pulgadas en la dimensión en la cual vaya a unirse la madera laminada. En general, los bordes de paneles trasmitirán las cargas a los miembros de pórtico y muros en sus líneas de centro. Se pondrán clavos a no menos de tres octavos (3/8) de pulgada del borde del panel y éstos se espaciarán a no más de seis (6) pulgadas centro a centro a lo largo del lado soportado y se clavarán firmemente a los miembros del pórtico. Ningún panel menor de doce (12) pulgadas de ancho se usará sin espaciadores.

IV-M-13.0 MADERA COMBINADA CON MAMPOSTERIA O CONCRETO.

1. Cargas Muertas- No se usarán miembros de madera para soportar permanentemente la carga muerta de mampostería o concreto. No obstante, los pisos no estructurales de mampostería o concreto o laminado de techo de no más de cuatro (4) pulgadas de espesor podrán ser soportados por miembros de madera y en adición cualquier estructura podrá descansar sobre pilotes de madera cuando los mismos estén conformes con los requisitos del ASTM D25-73.

2. Esfuerzo Horizontal- Los elementos de madera, en edificios de más de un (1) piso, no se usarán para resistir fuerzas horizontales contribuídas por construcciones en hormigón o en mampostería. No obstante, en los pisos y en los techos podrán usarse elementos de madera en entramadas horizontales y en diafragmas para resistir fuerzas horizontales producidas por el viento, por terremotos, o por presiones del terreno, siempre que dichas fuerzas no estén resistidas por la rotación de la entramada o del diafragma.

IV-M-14.0 REQUISITOS GENERALES DE CONSTRUCCION

1. General- Los requisitos de este artículo se aplicarán a todas las construcciones con armazones de madera. Las estructuras de madera se diseñarán y se construirán de acuerdo a las prácticas comunes y detalles especificados en las siguientes publicaciones del "National Forest Product Association".

   a. "Wood Construction Data #1"- "Manual for house fraiming" (Conventional fraiming)

   b. "Wood Construction Data #4"- "Blank and beam fraiming for residential building".

   c. "Wood Construction Data #5"- "Heavy timber construction details".

2. Preparación del Solar- Los restos y raíces de árboles serán eliminados por completo hasta doce (12) pulgadas bajo la superficie del área a ser ocupada por el edificio.

   Todas las formaletas de madera utilizadas en el proceso de poner el hormigón en su sitio, si éstas estuvieren debajo del terreno o entre las cimentaciones y el terreno, deberán eliminarse antes de ocupar o usar el edificio. Igualmente se eliminarán todas las maderas sueltas sobre el terreno bajo el edificio.

3. Protección Contra el Deterioro y Contra las Polillas-

   a. Soportes de Madera Empotrados en el Terreno- La madera empotrada en el terreno o en contacto directo con el terreno y usada para soportar edificios permanentes será madera tratada. La excepción será el caso de madera que se encuentre continuamente debajo de la línea del agua de superficie o continuamente sumergida en agua dulce. También serán de madera tratada las columnas y postes, sean éstos

rollizos o rectangulares, al igual que las maderas cortadas que funcionen como soportes de edificios permanentes. Todos estos elementos, cuando vayán a estar empotrados en mampostería o en hormigón que esté en contacto directo con el terreno y expuesto a la interperie serán tratados según se establece en las normas del "American Wood Preserver Association" y del "American Wood Preserver Bureau" para elementos en contacto con el terreno.

b. Espacio Libre Debajo del Edificio- Bajo determinadas condiciones todos los elementos del piso, los postes, las vigas, las viguetas y la base serán maderas aprobadas como de resistencia natural al deterioro, según señalado más adelante en el apartado "c" de este inciso o serán de maderas tratadas. Estas condiciones serán: cuando las viguetas, o la parte inferior del piso, cuando no se usen viguetas, hayán de quedar a una distancia menor de dieciocho (18) pulgadas del terreno; y cuando las vigas de madera hayán de quedar a una distancia menor de doce (12) pulgadas del terreno. En ambos casos se refiere al espacio libre y sin excavaciones y dentro de la periferia del edificio.

c. Planchas, Umbrales y Vigas Horizontales de Soporte- Todas las planchas de cimentaciones umbrales y vigas horizontales de soporte que estén en contacto directo con el terreno y todos los umbrales que descansen sobre mampostería o sobre hormigón serán de madera tratada o de secoya de cimentación y, en todo caso, identificados como aprobados por una agencia reconocida. Cedro de cimentaciones y secoya número dos (2) de cimentaciones, aprobados y sellados, por una agencia reconocida, podrán usarse para umbrales en áreas sujetas solamente al riesgo moderado y donde daños por polillas no sea frecuente, mediante la autorización del Administrador de Reglamentos y Permisos. En áreas donde el riesgo de polillas sea poco, cualquier clase de madera podrá ser usada para los umbrales, si la misma está permitida en el presente reglamento y su uso es aprobado por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

d. Columnas y Postes - Las columnas y los postes se colocarán sobre bases de hormigón o de metal que sobresalgan por encima de los pisos si han de estar localizados sobre pisos de mampostería o de hormigón que estén a la interperie o sujetos a mojarse, o estén localizados en sótanos que soporten edificios permanentes. No obstante, si se usa madera de resistencia natural al deterioro o madera tratada,

tales bases podrán obviarse. Cuando se empleen dichas bases éstas quedarán a una altura de por lo menos seis (6) pulgadas sobre el nivel del terreno y por lo menos una (1) pulgada sobre los pisos.

Las bases individuales de mampostería o de hormigón sobresaldrán por lo menos ocho (8) pulgadas sobre el terreno, a menos que las columnas o los postes que descansen sobre dichas bases sean de madera de resistencia natural al deterioro o de madera tratada.

e. Vigas que van Dentro de Paredes de Mampostería o de Hormigón- Los puntos finales de vigas de madera que vayan a quedar dentro de paredes de mampostería o de hormigón tendrán un espacio vacío de media (1/2) pulgada en cada lado, arriba y abajo, y en el punto final, a menos que la viga sea de madera de resistencia natural al deterioro o de madera tratada.

f. Ventilación en la Base- Las áreas debajo del piso serán provistas de ventilación por algún método mecánico aprobado o por medio de huecos en las paredes exteriores. Cuando se provean huecos el área de tales huecos será no menor de un (1) pie cuadrado por cada ciento cincuenta (150) pies cuadrados de área a ser ventilada debajo del piso. Estos se localizarán tan cerca a las esquinas como sea práctico y proveerán ventilación en lados opuestos. El área requerida para los huecos de ventilación será distribuida a lo largo de por lo menos dos (2) lados opuestos. Dichos huecos se cubrirán con una malla de alambre resistente a la corrosión con espacios de una cuarta (1/4) parte de una (1) pulgada. Donde la humedad climática y la humedad causada por aguas en la superficie no sea excesiva y cuando también el área debajo del piso esté provista con protección aprobada contra la humedad, el Administrador de Reglamentos y Permisos podrá autorizar el uso de persianas y, así mismo, autorizar una reducción de diez (10) por ciento en el área de los huecos de ventilación.

g. Separación entre el Terreno y la Madera- Será menester seguir siempre las indicaciones para la protección de la madera contra el deterioro señaladas en los apartados anteriores. Además, toda madera que, en los edificios permanentes, quede a una altura de seis (6) pulgadas del terreno será siempre madera tratada o madera de resistencia natural al deterioro, según se definen éstas en el inciso 7 del Artículo IV-M-1.0. La misma regla aplicará a madera colocada

sobre bloques de hormigón empotrados en el terreno. La madera podrá ser de cualquier clase siempre que la misma no esté expuesta a salpicaduras de agua ni a la humedad exterior, esté localizada sobre hormigón que tenga por lo menos tres (3) pulgadas de grueso y se haya colocado una membrana impermeable entre el hormigón y el terreno.

Donde haya cajas con suelo para plantas ornamentales instaladas adyacente a paredes de armazón de madera habrá un espacio hueco de dos (2) pulgadas entre la pared y la caja de plantas para la circulación del aire. Cuando el espacio hueco para la circulación del aire sea menor de seis (6) pulgadas de ancho será necesario proveer persianas de metal. Cuando se usen persianas se proveerá para que circule el aire.

h. Madera Usada para Soportar Techos y Pisos- Los elementos estructurales que soporten pisos o techos permeables que estén expuestos a la interperie serán de madera de resistencia natural al deterioro o de madera tratada, a menos que estén separados de dichos pisos o techos por una capa impermeable.

i. Contenido de Humedad de la Madera Tratada- Para maderas tratadas con presión y con un preservativo combinado con agua, al usarse en estructuras en tal forma que el proceso de secado no pueda ocurrir fácilmente, será necesario que el contenido de humedad no sea mayor de diecinueve (19) por ciento antes de cubrirlas con aislación, terminaciones o alguna otra madera.

j. Paredes de Retención- La madera a usarse en paredes de retención será tratada.

k. Madera Expuesta a la Interperie- En las áreas donde la experiencia previa así lo demuestre, se usará madera de resistencia natural al deterioro o madera tratada en aquellas partes de la estructura que soporten edificios completos, balcones, pórticos, y otras adiciones donde no haya protección adecuada. Por protección adecuada se entenderá techos, aleros y otros elementos semejantes que evitan la humedad o la acumulación de agua en la superficie o en las conexiones. De acuerdo con las experiencias locales habidas, los elementos de interés podrán incluir los horizontales, tales como vigas, viguetas, pisos o bien los verticales, tales como postes o columnas, o ambos, tanto los horizontales como los verticales.

TABLA IV-M-1.1(1) - ESFUERZOS UNITARIOS PERMITIDOS
MADERA ESTRUCTURAL - CLASIFICADA VISUALMENTE
ESFUERZOS UNITARIOS PERMITIDOS PARA MADERA ESTRUCTURAL

(Carga Normal. Vèase Secciòn 2504)

Especie y Clasificaciòn comercial	Clasificaciòn por tamaño	Esfuerzos Unitarios Permitidos en Libras por Pulgada Cuadrada							
		Fibra extrema en Flexiòn F_b		Tensiòn paralela al grano F_t	Cortante Horizontal F_v	Compresiòn Perpendicular al grano $F_{c\perp}$	Compresiòn Paralela al grano F_c	Mòdulo de Elasticidad E	Notas
		Usos de Ingenieria (sòlo)	Usos para miembros Repetitivos						
CALIFORNIA REDWOOD (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Clear Heart structural	4" & less thick, any width	2300	2650	1500	145	425	2150	1,400,000	
Clear Structural		2300	2650	1500	145	425	2150	1,400,00	(See footnotes 2 through 7 9, 13, 14 and 15)
Select Structural	2" to 4" thick 2" to 4" wide	2050	2350	1200	80	425	1750	1,400,000	
Select Structural, open grain		1600	1850	950	80	270	1300	1,100,000	
No. 1	2" to 4" thick 2" to 4" wide	1700	1950	975	80	425	1400	1,400,000	
No. 1, Open grain		1350	1550	775	80	270	1050	1,100,000	
No. 2		1400	1600	800	80	425	1100	1,250,000	
No. 2, Open grain		1100	1250	625	80	270	825	1,000,000	
No. 3		800	900	475	80	425	675	1,100,000	
No. 3, Open grain		625	725	375	80	270	500	900,000	
Stud		625	725	375	80	270	500	900,000	
Construction	2" to 4" thick 4" wide	825	950	475	80	270	925	900,000	
Standard		450	525	250	80	270	775	900,000	
Utility		225	250	125	80	270	500	900,000	
Select Structural	2" to 4" thick 5" and wider	1750	2000	1150	80	425	1550	1,400,000	(See footnotes 2 through 7, 9 13, 14 and 15)
Select Structural, open grain		1400	1600	925	80	270	1150	1,100,000	
No. 1		1500	1700	975	80	425	1400	1,400,000	
No. 1, Open grain		1150	1350	775	80	270	1050	1,100,000	
No. 2		1200	1400	650	80	425	1200	1,250,000	
No. 2, Open grain		950	1100	500	80	270	875	1,000,000	
No. 3 and Stud		700	800	375	80	425	725	1,100,000	
No. 3, Open grain		550	650	350	80	270	525	900,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Clear Heart structural		1850	--	1250	135	425	1650	1,300,000	
Clear Structural	5" by 5"	1850	--	1250	135	425	1650	1,300,000	
Select Structural	and larger	1400	--	950	95	425	1200	1,300,000	
No. 1		1200	--	800	95	425	1050	1,300,000	
No. 2		975	--	650	95	425	900	1,100,000	
No. 3		550	--	375	95	425	550	1,000,000	
Select Decking, close grain	Decking	1850	2150	--	--	--	--	1,400,000	
Select Decking	2" thick	1450	1700	--	--	--	--	1,100,000	(See footnotes 2, 5 and 6)
Commercial Decking	6" & wider	1200	1350	--	--	--	--	1,000,000	
COAST SITKA SPRUCE (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1500	1700	875	65	290	1100	1,700,000	
No. 1	2" to 4"	1250	1450	750	65	290	875	1,700,000	
No. 2	thick	1050	1200	625	65	290	700	1,500,000	
No. 3	2" to 4"	575	675	350	65	290	425	1,300,000	
Appearance	wide	1250	1450	725	65	290	1050	1,700,000	
Stud		600	675	350	65	290	425	1,300,000	
Construction	2" to 4"	750	875	450	65	290	800	1,300,000	
Standard	thick	425	500	250	65	290	650	1,300,000	(See footnotes 2 through 9, 11, 13, 14 and 15)
Utility	4" wide	200	225	125	65	290	425	1,300,000	
Select Structural		1300	1500	850	65	290	975	1,700,000	
No. 1	2" to 4"	1100	1250	725	65	290	875	1,700,000	
No. 2	thick	900	1050	475	65	290	750	1,500,000	
No. 3 and Stud	5" and	525	575	275	65	290	475	1,300,000	
Appearance	wider	1100	1250	725	65	290	1050	1,700,000	
Select Structural	Beams and	1150	--	675	60	290	775	1,500,000	
No. 1	Stringers	950	--	475	60	290	650	1,500,000	
Select Structural	Posts and	1100	--	725	60	290	825	1,500,000	
No. 1	Timbers	875	--	575	60	290	725	1,500,000	
Select	Decking	1250	1450	--	--	290	--	1,700,000	
Commercial		1050	1200	--	--	290	--	1,500,000	
COAST SPECIES (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1500	1700	850	65	235	1100	1,500,000	
No. 1	2" to 4"	1250	1450	750	65	235	875	1,500,000	
No. 2	thick	1050	1200	625	65	235	700	1,400,000	
No. 3	2" to 4"	575	675	350	65	235	425	1,200,000	
Appearance	wide	1250	1450	725	65	235	1050	1,500,000	
Stud		575	675	350	65	235	425	1,200,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Construction	2" to 4"	750	875	450	65	235	800	1,200,000	
Standard	thick	425	500	250	65	235	650	1,200,000	(See footnotes
Utility	4" wide	200	225	125	65	235	425	1,200,000	2 through 9,
Select Structural		1300	1500	875	65	235	975	1,500,000	11, 13, 14
No. 1	2" to 4"	1100	1250	725	65	235	875	1,500,000	and 15)
No. 2	thick	900	1050	475	65	235	750	1,400,000	
No. 3 and Stud	5" and	525	600	275	65	235	475	1,200,000	
Appearance	wider	1100	1250	725	65	235	1050	1,500,000	
Select	Decking	1250	1450	--	--	235	--	1,500,000	
Commercial		1050	1200	--	--	235	--	1,400,000	
DOUGLAS FIR - LARCH (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
DOUGLAS FIR - LARCH (North)									
Dense Select Structural		2450	2800	1400	95	455	1850	1,900,000	
Select Structural		2100	2400	1200	95	385	1600	1,800,000	
Dense No. 1	2" to 4"	2050	2400	1200	95	455	1450	1,900,000	
No. 1	thick	1750	2050	1050	95	385	1250	1,800,000	
Dense No. 2	2" to 4"	1700	1950	1000	95	455	1150	1,700,000	
No. 2	wide	1450	1650	850	95	385	1000	1,700,000	
No. 3		800	925	475	95	385	600	1,500,000	
Appearance		1750	2050	1050	95	385	1500	1,800,000	
Stud		800	925	475	95	385	600	1,500,000	
Construction	2" to 4"	1050	1200	625	95	385	1150	1,500,000	(See footnotes
Standard	thick	600	675	350	95	385	925	1,500,000	2 through 9,
Utility	4" wide	275	325	175	95	385	600	1,500,000	11, 13, 14
Dense Select Structural		2100	2400	1400	95	455	1650	1,900,000	and 15
Select Structural		1800	2050	1200	95	385	1400	1,800,000	
Dense No. 1		1800	2050	1200	95	455	1450	1,900,000	
No. 1	2" to 4"	1500	1750	1000	95	385	1250	1,800,000	
Dense No. 2	thick	1450	1700	775	95	455	1250	1,700,000	
No. 2	5" and	1250	1450	650	95	385	1050	1,700,000	
No. 3 and Stud	wider	725	850	375	95	385	675	1,500,000	
Appearance		1500	1750	1000	95	385	1500	1,800,000	
Dense Select Structural		1900	--	1100	85	455	1300	1,700,000	
Select Structural	Beams and	1600	--	950	85	385	1100	1,600,000	
Dense No. 1	Stringers[12]	1550	--	775	85	455	1100	1,700,000	
No. 1		1300	--	675	85	385	925	1,600,000	
Dense Select Structural		1750	--	1150	85	455	1350	1,700,000	
Select Structural	Posts and	1500	--	1000	85	385	1150	1,600,000	(See footnotes
Dense No. 1	Timbers[12]	1400	--	950	85	455	1200	1,700,000	2 through 9)
No. 1		1200	--	825	85	385	1000	1,600,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Dex	Decking	1750	2000	--	--	385	--	1,800,000	
Commercial Dex		1450	1650	--	--	385	--	1,700,000	
Dense Select Structural	Beams and Stringers[12]	1900	--	1250	85	455	1300	1,700,000	
Select Structural		1600	--	1050	85	385	1100	1,600,000	
Dense No. 1		1550	--	1050	85	455	1100	1,700,000	
No. 1		1350	--	900	85	385	925	1,600,000	
Dense Select Structural	Posts and Timbers[12]	1750	--	1150	85	455	1350	1,700,000	(See footnotes 2 through 10)
Select Structural		1500	--	1000	85	385	1150	1,600,000	
Dense No. 1		1400	--	950	85	455	1200	1,700,000	
No. 1		1200	--	825	85	385	1000	1,600,000	
Selected Decking	Decking	--	2000	--	--	--	--	1,800,000	
Commercial Decking		--	1650	--	--	--	--	1,700,000	
Selected Decking	Decking	--	2150	(Surfaced at 15% max. m.c. and				1,900,000	
Commercial Decking		--	1800	used at 15% max. m.c.)				1,700,000	
Dense Select Structural	Beams and Stringers	1900	--	1100	85	455	1300	1,700,000	(See footnotes 2 through 9 and 11)
Select Structural		1600	--	950	85	385	1100	1,600,000	
Dense No. 1		1550	--	775	85	455	1100	1,700,000	
No. 1		1300	--	675	85	385	925	1,600,000	
Dense Select Structural	Posts and Timbers	1750	--	1150	85	455	1350	1,700,000	(See footnotes 2 through 9 and 11)
Select Structural		1500	--	1000	85	385	1150	1,600,000	
Dense No. 1		1400	--	950	85	455	1200	1,700,000	
No. 1		1200	--	825	85	385	1000	1,600,000	
Select	Decking	1750	2000	--	--	385	--	1,800,000	
Commercial		1450	1650	--	--	385	--	1,700,000	
DOUGLAS FIR SOUTH (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural	2" to 4"	2000	2300	1150	90	335	1400	1,400,000	
No. 1 & Appearance	thick	1700	1950	975	90	335	1150	1,400,000	
No. 2	2" to 4"	1400	1600	825	90	335	900	1,300,000	
No. 3	wide	775	875	450	90	335	550	1,100,000	
Stud		775	875	450	90	335	550	1,100,000	
Construction	2" to 4"	1000	1150	600	90	335	1000	1,100,000	(See footnotes 2 through 10, 13, 14, and 15)
Standard	thick	550	650	325	90	335	850	1,100,000	
Utility	4" wide	275	300	150	90	335	550	1,100,000	
Select Structural	2" to 4"	1700	1950	1150	90	335	1250	1,400,000	
No. 1 & Appearance	thick	1450	1650	975	90	335	1150	1,400,000	
No. 2	5" and	1200	1350	625	90	335	950	1,300,000	
No. 3 and Stud	wider	700	800	350	90	335	600	1,100,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural No. 1	Beams and Stringers	1550 1300	-- --	1050 850	85 85	335 335	1000 850	1,200,000 1,200,000	
Select Structural No. 1	Posts and Timbers	1400 1150	-- --	950 775	85 85	335 335	1050 925	1,200,000 1,200,000	
Selected Decking Commercial Decking	Decking	-- --	1900 1600	-- --	-- --	-- --	-- --	1,400,000 1,300,000	
Selected Decking Commercial Decking	Decking	-- --	2050 1750	(Stresses for Decking apply at 15% moisture content)				1,500,000 1,300,000	
EASTERN HEMLOCK (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1750	2050	1050	85	360	1350	1,200,000	
No. 1	2" to 4"	1500	1750	875	85	360	1050	1,200,000	
No. 2	thick	1250	1450	725	85	360	850	1,100,000	
No. 3	2" to 4"	675	800	400	85	260	525	1,000,000	
Appearance	wide	1500	1750	875	85	360	1250	1,200,000	
Stud		675	800	400	85	360	525	1,000,000	
Construction	2" to 4"	900	1050	525	85	360	950	1,000,000	
Standard	thick	500	575	300	85	360	800	1,000,000	
Utility	4" wide	250	275	150	85	360	525	1,000,000	
Select Structural	2" to 4"	1550	1750	1000	85	360	1200	1,200,000	(See footnotes
No. 1	thick	1300	1500	875	85	360	1050	1,200,000	1 through 9)
No. 2	5" and	1050	1250	550	85	360	900	1,100,000	
No. 3	wider	625	700	325	85	360	575	1,000,000	
Appearance		1300	1500	875	85	360	1250	1,200,000	
Stud		625	700	325	85	360	575	1,000,000	
Select Structural No. 1	Beams and Stringers	1350 1150	-- --	925 775	80 80	360 360	950 800	1,200,000 1,200,000	
Select Structural No. 1	Posts and Timbers	1250 1050	-- --	850 700	80 80	360 360	1000 875	1,200,000 1,200,000	
EASTERN HEMLOCK--TAMARACK (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.) EASTERN HEMLOCK--TAMARACK (NORTH)									
Select Structural		1800	2050	1050	85	365	1350	1,300,000	
No. 1	2" to 4"	1500	1750	900	85	365	1050	1,300,000	
No. 2	thick	1250	1450	725	85	365	850	1,100,000	
No. 3	2" to 4"	700	800	400	85	365	525	1,000,000	
Appearance	wide	1300	1500	875	85	365	1300	1,300,000	
Stud		700	800	400	85	365	525	1,000,000	
Construction	2" to 4"	900	1050	525	85	365	975	1,000,000	(See footnotes
Standard	thick	500	575	300	85	365	800	1,000,000	2 through 9,
Utility	4" wide	250	275	150	85	365	525	1,000,000	11, 13, 14
									and 15)

