



VIVIENDA  
Y EDIFICACIONES

**CDCRD**

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN  
DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

**ANÁLISIS Y DISEÑO  
ESTRUCTURAL  
EN EDIFICACIONES**

**TOMO 2**



**PRIMERA  
EDICIÓN  
2025**

**VOL. I**

# Índice de contenidos

---



## **GUÍA INTRODUCTORIA Y DE INTERPRETACIÓN CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA**

### PRESENTACIÓN 7

|   |    |
|---|----|
| PALABRAS DEL MINISTRO                       | 9  |
| AGRADECIMIENTOS                             | 11 |
| ACTORES PRINCIPALES                         | 15 |
| OBJETIVOS PRINCIPALES                       | 19 |
| ALCANCE Y APLICACIÓN                        | 19 |
| ESTRUCTURA DEL CÓDIGO                       | 21 |
| PRINCIPIOS GENERALES PARA SU INTERPRETACIÓN | 22 |
| HERRAMIENTAS DE APOYO AL USUARIO            | 23 |
| RELACIÓN CON OTROS INSTRUMENTOS NORMATIVOS  | 24 |
| ACTUALIZACIÓN Y REVISIÓN DEL CÓDIGO         | 25 |
| CONTACTOS INSTITUCIONALES                   | 25 |
| ANEXOS DEL CÓDIGO                           | 26 |
| ESQUEMA DE ETAPAS DEL CÓDIGO                | 26 |

### **TÍTULO 6: MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA (MHADL) 27**

### **TÍTULO 7: ESTRUCTURAS DE ALUMINIO 33**

|   |    |
|---|----|
| 7.1 GENERALIDADES                             | 40 |
| 7.2 MATERIALES                                | 41 |
| DEFINICIONES ESTRUCTURALES                    | 41 |
| CERRAMIENTOS DE PANTALLA                      | 41 |
| PANELES DE VINILO, VIDRIO TEMPLADO Y ACRÍLICO | 42 |
| CARGAS DE DISEÑO                              | 42 |
| TABLAS DE PRESIÓN DE VIENTO                   | 42 |
| FACTORES DE AJUSTE POR ALTURA                 | 44 |

|  |           |
|--|-----------|
| PANELES DE PARED                               | 45        |
| CUARTOS DE SOL (CATEGORÍAS I-V)                | 45        |
| 7.3 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD       | 46        |
| DISEÑO ESTRUCTURAL                             | 46        |
| NORMAS APLICABLES                              | 46        |
| EJECUCIÓN Y TOLERANCIAS                        | 46        |
| TENSIONES UNITARIAS ADMISIBLES                 | 46        |
| DETALLES DE FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN         | 47        |
| SUJETADORES Y SOLDADURA                        | 47        |
| CUBIERTAS Y REVESTIMIENTOS                     | 48        |
| SALONES DE SOL                                 | 49        |
| <b>TÍTULO 8: MAMPOSTERÍA</b>                   | <b>44</b> |
| 8.1 CONSIDERACIONES GENERALES                  | 44        |
| 8.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO             | 55        |
| 8.3 ESPESOR EQUIVALENTE                        | 70        |
| 8.4 ESPECIFICACIONES SOBRE REFUERZO            | 71        |
| 8.5 MUROS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES           | 74        |
| 8.6 ELEMENTOS DE AMARRE                        | 76        |
| 8.7 MAMPOSTERÍA A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN MÁXIMA | 78        |
| 8.8 MAMPOSTERÍA A ESFUERZO CORTANTE            | 83        |
| 8.9 MAMPOSTERÍA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO      | 84        |
| 8.10 APLASTAMIENTO EN MAMPOSTERÍA              | 85        |
| 8.11 MUROS DE CONTENCIÓN                       | 86        |
| 8.12 HUECOS EN MAMPOSTERÍA                     | 87        |

|   |            |
|---|------------|
| <b>TÍTULO 9: ESTRUCTURAS DE ACERO</b>       | <b>93</b>  |
| 9.1 GENERALIDADES Y DEFINICIONES            | 94         |
| 9.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO          | 125        |
| 9.3 PÓRTICOS Y ESTRUCTURAS                  | 134        |
| 9.4 MIEMBROS A TENSIÓN                      | 138        |
| 9.5 MIEMBROS A COMPRESIÓN                   | 142        |
| 9.6 MIEMBROS A FLEXIÓN                      | 148        |
| 9.7 MIEMBROS A CORTANTE                     | 154        |
| 9.8 MIEMBROS A FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN | 160        |
| 9.9 CONEXIONES Y UNIONES                    | 165        |
| 9.10 FABRICACIÓN Y MONTAJE                  | 170        |
| 9.11 ESTRUCTURAS COMPUESTAS ACERO-HORMIGÓN  | 173        |
| <br>  |            |
| <b>TÍTULO 10: ESTRUCTURAS DE MADERA</b>     | <b>209</b> |
| 10.1 DEFINICIONES Y PROPIEDADES             | 210        |
| 10.2 CLASIFICACIÓN Y TRATAMIENTO            | 213        |
| 10.3 CRITERIOS DE DISEÑO                    | 215        |
| 10.4 PROPIEDADES MECÁNICAS                  | 218        |
| 10.5 CLASIFICACIÓN POR ESBELTEZ             | 220        |
| 10.6 DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES      | 222        |
| 10.7 MANTENIMIENTO Y PROTECCIÓN             | 225        |
| 10.8 CONEXIONES                             | 227        |
| 10.9 REQUISITOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN   | 230        |
| 10.10 ENMARCADO VERTICAL Y HORIZONTAL       | 233        |
| 10.11 REVESTIMIENTOS Y ENTABLADOS           | 236        |
| 10.12 PROTECCIÓN CONTRA TERMITAS Y HUMEDAD  | 239        |
| 10.13 CARGAS DE LARGO PLAZO                 | 241        |

|  |            |
|--|------------|
| <b>TÍTULO 11: VIDRIOS Y ACRISTALAMIENTOS</b>     | <b>421</b> |
| 11.1 REQUISITOS GENERALES                        | 421        |
| 11.2 CARGAS DE DISEÑO                            | 422        |
| 11.3 VIDRIOS DE SEGURIDAD                        | 423        |
| 11.4 CLARABOYAS Y ACRISTALAMIENTOS INCLINADOS    | 424        |
| 11.5 VIDRIOS EN BARANDILLAS Y GUARDAS            | 425        |
| 11.6 VIDRIOS EN INSTALACIONES DEPORTIVAS         | 426        |
| 11.7 VIDRIOS EN ASCENSORES Y PASARELAS           | 427        |
| 11.8 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD        | 428        |
| 11.9 CORTINAS DE VIDRIO Y SISTEMAS ESTRUCTURALES | 429        |



VIVIENDA  
Y EDIFICACIONES

# CDCRD

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN  
DE LA REPÚBLICA DOMINICANA



PRIMERA  
EDICIÓN  
2025

GUÍA INTRODUCTORIA Y  
DE INTERPRETACIÓN

## 1. PRESENTACIÓN

La presente Guía de Interpretación tiene como objetivo servir de instrumento complementario al Código de Construcción de la República Dominicana, facilitando su comprensión y aplicación por parte de los profesionales del sector, autoridades competentes y el público en general. Esta Guía busca promover el cumplimiento normativo y contribuir al fortalecimiento del sistema nacional de edificaciones, brindando orientaciones claras sobre el alcance, estructura y principios del Código.

El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), en su calidad de órgano rector en materia de vivienda y construcción de edificaciones, conforme a las atribuciones conferidas por la Ley núm. 160-21 y su reglamento de aplicación, tiene la responsabilidad de formular, actualizar y velar por el cumplimiento del marco normativo en materia de edificación. En virtud de este mandato, el MIVED lideró la conformación del nuevo Código de Construcción, como respuesta a la necesidad de unificar y modernizar los estándares técnicos aplicables a las edificaciones en el país.

El proceso de elaboración del Código se ha caracterizado por un enfoque participativo y técnico, que integró a diversos actores públicos, privados, académicos y profesionales del sector. A través de subcomités especializados, consultas públicas y revisiones técnicas, se logró consolidar un cuerpo normativo integral que responde a los desafíos actuales en materia de seguridad estructural, sostenibilidad, accesibilidad y calidad constructiva.

## 2. PALABRAS DEL MINISTRO

A todos los lectores y usuarios de este importante documento:

Me complace enormemente presentar el **Código de Construcción de la República Dominicana**, un instrumento técnico y normativo que representa un paso trascendental en el fortalecimiento del sector construcción en nuestro país.

La motivación detrás de esta iniciativa surge de una experiencia directa en el sector construcción, donde, a lo largo de mi carrera, he podido identificar importantes vacíos y oportunidades de mejora en el marco normativo vigente. Esta vivencia profesional, unida al compromiso con el desarrollo del país, nos impulsa a respaldar al Estado Dominicano y al Consejo Nacional de Regulaciones Técnicas para Edificaciones (CONARTED) en la protección de la seguridad ciudadana, así como en el fortalecimiento de la funcionalidad y eficiencia de nuestras construcciones. Nos encontramos ante un momento histórico, ya que, por primera vez en la República Dominicana, nos embarcamos en la creación de un Código de Construcción. Este proyecto marcará un antes y un después en el país y nos posicionará al nivel de otros países en materia de regulación.

Este Código es mucho más que un compendio de normas. Es el resultado de un extenso y riguroso proceso técnico y participativo, que ha contado con la colaboración de múltiples sectores: profesionales, gremios, instituciones públicas y privadas, así como del ámbito académico. Gracias a este esfuerzo conjunto, hoy ponemos a disposición del país un marco normativo moderno, integral y alineado con los más altos estándares internacionales.

Con este documento buscamos no solo armonizar nuestras prácticas constructivas, sino también asegurar que nuestras edificaciones sean **seguras, resilientes, accesibles y sostenibles**, respondiendo a las necesidades actuales y futuras de la sociedad dominicana.

Desde el **Ministerio de la Vivienda y Edificaciones (MIVED)**, hemos asumido este proyecto como una prioridad institucional. El Código forma parte esencial del compromiso que hemos establecido en esta gestión por elevar la calidad de vida de los ciudadanos y fomentar la construcción de edificaciones que garanticen bienestar, seguridad y desarrollo.

Para su implementación, se han conformado Comités Técnicos de alto nivel, integrados por profesionales de reconocida trayectoria, quienes tendrán la responsabilidad de velar por su aplicación efectiva y su actualización permanente. Confiamos en que este equipo aportará su experiencia y conocimiento para mantener vigente y dinámico este instrumento normativo.

Cabe destacar que, si bien en nuestro país existen diversos reglamentos técnicos que han regido el sector construcción, nunca antes se había logrado unificarlos en un solo cuerpo normativo. Este documento será **accesible, técnicamente riguroso y alineado con los estándares establecidos**, facilitando su consulta a todos los actores del sector y dejando un legado que trascenderá generaciones.

El Código de Construcción de la República Dominicana no solo introduce una estructura normativa moderna, sino que simboliza nuestro compromiso con un futuro más seguro, ordenado y resiliente.

Quiero agradecer sinceramente a todos los que han participado en esta iniciativa: profesionales, gremios, funcionarios del gobierno dominicano y a todos aquellos que han aportado tiempo, esfuerzo y conocimiento para la elaboración de este Código. Su contribución ha sido fundamental para hacer realidad este logro colectivo.

Invito a todos los actores del sector a apropiarse de este Código, a utilizarlo como una herramienta esencial en su ejercicio profesional y a contribuir con su aplicación para construir, entre todos, **un futuro más seguro, sostenible y próspero para la República Dominicana**.

Desde el MIVED, y alineados con la visión y el compromiso del presidente **Luis Abinader**, seguimos trabajando con determinación para seguir construyendo un mejor futuro para todos los dominicanos.

**Carlos Bonilla Sánchez**

Ministro de Vivienda y Edificaciones (MIVED).

Gestión 2022-2025

### 3. AGRADECIMIENTOS

La elaboración del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD) ha sido posible gracias al compromiso, la dedicación y el esfuerzo conjunto de numerosas instituciones, profesionales y sectores que aportaron sus conocimientos técnicos, experiencia y visión de país.

El Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED) expresa su especial agradecimiento a las instituciones que integran el Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED):

- Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC).
- Ministerio de Economía, Planificación y Desarrollo (MEPyD).
- Ministerio de Medio Ambiente y Recursos Naturales (MIMARENA).
- Ministerio de Energía y Minas (MEM).
- Ministerio de Educación de la República Dominicana (MINERD).
- Instituto Nacional de Aguas Potables y Alcantarillados (INAPA).
- Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería (SODOSÍSMICA).
- Colegio Dominicano de Ingenieros, Arquitectos y Agrimensores (CODIA).
- Asociación Dominicana de Constructores y Promotores de Viviendas (ACOPROVI).
- Confederación Dominicana de Micro, Pequeñas y Medianas Empresas de la Construcción (COPYMECON).

También agradecemos a los Comités Técnicos, conformados por representantes del sector público, privado, académico y profesional, cuya participación activa fue clave para la formulación de un marco normativo actualizado y coherente.

Se reconoce, además, el valioso aporte de los colegios profesionales, universidades, organismos reguladores, gremios del sector construcción, así como de las organizaciones internacionales y entidades de cooperación que brindaron asistencia técnica y acompañamiento a lo largo del proceso.

En particular, agradecemos la colaboración de las siguientes instituciones:

- Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructuras y Edificaciones (ONESVIE).
- Universidad de los Andes (UNIANDES), Colombia.
- Asociación de Promotores y Constructores de Viviendas del Cibao (APROCOVICI).
- Cámara Dominicana de la Construcción (CADOCON).
- Instituto Dominicano para la Calidad (INDOCAL).
- Superintendencia de Electricidad (SIE).
- Universidad Autónoma de Santo Domingo (UASD).
- Universidad Iberoamericana (UNIBE).
- Instituto Tecnológico de Santo Domingo (INTEC).
- Pontificia Universidad Católica Madre y Maestra (PUCMM).
- Servicio Geológico Nacional (SGN).
- Sociedad de Ingenieros Estructuralistas Dominicanos (SINEDOM).

### **Agradecimiento especial**

El **Título 2: Cargas Mínimas**, contenido en el **Volumen I** del Código, es fundamental para el análisis y diseño estructural de edificaciones, ya que sirve de base para los demás títulos técnicos del documento.

Este Título se sustenta en el **Reglamento para el Análisis y Diseño Sísmico de Estructuras (R-001)**, el cual sustituyó las recomendaciones provisionales que estuvieron vigentes desde 1979. La promulgación del R-001 representó un **hito histórico** para la ingeniería estructural del país, gracias al liderazgo de la **Sociedad Dominicana de Sismología e Ingeniería Sísmica (SODOSÍSMICA)** y de figuras clave como los ingenieros Héctor O'Reilly y Leonardo Reyes Madera, quienes, junto con otros profesionales nacionales e internacionales, formalizaron por primera vez las disposiciones sísmicas en el país.

Hoy, con la conformación del Código de Construcción de la República Dominicana (CCRD), respetamos y reconocemos sus valiosos aportes como base fundamental para el análisis y diseño estructural en la República Dominicana.

Este Código es el resultado de un **esfuerzo colectivo** orientado a fortalecer la seguridad, calidad y sostenibilidad de las edificaciones en la República Dominicana. A todas las personas e instituciones que hicieron posible este proceso: gracias por su compromiso con el desarrollo y el bienestar del país.

## 4. ACTORES CLAVE EN LA ELABORACIÓN DEL CÓDIGO

### • Dirección general:

Carlos Bonilla, *Ministro de Vivienda y Edificaciones (MIVED)*.

### • Dirección ejecutiva:

Francisco A. Solimán, *Viceministro de Normas, Reglamentaciones y Tramitaciones (MIVED)*.

Gilberto Ávila, *Asesor general*.

### • Dirección técnica (MIVED):

Iliana Gallardo, *Directora de Normas y Reglamentaciones*.

Juan José Tavarez, *Encargado de Difusión y Capacitación de las Reglamentaciones*.

### • Equipo técnico (MIVED):

Yira Rodríguez, *Directora de Tramitación, Tasación y Licencias*.

Rafael Herrera, *Técnico Estructural*.

César Isidor, *Técnico Estructural*.

Eridania López, *Ingeniera Geotécnica*.

Karla Cueto, *Analista Legal*.

Ninoschka Jiménez, *Analista de Reglamentaciones*.

### • Diseño y Diagramación (MIVED): Departamento de Comunicaciones MIVED

Patricia Florentino, *Directora de Comunicaciones*.

Karla Rivas, *Coordinadora*.

Huáscar Valdez, *Diseño*.

Luis Miguel Perdomo, Raquel Pichardo y Francis Villeta, *Diagramación*.

• **Subcomité técnico Volumen I (Títulos 1, 2, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11):**

César Isidor-MIVED • Joan Manuel Abreu-MIVED • Rafael Herrera-MIVED  
 • Manuel A. Taveras-UASD • Víctor Suárez-ACOPROVICI • Ashley Morales-PUCMM • Leonardo Pockels-PUCMM • Jaruselsky Pérez-PUCMM/SGN • Luis Abbott-INTEC/ACOPROVI • Claudia Germoso-INTEC • José Manuel Díaz-INTEC • Norberto Rojas-INTEC • Fray Pozo Lora-UASD • Vilomar Sánchez-UNPHU • Juan Sanoja-CADOCON • Néstor Julio Matos-INDOCAL • Nicolás Azcona-SGN • Yesica Pérez-SGN • Juan Alberto Chalas-SODOSIMICA • Maribel Guzmán-SINEDOM Marcos • Paniagua-Independiente • Víctor Hughes-MEPyD • Kalil Erazo-Independiente • César Méndez Duval-Independiente • Leopoldo Berroa-Independiente • Nelson Lafontaine-Independiente • Heriberto Vásquez-Independiente • Francisco Evertz-Independiente • Rafael Rosario-Independiente • Oliver Guillén-Independiente • Rafael Taveras Moronta-Independiente • William Balbuena-Independiente • Ramón Delanoy-Sismológico • Roberto Calderón-Gremio de Profesores.

• **Subcomité técnico Volumen I, Título 4:**

**Estudios Geotécnicos en Edificaciones.**

Tirso Álvarez -Horizon Consultant • Richard Barranco-GEOCONSULT • Mirla Barranco-GEOCONSULT • Arelis Medina-Medina Ortiz & Asoc. • Alba Sosa-Roberto Herrera & Asoc. • Elaine Galván-ONESVIE • Leopoldo Berroa-Independiente • Arístides Carrasco-INGESA • Alejandro Gil-Geocivil • Omar Acosta- Geocivil • Griselina Marte-MOPC • Ricardo Bogaert-MOPC • Saúl Pérez-MOPC • Marlyn Montero-MIVED • Franco Gómez-Epsa-Labco • Jaruselsky Pérez-PUCMM / SGN • Leonardo Pockels-PUCMM • Joan Lozano-MIVED • Soranyi Vargas-MIVED • Jose Ho Martinez-Ho Martinez & Asoc. • Paola Paulino- Ho Martinez & Asoc • Vladimir Jiménez-Bozzeto Srl • Persia Castillo-Geotest Judith Rodríguez -Independiente • Fabio Terrero-Independiente • Jerinsson marte-Independiente • Pavel Santana-Independiente • Arisleidy Mesa-Independiente • Karla Hidalgo-Independiente • Luis José Fuentes Domínguez-Independiente • Joel Bautista-Independiente • Luis Pérez-Geotecnia y Sondeos SRL • Pedro Antonio Jiménez Monegro- • Rogelio Acosta-UASD • Smith Del Prado-MIVED.

• **Subcomité técnico Volumen II:**

**Instalaciones hidrosanitarias en Edificaciones.**

• Junior Contreras-ACOPROVI • Ing. Juan Alberto Chalas -SODOSISMICA • Arq. Amado Hasbún-MOPC • Zoraya Alt. Báez Polanco - DTTL-MIVED • Sarah Damaris Emiliano Ruiz- DTTL-MIVED • Yuderka Esther Yedra Rivas -DTTL-MIVED • José Lozada • Johaira del Rosario Ferrer - DTTL-MIVED • Joselis Jainele Hassell Rosario- DTTL-MIVED • Belkis Juana Lagombra Viña - DTTL-MIVED • Vanessa Argentina Pichardo- DTTL-MIVED • Yris Consuelo Durán Cruz- DTTL-MIVED • Edwin A. Almonte García -CAASD • Raymond Martínez -SIHISA, SRL • Enrique E. Tiburcio Rodríguez- CAASD • Yonaydy A. Polanco Pichardo- CAASD • Yudelka Jiménez -MEPyD • José Lozada César Gil - N/A • Ing. José Sierra- N/A • Gabriela Aponte • Leslie De Jesús Checo • Rafael Calderón.

• **Subcomité técnico Volumen III:**

**Instalaciones Eléctricas en Edificaciones.**

• Damaris Marte de Antún-SIE • Ramón Carrasco- SIE • Fausto Mesa- SIE • Jhimmer A. Lorenzo-SIE • Ángel Cordero-SIE • César Augusto Olivero Castillo-SIE • Víctor Rojas Alejo- MIVED.

• **Subcomité técnico Volumen V, Título 2:**

**Diseño de medios de circulación vertical en edificaciones.**

• Juan Bautista Mora Pérez -COPYMECON • Julio Marichal- COPYMECON • Annerys Meléndez -ACOPROVI • Hjalmar Decena-ACOPROVI • Guido Rosario-ACOPROVI • Anna Valenzuela-ACOPROVI • Junior Contreras- ACOPROVI • Roberto Carvajal-CADOCON • José Bencosme-MEPyD • Juan Rosario-MEPyD • Víctor Hughes -MEPyD César Luciano- INAPA • Rocío De la Cruz-INDOCAL • Juan Chalas-SODOSISMICA • Héctor O'Reilly -SODOSISMICA • Amado Hasbún -MOPC • Julián Soler Tolentino -CODIA • José Antonio Bencosme- Independiente • Pedro Checo-Independiente • Johaira Ferrer-DTTL MIVED • Sarah Emiliano-DTTL MIVED • Enmanuel Reyes- International Fire Service Consulting Dominicana, S.R.L. • E studio de Arquitectura Yermys Peña • Vanessa Pichardo-DTTL MIVED • Yris Duran- DTTL MIVED • Sarah Emiliano- DTTL MIVED • Pamela Gil- DTTL MIVED • Belkis Lagombra- DTTL MIVED • Zoraya Báez- DTTL MIVED • Cesia Lorenzo-DTTL MIVED • Henry Concepción-MIMARENA.

• **Subcomité técnico Volumen V, Título 3: Estacionamiento vehicular en Edificaciones.**

• Juan Alberto Chalas -SODOSISMICA • Héctor O'Reilly -SODOSISMICA • Amado Hasbún- MOPC • Annerys Meléndez - ACOPROVI • Guido Rosario - ACOPROVI • Hjalmar Decena-ACOPROVI • Junior Contreras- ACOPROVI • César Luciano - INAPA • Julián Soler - CODIA • Juan A. Villar- CODIA • José Peralta-COPYMECON • Juan B. Mora -COPYMECON • Eliseo Cristopher- COPYMECON • Yasiris Jackson- COPYMECON • Juan Miguel Rosario- MEPyD • Víctor Hughes MEPyD • Roberto Carvajal-CADOCON • Renato Seravalle-MIMARENA • BelKis Lagombra-DTTL MIVED • Cesia Lorenzo-DTTL MIVED • Sarah Emiliano-DTTL MIVED • Pamela Gil-DTTL MIVED • José Peláez-VMNRT MIVED.

• **Subcomité técnico Volumen V, Título 6: Requisitos para proyectar sin barreras arquitectónicas.**

• Alma Ferrera-CONADIS • Gissell Mateo-CONADIS • Jonatan Javier - CONADIS • Ramón Eduardo Muñoz Montas- CONADIS • Alfonsina De la Cruz- CONADIS • Yanina Rodríguez – CONADIS • Benny Metz- CONADIS • Francis Quezada – CONADIS • Yvelisse Laureano – CONADIS María del Pilar Díaz - CONADIS

## 5. OBJETIVOS PRINCIPALES

Este Código tiene como fin compilar y actualizar los requisitos mínimos para el diseño y construcción de nuestras edificaciones, adaptándolos al contexto actual y a los avances tecnológicos. Las nuevas disposiciones garantizarán la estabilidad y seguridad estructural, considerando nuestras condiciones geológicas, sísmicas y climáticas. En todo momento, la protección de la vida humana será nuestra prioridad, conscientes de que cada obra impacta directamente en el bienestar de las personas.

El Código de Construcción de la República Dominicana establece los lineamientos técnicos y normativos para garantizar que las edificaciones sean seguras, funcionales, habitables, accesibles y sostenibles. Entre sus principales objetivos generales están:

- Obtener un compendio sostenible.
- Unificar normas y regulaciones.
- Lograr uniformidad en los procesos.
- Mejorar la confianza pública.

## 6. ALCANCE Y APLICACIÓN

El Código de Construcción de la República Dominicana es de aplicación obligatoria en todo el territorio nacional y comprende:

- Todo proyecto de edificación ya sea de carácter temporal o permanente, de naturaleza pública o privada, y destinado a cualquier uso, que se desarrolle dentro del territorio nacional.
- Todas las obras de edificaciones de nueva construcción.
- Obras de ampliación, modificación, reforma o rehabilitación que afecten edificaciones existentes, cuando estas alteren su configuración arquitectónica, impliquen un cambio de uso, o constituyan intervenciones totales o parciales que generen una variación esencial en la composición general exterior, la volumetría o el sistema estructural de la edificación.

- Todos los Agentes de la edificación, involucrados en el ciclo de vida de la edificación: arquitectos, ingenieros, constructores, supervisores, revisores, proyectistas, promotores, entre otros.
- Las Autoridades regulatorias competentes, tales como entes revisores, organismos habilitantes, unidades de inspección y demás entidades encargadas del control técnico y normativo del proceso constructivo.

#### **Exclusiones:**

Este Código no se aplica específicamente al diseño y construcción de obras que no sean edificaciones convencionales, tales como:

- Infraestructuras marítimas o fluviales: muelles, puertos, rompeolas, presas.
- Infraestructura de transporte: aeropuertos, autovías, pasos a desnivel, carreteras, caminos vecinales, avenidas, puentes vehiculares o peatonales, túneles, monorraíles, metros, peajes.
- Infraestructuras recreativas o paisajísticas: parques, plazas y áreas verdes públicas no edificadas.
- Infraestructura de telecomunicaciones: torres de transmisión, antenas, redes especializadas.
- Otras estructuras especiales cuyo comportamiento dinámico difiera sustancialmente del de edificaciones convencionales.
- Obras de infraestructura que no estén comprendidas dentro de las atribuciones del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), conforme a lo establecido en su ley orgánica.