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural		1550	1750	1050	85	365	1200	1,300,000	
No. 1	2" to 4"	1300	1500	875	85	365	1050	1,300,000	
No. 2	thick	1050	1200	575	85	365	900	1,100,000	
No. 3 and Stud	5" and	625	725	325	85	365	575	1,000,000	
Appearance	wider	1300	1500	875	85	365	1300	1,300,000	
Select Structural	Beams and	1400	--	925	80	365	950	1,200,000	
No. 1	Stringers	1150	--	775	80	365	800	1,200,000	
Select Structural	Posts and	1300	--	875	80	365	1000	1,200,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	1050	--	700	80	365	875	1,200,000	1 through 9
Select	Decking	1500	1700	--	--	--	--	1,300,000	and 11)
Commercial		1250	1450	--	--	--	--	1,100,000	
Select Structural	Beams and	1400	--	925	80	365	950	1,200,000	
No. 1	Stringers	1150	--	775	80	365	800	1,200,000	
Select Structural	Posts and	1300	--	875	80	365	1000	1,200,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	1050	--	700	80	365	875	1,200,000	2 through 9)
Select	Decking	1500	1700	--	--	--	--	1,300,000	
Commercial		1250	1450	--	--	--	--	1,100,000	(See footnotes
									2 through 9)
Select Structural	Beams and	1450	--	850	85	405	950	1,300,000	
No. 1	Stringers	1200	--	600	85	405	800	1,300,000	
Select Structural	Posts and	1300	--	875	80	365	1000	1,200,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	1050	--	700	80	365	875	1,200,000	2 through 9
Select	Decking	1500	1700	--	--	365	--	1,300,000	and 11)
Commercial		1250	1450	--	--	365	--	1,100,000	
HEM-FIR (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1650	1900	975	75	245	1300	1,500,000	
No. 1	2" to 4"	1400	1600	825	75	245	1050	1,500,000	
No. 2	thick	1150	1350	675	75	245	825	1,400,000	
No. 3	2" to 4"	650	725	375	75	245	500	1,200,000	
Appearance	wide	1400	1600	825	75	245	1250	1,500,000	
Stud		650	725	375	75	245	500	1,200,000	
Construction	2" to 4"	825	975	500	75	245	925	1,200,000	(See footnotes
Standard	thick	475	550	275	75	245	775	1,200,000	2 through 9,
Utility	4" wide	225	250	125	75	245	500	1,200,000	11, 12, 13
Select Structural		1400	1650	950	75	245	1150	1,500,000	14 and 15)
No. 1	2" to 4"	1200	1400	800	75	245	1050	1,500,000	
No. 2	thick	1000	1150	525	75	245	875	1,400,000	
No. 3 and Stud	5" and	575	675	300	75	245	550	1,200,000	
Appearance	wider	1200	1400	800	75	245	1250	1,500,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural	Beams and	1300	--	750	70	245	925	1,300,000	
No.1	Stringers	1050	--	525	70	245	750	1,300,000	
Select Structural	Posts and	1200	--	800	70	245	975	1,300,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	975	--	650	70	245	850	1,300,000	2 through 9,
Select Dex	Decking	1400	1600	--	--	245	--	1,500,000	14 and 15)
Commercial Dex		1150	1350	--	--	245	--	1,400,000	
Select Structural	Beams and	1250	--	850	70	245	925	1,300,000	
No. 1	Stringers 12	1050	--	725	70	245	775	1,300,000	
Select Structural	Posts and	1200	--	800	70	245	975	1,300,000	
No. 1	Timbers	950	--	650	70	245	850	1,300,000	(See footnotes
Selected Decking	Decking	--	1600	--	--	--	--	1,500,000	2 through 12)
Commercial Decking		--	1350	--	--	--	--	1,400,000	
Selected Decking	Decking	--	1700	(Surfaced at 15% max. m.c. and				1,600,000	
Commercial Decking		--	1450	used at 15% max. m.c.)				1,400,000	
Select	Decking	1350	1550	--	--	245	--	1,500,000	
Commercial		1150	1300	--	--	245	--	1,400,000	
HEM-FIR (NORTH) (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural	2" to 3"	1600	1800	925	75	235	1300	1,500,000	
No. 1	thick	1350	1550	800	75	235	1050	1,500,000	
No. 2	2" to 4"	1100	1300	650	75	235	800	1,400,000	
No. 3	wide	625	700	350	75	235	500	1,200,000	
Appearance		1350	1550	800	75	235	1250	1,500,000	
Stud		625	700	350	75	235	500	1,200,000	
Construction	2" to 4"	800	925	475	75	235	925	1,200,000	
Standard	thick	450	525	275	75	235	775	1,200,000	
Utility	4" wide	225	250	125	75	235	500	1,200,000	
Select Structural		1350	1550	900	75	235	1150	1,500,000	(See footnotes
No. 1	2" to 4"	1150	1350	775	75	235	1050	1,500,000	1 through 9
No. 2	thick	950	1100	500	75	235	850	1,400,000	and 11)
No. 3	5" and	550	650	300	75	235	550	1,200,000	
Appearance	wider	1150	1350	775	75	235	1250	1,500,000	
Stud		550	650	300	75	235	550	1,200,000	
Select Structural	Beams and	1250	--	725	70	235	900	1,300,000	
No. 1	Stringers	1000	--	500	70	235	750	1,300,000	
Select Structural	Posts and	1150	--	775	70	235	950	1,300,000	
No. 1	Timbers	925	--	625	70	235	850	1,300,000	
Select	Decking	1350	1500	--	--	235	--	1,500,000	
Commercial		1100	1300	--	--	235	--	1,400,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

MOUNTAIN HEMLOCK (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1750	2000	1000	95	370	1250	1,300,000	
No. 1	2" to 4"	1450	1700	850	95	370	1000	1,300,000	
No. 2	thick	1200	1400	700	95	370	775	1,100,000	
No. 3	2" to 4"	675	775	400	95	370	475	1,000,000	
Appearance	wide	1450	1700	850	95	370	1200	1,300,000	
Stud		675	775	400	95	370	475	1,000,000	
Construction	2" to 4"	875	1000	525	95	370	900	1,000,000	(See footnotes
Standard	thick	500	575	275	95	370	725	1,000,000	2 through 9,
Utility	4" wide	225	275	125	95	370	475	1,000,000	13, 14, and 15)
Select Structural		1500	1700	1000	95	370	1100	1,300,000	
No. 1	2" to 4"	1250	1450	850	95	370	1000	1,300,000	
No. 2	thick	1050	1200	550	95	370	825	1,100,000	
No. 3 and Stud	5" and	625	700	325	95	370	525	1,000,000	
Appearance	wider	1250	1450	850	95	370	1200	1,300,000	
Select Structural	Beams and	1350	--	775	90	370	875	1,100,000	
No. 1	Stringers	1100	--	550	90	370	725	1,100,000	
Select Structural	Posts and	1250	--	825	90	370	925	1,100,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	1000	--	675	90	370	800	1,100,000	2 through 9)
Select Dex	Decking	1450	1650	--	--	370	--	1,300,000	
Commercial Dex		1200	1400	--	--	370	--	1,100,000	
Select Structural	Beams and	1350	--	900	90	370	875	1,100,000	
No. 1	Stringers	1100	--	750	90	370	750	1,100,000	
Select Structural	Posts and	1250	--	825	90	370	925	1,100,000	
No. 1	Timbers	1000	--	675	90	370	800	1,100,000	(See footnotes
Selected Decking	Decking	--	1650	--	--	--	--	1,300,000	2 through 10)
Commercial Decking		--	1400	--	--	--	--	1,100,000	
Selected Decking	Decking	--	1800	(Surfaced at 15% max. m.c. and				1,300,000	
Commercial Decking		--	1500	used at 15% max. m.c.)				1,200,000	
MOUNTAIN HEMLOCK--HEM-FIR (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1650	1900	975	75	245	1250	1,300,000	
No. 1	2" to 4"	1400	1600	825	75	245	1000	1,300,000	
No. 2	thick	1150	1350	675	75	245	775	1,100,000	
No. 3	2" to 4"	650	725	375	75	245	475	1,000,000	
Appearance	wide	1400	1600	825	75	245	1200	1,300,000	
Stud		650	725	375	75	245	475	1,000,000	
Construction	2" to 4"	825	975	500	75	245	900	1,000,000	
Standard	thick	475	550	275	75	245	725	1,000,000	
Utility	4" wide	225	250	125	75	245	475	1,000,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural	2" to 4"	1400	1650	950	75	245	1100	1,300,000	
No. 1	thick	1200	1400	800	75	245	1000	1,300,000	
No. 2	5" and	1000	1150	525	75	245	825	1,100,000	
No. 3 and Stud	wider	575	675	300	75	245	525	1,000,000	(See footnotes
Appearance		1200	1400	800	75	245	1200	1,300,000	2 through 10,
Select Structural	Beams and	1250	--	850	70	245	875	1,100,000	13, 14 and 15)
No. 1	Stringers	1050	--	725	70	245	750	1,100,000	
Select Structural	Posts and	1200	--	800	70	245	925	1,100,000	
No. 1	Timbers	950	--	650	70	245	800	1,100,000	
Selected Decking	Decking	--	1600	--	--	--	--	1,300,000	
Commercial Decking		--	1350	--	--	--	--	1,100,000	
Selected Decking	Decking	--	1700	(Surfaced at 15% max. m.c. and				1,300,000	
Commercial Decking		--	1450	used at 15% max. m.c.)				1,200,000	
NORTHERN ASPEN (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1300	1500	750	60	195	850	1,400,000	
No. 1	2" to 4"	1100	1250	650	60	195	675	1,400,000	
No. 2	thick	900	1050	525	60	195	525	1,200,000	
No. 3	2" to 4"	500	575	275	60	195	325	1,100,000	
Appearance	wide	1100	1250	650	60	195	800	1,400,000	
Stud		500	575	275	60	195	325	1,100,000	
Construction	2" to 4"	650	750	375	60	195	600	1,100,000	(See footnotes
Standard	thick	350	425	200	60	195	500	1,100,000	2 through 9
Utility	4" wide	175	200	100	60	195	325	1,100,000	11, 13, 14
Select Structural		1100	1250	750	60	195	750	1,400,000	and 15)
No. 1	2" to 4"	950	1100	625	60	195	675	1,400,000	
No. 2	thick	775	900	400	60	195	575	1,200,000	
No. 3 and Stud	5" and	450	525	250	60	195	350	1,100,000	
Appearance	wider	950	1100	625	60	195	800	1,400,000	
SITKA SPRUCE (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
Select Structural		1550	1800	925	75	280	1150	1,500,000	
No. 1	2" to 4"	1350	1550	775	75	280	925	1,500,000	
No. 2	thick	1100	1250	650	75	280	725	1,300,000	
No. 3	2" to 4"	600	700	350	75	280	450	1,200,000	
Appearance	wide	1350	150	750	75	280	1100	1,500,000	
Stud		600	700	350	75	280	450	1,200,000	
Construction	2" to 4"	800	925	475	75	280	825	1,200,000	
Standard	thick	450	500	250	75	280	675	1,200,000	
Utility	4" wide	200	250	125	75	280	450	1,200,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural	2" to 4"	1350	1550	900	75	280	1000	1,500,000	
No. 1	thick	1150	1300	775	75	280	925	1,500,000	(See footnotes
No. 2	5" and	925	1050	500	75	280	775	1,300,000	2 through 9,
No. 3 and Stud	wider	525	600	275	75	280	500	1,200,000	13, 14 and 15)
Appearance		1150	1300	750	75	280	1100	1,500,000	
Select Structural	Beams and	1200	--	675	70	280	825	1,300,000	
No. 1	Stringers	1000	--	500	70	280	675	1,300,000	
Select Structural	Posts and	1150	--	750	70	280	875	1,300,000	
No. 1	Timbers	925	--	600	70	280	750	1,300,000	
Select Dex	Decking	1300	1500	--	--	280	--	1,500,000	
Commercial Dex		1100	1250	--	--	280	--	1,300,000	
WESTERN CEDARS (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
WESTERN CEDARS (NORTH)									
Select Structural		1500	1750	875	75	265	1200	1,100,000	
No. 1	2" to 3"	1300	1500	750	75	265	950	1,100,000	
No. 2	thick	1050	1200	625	75	265	750	1,000,000	
No. 3	2" to 4"	600	675	350	75	265	450	900,000	
Appearance	wide	1300	1500	750	75	265	1100	1,100,000	
Stud		600	675	350	75	265	450	900,000	
Construction	2" to 4"	775	875	450	75	265	850	900,000	(See footnotes
Standard	thick	425	500	250	75	265	700	900,000	2 through 9,
Utility	4" wide	200	225	125	75	265	450	900,000	11, 12 and 13)
Select Structural		1300	1500	825	75	265	1050	1,100,000	
No. 1	2" to 4"	1100	1300	750	75	265	950	1,100,000	
No. 2	thick	925	1050	475	75	265	800	1,000,000	
No. 3 and Stud	5" and	525	625	275	75	265	500	900,000	
Appearance	wider	1100	1300	750	75	265	1100	1,100,000	
Select Structural	Beams and	1150	--	675	70	265	875	1,000,000	
No. 1	Stringers	925	--	475	70	265	725	1,000,000	
Select Structural	Posts and	1050	--	700	70	265	900	1,000,000	(See footnotes
No. 1	Timbers	850	--	575	70	265	800	1,000,000	2 through 9, 11 and 12)
Select Dex	Decking	1200	1400	--	--	265	--	1,100,000	
Commercial Dex		1050	1200	--	--	265	--	1,000,000	(See footnotes 2 through 9)
Select	Decking	1200	1400	--	--	165	--	1,100,000	(See footnotes
Commercial		1050	1200	--	--	165	--	1,000,000	2 through 9 and 11)