## 7. ESTRUCTURA DEL CÓDIGO

El Código de Construcción de la República Dominicana se organiza en varios volúmenes temáticos, que agrupan disposiciones específicas según el tipo de requerimiento técnico. La estructura general se describe de la siguiente manera:

- **Título y acrónimos:** Este documento se denomina “Código de Construcción de la República Dominicana”, identificado con las siglas CDCRD. Cada volumen del Código incluirá su propio título y siglas correspondientes, para facilitar su identificación y referencia.
  
- **Volúmenes:** Actualmente el Código, se conforma de cinco (5) volúmenes, identificados mediante números romanos (I, II, III, IV y V), agrupados por grandes áreas técnicas:
  - o Análisis y Diseño Estructural en Edificaciones (ADED).
  - o Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones (IHE).
  - o Instalaciones Eléctricas en Edificaciones (IEL).
  - o Instalaciones Mecánicas en Edificaciones (IME).
  - o Diseño Arquitectónico en Edificaciones (DAED).
  
- o **Tomos:** Dependiendo del tamaño y del esquema de contenido de cada volumen, estos podrán presentarse en uno o más tomos.
  
- **Títulos:** Son las unidades temáticas dentro de cada volumen y se identifican mediante números arábigos (1, 2, 3, etc.).
  
- **Capítulos:** Constituyen subdivisiones de contenido detallado dentro de cada título.
  
- **Secciones:** Corresponden a los términos, disposiciones y requerimientos establecidos dentro de cada capítulo. Su numeración refleja la secuencia jerárquica a la que pertenecen. Por ejemplo, la sección 1.1.1 corresponde al Título 1, Capítulo 1, Sección 1.

- **Anexos:** Incluyen información complementaria como tablas, ejemplos, normas referidas, actas de consenso, informes técnicos, entre otros recursos de apoyo para la interpretación y aplicación del Código, estudios complementarios, entre otros.

## 8. PRINCIPIOS GENERALES PARA SU INTERPRETACIÓN

Este Código de Construcción se concibe como un gran reglamento técnico unificado y dinámico, que sustituye el esquema anterior de reglamentos aislados formulados bajo la Ley núm. 687-82, consolidando en un solo cuerpo normativo los criterios técnicos y estructurales que rigen el diseño, la construcción y la supervisión de edificaciones en la República Dominicana.

Para interpretar correctamente el Código, se deben considerar los siguientes principios:

- **Jerarquía normativa:** El Código prevalece sobre las disposiciones sectoriales cuando se trate de requisitos mínimos de seguridad aplicables a edificaciones.
- **Coherencia interna:** La interpretación del contenido del Código debe realizarse de forma integral, homologando criterios y considerando la relación entre los distintos volúmenes, títulos, capítulos y secciones.
- **Uso de definiciones:** Los términos deberán aplicarse conforme a las definiciones establecidas en cada título del Código.
- **Aplicación supletoria:** En ausencia de disposiciones locales específicas, se deberá someter a la evaluación previa del Comité Técnico correspondiente, la aplicación de normas técnicas internacionales reconocidas, siempre que sean coherentes con los principios y objetivos del presente Código.

## 9. HERRAMIENTAS DE APOYO AL USUARIO

Para promover y facilitar el uso del Código de Construcción de la República Dominicana, se pondrán a disposición de los usuarios los siguientes recursos de apoyo:

- **Formulario de consulta web**, para canalizar preguntas técnicas, solicitudes de interpretación y sugerencias de mejora.
  - **Sección de descarga de contenidos**, disponible en el apartado web del Código, con acceso a documentos normativos, guías técnicas y otros materiales relevantes.
  - **Contenido enlazado**, que permitirá la navegación interactiva entre volúmenes, títulos, capítulos y secciones del Código.
  - **Preguntas frecuentes (FAQ) y notas aclaratorias**, orientadas a responder dudas comunes y precisar aspectos técnicos clave.
  - **Publicaciones y actualizaciones**, mediante las cuales se informará periódicamente sobre cambios normativos, mejoras técnicas y nuevas disposiciones.
  - **Mesas de trabajo**, organizadas con actores clave del sector, para fomentar la participación, el análisis técnico colaborativo y la mejora continua del Código.
  - **Jornadas de difusión**, destinadas a promover el conocimiento del Código a través de talleres y actividades de capacitación a nivel nacional.
- La administración, actualización y difusión de estos recursos estará a cargo del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED), en coordinación con los distintos Comités Técnicos del Código de Construcción y con el respaldo del Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED).

## 10. RELACIÓN CON OTROS INSTRUMENTOS NORMATIVOS

El Código de Construcción de la República Dominicana podrá articularse con otras normas sectoriales y locales que resulten complementarias, siempre que no contradigan los principios y disposiciones fundamentales del presente Código. Entre ellas se incluyen:

- Reglamentos técnicos vigentes que no formen parte de la presente compilación normativa.
- Reglamentos, resoluciones y disposiciones complementarias emitidas por autoridades competentes en materias vinculadas al diseño, construcción, mantenimiento o supervisión de edificaciones.
- Normativas ambientales, urbanísticas y de infraestructura vial y de comunicaciones, que establezcan requisitos adicionales aplicables al desarrollo de proyectos constructivos.
- Estándares internacionales de referencia, previamente adoptados y reconocidos por las autoridades nacionales, en los casos en que se requiera su aplicación supletoria.

La articulación con estas normativas deberá ser interpretada de manera coherente, y su aplicación estará sujeta a los principios rectores establecidos por el presente Código.

## 11. ACTUALIZACIÓN Y REVISIÓN DEL CÓDIGO

El Código de Construcción de la República Dominicana es un instrumento normativo dinámico, diseñado para adaptarse a los avances técnicos, científicos y a las necesidades cambiantes del sector construcción. Para garantizar su vigencia, será sometido a revisiones sistemáticas y actualizaciones periódicas. Este proceso estará coordinado por el Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVED) e incluirá los siguientes mecanismos:

- Convocatoria a consultas públicas, a fin de recoger aportes de profesionales, instituciones, gremios y ciudadanía interesada.
- Participación de subcomités técnicos multisectoriales, responsables de analizar, validar y proponer ajustes normativos.
- Publicación de modificaciones y versiones actualizadas en el portal oficial del Código, asegurando el acceso libre, transparente y oportuno a todos los cambios realizados. Las propuestas de modificación serán sometidas a revisión técnica por los Comités correspondientes y requerirán la validación del Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED), como instancia rectora.

## 12. CONTACTOS INSTITUCIONALES Y CANALES DE CONSULTA

Para consultas técnicas o reportes sobre la aplicación del Código, se podrán utilizar los siguientes canales de comunicación:

- Formulario de consulta web.
- Correo electrónico: **reglamentos@mived.gob.do**
- Líneas de atención al usuario: 809-732-0266, ext. 7304, y 829-755-5843.
- **www.mived.gob.do**, con acceso a documentos actualizados.

### 13. ANEXOS DEL CÓDIGO

Se incluirán anexos para complementar el contenido principal del Código, proporcionando recursos adicionales y materiales de apoyo que facilitan su correcta interpretación y aplicación. En esta sección se incluyen documentos que enriquecen y mantienen vigente este instrumento normativo:

- Esquema de implementación del Código.
- Publicaciones y actualizaciones.
- Actas de consenso y documentos técnicos.
- Informes técnicos y estudios complementarios.
- Otros recursos de apoyo para la interpretación y aplicación del Código.

Esta guía tiene carácter orientativo y no sustituye al texto normativo oficial del Código de Construcción.

### 14. ESQUEMA DE ETAPAS DEL CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN DE LA REPÚBLICA DOMINICANA (CDCRD)

El desarrollo del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD) ha seguido un proceso estructurado y participativo, orientado a garantizar su calidad técnica, coherencia normativa y legitimidad institucional. Este enfoque se alinea estrechamente con los lineamientos establecidos en la Guía de Buenas Prácticas en materia de Reglamentación Técnica del Instituto Dominicano para la Calidad (INDOCAL), que promueve principios de transparencia, inclusión y rigor técnico.

A continuación, se presenta un esquema de las principales etapas que han marcado este proceso, desde el diagnóstico inicial hasta su implementación y actualización continua.

| ETAPA   | PASOS  |
|---|--|
| <p><b>Etapa 1:</b><br/><b>Diagnóstico y planificación inicial.</b></p>        | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Revisión del marco legal relacionado.</li> <li>• Identificación de vacíos normativos y fragmentación de los reglamentos existentes.</li> <li>• Definición de las atribuciones institucionales y alcance del nuevo Código.</li> <li>• Conformación de los distintos Comités Técnicos de revisión.</li> </ul>   |
| <p><b>Etapa 2:</b><br/><b>Metodología y estructuración.</b></p>               | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Selección y clasificación del contenido normativo.</li> <li>• Aprobación del esquema de volúmenes temáticos y estructura interna.</li> <li>• Definición de principios normativos y criterios técnicos transversales.</li> <li>• Establecimiento del cronograma de trabajo, fases de redacción y consultas.</li> </ul>   |
| <p><b>Etapa 3:</b><br/><b>Formulación técnica.</b></p>                        | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Redacción inicial del contenido por título para la conformación de cada volumen.</li> <li>• Mesas técnicas y sesiones interinstitucionales.</li> <li>• Inclusión de aportes de gremios, universidades, sector privado y entes reguladores.</li> </ul>   |
|   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Validación técnica y consenso preliminar por título.</li> </ul>   |
| <p><b>Etapa 4:</b><br/><b>Consulta pública y revisión intersectorial.</b></p> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Socialización general de la propuesta.</li> <li>• Formalización de los Comités Técnicos de seguimiento y actualización.</li> <li>• Publicación de borradores mediante el formulario <i>web</i> de consulta.</li> <li>• Recepción de observaciones y comentarios de parte de diversos sectores técnicos.</li> <li>• Incorporación de mejoras, ajustes y consensos técnicos.</li> </ul>   |
| <p><b>Etapa 5:</b><br/><b>Consolidación y aprobación institucional.</b></p>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Integración y edición final de volúmenes, anexos y guías técnicas.</li> <li>• <del>Aprobación del esquema normativo por el Consejo Nacional de Regulación Técnica para las Edificaciones (CONARTED).</del></li> <li>• Remisión a la Dirección Jurídica del MIVHED, para su posterior envío al Poder Ejecutivo.</li> <li>• Validación definitiva por el Poder Ejecutivo.</li> <li>• Conformación del documento oficial del CDCRD.</li> </ul> |

|  |   |
|--|---|
| <p><b>Etapa 6:</b><br/><b>Publicación y entrada en vigor.</b></p>        | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Publicación oficial del Código en el portal institucional.</li> <li>• Jornadas de difusión, seminarios y entrega de materiales.</li> <li>• Establecimiento del período de transición y aplicación obligatoria.</li> </ul>  |
| <p><b>Etapa 6:</b><br/><b>Aplicación, monitoreo y actualización.</b></p> | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Priorización de los temas o títulos de mayor impacto técnico y conceptual para su implementación por fases.</li> <li>• Retiro progresivo del uso de las reglamentaciones anteriores, permitiendo su uso únicamente para ampliaciones o proyectos en desarrollo ya aprobados.</li> <li>• Puesta en marcha de mecanismos de capacitación y asistencia técnica.</li> <li>• Desarrollo de guías.</li> <li>• Monitoreo y revisión periódica para la actualización continua del Código.</li> </ul> |

# 6



## Especificaciones Especiales para el Análisis y Diseño de Edificaciones con Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada (MHADL)





## ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA (MHADL)

---

El Título 6, incluido en el Volumen I sobre “Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones” del Código de Construcción de la República Dominicana, establece un marco técnico provisional para orientar a los profesionales en la aplicación de criterios de diseño adecuados para edificaciones que incorporan Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada (MHADL). El principal objetivo de este Título es destacar la importancia de garantizar tanto la resistencia estructural como la capacidad de disipación de energía de estos sistemas, especialmente en zonas de amenaza sísmica.

En ausencia de un marco normativo específico en el país sobre el comportamiento de los MHADL, las disposiciones contenidas se fundamentan en criterios teóricos, referencias a normativas internacionales reconocidas y, principalmente, en los consensos técnicos alcanzados tras el análisis de profesionales de reconocida competencia. Se enfatiza la necesidad de aplicar principios de ingeniería prudente y utilizar parámetros conservadores hasta tanto se disponga de investigaciones experimentales locales que permitan desarrollar disposiciones más específicas y ajustadas a la realidad nacional.

En este sentido, cabe resaltar que es responsabilidad de los diseñadores estructurales considerar las limitaciones inherentes de ductilidad de estos sistemas, empleando métodos de análisis que aseguren el cumplimiento de los requisitos mínimos de seguridad y desempeño estructural exigidos en el Código. El MIVHED reconoce que las especificaciones técnicas relativas al diseño de estructuras basadas en MHADL requieren un tratamiento exhaustivo, dado que este tipo de sistema, por sus características geométricas, configuración estructural y tipo de refuerzo —usualmente mediante malla electrosoldada—, no es directamente comparable con el sistema tradicional de muros de hormigón armado contemplado en el Título 5 o en los capítulos 11 y 18 del ACI 318-19. Tanto el MIVHED como el Subcomité Técnico de Revisión del Título 6 han concluido que los ensayos internacionales disponibles sobre muros reforzados con malla electrosoldada son limitados o poco representativos. Además, no existen actualmente reglamentaciones o estándares internacionales específicos para el diseño y detallado de este tipo de elementos.

Por ello, el MIVHED ha planteado la necesidad de emprender un proyecto de investigación que incluya ensayos a escala real y el desarrollo de modelos analíticos no lineales, con el fin de establecer disposiciones especiales de diseño y detallado que aseguren un desempeño estructural adecuado frente a las amenazas sísmicas presentes en el país.

Durante la sesión de revisión del Título 6, celebrada el 13 de junio de 2024, se inició el análisis de las disposiciones para el diseño de MHADL basadas en la propuesta normativa elaborada previamente por el Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones (MOPC), la cual fue transferida al MIVHED como documento de transición. Tras una revisión interna, se concluyó que dicha propuesta debía ser respaldada por estudios y ensayos adicionales, por lo que se decidió, de manera provisional, formalizar los consensos técnicos alcanzados mediante una “Disposición Administrativa” emitida por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias (DTTL).

Es importante señalar que esta Disposición Administrativa fue emitida en ejercicio de las potestades conferidas al MIVHED y en respuesta a la necesidad urgente de contar con directrices provisionales para la revisión y tramitación de proyectos que adopten el diseño de estructuras mediante el sistema de MHADL. Su carácter excepcional se justifica en la ausencia de un marco normativo específico y, en la necesidad de establecer una base técnica transitoria, mientras se completan los estudios e investigaciones que fundamenten el desarrollo y enriquezcan la formulación de disposiciones normativas definitivas.

Posteriormente, la Dirección de Normas y Reglamentaciones (DNR) presentó al Subcomité los esfuerzos realizados para evaluar la factibilidad de ensayar estructuras de MHADL a escala real. Sin embargo, se determinó que tales proyectos resultan inviables en el corto y mediano plazo debido a las limitaciones de capacidad de las mesas de vibración disponibles, así como a los elevados costos y tiempos de espera asociados a los laboratorios de mayor capacidad a nivel mundial.

Ante esta situación, desde la DNR se propuso la aplicación de la metodología FEMA P-695 para la evaluación del sistema MHADL. Esta metodología, desarrollada en los Estados Unidos como parte del Proyecto ATC-63, constituye una alternativa viable a mediano plazo para evaluar los parámetros de desempeño sísmico de estos sistemas. La metodología fue presentada y discutida en una exposición técnica a cargo del Ing. Juan Francisco Correal, de la Universidad de Los Andes (Colombia), celebrada el 12 de marzo de 2024 en el Auditorio del Edificio 1 del MIVHED.

Como resultado de estos análisis, en fecha 28 de noviembre de 2024, se firmó el Acta de reunión mediante la cual los integrantes del Subcomité Técnico de Revisión del Título 6 manifestaron su conformidad con la aplicación de la metodología FEMA P-695 para evaluar el sistema MHADL, definir sus parámetros de desempeño sísmico y establecer sus usos y limitaciones.

De igual manera, en fecha 10 de abril de 2025, se dio inicio formal a los trabajos de aplicación de dicha metodología, comenzando con la selección de 40 modelos de diseño que servirán de base para la clasificación de los arquetipos de estudio.

Actualmente, el contenido del Título 6 se limita a recoger los consensos técnicos de aplicación provisional y el estatus de los estudios e investigaciones en curso.

A medida que se obtengan resultados del proyecto de investigación y se completen las evaluaciones de desempeño sísmico, el Título 6 será actualizado de forma progresiva, incorporando nuevas disposiciones técnicas que reflejen los avances en el conocimiento y garanticen un diseño estructural seguro y conforme a las condiciones locales.

# 7



## Aluminio





## TÍTULO 7. ALUMINIO

---

### CAPÍTULO 7.1

#### GENERALIDADES

**7.1.1 ÁMBITO DE APLICACIÓN.** Este capítulo regula la calidad, el diseño, la fabricación y el montaje del aluminio. La calidad, el diseño, la fabricación y el montaje del aluminio utilizado estructuralmente en las edificaciones o estructuras deben ajustarse a las buenas prácticas de ingeniería, a las disposiciones de este capítulo y a otros requisitos aplicables de este código.

Excepción: Los edificios y estructuras situados en la zona de huracanes de alta velocidad deben cumplir con las disposiciones del capítulo 7.3.

## CAPÍTULO 7.2

### MATERIALES

7.2.1 GENERAL. El aluminio utilizado para propósitos estructurales en edificios y estructuras deberá cumplir con AA ASM 35 y AA ADM 1. Las cargas nominales serán las cargas mínimas de diseño requeridas por el Capítulo 2. Se permitirá el uso de aleaciones de aluminio que no figuren en el manual, siempre que su nivel de rendimiento no sea inferior al exigido en el manual y el rendimiento se justifique a satisfacción del funcionario de la construcción.

#### 7.2.2 DEFINICIONES

- **MIEMBRO PRIMARIO.** Miembros estructurales que proveen soporte estructural a otros miembros y/o superficies de una estructura incluyendo, pero no limitado a vigas, postes, columnas, viguetas, canaletas estructurales, cabeceras, rieles de aleros, correas, riostras de techo.
- **MIEMBROS SECUNDARIOS.** Miembros de la estructura que no proporcionan un soporte básico para toda la estructura, incluyendo generalmente, pero sin limitarse a ello, miembros tales como los rieles de los patines, los rieles de las sillas, los paneles del techo o de la pared, las riostras de la pared.
- **MIEMBROS ESTRUCTURALES.** Miembros o secciones que proporcionan soporte a un conjunto y/o resisten las cargas aplicadas.

#### 7.2.3 CERRAMIENTOS DE PANTALLA

7.2.3.1 **ESPESOR.** El espesor real de las paredes de los miembros de aluminio extruido no debe ser inferior a 1 mm (0.040 pulgadas).

7.2.3.2 **PANELES DE VINILO, VIDRIO TEMPLADO Y ACRÍLICO.** Los paneles de vinilo, vidrio templado y acrílico deben ser removibles. Los paneles desmontables se identificarán como desmontables mediante una calcomanía. La calcomanía de identificación deberá indicar esencialmente “El panel removable DEBERÁ ser removido cuando la velocidad del viento exceda los 34

m/s (75 mph)". Las calcomanías se colocarán de manera que sean visibles cuando el panel esté instalado.

**7.2.4 CARGAS.** Los miembros estructurales que soportan los cerramientos con pantalla deben ser diseñados para el viento en dos direcciones ortogonales usando las presiones dadas en la Tabla 7.2.4. Cada miembro primario también debe ser diseñado para una carga de 1.33 kN (300 libras) aplicada verticalmente hacia abajo a lo largo de 305 mm (1 pie) de cualquier miembro, que no ocurra simultáneamente con la carga de viento.

Excepción: Además de las presiones del viento, las correas deben ser diseñadas para una carga de 0.89 kN (200 libras) aplicada verticalmente hacia abajo a lo largo de cualquier 305 mm (1 pie) de cualquier miembro, que no ocurra simultáneamente con la carga del viento.

**TABLA 7.2.4 PRESIONES DE VIENTO DE DISEÑO ENCUBIERTAS a, b, f, g, h (DISEÑO DE FUERZA O LRFD ÚNICAMENTE)**

| Superficie  | VELOCIDAD ÚLTIMA DE DISEÑO $V_{ULT}$ (KPH)                          |   |     |   |     |   |     |   |     |   |     |   |     |   |   |   |   |   |   |   |   |
|---|---|---|-----|---|-----|---|-----|---|-----|---|-----|---|-----|---|---|---|---|---|---|---|---|
|   | 177   |   | 193 |   | 209 |   | 225 |   | 241 |   | 257 |   | 273 |   |   |   |   |   |   |   |   |
|   | Presión de Diseño por Categoría de Exposición (Kgf/m <sup>2</sup> ) |   |     |   |     |   |     |   |     |   |     |   |     |   |   |   |   |   |   |   |   |
|   | B   | C | D   | B | C   | D | B   | C | D   | B | C   | D | B   | C | D | B | C | D |   |   |   |
| Presiones Horizontales en las Superficies Frontales <sup>d</sup>  | 8   | 1 | 14  | 0 | 14  | 6 | 1   | 6 | 9   | 3 | 9   | 2 | 5   | 1 | 5 | 8 | 4 | 9 | 0 | 8 | 3 |
|   | 5   | 0 | 0   | 0 | 0   | 5 | 5   | 0 | 0   | 5 | 0   | 0 | 5   | 5 | 5 | 0 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Presiones horizontales en superficies de Posteriores <sup>d</sup> | 6   | 9 | 10  | 7 | 11  | 3 | 0   | 3 | 5   | 0 | 4   | 7 | 1   | 7 | 0 | 2 | 9 | 3 | 4 | 2 | 6 |
|   | 5   | 0 | 5   | 5 | 0   | 0 | 0   | 0 | 5   | 5 | 5   | 0 | 0   | 0 | 0 | 5 | 5 | 0 | 5 | 0 | 0 |
| Presiones Verticales en superficies de pantalla <sup>c</sup>      | 2   | 3 |     | 3 |     | 4 | 3   | 4 | 5   | 4 | 5   | 6 | 4   | 6 | 7 | 5 | 7 | 8 | 5 | 7 | 9 |
|   | 0   | 5 | 40  | 0 | 40  | 5 | 0   | 5 | 5   | 0 | 5   | 0 | 5   | 0 | 0 | 0 | 0 | 5 | 5 | 0 | 0 |
| Presiones verticales en superficies sólidas <sup>e</sup>          | 7   | 9 | 11  | 8 | 11  | 3 | 0   | 3 | 6   | 1 | 6   | 8 | 2   | 8 | 1 | 4 | 0 | 4 | 6 | 3 | 7 |
|   | 0   | 5 | 5   | 5 | 5   | 5 | 0   | 5 | 0   | 5 | 0   | 5 | 5   | 0 | 0 | 5 | 5 | 0 | 5 | 0 | 0 |

Para el SI:  $9.479 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ libra por pie cuadrado}$ .

**NOTAS:**

- a)** Las presiones se aplican a recintos con una altura media del techo del recinto de 10 m (30 pies). Para otras alturas, multiplique las presiones de esta tabla por los factores de la tabla 6.2.4.
- b)** Aplique las presiones horizontales al área del cerramiento proyectada sobre un plano vertical normal a la dirección supuesta del viento, simultáneamente hacia adentro en el lado de barlovento y hacia afuera en el lado de sotavento.
- c)** Aplicar presiones verticales hacia arriba o hacia abajo sobre el área del cerramiento proyectada en un plano horizontal.
- d)** Aplicar las presiones horizontales simultáneamente con las verticales.
- e)** Las presiones de la tabla son Cargas MWFRS. El diseño de los paneles sólidos de la cubierta y sus fijaciones se basará en las cargas de los componentes y del revestimiento para estructuras cerradas o parcialmente cerradas, según corresponda.
- f)** Las presiones de la tabla se aplican a la malla de  $20 \times 20 \times 0.013''$ . Para una pantalla de malla de  $18 \times 14 \times 0.013''$ , las presiones en las superficies de la pantalla pueden multiplicarse por 0,88. Para densidades de malla superiores a  $20 \times 20 \times 0.013''$ , utilice las presiones para edificios cerrados.
- g)** Las presiones de la tabla pueden interpolarse utilizando la metodología ASCE 7.
- h)** Para el diseño de esfuerzos permisibles (ASD) se permitirá multiplicar las presiones por 0.6.

**TABLA 7.2.4A FACTORES DE AJUSTE DE ALTURA**

| ALTURA MEDIA DEL<br>TECHO (mm) | EXPOSICIÓN |      |      |
|--------------------------------|------------|------|------|
|                                | B          | C    | D    |
| 0–4,572                        | 1          | 0.86 | 0.89 |
| 6,096                          | 1          | 0.92 | 0.93 |
| 7,620                          | 1          | 0.96 | 0.97 |
| 9,144                          | 1          | 1    | 1    |
| 10,668                         | 1.05       | 1.03 | 1.03 |
| 12,192                         | 1.09       | 1.06 | 1.05 |
| 13,716                         | 1.12       | 1.09 | 1.07 |
| 15,240                         | 1.16       | 1.11 | 1.09 |
| 16,764                         | 1.19       | 1.14 | 1.11 |
| 18,288                         | 1.22       | 1.16 | 1.13 |

**7.2.4.1 GUÍA DE DISEÑO.** Se aceptará la Guía de la AAF para la Construcción con Aluminio en Zonas de Vientos Fuertes como conforme a las prácticas de ingeniería aceptadas.

**7.2.5 PANELES DE PARED.** El grosor mínimo de los paneles estructurales de pared de chapa de aluminio conformada no será inferior a 0.6 mm (0.024 pulgadas), sujeto a las tolerancias aprobadas.