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Select Structural	Beams and	1150	--	775	70	265	875	1,000,000	
No. 1	Stringers	975	--	650	70	265	725	1,000,000	
Select Structural	Posts and	1100	--	725	70	265	925	1,000,000	
No. 1	Timbers	875	--	600	70	265	800	1,000,000	(See footnotes 2 through 10)
Selected Decking	Decking	--	1450	--	--	--	--	1,100,000	
Comercial Decking		--	1200	--	--	--	--	1,000,000	
Selected Decking	Decking	--	1550	(Surfaced at 15% max. m.c. and				1,100,000	
Commercial Decking		--	1300	used at 15% max. m.c.)				1,000,000	
WESTERN HEMLOCK (Surfaced dry or surfaced green. Used at 19% max. m.c.)									
WESTERN HEMLOCK (NORTH)									
Select Structural		1800	2100	1050	90	280	1450	1,600,000	
No. 1	2" to 4"	1550	1800	900	90	280	1150	1,600,000	(See footnote 11)
No. 2	thick	1300	1450	750	90	280	900	1,400,000	
No. 3	2" to 4"	700	800	425	90	280	550	1,300,000	
Appearance	wide	1550	1800	900	90	280	1350	1,600,000	
Stud		700	800	425	90	280	550	1,300,000	(See footnotes 2 through 9, 13, 14 and 15)
Construction	2" to 4"	925	1050	550	90	280	1050	1,300,000	
Standard	thick	525	600	300	90	280	850	1,300,000	
Utility	4" wide	250	275	150	90	280	550	1,300,000	
Select Structural		1550	1800	1050	90	280	1300	1,600,000	
No. 1	2" to 4"	1350	1550	900	90	280	1150	1,600,000	
No. 2	thick	1100	1250	575	90	280	975	1,400,000	(See footnotes 2 through 9, 13, 14 and 15)
No. 3 and Stud	5" and	650	750	325	90	280	625	1,300,000	
Appearance	wider	1350	1550	900	90	280	1350	1,600,000	
Select Structural	Beams and	1400	--	825	85	280	1000	1,400,000	
No. 1	Stringers	1150	--	575	85	280	850	1,400,000	
Select Structural	Posts and	1300	--	875	85	280	1100	1,400,000	
No. 1	Timbers	1050	--	700	85	280	950	1,400,000	(See footnotes 2 through 9)
Select Dex	Decking	1500	1750	--	--	280	--	1,600,000	
Commercial Dex		1300	1450	--	--	280	--	1,400,000	
Select Structural	Beams and	1400	--	950	85	280	1000	1,400,000	
No. 1	Stringers	1150	--	775	85	280	850	1,400,000	
Select Structural	Posts and	1300	--	875	85	280	1000	1,400,000	
No. 1	Timbers	1050	--	700	85	280	950	1,400,000	(See footnotes 2 through 10)
Selected Decking	Decking		1750					1,600,000	
Commercial Decking			1450					1,400,000	

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Selected Decking	Decking	1900	(Surfaced at 15% max. m.c.	1,700,000
Commercial Decking		1600	and used at 15% max. m.c.)	1,500,000

1 Donde se embarque "eastern spruce" y "balsam fir" en combinación aplicarán los valores tabulados para "balsam fir".

2 Los valores de diseño mostrados en la Tabla IV-M-1.1(1) serán aplicables a madera a ser usada en condiciones secas como en la amyoría de las estructuras cubiertas. Para madera de 2 a 4 pulgadas de espesor se usará el tamaño de la superficie seca. Al calcular los valores de diseño, el aumento natural en resistencia y rigidez que ocurre según se seca la madera, ha sido tomado en consideración así como la reducción en tamaño que ocurre al encogerse la madera al secar. La ganancia en la capacidad de llevar carga debida al aumento en resistencia y rigidez resultante del secado opaca el efecto que pueda tener en el diseño la reducción debida a encogimiento. Para madera de cinco pulgadas o más de espesor, también podrán usarse los tamaño de superficie porque los valroes de diseño han sido ajustados para compensar por cualquier pérdida en tamaño que pueda ocurrir debido a encogimiento.

3 Los valores de F_b, F_t y F_c para grados o clasificación de "construction, standard and utility" aplicarán sólo a espesores de 4 pulgadas.

4 Los valores en la Tabla IV-M-1.1(1) para dimensiones de 2 a 4 pulgadas están basados en el uso de canto. Donde dicha madera sea utilizada plana, los valores de diseño recomendados para los esfuerzos en flexión en la fibra extrema podrán ser multiplicados por los siguientes factores:

ANCHO	ESPESOR		
	2"	3"	4"
2 a 4 pulgadas	1.10	1.04	1.00
5 pulgadas o más	1.22	1.16	1.11

Los valores para tableros o pisos podrán aumentarse por 10% para tableros de 2 pulgadas y por 4% para tableros de 3 pulgadas.

5 Cuando se elabora madera de 2 a 4 pulgadas de espesor a un contenido máximo de humedad del 15% y esta se usa en condiciones donde el contenido de humedad no exceda el 15 porciento, los valores de diseño mostrados en la Tabla IV-M-1.1(1) para madera de superficie seca y de superficie verde podrán ser multiplicados por los siguientes factores:

Fibra extrema en flexión F_b	Tensión paralela al grano F_t	Cortante horizontal F_v	Compresión Perpendicular al grano $F_{c\perp}$	Compresión paralela al grano F_c	Módulo de Elasticidad E
1.08	1.08	1.05	1.00	1.17*	1.05*

*Para redwood use 1.15 para F_c y 1.04 para E.

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

6 Cuando se diseñe madera de dos (2) a cuatro (4) pulgadas de espesor para usarse donde el contenido de humedad vaya a exceder el diecinueve (19) por ciento por un período extendido de tiempo, los valores mostrados en la Tabla 25-A-1 deberán ser multiplicados por los siguientes factores:

Fibra extrema en flexión F_b	Tensión paralela al grano F_t	Cortante horizontal F_v	Compresión perpendicular al grano $F_{c\perp}$	Compresión paralela al grano F_c	Módulo de Elasticidad E
0.86	0.84	0.97	0.67	0.70	0.97

7 Cuando se diseña madera de cinco (5) o más pulgadas de espesor para usarse donde el contenido de humedad vaya a exceder el diecinueve (19) por ciento por un período extendido de tiempo, los valores mostrados en la Tabla IV-M-1.1(1) deberán ser multiplicados por los siguientes factores:

Fibra extrema en flexión F_b	Tensión paralela al grano F_t	Cortante horizontal F_v	Compresión perpendicular al grano $F_{c\perp}$	Compresión paralela al grano F_c	Módulo de Elasticidad E
1.00	1.00	1.00	0.67	0.91	1.00

8 Los valores tabulados para cortante horizontal mostrados aquí para madera de cuatro (4) pulgadas o más fina deberán ser multiplicados por un factor de 0.92 cuando dicha madera sea elaborado verde.

Valores específicos para cortante horizontal podrán ser establecidos usando las siguientes tablas cuando se conozca el largo de la rajadura o grieta.

Cuando el largo de la rajadura en la cara ancha es:	Multiplique el Factor F_v tabulado por: (Madera con tamaño nominal de 2 pulgadas)
Sin rajadura	2.0
1/2 x cara ancha	1.67
3/4 x cara ancha	1.50
1 x cara ancha	1.33
1 1/2 x cara ancha o más	1.00

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Cuando el largo de la rajadura en la cara ancha es:	Multiplique el Factor F_v tabulado por: (Madera de 3 pulgadas o màs de espesor)
Sin rajadura	2.00
1/2 x cara estrecha	1.67
1 x cara estrecha	1.33
1 1/2 x cara estrecha o màs	1.00

9 A las tablas hechas a base de los esfuerzos con tamaño nominal de 1 pulgada, espesores de 1 1/4 y 1 1/2 pulgadas y ancho de dos pulgadas o màs se les permiten los valores de diseño recomendados para las clasificaciones "Select Structural, No. 1, No. 2, No. 3, Construction, Standard, Utility, Appearance, Clear Heart Structural y Clear Structural" segùn mostrados para las categorias de 2 a 4 pulgadas de ancho, donde se clasifique de acuerdo a las provisiones a base de esfuerzos en las reglas de clasificaciòn que apliquen.

10 Cuando se usen tableros o pisos donde el contenido de humedad vaya a exceder el 15 porciento por un periodo extendido de tiempo, los valores de diseño tabulados deberàn ser multiplicados por los siguientes factores:

Fibra extrema en flexiòn, F_b -- 0.79

Módulo de Elasticidad E, -- 0.92

11 Cuando la madera esté clasificada bajo los valores mostrados para los estàndards del Standard Grading Rule por Canadian Lumber, U.S. Edition 1971, para "select structural" No. 1, No. 2 y No. 3 y cuando la clasificaciòn "stud" no sea aplicable a los tamaños de 3 pulgadas x 4 pulgadas y de 4 pulgadas x 4 pulgadas.

12 A la madera clasificada segùn su tamaño como "beam and stringer" o "post and timber" podrà asignàrsele esfuerzos de trabajo diferentes para la misma clasificaciòn y especie basàndose en las reglas usadas para la clasificación y la agencia especifica que estuvo envuelta. Por lo tanto, es necesario identificar la agencia que hizo la clasificaciòn para correlacionar propiamente los esfuerzos de diseños permitidos con la marca de clasificaciòn.

13 La clasificación de utilidad para todas las especies podrá utilizarse sólo bajo condiciones específicas aprabadas por el Administrador de Reglamentos y Permisos.

14 Los valores de tensión paralela al grano tabulados para especies de 5 pulgadas o más de ancho, 2 pulgadas a 4 pulgadas de espesor (y 2-1/2 pulgadas a 4 pulgadas de espesor) clasificadas según su tamaño aplicada solamente a anchos de 5 y 6 pulgadas, para madera clasificada como "Select Structural No. 1, No. 2 y No. 3, Appearance and Stud". Para madera en estas clasificaciones de más de 6 pulgadas de ancho, los valores tabulados de F_t deberán ser multiplicados por los siguientes factores:

TABLA IV-M-1.1(1) (CONTINUACION)

Clasificación (2 a 4 pulgadas de espesor, 5 pulgadas o màs de ancho) (2 1/2 a 4 pulgadas de espesor, 5 pulgadas o màs de ancho) (Incluye grados densos)	Multiplique el valor F_t tabulado por		
	5 y 6 pulgadas de ancho	8 pulgadas de ancho	10 pulgadas o màs de ancho
Select Structural	1.00	0.90	0.80
No. 1, No. 2 y No. 3 y Apariencia	1.00	0.80	0.60
Travesaño (Stud)	1.00		

15 Los valores de diseño para todas las especies clasificadas como travesaños (studs) de 5 pulgadas o más de ancho aplicarán sólo a anchos de 5 y 6 pulgadas.

TABLA IV-M-3.1 (1) - Esuferzos Unitarios Permitidos
Para Madera Laminada Contrachapada

(En libras por pulgada cuadrada - Carga Normal)
(A ser usado con propiedades de sección en Especificaciones de Diseño de Madera Laminado Contrachapado - Veáse el "UBC - Standard 25-9)

Esfuerzos	Grupo de especie de lámina en la cara	Exterior A-A,A-C,C-C Estructural I A-C,C-C (Use esfuerzos del grupo 1)		Exterior A-B,B-B,B-C,C-C (atarugados) Estructural I C-D (Use esfuerzos grupo 1) Estructural II C-D (Use esfuerzos grupo 3) Revestimiento C-D (Pega exterior) Todos los grados de interior con pega exterior		Todos los demás grados de interior incluyendo revestimiento C - D
		Mojado[2]	Seco[3]	Mojado[2]	Seco[3]	Seco [3]
1. Esfuerzo de la fibra extrema en flexión (F_b)	1	1430	2000	1190	1650	1650
Tensión en plano de las láminas (F_t)	2,3	980	1400	820	1200	1200
Grano en la cara paralela perpendicular al trano (a 45° al grano de la cara use 1/6 F_t)	4	940	1330	780	1110	1110
2. Comprensión en el plano de las láminas (F_c)	1	970	1640	900	1540	1540
Paralelo o perpendicular grano de la cara	2	730	1200	680	1100	1100
	3	610	1060	580	990	990
(a 45°al grano de la cara use 1/3 F_c)	4	610	1000	580	950	950

3. Cortante en plano perpendicular a las láminas	1	205	250	205	250	210
Paralelo o perpendicular al grano de la cara (a 45°del grano de la cara use 2 F_v)	2,3	160	185	160	185	160
	4	145	175	145	175	155
4. Cortante, "rolling", en el plano de las láminas	Marino y Estructural I	63	75	63	75	
Paralelo o perpendicular al grano de la cara (a 45°del grano de la cara use 1-1/3F_s)	Estructural II	49	56	49	56	
	Todos los demás	44	53	44	53	48
5. Apoyo (bearing) en la cara.Perpendicular al plano de las láminas	1	210	340	210	340	340
	2,3	135	210	135	210	210
	4	105	160	105	160	160
6. Módulo de elasticidad. En flexión en el plano de la lámina	1	1,500,000	1,800,000	1,500,000	1,800,000	1,800,000
	2	1,300,000	1,500,000	1,300,000	1,500,000	1,500,000
Grano de la cara paralelo o perpendicular al tramo	3	1,100,000	1,200,000	1,100,000	1,200,000	1,200,000
	4	900,000	1,000,000	900,000	1,000,000	1,000,000

1. Véase el "UBC Standard 25.9" para grupos de especies de madera laminada contrachapada. Para C-C y C-D, la combinación del índice de identificación y el grueso del panel determina el grupo de especie y por lo tanto el esfuerzo permitido, según la siguiente tabla.

2. La condición de uso mojada corresponde a un contenido de humedad de 16 por ciento o más.

3. La condición de uso seca corresponde a un contenido de humedad menor de 16 por ciento.

INDICE DE IDENTIFICACION*

Espesor (plgds.)	12/0	16/0	20/0	24/0	32/16	42/20	48/24
5/16	4	3	1				
3/8		4	3	1			
1/2				4	1		
5/8					3	1	
3/4						3	1
7/8						4	3

* 30/12-5/8", y 36/16-3/4" - Use los esfuerzos del grupo 4

TABLA IV-M 3.2(1)
Esfuerzos Unitarios Permitidos Para Postes
Redondos de Madera Tratada y Pilotes[6]

(Valores para duración normal de carga y condiciones mojadas de uso, libras por pulgada cuadrada)

Especies	Compresión Paralela al Grano F_c	Fibra Extrema en Flexión F_b	Cortante Horizontal F_v	Compresión Perpendicular al Grano $F_{c\perp}$	Módulo de Elasticidad E
Pacific Coast Douglas Fir[2]	1250	2450	115	230	1,500,000
Southern Pine [1,3]	1200	2400	110	250	1,500.000
Red Oak[4]	110	2450	135	350	1,250,000
RedPine[5]	900	1900	85	155	1,280,000

[1] Los valores de diseño en compresión paralela al grano para "Pacific Coast Douglas Fir" y "Southern Pine" pueden ser aumentados 0.20 por ciento por cada pie de largo desde la punta del pilote hasta la sección crítica. El aumento no excederá del diez (10) por ciento para ningún pilote; sin embargo, el aumento será acumulativo con el aumento en propiedades de sección debidas a variación en diámetro desde la punta del pilote hasta la sección crítica.

[2] La especie "Pacific Coast Douglas Fir" incluye "Douglas Fir" del oeste del tope de las montañas de Cascade en Oregón, Washington y California del Norte y al oeste del tope de las montañas de la Sierra Nevada en el resto de California. Para el diseño de conectores use los valores de diseño de "Douglas-fir-larch".

TABLA IV-M-3.2(1) (CONTINUACION)

[3] Los valores para "Southern Pine" aplicarán a "Longleaf", "Slash", "Loblolly" y "shortleaf pines".

[4] Los valores para "Red Oak" aplicarán a "Red Oak" del norte y sur.

[5] Los valores para "Red Pine" aplicarán a "Red Pine" de Estados Unidos. Para el diseño de conectores se usarán los valores de diseño para "Northern Pine".

[6] El factor de forma del Inciso 3f del Artículo IV-M-3.0 para miembros en flexión de área transversal circular está incorporado en los esfuerzos unitarios permitidos para fibra extrema en flexión según listados en la Tabla.

[7] Los valores permitidos provistos en la tabla para compresión paralela al grano y fibra extrema en flexión están basados en principios de compartir carga como los que ocurren en conglomerados de pilotes. Para pilotes que soportan su propia carga específica, un factor de seguridad adicional de 1.25 se usará con compresión, paralela al grano y un factor adicional de 1.30 se usará con los valores de fibra extrema en flexión.

TABLA IV-M-7.4
Cortantes Permitidos Para Cargas de Viento o Terremoto en Diagramas Verticales Revestidos de Cartón de Fibra para Construcción de Tipo V Solamente[1]

Tamaño y Aplicación	Tamaño del Clavo	Valor del Cortante con espaciado de clavos de 3" alrededor del Perímetro y de 6" en Puntos Intermedios
1/2" X 4' X 8'	Clavos galvanizados para techo calibre 11, de 1 1/2" de largo con cabeza de 7/16"	125[2]
25/32" X 4' X 8'	Clavos galvanizados para techo, calibre 11, de 1 3/4" de largo con de 7/16"	175

[1]No se usarán diafragmas revestidos de cartón de fibra para arriostrar paredes de concreto o mampostería.

[2]El valor de cortante podrá ser 175 para revestimiento con clavos en cartón de fibra de 1/2" X 4' X 8'.

TABLA IV-M-9.2
PODER DE SOPORTE DE LOS TORNILLOS[1,2,4] PARA "DOUGLAS-FIR-LARCH", "CALIFORNIA REDWOOD" (GRANO CERRADO) Y SOUTHERN PINE"

p = cargas seguras paralelas al grano (en libras)
q = cargas seguras perpendiculares al grano (en libras)

Largo del tornillo en miembros principales de madera[3] (en pulgadas)		Diámetro de los tornillos (en pulgadas)								
		3/8	1/2	5/8	3/4	7/8	1	1 1/8	1 1/4	1 1/2
1 1/2	Sola p	325	470	590	710	830	945			
	Cortante q	135	215	245	270	300	325			
	Doble p	650	940	1180	1420	1660	1890			
	Cortante q	270	430	490	540	600	650			
2 1/2	Sola p		630	910	1155	1370	1575			
	Cortante q		360	405	450	495	540			
	Doble p	710	1260	1820	2310	2740	3150			
	Cortante q	620	720	810	900	990	1080			
3 1/2	Sola p			990	1400	1790	2135	2455	2740	3305
	Cortante q			565	630	695	760	825	895	1020
	Doble p	710	1270	1980	2800	3580	4270	4910	5480	6610
	Cortante q	640	980	1130	1260	1390	1520	1650	1780	2040
5 1/2	Sola p					1450	2535	3190	3820	4975
	Cortante q					1090	1190	1300	1395	1605
	Doble p		1270	1990	2860	3900	5070	6380	7640	9950
	Cortante q		930	1410	1880	2180	2380	2600	2790	3210
7 1/2	Sola p								3975	5680
	Cortante q								1900	2185
	Doble p			1990	2860	3890	5080	6440	7950	11,360
	Cortante q			1260	1820	2430	3030	3500	3800	4370
9 1/2	Sola p									5730
	Cortante q									2765
	Doble p				2860	3900	5080	6440	7950	11,460
	Cortante q				1640	2270	2960	3710	4450	5530

TABLA IV-M- 9.2 (CONTINUACION)

11 1/2	Sola p									
	Cortante q									
	Doble p					3900	5080	6440	7950	11,450
	Cortante q					2050	2770	3540	4360	6150
13 1/2	Sola p									
	Cortante q									
	Doble p						5100	6440	7960	11,450
	Cortante q						2530	3310	4160	6040

1 Los valores tabulados son a base de una duración de carga normal y aplican a juntas hechas de madera seca en localizaciones secas.

2 Los valores para cortante doble son para juntas consistentes de tres elementos de madera en los cuales el espesor de los miembros de los lados sea igual a la mitad del espesor del miembro principal. Los valores de cortante sola son para juntas consistentes de dos miembros con un espesor mínimo no menor que el especificado.

3 El largo especificado es el largo del tornillo en el miembro principal en juntas con doble cortante o el largo del tornillo en el miembro más fino de juntas con cortante sola.

4 Vèase el "Specification for grades of California Redwood Lumber of the Redwood Inspection Service" para juntas de madera atornillada a metal.

TABLA IV-M-9.6a
Esfuerzo Lateral Seguro y Penetración Requerida
para Clavos de Encajonar y Clavos Comunes de Alambre
Clavados Perpendicular al Grano de la Madera

Tamaño del Clavo	Largo estándar (pulgadas)	Calibre del Alambre	Penetración requerida (pulgadas)	Cargas (libras) [1,2] "Douglas Fir Larch" o Southern Pine"	Otras especies
Clavos de Encajar					
6d	2	12 1/2	1 1/8	51	
8d	2 1/2	11 1/2	1 1/4	63	
10d	3	10 1/2	1 1/2	76	Véase
12d	3 1/4	10 1/2	1 1/2	76	U.B.C.
16d	3 1/2	10	1 1/2	82	Standard
20d	4	9	1 5/8	94	25-17
30d	4 1/2	9	1 5/8	94	
40d	5	8	1 3/4	108	
Clavos Comunes					
6d	2	11 1/2	1 1/4	63	
8d	2 1/2	10 1/4	1 1/2	78	
10d	3	9	1 5/8	94	
12d	3 1/4	9	1 5/8	94	Véase
16d	3 1/2	8	1 3/4	108	U.B.C.
20d	4	6	2 1/8	139	Standard
30d	4 1/2	5	2 1/4	155	25-17
40d	5	4	2 1/2	176	
50d	5	3	2 3/4	199	
60d	6	2	2 7/8	223	

[1]Los valores seguros para esfuerzos laterales podrán ser aumentados por un veinticinco (25) por ciento donde se usen placas de metal.

[2]Para cálculos de diafragmas de madera, estos valores podrán ser aumentados por un treinta (30) por ciento.

TABLA IV-M-9.6b
Resistencia Segura a Retiro de Clavos Comunes
Insertados Perpendicular al Grano de la Madera, en Libras
por Pulgada Lineal de Penetración en el Miembro Principal

Clase de Madera	Tamaño de Clavos									
	6d	8d	10d	12d	16d	20d	30d	40d	50d	60d
1. Douglas Fir, Larch	29	34	38	38	42	49	53	58	63	67
2. Southern Pine	35	41	46	46	50	59	64	70	76	81
3. Otras especies	Véanse Especificaciones Federales FF-N=105B									

TABLA IV-M-9.6C
Itinerario de Clavos

	Conexión	Clavado[1]
1.	Viguetas a umbral o viga maestra, (clavo oblicuo)	3-8d
2.	Arriostrado a viguetas, clavos oblicuos en ambos extremos	2-8d
3.	Contrapiso de 1" X 6" o menos de de cada vigueta, "face nail"	2-8d
4.	Contrapiso más ancho de 1" X 6" a cada vigueta, "face nail"	3-8d
5.	Contrapiso de 2" a vigueta o viga maestra, "blind and face nail"	2-16d
6.	Placa de asiento a viguetas o entramado, "face nail"	16d a 16" o.c.
7.	Placa de tope a travesaño, "end nail"	2-16d
8.	Travesaño a placa de asiento	4-8 clavo oblicuo 0 2-16d, end nail
9.	Travesaños dobles, "face nail"	16d a 24" o.c.
10.	Placas de tope dobles,"face nail"	16d a 16" o.c.
11.	Placas de tope, solapa e intersecciones, "face nail"	2-16d
12.	Cabezal contínuo, dos piezas	16d a 16" o.c. a lo largo de cada borde
13.	Viguetas de techo a placa, clavos oblicuos	3-8d
14.	Cabezal continuo a travesaño, clavos oblicuos	4-8d
15.	Viguetas de techo, solapas sobre particiones, "face nail"	3-16d

TABLA IV-M-9.6C (CONTINUACION)

	Conexión	Clavado
16.	Viguetas de techo a cabrios paralelos, "face nail"	3-16d
17.	Cabrio a placa, clavos oblicuos	3-8d
18.	Riostra de 1" a cada travesaño y placa, "face nail"	2-8d
19.	Revestimiento de 1" X 8" o menos a cada soporte, "face nail"	2-8d
20.	Revestimiento más ancho de 1" X 8" a cada soporte, "face nail"	3-8d
21.	Travesaños de esquina ensamblados	16d a 24" o.c.
22.	Vigas y vigas maestras ensambladas tope y en el piso y salteados	20d a 32" o.c. en el 2-20d al final y en cada empalme
23.	Tablones de 2"	2-16d en cada soporte
24.	Madera de materia particulada:[5] Revestimiento de paredes (a enmarcado): 3/8" a 1/2" 5/8" a 3/4"	 6d[3] 8d[3]
25.	Madera Laminada:[5] Contrapiso, Revestimiento de techo y paredes (a enmarcado): 1/2" y menor 5/8" a 3/4" 7/8" - 1" 1 1/8" a 1 1/4"	 6d[2] 8d[3] ó 6d[4] 8d[2] 10d3 ó 8d[4]

TABLA IV-M-9.6C (CONTINUACION)

Conexión	Clavado
Combinación contrapiso - "underlayment" (a enmarcado):	
3/4" y menor	6d[4]
7/8" a 1"	8d[4]
1 1/8" a 1 1/4"	10d[3] ó 8d[4]
26. Tablas de forro (a enmarcado):	
1/2" o menos	6d[6]
5/8"	8d[6]
27. Revestimiento de cartón de fibra:	
1/2"	No. 11 ga.[8]
	6d[3]
	No.16 ga.[9]
25/32"	No. 11 ga.[8]
	8d[3]
	No. 16 ga. [9]

[1]Podrán utilizarse clavos comunes o clavos de encajonar, excepto donde se especifique lo contrario.

[2]Espiga común o deformada

[3]Común

[4]Espiga deformada

[5]Clavos espaciados a 6" en el centro en los bordes, 12 pulgadas en soportes intermedios (10 pulgadas en soportes intermedios para pisos), excepto 6 pulgadas en todos los soportes donde los tramos sean de 48 pulgadas o más. Para el clavado de diafragmas de madera laminada contrachapada y paredes de carga, refiérase al Inciso 2 del Artículo IV-M-12.0. Los clavos para el revestimiento de paredes podrán ser clavos comunes, clavos de encajonar o "casing".

TABLA IV-M-9.6C (CONTINUACION)

[6]Tablas de forro o "casing nails" resistentes a corrosión conforme a los requisitos del Inciso 6d del Artículo IV-M-9.0.

[7]Conectores espaciados 3 pulgadas en el centro en bordes exteriores y 6 pulgadas en el centro en los soportes intermedios.

[8]Clavos de techo resistentes a corrosión con cabeza de 7/16" de diámetro y 1 1/2" de largo para revestimiento de 1/2" y 1 3/4" de largo para revestimiento de 25/32" conforme a los requisitos del Inciso 6d del Artículo IV-M-9.0.

[9]Grampas resistentes a corrosión con tamaño nominal de corona de 7/16" y largo de 1 1/8" para revestimiento de 1/2" y de largo de 1 1/2" para revestimiento de 25/32" conforme a los requisitos del Inciso 6d del Artículo IV-M-9.0.

TABLA IV-M-12.1
Razón de Dimensión Máxima de Diafragma

	Diafragmas Horizontales	Diafragmas Verticales
	Razón Máxima Tramo a Ancho	Razón Máxima Altura a Ancho
1. Revestimiento diagonal, convencional	3:1	2:1
2. Revestimiento diagonal, especial	4:1	3 1/2:1
3. Madera laminada, clavada en los bordes	4:1	3 1/2:1
4. Madera laminada, espaciadores omitidos en juntas intermedias	4:1	2:1

TABLA IV-M-12.2(1)
CORTANTE PERMITIDO EN LIBRAS POR PIE PARA DIAFRAGMAS HORIZONTALES DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA (PLYWOOD) CON ENMARCADO DE "DOUGLAS FIR-LARCH" O "SOUTHERN PINE"[1]

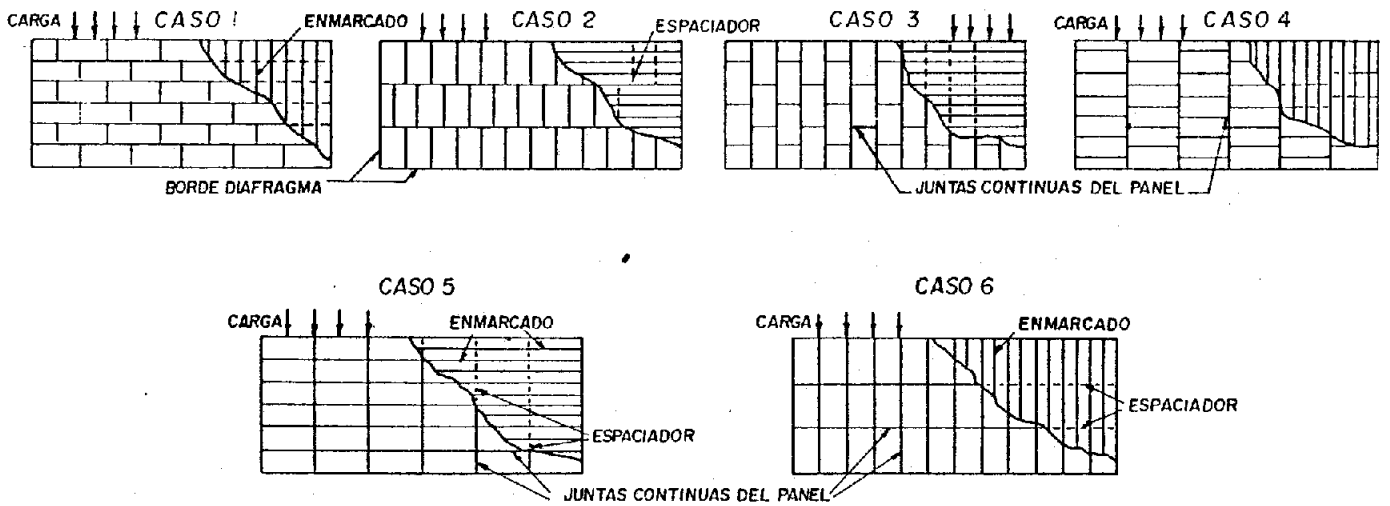
Clasificación de la madera laminada contrachapada (plywood)	Tamaño de clavos comunes	Penetración mínima nominal en el enmarcado (en pulgadas)	Espesor mínimo nominal de madera laminada (en pulgadas)	Ancho mínimo nominal de los miembros del enmarcado (pulgadas)	Diafragmas Entramados				Diafragmas sin Entramar	
					Espaciado de clavos en los bordes del diafragma, en bordes de paneles continuos paralelos a la carga (casos 3 y 4) y en todos los bordes de paneles (casos 5 y6)				Clavos espaciados a un máximo de 6" del extremo soportado	
					6	4	2 1/2	2[2]	Carga Perpendicular a bordes sin entramar y juntas de paneles continuos (caso 1)	Otras configuraciones (casos 2, 3 y 4)
					Espaciado de clavos en otros bordes de paneles de madera lamninada					
					6	6	4	3		
Estructural I	6d	1 1\4	5/16	2	185	250	375	420	165	125
				3	210	280	420	475	185	140
	8d	1 1/2	3\8	2	270	360	530	600	240	180
				3	300	400	600	675	265	200
	10d	1 5/8	1/2	2	320	425	640[2]	730[2]	285	215
				3[2]	360	480	720	820	320	240
C-D, C-C, Estructural II y otras clasificaciones cubiertas por el PS 1-74 del Departamento de Comercio Federal	6d	1 1/4	5/16	2	170	225	335	380	150	110
				3	190	250	380	430	170	125
			3/8	2	185	250	375	420	165	125
				3	210	280	420	475	185	140
	8d	1 1/2	3/8	2	240	320	480	545	215	160
				3	270	360	540	610	240	180
			1/2	2	270	360	530	600	240	180
				3	300	400	600	675	265	200
	10d	1 5/8	1/2	2	290	385	575[2]	655[2]	255	190
				3[2]	325	430	650	735	290	215
			5/8	2	320	425	640[2]	730[2]	285	215
				3[2]	360	480	720	820	320	240

TABLA IV-M-12.2(1) (CONTINUACION)

[1] Estos valores son para cargas de corta duración debidas a viento o terremoto, los mismos se reducirán un veinticinco (25) por ciento para cargas normales. Espaciar clavos 10 pulgadas en el centro para pisos y 12 pulgadas en el centro para techos a lo largo de miembros intermedios del enmarcado.

Los valores de cortante permitidos para clavos en los miembros del enmarcado de otras especies se calcularán multiplicando los valores para clavos en Estructural I por los siguientes factores: Grupo III, 0.82 y Grupo IV, 0.65.

[2] En enmarcado será de 3" nominales o más anchas y se saltearán donde los clavos estén espaciados a 2 ó 2-1/2 pulgadas en el centro y donde los clavos 10d con penetración en el enmarcado de más de 1-5/8 pulgadas estén espaciados a 3 pulgadas en el centro.



NOTA: EL ENMARCADO PUEDE ESTAR LOCALIZADO EN CUALQUIER DIRECCION EN PANELES ENTRAMADOS

TABLA IV-M-12.2(2)

CORTANTE PERMITIDO PARA FUERZAS DE VIENTO O TERREMOTO EN LIBRAS POR PIE PARA PAREDES DE CARGA DE MADERA LAMINADA CONTRACHAPADA (FLYWOOD) CON MARCOS DE "DOUGLAS FIR-LARCH" O "SOUTHERN PINE"[1]

Clasificación de la madera laminada contrachapada (plywood)	Espesor nominal mínimo para madera laminada contrachapada (pulgadas)	Penetración mínima del clavo en el marco (pulgadas)	Tamaño del clavo (común o clavo de encajonar galvanizado)	Madera laminada contrachapda (plywood) aplicada directamente al marco. Espaciado de clavos en los bordes del panel de madera laminada contrachapada				Tamaño del clavo (común o clavo de encajonar galvanizado)	Madera laminada contrachapada (plywood) aplicada sobre revestimiento de yeso de 1/2". Espaciado de clavos en los bordes del panel de madera laminada contrachapada			
				6	4	3	2		6	4	3	2
Estructural I	5/16	1 1/4	6d	200	300	390	510	8d	200	300	390	510
	3/8	1 1/2	8d	230[3]	360[3]	460[3]	610[3]	10d	280	430	550[2]	730[2]
	1/2	1 5/8	10d	340	510	665[2]	870[2]	--	--	--	--	--
ESTRUCTURAL II C-C, C-D y otras clasificaciones cubiertas en el Product Standard PS-174 del Departamento de Comercio Federal	5/16	1 1/4	6d	180	270	350	450	8d	180	270	350	450
	3/8	1 1/2	8d	220[3]	320[3]	410[3]	530[3]	10d	260	380	490[2]	640[2]
	1/2	1 5/8	10d	310	460	600[2]	770[2]	--	--	--	--	--
			Tamaño del clavo (cubierta galvanizada)					Tamaño del clavo (cubierta galvanizada)				
Panel de Tablas de forro de madera laminada contrachapada cubiertas en el Product Standard PS-174 del Departamento de Comercio Federal	5/16	1 1/4	6d	140	210	275	360	8d	140	210	275	360
	3/8	1 1/2	8d	130[3]	200[3]	260[3]	340[3]	10d	160	240	310[2]	410

TABLA IV-M-12.2(2) (CONTINUACION)

1 Todos los bordes del panel apoyado por un marco de tamaño nominal de 2 pulgadas o mayor. Madera laminada instalada horizontal o verticalmente. Espaciado de clavos a 6 pulgadas en el centro a lo largo de los miembros del pòrtico para madera laminada de 3/8 instalada con el grano de la cara parelelo a travesaños espaciados 24 pulgadas en el centro y 12 pulgadas en el centro para otras condiciones y espesores de madera laminada. Estos valores son para cargas de corta duraciòn debidas a viento o terremoto y deberàn reducirse 25 porciento para cargas normales.