## 7.2.6 DISEÑO DE CUARTOS DE SOL.

**7.2.6.1** Los cuartos de sol deben cumplir con la norma AAMA/NPEA/NSA 2100.

**7.2.6.2** A los efectos de aplicar los criterios de AAMA/NPEA/NSA 2100 en función del uso previsto, los cuartos de sol deberán ser identificados como una de las siguientes categorías por el solicitante del permiso, el profesional del diseño o el propietario o el agente del propietario en los documentos de construcción. Las presiones de los componentes y de los revestimientos se utilizarán para el diseño de los elementos que no se califican como sistemas principales de resistencia al viento. Las presiones del sistema principal de resistencia a la fuerza del viento se utilizarán para el diseño de los elementos asignados para proporcionar soporte y estabilidad para el cuarto de sol en general.

**CATEGORÍA I:** Una terraza acristalada aislada térmicamente con paredes abiertas o cerradas con mosquiteras o con una película de plástico de 0,5 mm (20 mil) de grosor máximo. El espacio no es habitable y no está acondicionado.

**CATEGORÍA II:** Una terraza acristalada aislada térmicamente con paredes cerradas. Las aberturas están cerradas con plástico o vidrio translúcido o transparente. El espacio no es habitable ni está acondicionado.

**CATEGORÍA III:** Una terraza acristalada aislada térmicamente con paredes cerradas. Las aberturas están cerradas con plástico o vidrio translúcido o transparente. El cerramiento de la terraza acristalada cumple los requisitos adicionales de resistencia a la infiltración de aire y a la penetración de agua. El espacio se define como no habitable y no acondicionado.

**CATEGORÍA IV:** Una terraza acristalada aislada térmicamente con paredes cerradas. La terraza acristalada está diseñada para ser calentada o refrigerada por un sistema de control de temperatura independiente y está aislada térmicamente de la estructura principal. El cerramiento de la terraza acristalada cumple los requisitos adicionales de resistencia a la penetración de agua, resistencia a la infiltración de aire y rendimiento térmico. El espacio no es habitable y está acondicionado.

**CATEGORÍA V:** Una terraza acristalada con paredes cerradas. La terraza acristalada está diseñada para ser calentada o refrigerada y está abierta a la estructura principal. El cerramiento de la terraza acristalada cumple los requisitos adicionales de resistencia a la penetración de agua, resistencia a la infiltración de aire y rendimiento térmico. El espacio es habitable y está acondicionado.

## CAPÍTULO 7.3

### ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD - ALUMINIO

**7.3.1 DISEÑO.** Los miembros de aluminio deberán ser diseñados por métodos que admitan un análisis racional de acuerdo con los principios establecidos de la mecánica.

**7.3.2 NORMAS.** El diseño, la fabricación y el montaje del aluminio estructural se ajustarán al Manual de Diseño del Aluminio.

**7.3.3 EJECUCIÓN.** La construcción de aluminio deberá estar en conformidad con las tolerancias, calidad y métodos de construcción establecidos en la Sección 7.3.2 y el Código de Soldadura Estructural-Aluminio de la Sociedad Americana de Soldadura (D1.2).

#### 7.3.4 TENSIONES UNITARIAS ADMISIBLES.

**7.3.4.1** El diseño, la fabricación y el ensamblaje de los elementos de aluminio para la construcción y otras estructuras deben ser conformes a la norma establecida en la sección 7.3.2 y a lo que se establece en este documento.

**7.3.4.2** Los miembros de aluminio deben estar limitados por las deflexiones establecidas en la Sección 2.16.3.

**7.3.5** El funcionario de la construcción puede exigir que cualquier estructura que utilice miembros primarios o secundarios de aluminio sea diseñada por un ingeniero estructural.

**7.3.5.1** Además de los esfuerzos de flexión y de corte, los factores críticos de pandeo, fatiga, elevadores de esfuerzos tales como muescas o agujeros o esquinas reentrantes de forma, deflexión y conexiones deberán ser considerados y previstos por un diseño adecuado.

**7.3.5.2** Todos los sistemas de cubiertas sólidas se diseñarán para una carga viva mínima de 150 Kgf/m<sup>2</sup> (30 psf or 1,436 Pa).

**7.3.5.3** Todos los edificios y estructuras deberán estar diseñados para resistir el levantamiento. En el caso de la colocación sobre losas y cimientos existentes, el ingeniero profesional y/o el arquitecto deberán proporcionar información y cálculos suficientes para verificar la capacidad de la losa o los cimientos para resistir las cargas de levantamiento.

**7.3.5.4** Todos los dispositivos de conexión deberán ser calificados mediante pruebas de carga realizadas por un laboratorio de pruebas aprobado.

**7.3.5.4.1** Todos los anclajes de expansión no deben instalarse a menos de 76 mm (3 pulgadas) del borde de la losa de hormigón y/o de las zapatas. Todos los anclajes de expansión deberán desarrollar una fuerza de resistencia a la retirada final igual a cuatro veces la carga impuesta, sin aumento de la tensión durante la duración de la carga.

### **7.3.6 DETALLES DE FABRICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN.**

**7.3.6.1 CONEXIONES.** Los elementos de aluminio se diseñarán según las normas de la sección 7.3.2.

**7.3.6.1.1 SUJETADORES.** Los pernos y otros elementos de fijación deberán ser de aluminio, acero inoxidable, acero galvanizado en caliente o electrogalvanizado. También se pueden utilizar pernos de acero con doble cadmio.

**7.3.6.1.2 SOLDADURA.** Las piezas de aluminio se soldarán con un proceso de soldadura por arco con gas inerte o por resistencia. No se utilizará ningún proceso de soldadura que requiera un flujo de soldadura. Se utilizarán aleaciones de relleno que cumplan los requisitos de la norma de este capítulo.

**7.3.6.1.3 CALIFICACIÓN DEL SOLDADOR.** Todas las soldaduras de miembros estructurales de aluminio serán realizadas por soldadores certificados.

**7.3.6.1.4 MONTAJE.** Durante el montaje, el aluminio estructural deberá estar adecuadamente arriostrado y fijado para resistir las cargas muertas, de viento y de montaje.

### **7.3.6.2 CUBIERTAS Y REVESTIMIENTOS DE ALUMINIO ESTRUCTURAL.**

**7.3.6.2.1** Las secciones de aluminio que se extienden entre los soportes deberán tener una luz limitada para soportar satisfactoriamente las cargas positivas y negativas establecidas en el capítulo 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad). La deflexión de la cubierta no deberá exceder lo establecido en la Sección 2.16.

**7.3.6.2.2** La lámina de aluminio utilizada para las cubiertas o revestimientos de los tejados no deberá tener un grosor inferior a 0.8 mm (0.032 pulgadas).

**7.3.6.2.3** Las láminas de aluminio deben fijarse a los soportes para resistir adecuadamente las cargas positivas y negativas. Las fijaciones se harán a intervalos que no excedan de 8 pulgadas (203 mm) al centro y se fijarán unas a otras en los solapes laterales a intervalos que requieran los análisis racionales y/o las pruebas, pero no excederán de 12 pulgadas (305 mm) al centro.

**7.3.6.2.4** Los elementos de fijación deberán tener una cabeza y/o estar provistos de arandelas de un diámetro no inferior a 13 mm (1/2 pulgada).

**7.3.6.2.5** Los sujetadores ubicados en los traslapes de los extremos deben colocarse a no más de 51 mm (2 pulgadas) ni a menos de 25 mm (1 pulgada) del extremo de las láminas superpuestas.

**7.3.6.2.6** Cuando el revestimiento del techo o de la pared sea de aluminio, se debe proveer una membrana aprobada para proteger contra la intru-

sión de agua en el interior o el revestimiento de aluminio debe ser diseñado y construido con un borde continuo aprobado, solapado o costura para prevenir la intrusión de agua.

### **7.3.6.3 REVESTIMIENTOS Y CUBIERTAS DE ALUMINIO NO ESTRUCTURALES.**

**7.3.6.3.1** Las láminas de aluminio no estructurales deberán estar respaldadas por un revestimiento según lo establecido en los Capítulos 9 y 10 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

**7.3.6.3.2** Las láminas de aluminio no estructural deben tener un espesor mínimo de 0.8 mm (0.032 pulgadas).

**7.3.6.3.3** Las cubiertas y los revestimientos no estructurales se fijarán como se establece en la Sección 6.3.8.2, excepto que la fijación de los revestimientos residenciales de aluminio se hará mediante análisis y/o pruebas racionales utilizando clavos de aluminio de un diámetro mínimo de 3 mm (0.120 pulgadas) de longitud suficiente para penetrar en los montantes un mínimo de 51 mm (2 pulgadas). Los clavos en los montantes de madera deben ser los requeridos por el análisis racional y/o las pruebas, pero espaciados no más de 610 mm (24 pulgadas) en el centro horizontalmente y no más de 203 mm (8 pulgadas) en el centro verticalmente.

### **7.3.7 SALONES DE SOL**

**7.3.7.1 CARGAS DE VIENTO.** La velocidad básica del viento en kilómetros por hora (kph) se determinará de acuerdo con la Sección 2.20. Los cuartos de sol, incluyendo las estructuras expuestas, los componentes, el revestimiento y la cubierta del techo, deberán estar diseñados para resistir las cargas de viento establecidas en la Sección 2.20.1.

**7.3.7.2 CATEGORÍAS DE CUARTOS DE SOL.** El solicitante del permiso, el profesional del diseño o el propietario del lugar donde se construya el solárium

deberá clasificarlo en una de las siguientes categorías:

**CATEGORÍA I:** Techo o cubierta de un espacio exterior. Se permitirá que las aberturas se cierren con una malla antiinsectos o con una película de plástico de 0.5 mm (20 mil) de grosor máximo. El espacio se define como no habitable y no acondicionado.

**CATEGORÍA II:** Un techo o una cubierta de un espacio exterior con paredes cerradas. Se permite que las aberturas estén cerradas con plástico o vidrio translúcido o transparente. El espacio se define como no habitable y no acondicionado.

**CATEGORÍA III:** Un techo o una cubierta de un espacio exterior con paredes cerradas. Se permite que las aberturas estén cerradas con plástico o vidrio translúcido o transparente. La terraza acristalada cumple los requisitos adicionales de resistencia a la entrada forzada, resistencia a las fugas de aire y resistencia a la penetración del agua. El espacio se define como no habitable y no acondicionado.

**CATEGORÍA IV:** Un techo o una cubierta de un espacio exterior con paredes cerradas. La terraza acristalada está diseñada para ser calentada y/o enfriada por un sistema de control de temperatura independiente y está aislada térmicamente de la estructura principal. La terraza acristalada cumple con los requisitos adicionales de resistencia a la entrada forzada, resistencia a la penetración de agua, resistencia a las fugas de aire y rendimiento térmico. El espacio se define como habitable y acondicionado.

**CATEGORÍA V:** Techo o cubierta de un espacio exterior con paredes cerradas. La terraza acristalada está diseñada para ser calentada y/o refrigerada y está abierta a la estructura principal. La terraza acristalada cumple los requisitos adicionales de resistencia a la entrada forzada, resistencia a la penetración de agua, resistencia a las fugas de aire y rendimiento térmico. El espacio se define como habitable y acondicionado.

# 8



## Mampostería





---

## TÍTULO 8. MAMPOSTERIA

---

### CAPITULO 8.1.

#### CONSIDERACIONES GENERALES

**8.1.1. OBJETIVOS** El presente Título tiene por objeto regular el diseño y construcción de edificios de mampostería, con la finalidad de garantizar la estabilidad y seguridad adecuada a este tipo de estructuras. En particular este Título fija:

- a. Los conceptos básicos y requisitos mínimos para el diseño de estructuras de muros de mampostería.
- b. Los requerimientos mínimos de calidad de los materiales de diseño.
- c. Los conceptos fundamentales para el diseño de estructuras de mampostería armada.

**8.1.2. CAMPO DE APLICACIÓN.** Este Título contiene los requisitos mínimos a aplicarse en el diseño y construcción de estructuras de mampostería de edificios multipisos, no mayor de seis (6) pisos, donde los elementos estructu-

rales principales lo conforman muros de mampostería armadas, dispuestos en las direcciones principales de la estructura.

**8.1.3. DE APLICACIÓN GENERAL.** Para el diseño y construcción de edificios de mampostería que no estén incluidos dentro del campo de aplicación de este Título, deberán aplicarse en su totalidad los códigos, guías, reglamentos y especificaciones más recientes publicados por La Sociedad de la Mampostería TMS (The Masonry Society), en especial los siguientes:

- a. ACI 117. Especificaciones Estándares de Tolerancias para Construcciones de Hormigón y Materiales (Standard Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials)
- b. ACI 301. Especificaciones para Hormigón Estructural (Specifications for Structural Concrete)
- c. ACI 304. Guía para la Dosificación, Mezclado, Transporte y Colocación del Hormigón (Guide for Measuring, Mixing, Transporting, and Placing Concrete)
- d. ACI 315. Detalles y Detallado del Refuerzo del Hormigón (Details and Detailing of Concrete Reinforcement)
- e. ACI 318. Reglamento de las Construcciones de Hormigón Armado (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary)
- f. TMS 402/602. Reglamento y Especificaciones para la Construcciones de Estructuras de Mampostería (Building Code Requirements and Specifications for Masonry Structures)

**8.1.4. OTRAS NORMAS.** Se permite el uso de métodos de análisis y diseño estructural diferentes a los prescritos por este Título, siempre y cuando el diseñador estructural presente evidencia que demuestre que la alternativa propuesta cumple con sus propósitos en cuanto a seguridad, durabilidad y resistencia, especialmente sísmica, y además se sujete a los requisitos siguientes:

**8.1.4.1.** Se presente junto a las memorias de cálculo una copia de las normas que se estén usando.

**8.1.4.2.** Se cumpla con los requisitos del “Título 2: Cargas Mínimas”.

**8.1.4.3.** Se cumplan los requisitos de detallamiento de armaduras exigidos por el ACI y el TMS para asegurar la ductilidad de la estructura frente a una sollicitación sísmica.

**8.1.5. SANCIONES.** El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Título conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los Capítulos xxx y xxx de la ley xxxx.

**8.1.6. DEFINICIONES.** Las siguientes definiciones corresponden a los términos más usados en el presente Título.

**8.1.6.1. ACI.** Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute)

**8.1.6.2. AGREGADO.** Conjunto de partículas inertes, naturales o artificiales, tales como arena, gravilla, grava, etc., que al mezclarse con el material cementante y el agua produce el hormigón.

**8.1.6.3. ANÁLISIS.** Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas interiores y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de uno o más estados de carga.

**8.1.6.4. ASENTAMIENTO.** Hundimiento o descenso del nivel de una estructura debido a la compresión y deformación del suelo o roca de fundación.

**8.1.6.5. ASTM.** Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials)

**8.1.6.6. BARRA CORRUGADA.** Barra con un núcleo de sección circular en cuya superficie existen resaltes que tienen por objeto aumentar la adherencia entre el hormigón y el acero, que cumple con las normas ASTM A 706 y ASTM A 615.

**8.1.6.7. BARRA LISA.** Barra de sección transversal circular sin resaltes o nervios especiales, que cumple con la norma ASTM A 615.

**8.1.6.8. CÁMARAS.** Huecos del block.

**8.1.6.9. CÁMARAS LLENAS.** Huecos del block llenos de hormigón.

**8.1.6.10. CARGAS ÚLTIMAS O FACTORIZADAS.** Cargas que han sido afectadas por un factor de carga de acuerdo con las ecuaciones de combinación.

**8.1.6.11. CARGA MUERTA.** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de espacio y el peso de equipos permanentes.

**8.1.6.12. CARGAS DE SERVICIO.** Todas las cargas, permanentes o

transitorias, que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.

**8.1.6.13. CARGA VIVA.** Carga debida al uso y ocupación del edificio, sin incluir viento, sismo o carga muerta.

**8.1.6.14. CEMENTO.** Material que cumple con las especificaciones ASTM, que tiene propiedades cementantes cuando se utiliza en la fabricación del hormigón, ya sea por sí mismo, como es el caso del cemento hidráulico (Pórtland), el cemento adicionado, y el cemento expansivo; o cuando estos últimos obran en combinación con cenizas volantes, puzolanas, escoria siderúrgica y humo de sílice.

**8.1.6.15. CIMENTACIÓN.** Conjunto de los elementos estructurales destinados a transmitir las cargas de una estructura al suelo o roca de apoyo.

**8.1.6.16. COLUMNA.** Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes y con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 o más.

**8.1.6.17. COLUMNA DE AMARRE.** Es un elemento vertical que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería y que debe cumplir con los requisitos del párrafo 6.2.

**8.1.6.18. CONCRETO.** Anglicismo por hormigón.

**8.1.6.19. CURADO.** Proceso mediante el cual el concreto se mantiene a una temperatura estable y en condiciones de humedad por lo menos durante los primeros 7 días después del vaciado.

**8.1.6.20. DADO DE APOYO.** Elemento prismático de hormigón armado, que tiene como función, distribuir las cargas concentradas en el plano del muro.

**8.1.6.21. DISEÑO A LA ROTURA.** Método de diseño que consiste en demostrar que las sollicitaciones debidas a las cargas factorizadas son menores o iguales que las fuerzas nominales de rotura de la sección multiplicadas por el factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

**8.1.6.22. EFECTOS SÍSMICOS.** Las sollicitaciones de flexión, torsión, fuerzas cortantes, cargas axiales y deformaciones ocasionadas a los elementos estructurales por la acción de un temblor en una estructura cualquiera.

**8.1.6.23. ENCOFRADO.** Estructura provisional de madera o elementos me-

tálicos, de forma, dimensiones y seguridad adecuadas para la colocación del refuerzo y el hormigón de un elemento estructural, y sostenerlos mientras el hormigón adquiere la resistencia adecuada.

**8.1.6.24. ESFUERZO.** Intensidad de fuerza por unidad de área.

**8.1.6.25. ESTADO LÍMITE DE ROTURA.** Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

**8.1.6.26. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.** La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

**8.1.6.27. ESTRIBOS.** Elementos que corresponden a una forma de refuerzo transversal, utilizados para resistir fuerzas cortantes, torsión y para proveer confinamiento al núcleo del elemento, consistentes en barras corrugadas, barras lisas, alambres o malla electro-soldada, de una o varias ramas, doblados en forma de L, U, C o rectangulares y colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal o formando un ángulo con él.

**8.1.6.28. FACTORES DE CARGA.** Son los factores por los que deben multiplicarse las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.

**8.1.6.29. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA  $\phi$ .** Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

**8.1.6.30. FLEXIÓN COMPUESTA.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

**8.1.6.31. FLEXIÓN.** Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.

**8.1.6.32. FRAGUADO.** Proceso químico por medio del cual el hormigón endurece y adquiere resistencia, una vez colocado en su posición final.

**8.1.6.33. FUERZA AXIAL.** Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.

**8.1.6.34. FUERZA CORTANTE.** Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular eje longitudinal del elemento, en un plano que contiene uno de los ejes principales de la sección.

**8.1.6.35. HORMIGÓN.** Material de construcción que se obtiene a partir de una mezcla homogénea de material cementante, agregados inertes y agua, con o sin aditivos.

**8.1.6.36. HORMIGÓN ARMADO.** Material constituido por hormigón que tiene un refuerzo de barras de acero dispuestas convenientemente en su interior.

**8.1.6.37. JUNTA DE CONSTRUCCIÓN.** Interrupción de la colocación del hormigón, ya sea temporal, de construcción, o permanente.

**8.1.6.38. JUNTA DE EXPANSIÓN.** Separación entre porciones adyacentes de la estructura, localizada en un lugar establecido durante el diseño de esta, de tal manera que no interfiera en su comportamiento y que al mismo tiempo permita movimientos en las direcciones apropiadas; y que impida la formación de fisuras y grietas en otras partes de la estructura.

**8.1.6.39. LONGITUD DE DESARROLLO.** Es la longitud requerida que debe tener el refuerzo embebido en el hormigón requerida para desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.

**8.1.6.40. LOSA.** Elemento estructural horizontal o aproximadamente horizontal, macizo o con nervaduras, que trabaja en una o dos direcciones, de espesor pequeño en relación con sus otras dos dimensiones, y que resiste cargas que actúan en una dirección perpendicular a su plano medio.

**8.1.6.41. MAMPOSTERÍA.** Pared o muro hecho a base de elementos prefabricados con medidas definidas (bloques) unidos mediante mortero de pega.

**8.1.6.42. MEMORIA DE CÁLCULOS.** Justificación técnica de las dimensiones, refuerzos y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.

**8.1.6.43. MÓDULO DE ELASTICIDAD.** Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.

**8.1.6.44. MOMENTO POSITIVO.** El que produce esfuerzos de tracción en la cara inferior de vigas y losas.

**8.1.6.45. MOMENTO NEGATIVO.** El que produce esfuerzos de tracción en la cara superior de vigas y losas.

**8.1.6.46. MURO.** Elemento cuyo espesor es mucho menor en relación con sus otras dos dimensiones, usualmente vertical y que resiste cargas que actúan en una dirección paralela a su plano.

**8.1.6.47. NUDO.** Intersección perpendicular entre muros.

**8.1.6.48. RECUBRIMIENTO.** La menor distancia entre la superficie del refuerzo longitudinal o transversal y la superficie exterior de la sección de hormigón.

**8.1.6.49. REFUERZO.** Barras de acero colocadas en el hormigón para en conjunto con él resistir fuerzas de tracción, de compresión, de corte o de torsión.

**8.1.6.50. REFUERZO LONGITUDINAL.** Refuerzo que se coloca paralelo a la longitud mayor del elemento. Se destina para resistir fuerzas axiales y momentos flexores.

**8.1.6.51. REFUERZO NEGATIVO.** El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento negativo.

**8.1.6.52. REFUERZO POSITIVO.** El refuerzo destinado a resistir los efectos del momento positivo.

**8.1.6.53. REFUERZO TRANSVERSAL.** El refuerzo destinado a resistir los efectos de la fuerza cortante y torsión. Incluye, igualmente, el destinado a impedir el pandeo del refuerzo longitudinal en las columnas o en los elementos sometidos a fuerzas de compresión, y el que produce confinamiento.

**8.1.6.54. REFUERZO DE RETRACCIÓN Y TEMPERATURA.** En losas armadas en una dirección, es el refuerzo perpendicular al refuerzo principal, destinado a resistir los esfuerzos causados por variación de temperatura o por retracción de fraguado.

**8.1.6.55. RESISTENCIA A LA FLUENCIA ( $f_y$ ).** Valor de la resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

**8.1.6.56. RESISTENCIA DEL HORMIGÓN A LA COMPRESIÓN ( $f'_c$ ).** Resistencia nominal especificada a los 28 días, que se utiliza en el diseño para determinar la resistencia nominal de los elementos de hormigón armado.

**8.1.6.57. RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA.** Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia  $\emptyset$ .

**8.1.6.58. RESISTENCIA NOMINAL.** Resistencia de un elemento, o sección de él, calculada analíticamente de acuerdo con los requisitos y suposiciones del método de diseño a la rotura y sin incluir ningún coeficiente de reducción de resistencia.

**8.1.6.59. SOLICITACIONES.** Cargas a las que se encuentra sometido un miembro estructural.

**8.1.6.60. VIGA.** Elemento estructural, horizontal o aproximadamente horizontal, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su solicitación principal es el momento de flexión, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

**8.1.6.61. VIGA DE AMARRE.** Es un elemento horizontal que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería y que debe cumplir con los requisitos del Párrafo 6.3.

**8.1.7. REQUISITOS GENERALES DE APLICACIÓN.** Se aplicará este Título cuando se cumplan los siguientes requisitos.

**8.1.8. USO.** Estructuras en general en las que sus elementos resistentes a cargas gravitacionales y laterales sean muros de mampostería estructural armada.

**8.1.9. NÚMERO DE PISOS.** Estructuras multipisos de no más de seis (6) niveles.

**8.1.10. SISTEMA ESTRUCTURAL.** Muros de mampostería armada unidos por un diafragma de losa.

**8.1.11. ESBELTEZ MÁXIMA.** La relación de esbeltez de muros ( $H/t_b$ ) no será mayor de 30. Este límite puede no cumplirse, si se justifica por medio de un análisis de segundo orden.

**8.1.12. APLICACIÓN TRANSITORIA.** El presente Título se ajustará a los requisitos del Título 2: Cargas Mínimas.

### 8.1.13. CLASIFICACIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ESTRUCTURAL

**8.1.13.1. MAMPOSTERÍA REFORZADA.** Es la construcción con base de piezas y/o bloques mampuestos, de perforación vertical (cámara), unidas por medio de mortero, reforzadas internamente con barras de refuerzo que cumple con los requisitos de la Sección 8.4 de este Título.

**8.1.13.2. MAMPOSTERÍA NO REFORZADA.** Es la construcción con base de piezas y/o bloques mampuestos de perforación vertical o sin perforación vertical, unidas por medio de mortero, que no cumple con los requisitos de cuantía mínima de este código. Para el diseño y construcción de este tipo de elementos deben aplicarse los requisitos del capítulo 3 del “Building Code Requirements for Masonry Structures” (TMS 402).

### 8.1.14. NOTACIÓN

- **A** Altura del bloque comprimido (cm).
- **Ab** Área bruta evaluada con la longitud del muro y el espesor nominal (cm<sup>2</sup>).
- **Ae** Área efectiva evaluada con la longitud del muro y el espesor equivalente (te) reducido por efectos de esbeltez (cm<sup>2</sup>).
- **AC** Área de la sección transversal en columnas de amarre (cm<sup>2</sup>).
- **Ap** Área en planta de la estructura (cm<sup>2</sup>).
- **Ash** Área del refuerzo horizontal distribuido uniformemente (cm<sup>2</sup>).
- **AsI** Refuerzo concentrado en el extremo I del muro (cm<sup>2</sup>).
- **AsJ** Refuerzo concentrado en el extremo J del muro (cm<sup>2</sup>).
- **AsT** Refuerzo total vertical en el muro (cm<sup>2</sup>).
- **Asv** Área del refuerzo vertical distribuido uniformemente (cm<sup>2</sup>).
- **AV** Área de la sección transversal de vigas de amarre (cm<sup>2</sup>).
- **bw** Ancho de apoyo de viga y/o dintel (cm).
- **C** Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión (cm).
- **D** Carga Muerta.
- **db** Diámetro de barra de refuerzo (cm).
- **E** Carga Sísmica.
- **Em** Modulo de elasticidad longitudinal de la mampostería (kg/cm<sup>2</sup>).