Valores de cortante permitidos para clavos en miembros de pórticos de otras especies serán calculados para todas las clasificaciones multiplicando los valores para clavos comunes o clavos de encajonar galvanizados en Estructural I y para clavos con cubierta galvanizada en otras clasificaciones por los siguientes factores: Grupo III, 0.82 y Grupo IV, 0.65.

2 La madera para marcos tendrá un tamaño nominal de tres pulgadas o más y los clavos estarán salteados donde se encuentren espaciados a 2 pulgadas en el centro y donde los clavos 10d con una penetración en el marco de más de 1-5/8 pulgadas se encuentren espaciados a 3 pulgadas en el centro.

3 Los valores para madera laminada de 3/8 de pulgada de espesor aplicada directamente al enmarcado podràn ser aumentados 20 porciento, con tal que los travesaños estèn espaciados a un màximo de 16 pulgadas en el centro o que se aplique la madera laminada con el grano en la cara a través de los travesaños o si el espesor de la madera laminada es aumentado a 1/2 pulgada o màs.

TABLA IV-M-12.2(3)
Tramos Permitidos para Contrapisos de Madera Laminada y Revestimiento de Techo Contínuo sobre Dos o Más Tramos y Grano en la Cara Perpendicular a los Soportes [1,9]

Indice de Indenti-cación de panel[3]	Espesor de la madera laminada (pulgada)	Techo[2]				Tramo Máximo de piso[4] (en pulga-das)
		Tramo Máximo (en pulgadas)		Carga en Libras por pie cuadrado		
		Borde entra-mado	Borde sin entramar	Carga total	Carga viva	
1. 12/0	5/16	12		155	150	0
2. 16/0	5/16,3/8	16		95	75	0
3. 20/0	5/16,3/8	20		75	65	0
4. 24/0	3/8	24	16	65	50	0
5. 24/0	1/2	24	24	65	50	0
6. 30/12	5/8	30	26	70	50	12[5]
7. 32/16	1/2,5/8	32	28	55	40	16[7]
8. 36/16	3/4	36	30	55	50	16[7]
9. 42/20	5/8,3/4,7/8	42	32	40[6]	35[6]	20[7,8]
10. 48/24	3/4,7/8	48	36	40[6]	35[6]	24

[1]Estos valores aplicarán solamente a las clasificaciones C-C, C-D y Estructural I y II. Los tramos serán limitados a los valores mostrados por el posible efecto de las cargas concentradas.

TABLA IV-M-12.2(3) (CONTINUACION)

[2]Limitaciones de deflexión para cargas uniformes: 1/180 del tramo para carga viva más carga muerta, 1/240 para carga viva sola. Los bordes podrán entramarse con madera o cualquier otro tipo aprobado de soporte de borde.

[3]El índice de identificación aparece en todos los paneles en las clasificaciones de construcción listadas en la nota al calce 1.

[4]Los bordes de la madera laminada tendrán juntas aprobadas tipo macho hembra o estarán soportados con entramados a menos que tengan un contrapiso con espesor mínimo de 1/4 de pulgada o 1 1/2 pulgadas de concreto liviano o celular bajo el subpiso o el piso terminado sea una franja de madera de 25/32 pulgadas de espesor. La carga uniforme permitida basada en una deflexión del tramo de 1/360 será de 165 libras por pie cuadrado.

[5]Podrá ser 16 pulgadas si se instala un piso con una franja de madera de 25/32 pulgadas en ángulo recto con los cabrios.

[6]Para carga viva en el techo de 40 libras por pie cuadrado o carga total de 55 libras por pie cuadrado, se disminuirán los tramos 13 por ciento o se usarán paneles con el próximo índice mayor de identificación.

[7]Podrá ser 24 pulgadas si se instala un piso con una franja de madera de 25/32 pulgadas en ángulo recto con los cabrios.

[8]Podrá ser 24 pulgadas donde se coloque un mínimo de 1 1/2 pulgadas de concreto liviano o celular aprobado sobre el subpiso y el revestimiento esté fabricado con pega exterior.

[9]Revestimiento de piso o techo conforme a esta tabla será estimado para reunir los criterios de diseño del Artículo IV-M-14.0.

TABLA IV-M-12.2(4)
Tramo Permitido para Combinación de
Madera Laminada y Contrapiso[1], Madera
Laminada Continúa sobre Dos o Más Tramos y
Grano en la Cara Perpendicular a los Soportes

Grupos de Especies[2]	Espaciado Máximo de Cabrios		
	16"	20"	24"
1	1/2"	5/8"	3/4"
2, 3	5/8"	3/4"	7/8"
4	3/4"	7/8"	1"

[1]Aplicable a contrapiso grado C-C (atarugados) y todos los grados de madera laminada fijada tipo exterior. Los tramos limitados a los valores mostrados debido al posible efecto de cargas concentradas. Carga uniforme permitida basada en la deflexión de un tramo de 1/360 es de 125 libras por pie cuadrados. Los bordes de la madera laminada tendrán juntas aprobadas de las tipo macho-hembra o estarán soportados por entramados a menos que se instale un contrapiso con un espesor mínimo de 1/4 de pulgada, o el piso terminado sea una franja de madera de 25/32". Si las franjas de madera están perpendiculares a los soportes, los espesores mostrados para tramos de 16 y 20 pulgadas podrán usarse para tramos de 24 pulgadas. Excepto para 1/2", el grado de contrapiso y paneles C-C (atarugados) podrán tener un espesor nominal mostrado cuando se marca con espesor reducido.

[2]Véase el "Producto Standard PS-1-74" del Departamento de Comercio Federal para grupos de especies de madera laminada.

TITULO IV-S

IV-S-0: DISPOSICIONES ESPECIALES PARA EL DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO

ARTICULO IV-S-1.0 - ALCANCE

1. General

   a. Las estructuras de hormigón armado se conformarán a las disposiciones mínimas del Código ACI 318-83 y a las disposiciones especiales de este título, para tipos de miembros y sistemas cubiertos, cuando sea necesario proveer mediante diseño, un armazón espacial dúctil resistente a momentos o su equivalente.

   b. Las disposiciones de este título aplicarán a armazones monolíticos o a armazones especiales dúctiles de materiales mixtos con conexiones de viga a columna moldeadas en posición, y a los muros de corte especiales.

   c. Los requisitos para los miembros que resistan cargas sísmicas bajo este título están basados en el método de diseño de resistencia última.

   d. Se podrán utilizar otros sistemas estructurales o métodos de diseño siempre que se provea la resistencia y ductilidad adecuada para resistir los movimientos sísmicos anticipados y los mismos estén basados en principios aceptados de ingeniería.

2. Definiciones- Los siguientes significados de términos aplicarán únicamente a las disposiciones de este título:

   a. Amarre de Estribo- Estribo cerrado que se conforma a la definición de un aro.

   b. Armazón Especial Dúctil- Armazón estructural compuesto de miembros en flexión de hormigón armado y columnas con conexiones moldeadas y vaciadas en sitio, diseñadas y detalladas para sostener desplazamientos laterales reversibles tras la formación de las articulaciones plásticas.

   c. Aro- Amarre cerrado de una sola pieza o amarre envuelto en forma continua que encierra el refuerzo longitudinal. El tamaño del amarre no será menor que #3 con un doblez de ciento treinta y cinco (135) grados más una extensión de diez veces el diámetro de la varilla (10 d_b) en los extremos del amarre.

d. Articulación Plástica- Región donde la resistencia al momento último puede ser desarrollada y sostenida con una rotación inelástica significativa, según el refuerzo primario de tensión se alargue más allá de la deformación de cedencia.

e. Capacidad Probable de Momento Ultimo- Resistencia a momento de las articulaciones plásticas considerando el endurecimiento por deformaciones inelásticas del refuerzo y el área total de los refuerzos de tensión y compresión provistos en la sección. La capacidad probable de momento último se calculará sin el factor de reducción ϕ. En ausencia del esfuerzo último del acero, se utilizará un valor de 1.25 f_y en los cómputos.

f. Muros de Corte Especiales- Muros de corte de hormigón armado diseñados y detallados para resistir las fuerzas de un terremoto de acuerdo con lo establecido en el Artículo IV-S-6.0.

g. Región Confinada- Región con refuerzo transversal que se conforma al área y espaciado provistos en los incisos 9 y 10 del Artículo IV-S-3.0 o en el inciso 6 del Artículo IV-S-4.0 y regiones dentro de las conexiones conforme a lo establecido en el Artículo IV-S-5.0.

3. Nomenclatura:

A_{ch} = Area del centro rectangular de la columna medida de extremo a extremo del aro, en pulgadas cuadradas.

A_g = Area bruta de la sección, en pulgadas cuadradas.

A_s = Area del refuerzo no pretensado de tensión, en pulgadas cuadradas.

A'_s = Area del refuerzo de compresión, en pulgadas cuadradas.

A_{sh} = Area total de aros transversales en pulgadas cuadradas incluyendo aros suplementarios, dentro de un espaciamiento "s" y perpendicular a la dimensión "h_c".

A_v = Area del refuerzo de cortante dentro de una distancia s, en pulgadas cuadradas.

b_w = Ancho del alma de la sección, o diámetro de la sección circular, en pulgadas.

D = Cargas muertas o momentos y fuerzas internas relacionadas.

d = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide del refuerzo de tensión.

d_b = Diámetro nominal de la varilla, en pulgadas.

E = Cargas inducidas por terremotos o momentos y fuerzas internas relacionadas.

f'_c = Resistencia a la compresión especificada para el hormigón en libras por pulgada cuadrada.

f_y = Esfuerzo de cedencia especificado para el refuerzo no pretensado, en libras por pulgada cuadrada.

f_{yh} = Esfuerzo de cedencia especificado para el aro de refuerzo.

h = Grosor general del miembro, en pulgadas.

h_c = Dimensión transversal a la dirección de carga del núcleo de la columna, medida centro a centro del refuerzo confinante.

L = Cargas accidentales o momentos y fuerzas internas relacionadas.

l_d = Longitud de desarrollo, en pulgadas.

l_{dh} = Longitud de desarrollo para una varilla con doblez normal según se establece en el Inciso 7 del Artículo IV-5-3.0.

l_n = Tramo libre medido de cara a cara de los apoyos.

P_e = $1.05D + 1.275 + 1.40E$

s = Espaciado del refuerzo de cortante en la dirección paralela al refuerzo longitudinal, en pulgadas.

s_h = Espaciado de los aros de centro a centro, en pulgadas.

V_c = Resistencia nominal en cortante provista por el hormigón.

V_o = Fuerza cortante aplicada a la sección debido a cargas fijas.

V_L = Fuerza cortante aplicada a la sección debido a cargas accidentales.

V_u = Fuerza cortante total última de diseño aplicada a la sección.

P = Razón del refuerzo de tensión no pretensado, A_s

P_b = Razón del refuerzo que produce condiciones balanceadas de deformación.

P_s = Razón del volumen del refuerzo espiral al volumen total del núcleo (medido de extremo a extremo de las espirales).

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

ARTICULO IV-S-2.0 - GENERALIDADES

1. Interacción de los Elementos- La interacción de todos los elementos estructurales que afecten la respuesta del edificio o estructura a las aceleraciones sísmicas será considerada en el análisis de dicho edificio o estructura.

2. Diseño- En el diseño se tomará en consideración lo siguiente:

   a. Los armazones, armazones rellenos, muros de corte y combinaciones de armazones y muros de corte serán diseñados para resistir fuerzas o deflexiones inducidas por aceleraciones sísmicas, según sea el caso.

   b. Los sistemas de piso y techo se diseñarán para comportarse como elementos estructurales horizontales para transferir las fuerzas a los armazones o muros de corte.

   c. La resistencia de los materiales para el diseño será como sigue:

      (1). La resistencia a la compresión especificada para el hormigón (f'_c) no será menor de tres mil (3,000) libras por pulgada cuadrada.

      (2). Los esfuerzos de cedencia especificado para el refuerzo (f_y) no excederá de sesenta mil (60,000) libras por pulgada cuadrada.

      (3). El tipo de refuerzo utilizado será solamente el

especificado. No se permitirá el uso de grados superiores de refuerzo.

3. Presunciones para el Diseño- Las estipulaciones de este título presumen que una estructura especial dúctil, compuesta de miembros de flexión y columnas, o muros de corte especiales, o cerchas, o alguna combinación de éstas, será forzada a sufrir deformaciones laterales lo suficientemente grandes como para crear articulaciones plásticas reversibles, por acción del más severo terremoto.

ARTICULO IV-S-3.0 - MIEMBROS DE FLEXION DE ARMAZONES DUCTILES ESPECIALES:

1. Razón de Ancho a Profundidad- Los miembros de flexión no tendrán una razón de ancho a profundidad menor de tres décimas (0.3), así como tampoco su ancho será menor de ocho (8) pulgadas, ni mayor del ancho de la columna de apoyo más una distancia a cada lado de la columna de tres cuartos (3/4) de la profundidad del miembro de flexión. El requisito máximo de ancho se podrá obviar siempre que se demuestre que la capacidad probable de flexión última de la viga será desarrollada antes de que ocurra el fallo de cualquier viga por cortante.

2. Razón de Refuerzo- Para miembros en flexión la razón de refuerzo provista, no excederá la mitad (0.5) de la razón P_b que produciría condiciones de deformación balanceadas según definidas en el ACI-318-83.

3. Refuerzo Arriba y Abajo- A través de toda la longitud del miembro en flexión los refuerzos de arriba y de abajo consistirán de no menos de dos (2) varillas y la cantidad de refuerzo no será menor de ($200\ b_w\ d/f_y$).

4. Resistencia a Momento Positivo- La resistencia al momento positivo de los miembros en flexión en las conexiones de las columnas no será menor del cincuenta (50) por ciento de la resistencia al momento negativo.

5. Resistencia a Momento Negativo- Por lo menos una cuarta (1/4) parte del refuerzo de tensión provisto para el momento negativo en cada apoyo se extenderá a la mitad de la luz y se acoplará con el refuerzo opuesto.

6. Refuerzo para Acoplamiento en Lados Opuestos de una Columna- Los miembros en flexión que se acoplen a lados opuestos de una columna tendrán los refuerzos de arriba y de abajo provistos en los extremos de manera continua a

través de la columna donde sea posible. Cuando estos no puedan ser continuos a través de la columna debido a variaciones en la sección del miembro de flexión, dichos refuerzos se anclarán a la conexión de la columna de acuerdo a lo establecido en el siguiente inciso.

7. Refuerzo para Acoplamiento a Columnas que no Tengan Miembros en Flexión- Los miembros en flexión que se acoplen a columnas que no tengan miembros en flexión al lado opuesto de la misma, tendrán sus refuerzos arriba y abajo anclados en la conexión de la columna de acuerdo a lo siguiente:

   a. Para varillas número tres (#3) al once (#11) la longitud de desarrollo para una varilla con doblez normal de noventa (90) grados en hormigón normal no será menor de ocho veces el diámetro de la varilla ($8d_b$), seis (6") pulgadas y la longitud será la requerida por la siguiente ecuación:

$$\ell_{dh} = f_y d_b / 65 \sqrt{f'_c} \qquad \text{IV-S-3.7a}$$

   El doblez de noventa (90) grados se localizará dentro del núcleo confinado de la columna o de un miembro confinante.

   b. Para varillas de tamaño número tres (#3) al once (#11), la longitud de desarrollo l_d, para una varilla derecha no será menor de: dos y media (2.5) veces la longitud requerida en el apartado anterior si la profundidad del hormigón depositado bajo la varilla no excede de doce (12) pulgadas o tres y media (3.5) veces dicha longitud si la profundidad del hormigón depositado bajo la varilla excede las doce (12) pulgadas.

   c. Las varillas rectas terminadas en una junta pasarán a través del núcleo confinado de la columna o de un miembro confinante. Cualquier porción de la longitud incrustada que no estuviera dentro del núcleo confinado se incrementará por un factor de uno punto seis (1.6).

8. Refuerzo del Alma de la Sección para Resistir Esfuerzo Cortante

   a. El refuerzo del alma de la sección se diseñará para resistir esfuerzos cortantes resultantes de fuerzas en cortante en el extremo del miembro, calculadas por la siguiente ecuación:

$$V_u = ((M_a + M_b)/\ell_{ab}) + V_{gs} \qquad \text{IV-S-3.8}$$

donde M_a y M_b serán las capacidades probables de momento último en el sentido apropiado en cada articulación localizada en el miembro, V_{ga} será el cortante en luces simplemente articuladas causado por la carga gravitacional factorizada, y ℓ_{ab} será la distancia entre M_a y M_b . Si la fuerza cortante inducida por el terremoto representa una mitad o más del cortante total de diseño, se presumirá que la cantidad V_c sea cero (0).

b. El refuerzo del alma para cortante perpendicular al refuerzo longitudinal se proveerá a través de toda la longitud del miembro de flexión. El tamaño de estribo mínimo serà nùmero tres (#3) y el espaciado máximo será d/2.

9. Provisiones de Estribos Cerrados- Se proveerán estribos cerrados a un espaciado máximo no mayor de d/4, ocho (8) diámetros de varillas, veinticuatro (24) diàmetros de estribos o doce (12) pulgadas, cual fuere menor, en las siguientes localizaciones:

a. En cada extremo de todos los miembros de flexión por un largo no menor de dos (2) veces la profundidad de la viga desde la cara del apoyo. El primer amarre de estribo estará localizado a no más de dos (2) pulgadas de la cara de la columna.

b. Dondequiera que se puedan desarrollar los momentos últimos de la sección, generando articulaciones plásticas en el miembro de flexión bajo desplazamientos laterales del armazón.

c. Dondequiera que se requiera por el diseño refuerzo en compresión para los miembros de flexión.

10. Empalmes del Refuerzo- Los empalmes del refuerzo se harán de acuerdo con lo siguiente:

a. Los largos mínimos de empalme serán de treinta diámetros de varilla ($30d_b$), pero nunca menor de doce (12) pulgadas, o según lo especificado en el ACI 318-83.

b. Se proveerán por lo menos dos (2) estribos cerrados en todos los empates de tramo.

c. Los empalmes de refuerzo en regiones de tensión o cambios en dirección de los esfuerzos serán encerradas por estribos cerrados con un espaciado menor de d/4 o cuatro (4) pulgadas.

d. Los empalmes por soldadura no podrán localizarse dentro de una distancia d de una articulación plástica.

ARTICULO IV-S-4.0 - COLUMNAS DE ARMAZONES DUCTILES SUJETAS A CARGAS AXIALES Y EN FLEXION

1. Razón del Espesor Mínimo al Máximo- La razón del espesor mínimo al máximo para la columna no será menor de cuatro décimas (0.4). Así mismo ninguna dimensión será menor de doce (12) pulgadas.

2. Area del Refuerzo Longitudinal- El área del refuerzo longitudinal no será menor de una centésima (0.01) veces o mayor de seis centésimas (0.06) del área bruta A_g de la sección de la columna. La Sección 10.9.1 del ACI 318-83 no será aplicable.

3. Suma de las Resistencias Probables a Momento- En todas las conexiones de viga a columna, la suma de las resistencias probables a momento de las columnas bajo las cargas axiales factorizadas deberá ser mayor que la suma de las resistencias a momentos de los miembros de flexión a lo largo de cada plano principal en esa conexión, a menos que se cumpla en lo expresado en el inciso 4 de este artículo.

4. Exención sobre Resistencia para las Conexiones- Las conexiones de vigas a columnas en cualquier nivel podrán eximirse de cumplir con los requisitos de resistencia antes establecida en el inciso 3 cuando la columna resistiendo las reacciones de la junta sea provista con refuerzo transversal a lo largo de toda su altura según se especifica más adelante en el inciso 6.

5. Diseño de las Columnas- Las columnas se diseñarán y detallarán como miembros de flexión de acuerdo con los requisitos del Artículo IV-S-3.0 cuando la carga axial última P_e no sea mayor de $0.10\ f'_c A_g$.

6. Refuerzo de Confinamiento- El núcleo de hormigón de las columnas será confinado por un refuerzo transversal especial según se especifica a continuación en los apartados "a" al "e" cuando P_e sea mayor de $0.10\ f'_c A_g$. En ningún caso (P_e) será mayor de $(0.40)\ f'_c A_g$.

   a. El refuerzo de confinamiento consistente de refuerzos en aros o espirales se proveerá por encima y por debajo de las conexiones viga-columna, por una distancia desde la cara de la conexión igual al grosor general h (siendo h la dimensión mayor para

columnas rectangulares o el diámetro para las circulares), o una sexta (1/6) parte de la altura libre de la columna, o dieciocho (18) pulgadas, cual fuere mayor.

b. La razón volumétrica del refuerzo espiral se conformará a la Sección 10.9.3, del ACI 318-83, pero P_s no será menor de $0.12\ f'_c/f_{yh}$.

c. Donde se utilice refuerzo rectangular en aros, el área total de aros transversales requerida no será menor que la calculada por las siguientes fórmulas:

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f'_c/f_{yh})[A_g/A_{ch}-1] \qquad \text{IV-S-4.6(a)}$$

$$A_{sh} = 0.12 sh_c f'_c/f_{yh} \qquad \text{IV-S-4.6(b)}$$

El tamaño mínimo de la varilla de aros transversales no será menor que el requerido para amarres laterales en la Sección 7.10.5.1 del ACI 318-83. El espaciado vertical de centro a centro de los aros rectangulares S o la inclinación de los aros continuos en espiral no excederá de cuatro (4) pulgadas.

d. Los amarres cruzados suplementarios del mismo tamaño de varilla que el aro transversal podrán utilizarse para reducir el largo no apoyado l_n en la fórmula IV-S-4.6. Cada extremo de un amarre cruzado suplementario se entralazará con el aro transversal con un gancho de ciento ochenta (180) grados, y se asegurará a una varilla longitudinal para evitar desplazamientos durante la construcción. Los amarres cruzados suplementarios se cubrirán con no menos de media (0.5) pulgadas de hormigón.

e. Se proverán amarres suplementarios en adición a los aros transversales si así fuese requerido por el inciso 8 más adelante.

7. **Refuerzo de Confinamiento para las Paredes no Continuas de Piso a Piso-** Donde las paredes o divisiones rígidas no continúen de piso a piso, las columnas que apoyen las cargas de dichas paredes o divisiones tendrán refuerzo de confinamiento conforme a los requisitos establecidos anteriormente en el inciso 6 a través de todo el largo de las mismas.

8. **Provisión de Refuerzo Transversal-** Se proveerá refuerzo transversal en las columnas para asegurar que la resistencia a cortante será, por lo menos, igual a los cortantes generados por la formación de las articulaciones plásticas en el armazón debido a la

combinación de desplazamientos laterales y cargas gravitacionales factorizadas. La resistencia a cortante provista por el hormigón V_c estará de acuerdo con la sección 11.3 del ACI 318-83 para aquellos miembros sujetos a compresión axial o tensión siempre que P_e/A_g sea mayor que 0.10 f'_c. El espaciado del refuerzo de cortante en columnas no excederá d/2.

9. Empates o Empalmes del Refuerzo Longitudinal- Los empates o empalmes en el refuerzo longitudinal se conformarán al Capítulo 12 del ACI 318-83, pero la longitud mínima del empalme será 30 d_b, la cual nunca será menor de dieciseis (16) pulgadas. Cuando se usen empates de soldadura u otras conexiones mecánicas, no más de un cuarto (1/4) de las varillas serán empatadas en cualquier nivel y la distancia entre niveles de empate de varillas adyacentes no será menor de doce (12) pulgadas. Se proveerán estribos en la región del empate con un espaciado menor que el espesor general, h, pero sin exceder de cuatro (4) pulgadas.

10. Refuerzo Transversal en Columnas Parcialmente Restringidas por Paredes de Bloque o de Otros Materiales Rígidos- En columnas parcialmente restringidas en uno (1) o más de sus lados en su desplazamiento lateral por paredes de bloque o de cualquier otro material rígido, se requerirá que se provea el acero transversal que resulte de la aplicación de las disposiciones de este inciso. El cortante de diseño, V_n, en toda la altura libre sobre la pared, L_n, se determinará según la siguiente fórmula:

$$V_n = \frac{2M_p}{L_n} \qquad \text{IV-S-4.10}$$

donde "M_p" es la capacidad probable de momento de la columna para la carga axial factorizada, P_e. La resistencia a cortante provista por el hormigón, V_c, estará de acuerdo con lo expresado en el inciso 8 de este artículo. El acero transversal resultante se extenderá más abajo del tope de la pared restringente el largo necesario, de forma tal que se garantize que no se produzca una falla por cortante, aún si se desprendiese parte del tope de la pared, causando un aumento en el largo "L_n".

ARTICULO IV-S-5.0 - CONEXIONES VIGA-COLUMNA

1. Refuerzo Transversal a través de la Conexión- El refuerzo transversal a través de la conexión será calculado de acuerdo con los requisitos del inciso 6 del Artículo IV-S-4.0. El cortante de diseño último será igual al

cortante máximo en la conexión calculado por un análisis que tome en consideración el cortante de la columna y los cortantes desarrollados por las fuerzas de cedencia en el refuerzo de la viga. La resistencia nominal a cortante en el área seccional conjunta, A_j, en un plano paralelo al eje del refuerzo que genera la fuerza cortante, no excederá $20\sqrt{f'_c}\ A_j$.

2. Refuerzo Transversal en la Conexión- En aquellas conexiones que tengan vigas formando un armazón en los cuatro lados de la columna, el refuerzo transversal en la conexión podrá ser la mitad (1/2) del requerido anteriormente en el inciso 1 si cada viga tiene un ancho no menor de tres cuartos (3/4) de la anchura de la cara de la columna en que dicha viga incide.

3. Consideraciones en el Diseño de la Conexión- Donde el eje de un miembro en flexión no interseque el eje de la columna, la conexión se diseñará y detallará para acomodar los cortantes, momentos y torsiones causados por el desplazamiento de los ejes.

ARTICULO IV-S-6.0 - MUROS DE CORTE

1. General- El diseño y la construcción de muros de corte sismo-resistentes de hormigón armado y de armazones arriostrados de hormigón armado sometidos principalmente a esfuerzos axiales para todos los edificios, se conformarán a los requisitos de este título. Los muros de corte especiales y armazones verticales arriostrados se diseñarán por el método de diseño de resistencia última.

2. Cálculo de las Fuerzas Inducidas por Terremotos en los Elementos- Las siguientes fórmulas se utilizarán para calcular las fuerzas inducidas por el terremoto en los elementos, asegurándose de que se use 2.0E en las fórmulas al calcular esfuerzos de cortante y esfuerzos de tensión diagonal en los muros de cote de los edificios

$$U = 0.75(1.4D + 1.7L + 1.87E) \qquad \text{IV-S-6.2(a)}$$

$$U = 0.9D + 1.43E \qquad \text{IV-S-6.2(b)}$$

Para calculos de cortante, no se requerirá 2.0E cuando el muro de corte se diseñe para resistir las fuerzas de cortante correspondientes a la capacidad probable de momento último de la pared considerando el endurecimiento por deformación del refuerzo y un factor de reducción de capacidad de uno (1.0).

3. Resistencia a Cortante Nominal, V_n- La resistencia a cortante nominal, V_n, de los muros de corte no excederá el valor de $(2\sqrt{f'_c} + P_h f_y) A_g$, donde P_h es la razón del refuerzo horizontal para cortante distribuído, pero V_n no excederá $10\sqrt{f'_c} A_g$. Se utilizarán dos (2) mallas de refuerzo cuando la fuerza cortante factorizada en el plano asignada a la pared exceda $2\sqrt{f'_c} A_g$.

4. Refuerzo de Paredes- El refuerzo de paredes requerido para resistir el cortante en las paredes será terminado con un gancho de no menos de noventa (90) grados más una extensión de seis (6) diámetros de varilla más allá del límite de refuerzo en las caras terminales verticales y horizontales de las secciones de paredes. El refuerzo de paredes que termine en columnas o vigas de borde será totalmente anclado a los elementos confinantes. La razón de refuerzo no será menor de 0.0025 a lo largo de los ejes transversales y longitudinales. Cuando la razón de altura a longitud de la pared sea menor de dos (2.0), las razones de refuerzo para cortante vertical y horizontal serán iguales.

5. Miembros Confinantes de Borde Verticales para Muros de Corte- A menos que la pared completa esté reforzada para satisfacer los requisitos de los apartados "c" al "e" del iniciso 6 del Artículo IV-S-4.0, se proveerán elementos especiales de borde en la dirección vertical, en los extremos de los muros de corte en hormigón para los cuales el esfuerzo máximo en la fibra extrema, correspondiente a fuerzas factorizadas que incluyan el efecto del terremoto, exceda $0.2 f'_c$. Los esfuerzos se calcularán para las fuerzas factorizadas empleando un modelo elástico lineal y propiedades de la sección bruta. Estos elementos estarán compuestos de elementos de acero estructural A36, A440, A441, A572 (excepto los grados 60 y 65) ó A588 incrustados en hormigón, o serán de hormigón armado según se requiere para las columnas en los incisos 2 al 9 del Artículo IV-S-4.0 con refuerzo transversal especial según se describe en el inciso 6 del referido artículo para la longitud total del elemento vertical de borde confinante. Los elementos verticales de borde y otros elementos verticales semejantes según se requieran, serán diseñados para llevar todos los esfuerzos verticales que resulten de las cargas de las paredes así como las cargas vivas y muertas tributarias y de las fuerzas horizontales inducidas por vientos o terremotos. El refuerzo horizontal en las paredes será anclado totalmente a los elementos verticales.

6. Vigas de Acople- Las vigas de acoplamiento se diseñarán para resistir las fuerzas axiales, de flexión y de cortante determinadas mediante un análisis racional del muro de corte acoplado. Para vigas de acoplamiento que tengan una razón ℓ_n/d mayor de dos (2), el por ciento de acero máximo permitido en la zona de tensión será el determinado por la siguiente ecuación:

$$P_{max} = 4\,(\ell_n \sqrt{f'_c})/(d-d')\ f_y \qquad \text{IV-S-6.6(1)}$$

Para vigas de acoplamiento que tengan una razón $_n/d$ menor de dos (2), el por ciento máximo de acero permitido en la zona de tensión será el sesenta (60) por ciento del determinado mediante dicha ecuación. Alternadamente, la capacidad en flexión de vigas de acoplamiento con una razón $_n/d$ menor de dos (2) podrá ser aumentada usando un arreglo diagonal de varillas, de área determinados por la siguiente ecuación:

$$A_{sd} = M_u/(\ell_n\ \phi\ f_y\ \sin\alpha) \qquad \text{IV-S-6.6(2)}$$

Donde α es el ángulo entre la dirección de las varillas diagonales y el eje de la viga.

7. Refuerzo Vertical para Paredes que Resistan Momentos Fuera del Plano- Las paredes que resistan momentos de terremotos fuera del plano tendrán dos (2) camadas de refuerzo vertical.

8. Armazones Arriostrados- Los miembros de hormigón armado de armazones arriostrados sujetos a una fuerza axial P_u mayor de $0.10\ f'_c\ A_g$ tendrán refuerzo transversal especial según se especifica en el inciso 6 del Artículo 4.0 a través de la longitud total del miembro.

IV-T-0 DISPOSICIONES ESPECIALES SISMO-RESISTENTES PARA CONSTRUCCIONES DE ACERO

ARTICULO IV-T-1.0 DISEÑO Y CONSTRUCCION

1. General- Todos los armazones de estructuras hechas de subarmazones espaciales dúctiles y resistentes a momento, se diseñarán y construirán conformes con los requisitos establecidos en detalle en las especificaciones del Instituto Americano de Construcción en Acero (edición 1978). También estarán conformes con los requisitos de la edición de 1983 de las especificaciones del Instituto Americano de Soldadura, y con los que se establecen en este título. De haber algún conflicto, regirán siempre las condiciones más restrictivas.

2. Definiciones- Los siguientes significados de términos aplicarán únicamente a las disposiciones de este título:

   a. Conexión- Consiste solamente de aquellos elementos que conectan el miembro a la junta.

   b. Junta- Es el montaje completo donde se unen los miembros.

3. Símbolos y Anotaciones- Los siguientes símbolos y anotaciones aplicarán solamente a las disposiciones de este título:

   A_f = El área del ala o placa de la conexión de momento donde la fuerza esté concentrada.

   A_{st}= El área transversal de una pareja de placas de refuerzos del alma de la columna.

   F_y = Esfuerzo de cedencia del acero (miles de libras por pulgada cuadrada). F_y denota el punto mínimo de cedencia en el caso de aquellos tipos de acero que tengan tal punto mínimo o la resistencia mínima en el caso de aquellos tipos de acero que no tengan tal punto mínimo.

   F_{yb}= Esfuerzo de cedencia de una viga de acero (Ksi).

   F_{yst}= Esfuerzo de cedencia de un refuerzo ("stiffener") de acero (Ksi).

   L = El tramo libre de una viga o armazón.

   M = El momento menor en los puntos finales de un segmento sin arriostramiento.

M_{pl}, M_{pr} = La capacidad total de momento plástico al extremo izquierdo o derecho, respectivamente, de una viga o viga maestra.

M/M_p = La razón de momento en los extremos del elemento. Será positivo cuando el segmento esté flexionado en doble curvatura o negativo cuando esté flexionado en curvatura simple.

M_p = Capacidad plástica de momento de la sección provista.

P = D + L + 1.4E

P_{bf}= Fuerza en el ala o placa de conexión de momento para fuerzas o condiciones sísmicas, igual a A_b F_{yb} (Kips)

P_y = Carga plástica axial. Será igual al área transversal multiplicada por el esfuerzo mínimo de cedencia especificada. (kips)

V_{ds}= Fuerza cortante en una viga simple debido a la carga fija y a aquella porción de carga accidental que pudiése estar presente durante la ocurrencia de un terremoto. Para almacenes V_{ds} incluirá un mínimo de cincuenta (50) por ciento de la carga accidental.

V_u = Fuerza cortante para diseño en casos de fuerzas sísmicas. [vea fórmula IV-T-4.0(1)]

b = Ancho del ala para una viga, columna o viga maestra.

d = Profundidad de viga, columna o viga maestra.

d_c = Profundidad del alma de una columna sin incluir la sección de los filetes.

k = Distancia entre el extremo del ala de la columna hasta la base del filete del alma, si la columna está hecha de piezas corrientes, o la distancia equivalente si la columna es soldada.

l_{cr}= Distancia sin soporte lateral de la viga o viga maestra.

r_y = Radio de giro de un elemento alrededor de su eje débil.

t = Espesor del alma de la viga o columna.

t_b = Espesor del ala o placa de conexión de momento que transfiere la fuerza concentrada.

t_f = Espesor del ala de la columna, en pulgadas.

ARTICULO IV-T-2.0 **MATERIALES**

1. General- El acero estructural será conforme con A36, A440, A441, A501, A572, o A588 [Grados 42, 45, 50 y 55]. No obstante lo anterior, el acero estructural A283 Grado D podrá usarse en placas y tornillos de anclajes en las bases.

   Para las soldaduras los electrodos serán compatibles con los tipos de elementos a soldarse.

ARTICULO IV-T-3.0 **JUNTAS**

1. General- Para preservar la continuidad de las alas de los miembros de un armazón continuo interrumpidos en una junta por otros elementos se usarán placas de refuerzos cuando las condiciones indicadas a continuación así lo exijan. Dichos refuerzos se pondrán en pareja, a ambos lados del alma del miembro que se extienda continuamente a través de la junta.