- **EV** Modulo de elasticidad transversal de la mampostería (kg/cm<sup>2</sup>).
- **fb** Resistencia característica a la compresión del block a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>).
- **f<sub>cm</sub>** Resistencia característica a la compresión del hormigón en cámara a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>).
- **f<sub>j</sub>** Resistencia característica a la compresión del mortero de junta a los 28 días (kg/cm<sup>2</sup>).
- **f<sub>m</sub>** Resistencia equivalente a la compresión de la mampostería (kg/cm<sup>2</sup>).
- **F** Carga debido al peso de Fluidos.
- **Fe** Factor de reducción del espesor equivalente por efectos de esbeltez.
- **fs<sub>I</sub>** Esfuerzo del refuerzo concentrado en el extremo I del muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm<sup>2</sup>).
- **fs<sub>J</sub>** Esfuerzo del refuerzo concentrado en el extremo J del muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm<sup>2</sup>).
- **fs<sub>v</sub>** Esfuerzo en el refuerzo vertical uniformemente distribuido en el muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm<sup>2</sup>).
- **fy** Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>).
- **H** Altura libre del muro para un entrepiso (cm).
- **He** Cargas debidas a empuje de suelo o Presión Hidrostática.
- **HT** Altura total del muro desde la fundación al techo (cm).
- **KP** Coeficiente de Pandeo.
- **LD** Longitud de dado de apoyo (cm).
- **L** Longitud del muro en planta (cm).
- **LL** Carga Viva.
- **L<sub>r</sub>** Carga Viva sobre la cubierta.
- **Mu** Momento factorizado en la combinación considerada (kg-cm).
- **Pa** Resistencia nominal al aplastamiento de la mampostería y/o dado de apoyo (kg).
- **Pu** Carga axial factorizada en la combinación considerada (kg).
- **Q<sub>m</sub>** Cuantía de muros estructurales en la dirección de análisis considerada.

- **R** Carga debido a Lluvias.
- **RN** Resistencia nominal interna a carga axial, flexión o cortante.
- **tb** Espesor nominal del block (cm).
- **te** Espesor efectivo del block (cm).
- **T** Fuerzas causadas por Expansión o Contracción de Temperatura, Retracción de Fraguado, Flujo Plástico, Cambio de Humedad y/o Asentamientos Diferenciales.
- **U** Solicitación externa factorizada según el Título 2 sobre Cargas Mínimas.
- **Vm** Resistencia al cortante proporcionada por la mampostería (kg).
- **Vn** Resistencia nominal al cortante (kg).
- **Vs** Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo (kg).
- **Vu** Fuerza cortante factorizada en la combinación considerada.
- **ysl** Distancia desde el centroide plástico del muro al centroide del refuerzo concentrado en el extremo I (cm).
- **ysJ** Distancia desde el centroide plástico del muro al centroide del refuerzo concentrado en el extremo J (cm).
- **ysv** Distancia desde el centroide plástico del muro al centro de las barras de refuerzo uniformemente distribuida en el muro (cm).
- **W** Cargas debido a Viento.
- **$\epsilon_s$**  Deformación del refuerzo.
- **$\phi$**  Factor de reducción de resistencia
- **$\nu$**  Poisson.
- **$\rho_h$**  Cuantía horizontal del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.
- **$\rho_v$**  Cuantía vertical del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.

## CAPITULO 8.2.

### REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

**8.2.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO.** Los muros de bloques de hormigón deberán ser diseñados en todas las secciones, para que las acciones mínimas factorizadas sean menores o iguales que la resistencia nominal instalada en el elemento, disminuida por un factor de reducción de resistencia  $\phi$ .

$$U \leq \phi R_N$$

**8.2.2. DIMENSIONES MÍNIMAS** El espesor en los muros de bloques de hormigón, usados como elementos estructurales sismo resistentes, no deberá ser menor de 0.20 m (8").

**8.2.2.1.** El requisito de la sección 8.2.2 no necesita aplicarse si se demuestra que la cuantía de muros ( $Q_m$ ) en la dirección considerada no es menor de 2%. El espesor del muro no deberá ser menor de 0.15 m (6").

**8.2.2.2.** La cuantía de muros se calculará de acuerdo a las ecuaciones 1 y 2:

$$Q_{mx} = \frac{\sum L_x \cdot t_b}{A_p}$$

(Ecu.1)

$$Q_{my} = \frac{\sum L_y \cdot t_b}{A_p}$$

(Ecu.2)

### 8.2.3. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

- a) Factor de Reducción de Resistencia a Flexión  $\phi = 0.80$
- b) Factor de Reducción de Resistencia a Compresión  $\phi = 0.65$

c) Factor de Reducción de Resistencia a Flexo-Compresión

$$\phi = 0.80 - \left( \frac{0.15 \cdot P_U}{0.10 \cdot f'_m \cdot A_b} \right)$$

este valor no será menor de 0.65, donde  $A_b = L \cdot t_b$

- I. Factor de Reducción de Resistencia a Cortante  $\phi = 0.60$
- II. Factor de Reducción de Resistencia al Aplastamiento  $\phi = 0.65$

**8.2.4. GARANTÍA DE CALIDAD.** Se utilizará un programa de garantía de calidad para asegurar que la mampostería construida se ajusta a los documentos de construcción aprobados.

**8.2.5.** El programa de garantía de calidad deberá cumplir con los requisitos de inspección y pruebas de la TMS 602.

**8.2.6. EXCEPCIÓN:** A menos que el arquitecto o ingeniero proyectista especifique lo contrario, cuando la revisión del plano y las inspecciones sean realizadas por un departamento local de construcción de acuerdo con las Secciones 107 y 110, no se aplicará el programa de garantía de calidad de las TMS 402 y TMS 602

**8.2.7. DISEÑO SÍSMICO.**

**8.2.7.1. REQUISITOS DE DISEÑO SÍSMICO PARA MAMPOSTERÍA.** Las estructuras y componentes de mampostería deben cumplir con los requisitos del Capítulo 7 de TMS 402, y el Título 2 de este Reglamento, dependiendo de la categoría de diseño sísmico de la estructura.

**8.2.7.2. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE CARGAS.** Se debe cumplir con lo indicado en el Título 2, “Cargas Mínimas”, Volumen I del Código de Construcción de la República Dominicana.

**8.2.8. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN.**

**8.2.8.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL BLOCK (f’b).** Este valor corresponde a la resistencia característica a la compresión a los 28 días de la unidad básica con relación al área bruta, y se determinará sobre la de base de la información estadística existente sobre el producto. La determinación de la resistencia a la compresión de la unidad podrá hacerse sobre la base de los valores promedios indicados en la tabla siguiente:

**TABLA 8.2.8.2.****8.2.8.2. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL BLOCK (f'b)**

(Sobre la base de área bruta)

| TIPO | USO                                    | OBSERVACION  | F' <sub>b</sub><br>(Kg/cm <sup>2</sup> ) |
|------|--|--|--|
| I    | Edificaciones que no excedan 4 niveles | Bloques industrializados con control de calidad.   | 50<br>60                                 |
| II   | Edificaciones mayores a 4 niveles      | Bloques Industrializados con control calidad, y que por lo menos el 90% de las piezas ensayadas cumpla con el valor mínimo de este intervalo | ≥70                                      |

**8.2.8.3. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN HORMIGÓN EN CÁMARA**

(f'cm). La resistencia característica a compresión a los 28 días del hormigón en las cámaras no deberá ser menor de 120 Kg/cm<sup>2</sup>. El agregado máximo de este hormigón no deberá ser mayor de 1.27 cm (1/2").

**8.2.8.4. REVENIMIENTO DEL HORMIGÓN EN CÁMARA.** El hormigón en las cámaras de los muros deberá ser de alto revenimiento ( $\geq 8''$ ), que no requiera de equipos especializados de vibración para lograr la compacidad.

**8.2.8.5. RESISTENCIA A COMPRESIÓN MORTERO DE LA JUNTA (f'j).** La resistencia característica a compresión a los 28 días del mortero de las juntas verticales y horizontales no deberá ser menor de 80 Kg/cm<sup>2</sup> ni requiere ser mayor de 120 Kg/cm<sup>2</sup>. Los morteros de juntas deben tener una buena plasticidad, consistencia y ser capaces de retener el agua mínima para la hidratación del cemento y, además, garantizar su adherencia con las unidades de bloques en la mampostería para desarrollar su acción íntegra. La dosificación en el diseño de mezcla recomendada deberá basarse en: una parte de cemento y tres partes de arena (1:3).

**8.2.8.6. ESPESOR DE JUNTAS.** El mortero de las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de las piezas. Su espesor será el mínimo que per-

mita una capa uniforme de mortero y la alineación de los bloques. El espesor de las juntas no deberá ser mayor 2 cm.

**8.2.8.7. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ( $f'm$ ).** La resistencia a compresión calculada de la mampostería será definida en conformidad a la tabla siguiente.

**TABLA 8.2.8.8.**

**8.2.8.8. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ( $f'm$ )**

| RESISTENCIA<br>A<br>COMPRESIÓN<br>DEL BLOCK<br>$f'b$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | RESISTENCIA DEL MORTERO ( $f'j$ ) = 80 Kg/cm <sup>2</sup> |             |                         |             |
|--|---|-------------|-------------------------|-------------|
|  | VALORES DE $f'm$ (en Kg/cm <sup>2</sup> )                 |             |                         |             |
|  | ÁREA BRUTA ( $A_b$ )                                      |             | ÁREA EFECTIVA ( $A_e$ ) |             |
|  | 15 cm (6'')   | 20 cm (8'') | 15 cm (6'')             | 20 cm (8'') |
| 50   | 20  | 20          | 35                      | 42          |
| 60   | 24  | 24          | 42                      | 50          |
| 70   | 28  | 28          | 49                      | 58          |

En los valores intermedios se permitirá la interpolación lineal.

**TABLA 8.2.8.9.**

**8.2.8.9. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DE LA MAMPOSTERÍA ( $f'm$ )**

| RESISTENCIA<br>A<br>COMPRESIÓN<br>DEL BLOCK<br>$f'b$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) | RESISTENCIA DEL MORTERO ( $f'j$ ) = 120 Kg/cm <sup>2</sup> |             |                         |             |
|--|--|-------------|-------------------------|-------------|
|  | VALORES DE $f'm$ (en Kg/cm <sup>2</sup> )                  |             |                         |             |
|  | ÁREA BRUTA ( $A_b$ )                                       |             | ÁREA EFECTIVA ( $A_e$ ) |             |
|  | 15 cm (6'')  | 20 cm (8'') | 15 cm (6'')             | 20 cm (8'') |
| 50   | 28   | 28          | 49                      | 58          |
| 60   | 34   | 34          | 59                      | 70          |
| 70   | 39   | 39          | 69                      | 81          |

En los valores intermedios se permitirá la interpolación lineal.

**8.2.9. MÓDULO DE ELASTICIDAD.**

**8.2.9.1. MÓDULO ELÁSTICO DE LA MAMPOSTERÍA.**

$$E_m = 900 \cdot f'm$$

$$E_m = 900 \cdot f' m \quad (\text{Ecu.3})$$

**8.2.9.2. MÓDULO DE CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA.** Se determinará según la ec. 2.4, en la cual el módulo de elasticidad se tomará igual al indicado en la ec. 2.3, y el módulo de Poisson se fijará en 0.25.

$$E_v = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

(Ecu.4)

**8.2.10. UNIDADES DE MAMPOSTERÍA.** Las unidades de mampostería de concreto, las unidades de mampostería de arcilla o pizarra, las unidades de mampostería de piedra, las unidades de mampostería de vidrio y las unidades de mampostería AAC deben cumplir con el artículo 2.3 de TMS 602. La piedra arquitectónica moldeada debe cumplir con la norma ASTM C1364 y TMS 504. Las unidades de mampostería de piedra fabricada adherida deben cumplir con la norma ASTM C1670.

**8.2.10.1. EXCEPCIÓN:** Las baldosas de arcilla estructural para uso no estructural en la protección contra el fuego de miembros estructurales y en el enrasado de paredes no deberán cumplir las especificaciones de resistencia a la compresión. El índice de resistencia al fuego se determinará de acuerdo con ASTM E119 o UL 263 y cumplirá con los requisitos de la Tabla 602.

**8.2.11. UNIDADES DE SEGUNDA MANO.** Las unidades de mampostería de segunda mano no deben reutilizarse a menos que cumplan con los requisitos de las unidades nuevas. Las unidades deberán ser de materiales enteros y sanos y estar libres de grietas y otros defectos que interfieran con la colocación o el uso adecuado. El mortero viejo se limpiará de la unidad antes de su reutilización.

**8.2.12. MORTERO.** El mortero para la construcción de mampostería debe cumplir con las Secciones 8.2.8.1., 8.2.8.2., 8.2.8.3. ó 8.2.8.4.

**8.2.12.1. MORTERO PARA MAMPOSTERÍA.** El mortero para uso en la construcción de mampostería debe ser conforme a los artículos 2.1 y 2.6 A de la TMS 602.

**8.2.12.2. MORTERO DE ADHERENCIA SUPERFICIAL.** El mortero de adherencia superficial debe cumplir con la norma ASTM C887. El mortero de unión superficial de las unidades de mampostería de concreto debe cumplir con la norma ASTM C946.