   Cuando las almas o placas de conexión de momento, usadas para unir vigas y vigas maestras, estén soldadas en el ala de una columna tipo I o H, se usarán las parejas de placas de refuerzos si el valor calculado de A_{st} es positivo. Dichas placas de refuerzos tendrán un área mayor que la indicada por la fórmula siguiente:

$$A_{st} \geq \frac{P_{bf} - F_{yc}\, t\, (t_b + 5k)}{F_{yst}} \qquad \text{IV-T-3.0(1)}$$

   Las placas de refuerzos se usarán también opuestas a las alas o placas de conexión de momento cuando las siguientes condiciones sean satisfechas:

$$d_c > \frac{4100\, t^3 \sqrt{F_{yc}}}{P_{bf}} \qquad \text{IV-T-3.0(2)}$$

y

$$t_f < 0.4\, \frac{P_{bf}}{F_{yc}}$$

Las dimensiones mínimas de las placas de refuerzos, cuando estas sean necesarias, se determinarán de la siguiente manera:

a. El ancho combinado de una pareja de placas de refuerzos más el ancho del alma de la columna no será menor de dos terceras (2/3) partes del ancho del ala de la viga o de la placa de la conexión de momento donde la fuerza esté concentrada.

b. El espesor de las placas de refuerzos no será menor que $t_b/2$.

c. La razón de ancho a grueso de las placas de refuerzos individuales no será mayor que los valores estipulados para alas de elementos tipo I, de elementos WF y demás formas semejantes, según el Artículo IV-T-5.0.

Cuando la fuerza concentrada aplicada ocurra en una sola ala, el largo de la placa de refuerzo no necesita ser mayor de la mitad (1/2) de la profundidad de la columna. La soldadura que una las placas de refuerzo al alma de la columna será de tal tamaño que pueda sostener la fuerza causada en las placas de refuerzos por los momentos desbalanceados en los lados opuestos de la columna.

El alma de la columna será de tal proporción que pueda resistir la fuerza máxima en cortante. Dicha fuerza se computará mediante un análisis que incluya la fuerza cortante de la columna más las fuerzas horizontales desarrolladas por la capacidad plástica completa de las vigas o vigas maestras que estén conectadas a la columna.

ARTICULO IV-T-4.0 CONEXIONES

1. General- Cada conexión de momento de una viga o de una viga maestra a una columna tendrá la fortaleza necesaria para desarrollar la capacidad plástica completa de la viga o de la viga maestra. Además, la viga y su conexión en cortante, deberán desarrollar el siguiente cortante:

$$V_u = \frac{(M_{p1} + M_{pr})}{L} + 1.25\ V_{cs} \qquad \text{IV-T-4.0(1)}$$

Los remaches, soldaduras o tornillos a usarse para realizar conexiones deberán resistir la fuerza cortante de la viga o de la viga maestra, $[V_u]$, usando esfuerzos permitidos iguales a 1.7 veces aquellos que se

especifican en las disposiciones del Artículo IV-T-1.0, o en los artículos pertinentes de este reglamento. Las almas no reforzadas de vigas, o de vigas maestras serán proporcionadas conforme a la siguiente condición:

$$V_u \leq 0.55\ F_{yb}\ td \qquad \text{IV-T-4.0(2)}$$

No obstante lo anterior, las conexiones no tendrán que desarrollar la capacidad plástica completa de la viga o viga maestra si se demuestra que una capacidad adecuada de deformación dúctil de la junta será provista con una conexión de menor resistencia.

Para acero cuya resistencia última sea menor de uno y media (1.5) veces la resistencia a cedencia especificada, las articulaciones plásticas formadas en vigas durante deformaciones inelásticas del pórtico no serán permitidas en sitios donde el ala haya sufrido una reducción en área efectiva, tal como, en huecos para tornillos.

ARTICULO IV-T-5.0 INESTABILIDAD LOCAL

1. General - Los elementos en los cuales se formarán articulaciones durante desplazamiento inelástico de los pórticos, estarán conformes en su razón de ancho a espesor con los siguientes requisitos:

Para alas de elementos tipos I, WF y formas semejantes construidas con una sola alma, las cuales pudieran estar sujetas a compresiones que impliquen la rotación de articulaciones bajo cargas últimas, la razón de ancho a espesor no excederá los siguientes valores:

F_y	b/2t
36	8.5
42	8.0
45	7.4
50	7.0
55	6.6

Para las alas de espesor variable se tomará el promedio del espesor.

La razón de ancho a espesor de alas similarmente comprimidas en secciones de caja y en placas de cubierta ("cover-plates") no excederá $190/\sqrt{F_y}$. Para este propósito el ancho de una placa de cubierta será la distancia entre las líneas longitudinales de remaches, tornillos o soldaduras.

Para las almas de los elementos sujetos a flexión plástica la razón de ancho a espesor no excederá los siguientes valores:

para $\frac{P}{P_y} < 0.27$: $\frac{d}{t} = \frac{412}{\sqrt{F_y}} \left(1-1.4\frac{P}{P_y}\right)$ IV-T-5.0(1)

para $\frac{P}{P_y} > 0.27$: $\frac{d}{t} = \frac{257}{\sqrt{F_y}}$ IV-T-5.0(2)

ARTICULO IV-T-6.0 PRUEBAS NO-DESTRUCTIVAS

1. General- Las soldaduras que unan elementos primarios de pórticos espaciales dúctiles y resistentes a momentos serán probadas por métodos no-destructivos. Será menester asegurarse que las mismas cumplan con todo los requisitos del AWS D 1.1 y con las especificaciones del proyecto. Dichas pruebas formarán parte esencial del requerimiento especial de inspección del AWS D 1.1. Un programa de dichas pruebas se someterá por el contratista y dicho programa deberá ser aprobado por la persona responsable del diseño estructural.

   Como mínimo dicho programa de pruebas incluirá el que todas las soldaduras en las juntas y empalmes sean probadas con el método ultrasónico o con el de radiografía.

   EXCEPCION: La razón de pruebas no-destructivas, para un soldador dado, podrá ser reducida a un quince (15) por ciento sujeto a la aprobación oficial y al requerimiento de que dicho soldador tenga una certificación de la AWS (American Welding Society) expedida por un inspector capacitado en la clase de soldadura en uso. Esta excepción también requiere el que la razón de rechazamiento sea de sólo cinco (5) por ciento o menos de las soldaduras probadas.

   Para una evaluación hecha con miras de obtener la reducción arriba señalada, se probará una muestra que

tenga por lo menos, veinte (20) soldaduras completas. La razón de rechazamiento se determinará dividiendo el número de soldaduras con defectos por el número total de soldaduras terminadas.

Para evaluar la razón de rechazamiento de soldaduras continuas y de más de tres (3) pies de largo, cuando el ancho efectivo sea una (1) pulgada o menos, cada doce (12) pulgadas o fracción se considerará una (1) soldadura. Para el mismo propósito, cuando el ancho efectivo sea mayor de una (1) pulgada y el largo mayor de tres (3) pies, se considerará cada seis (6) pulgadas o fracción una (1) soldadura.

Al ser aprobado por la persona responsable de las especificaciones del diseño estructural, el programa de pruebas no-destructivas mediante el método ultrasónico o el de radiografía podrá realizarse en el taller de un fabricante autorizado usando técnicas aprobadas para tales pruebas y técnicas usadas por el mismo fabricante.

Las bases de metal con un grueso mayor de una pulgada y media (1-1/2), cuando estén sujetas a deformaciones unitarias que puedan causar el que la soldadura se encoja, serán inspeccionadas con el método ultrasónico o con el de radiografía para posibles descontinuidades directamente detrás de las soldaduras después de terminada la junta.

Cualquier descontinuidad en el material se aceptará o rechazará a base de la clasificación de defectos de acuerdo con los criterios de la tabla AWS D 1.1 (mayor reflector).

ARTICULO IV-T-7.0 ARRIOSTRAMIENTOS LATERALES

1. General- Todos los elementos serán adecuadamente arriostrados para poder resistir los desplazamientos laterales y torsionales en regiones de articulaciones plásticas. El largo lateral sin arriostrar (l_{cr}) no excederá lo siguiente:

$$\frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{1375}{F_y} + 25 \qquad \text{IV-T-7.0(1)}$$

para $+1.0 > \frac{M}{M_p} > -0.5$

y para $-0.5 \geq \frac{M}{M_p} > -1.0$

$$\frac{l_{cr}}{r_y} = \frac{1375}{F_y} \qquad \text{IV-T-7.0(2)}$$

No obstante, la utilización de miembros con largos mayores que los arriba indicados podrá justificarse mediante un análisis basado en las restricciones existentes en el extremo del segmento en el plano de los momentos flexores computados.

Lo anterior no aplicará necesariamente a elementos orientados de manera que su eje débil sea normal al plano de flexión. Sin embargo, en áreas que no estén adyacentes a una articulación plástica, la distancia mínima entre los puntos de arriostramiento lateral será tal que cumpla con todos los requisitos de la edición de 1978 del texto del Instituto Americano de Construcción con Acero que se conoce como: Specifications for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel, Octava Edición (Parte I).

TITULO IV-U

IV-U-0 CONSTRUCCIONES DE CASAS DE UNA Y DOS FAMILIAS

IV-U-1.0 APLICABILIDAD Y ALCANCE

1. General- El diseño y la construcción de todo edificio residencial se efectuará conforme a lo establecido en los otros títulos de este Reglamento. No obstante, para proyectos de casas de una (1) o dos (2) familias, podrán utilizarse los requisitos que se establecen en este título cuando dichos proyectos satisfagan las siguientes condiciones:

a. Que los edificios a construirse sean de hormigón reforzado y bloques de hormigón reforzado sin reforzar y, su altura no sea mayor de dos (2) plantas.

b. Que los edificios tengan una configuración regular en la cual el centro de masa, el área de exposición a vientos y los sistemas de resistir cargas laterales coincidan aproximadamente. Los edificios con excentricidades mayores de un cinco (5) por ciento entre los centros de masa y rigidez se considerarán como estructuras irregulares y, por lo tanto, no le aplicarán las disposiciones de este título.

c. Que todos los elementos estructurales de hormigón reforzado a proveerse para resistir cargas gravitacionales y laterales sean vaciados en sitio.

d. Que se provean elementos estructurales capaces de resistir cargas laterales en las dos (2) direcciones principales. No se considerarán para estos fines la resistencia que puedan proveer las paredes de carga alrededor de su eje débil ni la acción de pórtico que se genere entre éstas y las losas. No obstante lo anterior, en edificios de una (1) planta se considerará la acción de pórtico si se satisfacen los requisitos establecidos más adelante en el Inciso 6 del Artículo IV-U-9.0.

e. Que el edificio a construirse no tenga elementos estructurales verticales descansando en losas o entre apoyos de vigas. Deberá existir continuidad en la trasmisión de las fuerzas desde el lugar en que sean aplicadas hasta las cimentaciones.

f. Que los elementos estructurales de la primera planta estarán cimentados aproximadamente al mismo nivel. La variación entre niveles no será mayor de doce (12) pulgadas.

g. Que el área de proyección horizontal de la segunda planta habrá de ser igual o menor que la de la primera planta.

h. Que las cargas de terremoto a utilizarse, según provistas en este título, estén basadas en el comportamiento elástico del edificio sin consideraciones de ductilidad.

IV-U-2.0 CARGAS FIJAS

Las disposiciones sobre cargas fijas serán las expresadas en el Artículo IV-A-2.0 de este Reglamento.

IV-U-3.0 CARGAS ACCIDENTALES

Las disposiciones sobre cargas accidentales serán las expuestas en el Artículo IV-A-3.0 de este reglamento.

IV-U-4.0 CARGAS ESPECIALES

Las disposiciones sobre cargas especiales serán las expuestas en el Artículo IV-A-4.0 de este reglamento.

IV-U-5.0 FUERZAS LATERALES

1. General- Las disposiciones generales sobre fuerzas laterales serán las que se disponen en el Artículo IV-A-5.1 de este reglamento.

2. Conexiones de Apéndices o Ampliaciones- Las conexiones a la estructura original de apéndices o ampliaciones serán diseñadas y construídas para transmitir las fuerzas laterales en una forma segura.

   El efecto de las cargas laterales adicionales generadas por apéndices o ampliaciones a la estructura original se analizará para asegurar que dicha estructura pueda resistirlo en una forma segura.

   Los apéndices y ampliaciones que se construyan sobre estructuras de hormigón existentes se anclarán utilizando varillas deformadas de media pulgada (1/2") de diámetro como mínimo, las cuales serán ancladas a la estructura original utilizando materiales epóxidos. El diámetro del barreno requerido para anclar la varilla será un octavo de pulgada (1/8") mayor que el diámetro de la varilla y penetrará un mínimo de diez (10) veces el diámetro de la varilla para hormigón con resistencia igual o mayor de tres mil libras por pulgada cuadrada ($f'c \geq 3000$

lbs/pulg^2) o de quince (15) veces el diámetro de la varilla para hormigones de resistencia menores de tres mil libras por pulgada cuadrada ($f'c < 3000$ lbs/pulg^2). El Administrador de Reglamentos y Permisos podrá aprobar otros métodos adecuados de anclaje que sean debidamente sustentados.

IV-U-6.0 RESISTENCIA A VIENTOS HURACANADOS

1. General- Toda casa de una (1) o dos (2) familias y toda porción de la misma que satisfaga las condiciones generales de este título será diseñada y construìda para resistir los efectos de viento determinados de acuerdo a los requisitos de este inciso. Las ventanas y puertas exteriores cumplirán con estos requisitos. El viento se asumirá como viniendo de cualquier dirección horizontal. No se permitirán reducciones en las fuerzas por la protección de estructuras adyacentes.

2. Velocidad Básica de Viento- Se diseñará para una velocidad básica de viento de ciento diez millas por hora (110 mph).

3. Presiones de Viento para Diseño- La presión de viento a utilizar en el diseño de los sistemas primarios para resistir cargas laterales será igual a treinta libras por pie cuadrado (30 lbs/pie^2), actuando perpendicular a las paredes.

4. Elementos y Componentes de Estructuras- La presión de viento a utilizarse en el diseño de elementos y componentes de casas de una (1) y dos (2) familias serán las que se indican en la Tabla IV-U-6.4.

Tabla IV-U-6.4
Presiones de Viento en Componentes de casas
de Una y Dos Familias

Descripción Elemento o Componente	Presión Perpendicular a Superficie (lbs/pie²)
Elementos de Paredes (puertas, ventanas y otros)	36 (actuando hacia afuera o hacia adentro)
Aleros y Componentes de Techo (incluyendo tragaluces, extractores y otros)	60 (actuando hacia arriba)
Bordes verticales de techo	60 (actuando hacia afuera o hacia adentro)
Equipos especiales descansando sobre el techo (calentadores solares, tanques de agua, unidades de aire acondicionado y otros)	60 (actuando hacia adentro, hacia afuera o hacia arriba)

IV-U-7.0 RESISTENCIA A TERREMOTOS

1. General- Toda casa de una (1) o dos (2) familias y toda porción de la misma que satisfaga las condiciones generales de este título será diseñada y construida para resistir los efectos de terremotos determinados de acuerdo a los requisitos de este inciso. El efecto del terremoto en la estructura se calculará aplicando fuerzas horizontales en el piso o techos que están sobre la base de la estructura. Se asumirán que estas fuerzas actúan independientemente en las direcciones principales de la estructura. Las cargas de terremoto provistas en este inciso están basadas en el comportamiento elástico de la estructura sin consideración de ductilidad.

2. Fuerzas Mínimas de Terremoto para Casas de Una y Dos Familias- Toda casa de una (1) o dos (2) familias será diseñada y construida para resistir como mínimo, el total de las fuerzas sísmicas laterales calculadas por la siguiente fórmula:

$$V = 0.25W \qquad \text{IV-U-7.0(1)}$$

donde:

W= Peso total de la estructura y sus componentes, incluyendo paredes y equipos.

V= Fuerza total lateral o fuerza cortante en la base actuando independiente en las direcciones principales del edificio.

Para estructuras de una (1) planta, la fuerza lateral V se aplicarà totalmente en el techo. Para estructuras de dos (2) plantas, se aplicará la mitad (1/2) de la fuerza lateral V en el nivel del piso y la otra mitad (1/2) en el nivel del techo.

3. Distribución de Fuerza Cortante Horizontal- La fuerza cortante total en cualquier plano horizontal será distribuida a los varios elementos del sistema resistente a fuerzas laterales, en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del sistema de arriostramiento horizontal o diafragma. Los elementos rígidos que se asuman no son parte del sistema resistente a fuerzas laterales podrán ser incorporados en las estructuras siempre que en el diseño se considere y se provea para sus efectos en la acción del sistema.

4. Momento de Torsión Horizontal- Se tomarán provisiones para el aumento en fuerza cortante resultante de la torsiòn horizontal debido a la excentricidad entre el centro de masa y el cento de rigidez. Donde los elementos verticales resistentes dependen de la acciòn de diafragma para la distribución de fuerza cortante en cualquier nivel, los elementos resistentes a la fuerza cortante serán capaces de resistir momentos en torsión equivalentes a la fuerza cortante en ese piso actuando con una excentricidad no menor del cinco (5) por ciento de la dimensión del edificio o estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas. No se considerarán reducciones a las fuerzas cortantes causadas por la torsión. No se permitirá que ningún miembro vertical principal tenga una fuerza cortante neta en la base en dirección opuesta a la dirección en que las fuerzas sísmicas actúan.

5. Fuerza Lateral en Elementos de Estructuras y Componentes No-Estructurales- Las partes de estructuras, componentes no-estructurales y sus anclajes al sistema estructural principal serán diseñados para fuerzas laterales de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$F_{p2} = 0.3W_p \qquad \text{IV-U-7.5(1)}$$

W_p = Peso de parte de estructura o componente no-estructural

F_p = Fuerza lateral en parte de estructura o componente no-estructural en dirección considerada.

IV-U-8.0 CIMENTACIONES

1. General- Las cimentaciones de toda casa de una (1) y dos (2) familias serán diseñadas para resistir en forma segura las cargas fijas, accidentales, especiales, de viento y de terremoto provistas en este reglamento.

2. Espesores Mínimos- Los espesores mínimos permitidos en las cimentaciones de casas de una (1) y dos (2) familias que satisfagan las condiciones generales de este título, serán los siguientes:

   a. En cimentaciones contínuas bajo paredes de carga de hormigón el espesor mínimo será de siete pulgadas (7").

   b. En cimentaciones indivuales bajo columnas el espesor mínimo será de nueve pulgadas (9").

   c. En losas de piso sobre relleno utilizadas como cimentación tipo "mat" el espesor mínimo en el centro de los tramos será de cuatro pulgadas (4"), bajo paredes de carga de hormigón será de seis (6") pulgadas y bajo columnas será de ocho (8") pulgadas.

3. Ancho Mínimo- Los anchos mínimos permitidos en cimentaciones continuas debajo de paredes de carga serán de doce pulgadas (12"). El ancho mínimo de la sección engrosada en cimentaciones tipo "mat" será de doce (12") pulgadas.

4. Acero Mínimo- Toda sección de cimentación reforzada tendrá un acero mínimo de dos milésimas (0.002) del área total de la sección.

5. Protección del Acero- El acero de todo cimiento vaciado sobre el terreno y permanentemente expuesto al terreno tendrá una protección mínima de tres pulgadas (3"). Cuando entre el terreno y el cimiento se coloque una membrana impermeabilizante sin huecos de por lo menos seis milímetros de espesor (6mm), se proveerá una protección mínima de dos pulgadas (2").

6. Cimentación Tipo L- Las cimentaciones tipo L deben evitarse debido a las presiones altas que se generan en

ellas. En aquellos casos en que éstas sean necesarias por encontrarse los elementos a cimentar en colindancia las mismas se diseñarán rigurosamente considerando en el diseño la variación en presiones causada por la excentricidad de la aplicación de carga al cimiento.

7. Cimentaciones Tipo "Mat"- Las cimentaciones tipo "mat" se podrán utilizar en estructuras de una y dos plantas cuya resistencia a cargas gravitacionales sea provista por paredes de carga. No se podrán usar cimentaciones tipo "mat" en estructuras que utilicen pórticos para resistir las cargas gravitacionales.

IV-U-9.0 PORTICOS DE HORMIGON ARMADO

1. General- Los pórticos de hormigón armado a usarse para resistir las cargas gravitarias y laterales en las casas de una (1) o dos (2) familias que satisfagan las condiciones generales de este título se diseñarán de acuerdo a las disposiciones mínimas del Título IV-G, y a los requisitos de este artículo. Los requisitos de diseño estarán basados en el método de resistencia última.

2. Materiales- Los materiales utilizados en la construcción de los pórticos de hormigón armado satisfacerán los siguientes requisitos mínimos:

   a. Hormigón- La resistencia en compresión a los veintiocho (28) días del hormigón usado en columnas y vigas de los pórticos tendrá una resistencia mínima a la compresión de tres mil (3,000) libras por pulgada cuadrada .

   b. Acero- El acero de refuerzo usado en los pórticos consistirá de varillas deformadas con una resistencia mínima de fluencia de cuarenta mil (40,000) libras por pulgada cuadrada. Los aros de vigas y columnas podrán ser de varillas lisas con una resistencia mínima de fluencia de cuarenta mil (40,000) libras por pulgada cuadrada. En ningún caso se usará refuerzo con una resistencia a la fluencia mayor de sesenta mil (60,000) libras por pulgada cuadrada.

3. Dimensiones Mínimas- Los elementos de los pórticos no tendrán una dimensión menor de seis (6) pulgadas en la dirección perpendicular al plano en que actúen las fuerzas de diseño. La dimensión mínima en el plano donde actúen las fuerzas de diseño será de doce (12) pulgadas

para vigas y de dieciocho (18) pulgadas para columnas. En ningún caso, las columnas tendrán un área menor de ciento ocho (108) pulgadas cuadradas.

4. Refuerzo Mínimo- La vigas de los pórticos tendrán un refuerzo mínimo de dos (2) varillas #4 abajo y arriba con aros #2 espaciados a un máximo de ocho (8) pulgadas de centro a centro. Los empalmes del refuerzo positivo se realizaron en la vecindad del soporte y tendrán un largo de empalme de treinta (30) veces el diámetro de varilla o doce pulgadas (12"), cual fuere mayor. Las varillas del acero negativo serán contínuas a través de los soportes y se empalmarán en la zona de momento positivo con una longitud de empalme de veinticuatro (24) veces el diámetro u ocho pulgadas (8") cual fuere mayor. El acero mínimo para las columnas consistirá de ocho varillas #6 en la sección de la columna. Los aros mínimos número 3,a colocarse serán espaciados a seis pulgadas (6") de centro a centro.

5. Diseño de Pórticos bajo Cargas Laterales

   a. Cargas Laterales- Para el diseño de los pórticos se usarán las cargas laterales calculadas de la fórmula IV-U-7.0(1). o las que resulten del cálculo de fuerzas debidas a vientos huracanados, cual fuere mayor.

   b. Análisis- El análisis de los pórticos se llevará a cabo por cualquier método analítico reconocido para determinar las fuerzas internas que están actuando en los elementos por la combinación de cargas gravitarias especificadas en la sección IV-U-7.0 de este reglamento. En este análisis se considerarán los desplazamientos laterales del pórtico en la dirección en la cual se están considerando las cargas. Los pórticos en edificios de dos (2) plantas donde en la planta superior el pórtico estará arriostrado por paredes de bloques en la dirección en que se está considerando la carga y dichas paredes de bloques en la periferia de la estructura formen un sistema de caja serán analizados considerando la rigidez adicional inducida en el pórtico por las paredes de carga. A estos efectos, se realizará un análisis de acuerdo a lo que se especifica más adelante en el Artículo IV-U-10 de este reglamento, donde los muros de mampostería se idealizarán por elementos diagonales equivalentes.

   c. Diseño de los Elementos del Pórtico- Los elementos del pórtico se diseñarán para las cargas axiales de cortante y flexionales que se determinen de este

análisis. Se verificará el que se satisfaga la siguiente ecuación:

$$V \leq 0.8 \sum_{i=1}^{n} V_s \qquad \text{IV-U-9.5c(1)}$$

donde,

V= La fuerza lateral total de diseño para el pórtico

V_s= La capacidad última nominal provista por los aros en cada columna del pórtico

6. Resistencia en la Dirección Corta de Estructuras de Una (1) Planta- Para estructuras de una (1) planta que se construyan con paredes de hormigón armado se considerará la acción de pórtico en la dirección corta para resistir cargas laterales, formado por las paredes y el techo. Este sistema se podrá utilizar para viviendas de una (1) planta cuando las paredes tengan un espesor mínimo de cinco pulgadas (5"), las losas un espesor mínimo de cuatro pulgadas y media (4 1/2") y tengan un refuerzo mínimo en las paredes y en la losa de varillas #3 espaciadas en ambas direccionesa doce (12") pulgadas. El refuerzo negativo que se instalará en las losas se anclará en la pared adecuadamente de acuerdo a las disposiciones establecidas en el Título IV-G de este reglamento, de tal forma que se garantice la transferencia de fuerzas del techo a la pared.

IV-U-10.0 SISTEMAS DE MUROS DE CARGA Y MUROS TRANSVERSALES DE MAMPOSTERIA CONFINADOS POR MARCOS DE HORMIGON ARMADO

1. General- Los muros de carga serán aquellos que lleven las cargas verticales correspondientes a su peso propio, además de las que le sean tributarias. Los muros transversales, serán aquellos muros de mampostería perpendiculares a los de carga, que no lleven más carga vertical que su propio peso.

Cuando el sistema de entrepiso actúe en dos (2) direcciones, los muros transversales cumplirán con los requisitos de muros de carga.

Tanto los muros de carga como los transversales proveerán la resistencia a las cargas sísmicas. Las cargas sísmicas serán llevadas por los muros únicamente

en su sentido longitudinal, en proporción a sus rigideces, siempre que haya un diafragma mecánicamente conectado a los muros, que obligue a los mismos a actuar conjuntamente.

Cuando un muro de carga o un muro tranversal pierda en algún punto más del cincuenta (50) por ciento de su sección vertical debido a un bajante o a algún otro elemento perteneciente a las instalaciones interiores, se considerará que el muro se ha dividido por lo que cada sección se analizará y diseñará independientemente.

2. Materiales- Los materiales a utilizarse en la construcción de los muros de carga y en los muros transversales satisfacerán los requisitos mínimos de calidad que se indican a continuación:

   a. Unidades de Mampostería- Las unidades de mampostería cumplirán como mínimo con los requisitos estipulados en el inciso 2 del Artículo IV-F-2.0 de este reglamento.

   b. Mortero- El mortero cumplirá como mínimo con los requisitos estipulados en el inciso 3 del Artículo IV-F-2.0 de este reglamento.

   c. Lechada de Cemento ("grout")- La lechada de cemento cumplirá como mínimo con los requisitos estipulados en el inciso 4 del Artículo IV-F-2.0 de este reglamento.

   d. Concreto- El concreto que se utilice en los elementos de amarre tendrá una resistencia a la compresión no menor de dos mil quinientos (2500) lbs./pulg.^{2} a los veintiocho (28) días.

   e. Acero- El acero de refuerzo tendrá una resistencia a la fluencia no menor de cuarenta mil (40,000) lbs./pulg.^{2}, ni mayor de sesenta mil (60,000) lbs./pulg.^{2}.

3. Dimensiones- Los muros de carga y transversales cumplirán con las siguientes requerimientos respecto a sus dimensiones. La distancia libre, sea horizontal o vertical entre apoyos o amarres no excederá de veinticinco (25) veces el espesor del muro. Para esta limitación se considerará verticalmente la distancia entre la cimentación y la losa de entrepiso o viga de amarre, o entre la losa de entrepiso y la viga de amarre del techo y horizontalmente la distancia entre columnas de amarre o muros transversales trabados. En ningún caso el muro se construirá con bloques con espesores nominales

menores de seis (6") pulgadas para estructuras de una (1) o dos (2) plantas. Para determinar estos espesores mínimos no se considerarán los empañetados o acabados.

4. Confinamiento de Muros- Se proveerán muros confinados con marcos de hormigón armado en cada una de las direcciones principales. Los muros confinados serán de carga o transversales.

Para poder garantizar que el comportamiento individual y de conjunto sea adecuado, los muros confinados se ubicarán buscando la mejor simetría y la mayor rigidez torsional de la edificación. Esto se logrará disponiendo muros confinados simétricos lo más cerca posible a la periferia de la estructura.

Las aberturas en los muros confinados de carga y transversales que formen parte del sistema de resistencia sísmica cumplirá con lo siguiente:

a. El área total de aberturas no será mayor del treinta y cinco (35) por ciento del área del muro comprendida entre amarres, horizontales y verticales.

b. La suma de las longitudes horizontales de las aberturas entre amarres verticales del muro no será mayor de la mitad (1/2) de la distancia entre los mismos amarres.

c. La distancia horizontal entre el borde de una abertura y la esquina del muro será mayor de una cuarta (1/4) parte de la altura de la abertura.

d. La separación horizontal entre aberturas será mayor que la mitad (1/2) de la altura menor de las aberturas, pero no menor de veinte (20) pulgadas.

e. La separación vertical entre aberturas será mayor que la mitad (1/2) del ancho de la abertura mayor, pero no menor de veinte (20) pulgadas.

Cuando todas las aberturas se rodeen de columnas y vigas de amarre, no habrá necesidad de cumplir con los requisitos anteriores. Las columnas de amarre que rodeen las aberturas irán desde el cimiento o diafragma inferior al diafragma superior y estarán debidamente ancladas en ambos extremos.

5. Vigas de Amarre- El ancho mínimo de las vigas de amarre será mayor o igual al espesor del muro.

Las vigas de amarre tendrán como mínimo el refuerzo exigido en este inciso. Cuando la viga actúe como un dintel se diseñará de acuerdo con los requisitos del Título IV-G de este reglamento y la armadura mínima exigida en dicho título se considerará como parte de la armadura solicitada por cálculo para los fines de este inciso. En la colocación del refuerzo en los cruces y las esquinas, se llevará el refuerzo de la cara interior hasta la cara exterior del miembro que lo intersecta y se anclará con un gancho estándar cuando el elemento no continúe.

Se colocarán como mínimo cuatro (4) barras longitudinales #4 y estribos de barra #2 espaciados cada ocho (8) pulgadas en las vigas a nivel de entrepiso y en las vigas de techo.

Las vigas de amarre de los muros de carga y transversales quedarán embebidas dentro del sistema de entrepiso y se harán formar parte de éste para garantizar el efecto de diafragma. El nivel superior de la viga de amarre, corresponderá con el nivel superior del entrepiso. El nivel inferior de la viga quedará por lo menos seis (6) pulgadas más bajo que el nivel inferior del entrepiso o techo.

Las vigas se fundirán sobre el muro ya levantado.

6. Columnas de Amarre- Las columnas de amarre son elementos verticales reforzados que confinan el muro. Estas columnas se construirán de concreto reforzado. Se colocarán columnas de amarre: donde se requiera para conformar los muros confinados que formen parte del sistema de resistencia sísmica; o en el punto de intersección de dos muros de carga o transversales que no se traben entre sí; o en puntos intermedios de los muros de carga y transversales a una separación tal que no se excedan los límites establecidos en el inciso 3 de este Artículo.

El ancho mínimo de las columnas de amarre será el espesor del muro, pero el área no será menor de setenta y dos (72) pulgadas cuadradas. La columna de amarre irá de la viga inferior a la viga superior quedando debidamente anclada en estos elementos. El refuerzo de la columna se llevará hasta la parte inferior de la zapata. Habrá continuidad de las columnas de amarre de un piso y otro.

Las columnas de amarre tendrán como mínimo cuatro (4) barras longitudinales #4 y estribos de barra #2 espaciados cada ocho (8) pulgadas.

Las columnas de amarre se fundirán contra el muro y se colocarán formaletas únicamente en los costados donde no hay muro.

7. Diseño de Muros de Carga y Muros Transversales Bajo Cargas Laterales- Los elementos de los muros de carga se diseñarán bajo los siguientes criterios:

   a. Cargas laterales- Se usarán las cargas laterales que predominen de las estipuladas en el inciso 6 anterior y en este inciso.

   b. Análisis- para fines de análisis cada muro se sustituirá por un marco de juntas articuladas compuesto por las vigas y columnas de amarre y rigidizado diagonalmente por elementos equivalentes de mampostería. Dichos elementos diagonales tendrán un ancho equivalente de no más de un veinticinco (25) por ciento del largo entre juntas del elemento equivalente y una profundidad igual al espesor del muro. El módulo de elasticidad del elemento equivalente será igual al de la mampostería utilizada, según se establece en el Título IV-F.

   c. Diseño- Para las cargas estipuladas en el apartado "a" y el modelo matemático descrito en el apartado "b" se determinarán las fuerzas en tensión o compresión de las diferentes columnas y se diseñarán las mismas para las fuerzas que predominen.

      Las fuerzas en los elementos diagonales equivalentes no excederán la resistencia estimada de los mismos, a saber:

      $$R_c = 2/3\ \alpha\ t\ f'_m\ \sec\ \theta \qquad \text{IV-U-8(A)}$$

      donde,

      R_c = resistencia última del elemento diagonal equivalente

      t = profundidad del elemento equivalente, o sea, el espesor del muro, en pulgadas

      α = largo de contacto entre el muro y la columna de amarre, se usará un largo de diez y ocho (18) pulgadas

      f'_m= resistencia última de la mampostería, según se establece en el Artículo IV-F.

θ = ángulo que hace el elemento diagonal equivalente con la horizontal

Se verificará que se satisfaga la siguiente ecuación,

$$V \leq 3.2/h \sum_{i=1}^{n} M_u \qquad \text{IV-U-10(b)}$$

donde,

V = fuerza lateral total de diseño para un muro

h = altura entre pisos

M_u = resistencia última de cada columna de amarre del muro sin consideración de carga axial

Se verificará, también que se satisfaga la siguiente ecuación,

$$V \leq 0.8 \sum_{i=1}^{n} V_s \qquad \text{IV-U-10(c)}$$

donde,

V = fuerza lateral total de diseño para un muro

V_s = capacidad última nominal provista por los aros de cada columna de amarre del muro

ADOPCION

Adoptado por mí, como Administrador de la Administración de Reglamentos y Permisos, mediante la Orden Administrativa A.R.P. Núm. 1-A, hoy 27 de febrero de 1987.

LIONEL MOTTA GARCIA
Administrador

APROBACION

A tenor con las disposiciones de la Ley Núm. 76 del 24 de junio de 1975, esta Junta de Planificación APRUEBA las enmiendas al Reglamento de Edificación, (Reglamento de Planificación Núm. 7) estableciendo enmiendas a los títulos IV-A, IV-F, IV-G, IV-H, IV-I, IV-J, IV-K, IV-L, IV-M e incluyendo los títulos IV-S, IV-T, y IV-U, las cuales entrarán en vigor a los quince (15) días después de esta aprobación.

PATRIA CUSTODIO
Presidente

LINA DUEÑO
Miembro Asociado

SALVADOR ARANA
Miembro Asociado

LUIS RIVERA
Miembro Alterno

Aprobado hoy: 7 de octubre del 1987.

MIRIAM ALMODOVAR
Secretaria

81-2211

El Secretario de Estado

San Juan, Puerto Rico

30 de septiembre de 1987

RECIBIDO
A.R.P.E.
OFIC. ADMINISTRADOR
Oct 5 2 46 PM '87

Ing. René Rodríguez
Administrador
Administración de
Reglamentos y Permisos
Apartado 41179
Santurce, P.R. 00940

Estimado ingeniero Rodríguez:

Me refiero a su carta de 5 de agosto de 1987, donde solicita confirmación escrita de la autorización que le fuera concedida a la Administración de Reglamentos y Permisos (ARPE) en relación al Reglamento de Edificación (Reglamento de Planificación Número 7) y las enmiendas que están ustedes próximas a radicar en este Departamento, en cumplimiento con la Ley Núm. 112 del 30 de junio de 1957, según enmendada.

Se solicitó, mediante comunicación a tales efectos, se le permita radicar las enmiendas incluyendo ciertos términos en el idioma inglés, por ser su traducción al español poco práctica, ya que son términos altamente técnicos cuyo uso en la industria de la construcción es en la versión de inglés por ser parte de las normas nacionales (National Standards).

Por la presente se le concede su petición, basándonos en el Artículo I, Sección 6 (b) de la Ley de Reglamentos antes mencionada. Dicha Sección autoriza al Secretario, a eximir de radicar términos en el idioma español, cuando se trata de normas nacionales (National Standards) y así se solicita por la agencia mediante memorando al efecto.

Deberá, sin embargo, al radicarse las enmiendas al reglamento, incluir las normas (standards) y las tablas mencionadas

en el idioma inglés, acompañada de las copias del reglamento tanto en inglés como en español.

Cordialmente,

Héctor Luis Acevedo