**8.2.12.3. MORTEROS PARA LA INSTALACIÓN DE BALDOSAS DE CERÁMICA EN PAREDES Y SUELOS.** Los morteros de cemento Pórtland para la instalación de revestimientos y pavimentos cerámicos deberán cumplir con las normas ANSI A108.1A y ANSI A108.1B y ser de las composiciones indicadas en la Tabla 8.2.8.3.

**TABLA 8.2.12.4.**

**8.2.12.4. COMPOSICIONES DE MORTEROS PARA BALDOSAS CERÁMICAS**

| UBICACIÓN | MORTERO                             | COMPOSICIÓN   |
|-----------|-------------------------------------|---|
| Paredes   | Capa de rayado                      | 1 cemento; 1/5 de cal hidratada; 4 de arena seca o 5 de arena húmeda  |
|           | Cama de ajuste y capa de nivelación | 1 cemento; 1/2 cal hidratada; 5 arena húmeda a 1 cemento 1 cal hidratada, 7 arena húmeda                                |
| Suelos    | Lecho de ajuste                     | 1 cemento; 1/10 de cal hidratada; 5 de arena seca o 6 de arena húmeda; o 1 cemento; 5 de arena seca o 6 de arena húmeda |
| Techos    | Lecho de raspado y lecho de arena   | 1 cemento; 1/2 cal hidratada; 2 1/2 arena seca o 3 arenas húmedas   |

**8.2.12.5. MORTEROS DE CEMENTO PORTLAND DE FRAGUADO EN SECO.** Los morteros preparados de cemento Portland premezclados, que sólo requieren la adición de agua y se utilizan en la instalación de baldosas cerámicas, deben cumplir con la norma ANSI A118.1. La resistencia a la cizalladura de las baldosas colocadas en dicho mortero será la requerida de acuerdo con la norma ANSI A118.1. Las baldosas colocadas en mortero de cemento

Portland de fraguado en seco se instalarán de acuerdo con ANSI A108.5.

**8.2.12.6. MORTERO DE CEMENTO PORTLAND MODIFICADO CON LÁTEX.** Los morteros de cemento Portland modificados con látex en los que se añade látex al mortero de fraguado en seco en sustitución de la totalidad o parte del agua de amasado que se utilizan para la instalación de baldosas cerámicas deben cumplir con ANSI A118.4. Las baldosas colocadas en cemento Portland modificado con látex se instalarán de acuerdo con ANSI A108.5.

**8.2.12.7. MORTERO EPÓXICO.** Las baldosas cerámicas colocadas y rejuntadas con epoxi resistente a los productos químicos cumplirán con la norma ANSI A118.3. Las baldosas colocadas y rejuntadas con epoxi se instalarán de acuerdo con la norma ANSI A108.6.

**8.2.12.8. MORTERO Y LECHADA DE FURANO.** El mortero y la lechada de furano resistentes a los productos químicos que se utilicen para instalar baldosas cerámicas deberán cumplir con la norma ANSI A118.5. Las baldosas colocadas y rejuntadas con furano se instalarán de acuerdo con la norma ANSI A108.8.

**8.2.12.9. MORTERO Y LECHADA DE EPOXI-EMULSIÓN MODIFICADA.** El mortero de epoxi-emulsión modificado y la lechada que se utilicen para instalar baldosas cerámicas deben cumplir con la norma ANSI A118.8. Las baldosas colocadas y rejuntadas con mortero de epoxi-emulsión modificado y lechada se instalarán de acuerdo con ANSI A108.9.

**8.2.12.10. ADHESIVOS ORGÁNICOS.** Los adhesivos orgánicos resistentes al agua utilizados para la instalación de baldosas cerámicas deben cumplir con la norma ANSI A136.1. La resistencia a la cizalladura después de la inmersión en agua no será inferior a 40 psi (275 kPa) para el adhesivo Tipo I y no inferior a 20 psi (138 kPa) para el adhesivo Tipo II cuando se ensaye de acuerdo con ANSI A136.1. Las baldosas colocadas con adhesivos orgánicos se instalarán de acuerdo con ANSI A108.4.

**8.2.12.11. LECHADAS DE CEMENTO PÓRTLAND.** Los materiales de rejuntado de cemento Portland utilizados para la instalación de baldosas cerámicas deberán cumplir con la norma ANSI A118.6. Los materiales de rejuntado de cemento Portland para la colocación de baldosas se instalarán de acuerdo con la norma ANSI A108.10.

**8.2.12.12. MORTERO PARA REVESTIMIENTO DE MAMPOSTERÍA ADHERIDA.** El mortero para uso con revestimiento de mampostería adherida deberá cumplir con la norma ASTM C270 para el Tipo N o S, o deberá cumplir con la norma ANSI A118.4 para el mortero de cemento Portland modificado con látex.

**8.2.12.13.** La lechada debe cumplir con el Artículo 2.2 de TMS 602.

**8.2.13. REFUERZO METÁLICO Y ACCESORIOS.** El refuerzo metálico y los accesorios deben cumplir con el Artículo 2.4 de TMS 602. Cuando se proporcione en muros exteriores, el refuerzo de las juntas debe ser de acero inoxidable tipo escalera de calibre 9 como mínimo, galvanizado en caliente o recubierto de epoxi de acuerdo con la CAPÍTULO 2.4E1, 2.4F1b o 2.4F2a de TMS 602, según corresponda. Cuando se apruebe el uso de armaduras no identificadas, se realizarán al menos tres ensayos de tracción y tres de flexión en muestras representativas de la armadura de cada partida y grado de acero de refuerzo propuesto para su uso en la obra.

### **CAPITULO 8.3.**

#### **ESPESOR EQUIVALENTE**

**8.3.1.** Para fines de la evaluación de la resistencia y el cálculo de las armaduras, se utilizará un espesor equivalente del muro por peso, el cual permitirá el análisis basado en un elemento macizo con un espesor reducido y de la misma longitud del muro. El espesor equivalente se tomará de conformidad a la Tabla

#### **8.2.6.3.**

#### **TABLA 8.3.2.**

#### **8.3.2. ESPESOR EQUIVALENTE ( $t_e$ ) PARA BLOQUES DE HORMIGÓN**

| ESPACIAMIENTO<br>DE CÁMARAS<br>LLENAS DE<br>CONCRETO | ESPEORES EQUIVALENTES  |                        |
|--|------------------------|------------------------|
|  | Bloques de<br>Hormigón | Bloques de<br>Hormigón |
|  | 8" = 20 cm             | 6" = 15 cm             |
| @ 0.20 m   | 7.60" = 19.30<br>cm    | 5.60" = 14.22 cm       |
| @ 0.40 m   | 5.80" = 14.73<br>cm    | 4.50" = 11.43 cm       |
| @ 0.60 m   | 5.20" = 13.21<br>cm    | 4.10" = 10.42 cm       |
| @ 0.80 m   | 4.90" =<br>12.45 cm    | 4.00" = 7.87 cm        |

## CAPITULO 8.4.

### ESPECIFICACIONES SOBRE REFUERZO

#### 8.4.1. ESPECIFICACIONES GENERALES

**8.4.1.1.** El refuerzo vertical a utilizarse en el diseño de muros de mampostería consistirá en barras redondas corrugadas, y deberá estar embebida en el hormigón de la cámara.

**8.4.1.2.** El refuerzo horizontal a utilizarse en el diseño de muros de mampostería consistirá en barras redondas corrugadas; éstas deberán colocarse en la mitad del espesor del muro y amarradas al refuerzo vertical uniformemente distribuido.

**8.4.1.3.** La armadura utilizada como refuerzo de muros deberá cumplir con las especificaciones de dobleces, solapes y cuantía mínima especificadas en este Título.

**8.4.1.4.** El armado vertical deberá estar anclado con gancho estándar de 90° en su fundación.

**8.4.1.5.** El refuerzo horizontal deberá estar anclado con gancho estándar de 90° en las intersecciones perpendiculares de muros, y con gancho estándar de 180° en los extremos libre de muros.

**8.4.1.6.** Las intersecciones de muros y los extremos libres de los mismos deberán estar provistos de por lo menos una barra de diámetro de 0.95 cm (3/8”).

**8.4.1.7.** Se permitirá una desviación horizontal del refuerzo siempre que no sea mayor de 1” a cada 6” vertical.

**8.4.2. RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE REFUERZO.** El esfuerzo de fluencia del refuerzo ( $f_y$ ), no se deberá usar menor a 2,800 Kg/cm<sup>2</sup> (40 ksi), ni mayor de 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> (60 ksi).

**8.4.3. DIÁMETRO MÍNIMO DE REFUERZO.**

**8.4.3.1.** El diámetro del refuerzo vertical uniformemente distribuido no será menor de 3/8” ni mayor de 3/4”. Sin embargo, no se permitirá diámetros mayores de 1/2” para muros de mampostería con espesores nominales menores de 20 cm (8”).

**8.4.3.2.** El diámetro de refuerzo horizontal uniformemente distribuido no será menor de 3/8” ni mayor de 1/2”.

**8.4.3.3.** Para la evaluación de la resistencia fuera del plano, según el Artículo diez (10), el refuerzo uniformemente distribuido, no será mayor de 1/2”.

**8.4.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE REFUERZO VERTICAL.** El refuerzo a disponer en las cámaras de los muros nunca tendrá un espaciamiento mayor de 80 cm.

**8.4.5. REFUERZO METÁLICO Y ACCESORIOS.** El refuerzo metálico y los accesorios deben cumplir con el Artículo 2.4 de TMS 602. Cuando se proporcione en muros exteriores, el refuerzo de las juntas debe ser de acero inoxidable tipo escalera de calibre 9 como mínimo, galvanizado en caliente o recubierto de epoxi de acuerdo con la CAPÍTULO 2.4E1, 2.4F1b o 2.4F2a de TMS 602, según corresponda. Cuando se apruebe el uso de armaduras no identificadas, se realizarán al menos tres ensayos de tracción y tres de flexión en muestras representativas de la armadura de cada partida y grado de acero de refuerzo propuesto para su uso en la obra.

**8.4.6. LONGITUD DE DESARROLLO Y SOLAPE DE REFUERZO**

**8.4.6.1.** La longitud de desarrollo de las barras de refuerzos se tomará igual al

valor obtenido por la fórmula 6-1 del TMS 402 en el capítulo 6.1.5.1.1., pero nunca inferior a 40db, o 30 cm, y no deberá ser mayor que 72db.

**8.4.6.2.** La longitud de solape de barras de refuerzo se tomará igual a las disposiciones en el Capítulo 6.1.6.1. del TMS 402. También se permitirá utilizar la siguiente fórmula para el diseño de longitud de solape por tensión o compresión,  $L_d$  será:

$$L_d = 0.002 \, db \, f_s \, (Ecu.5)$$

Para el SI:  $l_d = 0.29 \, db \, f_s$

pero no menos de 305 mm (12 pulgadas). En ningún caso la longitud del empalme solapado será inferior a 40 diámetros de barra.

donde:

$db$  = Diámetro de la armadura, en pulgadas (mm).

$f_s$  = Esfuerzo calculado en la armadura debido a las cargas de diseño, psi (MPa).

**8.4.6.3.** En las regiones de momento en las que las tensiones de diseño en la armadura de refuerzo sean superiores al 80 por ciento de la tensión admisible del acero,  $F_s$ , la longitud de solape de los empalmes se incrementará en no menos del 50 por ciento de la longitud mínima requerida, pero no es necesario que sea superior a 72 db. Se permitirán otros medios equivalentes de transferencia de esfuerzos para lograr el mismo aumento del 50%. Cuando se utilicen barras recubiertas de epoxi, la longitud de solape se incrementará en un 50 por ciento.

#### **8.4.7. GANCHOS PARA EL REFUERZO**

##### **8.4.7.1. BARRAS LONGITUDINALES:**

- a. Un doblez de  $90^\circ$  más una extensión recta de longitud mayor o igual a 12db en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 6db
- b. Un doblez de  $180^\circ$  más una extensión recta de longitud mayor o igual a 4db, pero no menor de 6.00 cm en el extremo de la barra, con un diámetro de doblado de 6db.

##### **8.4.7.2. ESTRIBOS EN ELEMENTOS DE AMARRE:**

- a. Un doblez a  $90^\circ$  con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6db en el extremo libre de la barra, con un diámetro de doblado de 4db.
- b. Un doblez a  $135^\circ$  con una extensión recta de longitud mayor o igual a 6db, pero no menor de 7.5 cm en el extremo libre de la barra, con un diámetro

de doblado de 4db.

## CAPITULO 8.5.

### MUROS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES

**8.5.1. MUROS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES.** Los muros diseñados como elementos resistentes a fuerzas laterales deberán ser armados vertical y horizontalmente y además cumplir con las especificaciones de las Secciones **8.5. a 8.11.**

**8.5.2.** Los requisitos de las Secciones 8.7. a 8.11. se pueden ignorar, si se demuestra que el cortante factorizado (VU) no es mayor de

$$0.25 \cdot \sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

(Ecu.6)

**8.5.3. CUANTÍA MÍNIMA VERTICAL.** Relación mínima del área de acero de refuerzo vertical uniformemente distribuido y referido al área bruta del muro.

$$\rho_v = \frac{\sum A_{sv}}{t_b \cdot L} \geq 0.0006$$

(Ecu.7)

**8.5.4. CUANTÍA MÍNIMA HORIZONTAL.** Relación mínima del área de acero de refuerzo horizontal uniformemente distribuido y referido al área bruta del muro.

$$\rho_h = \frac{\sum A_{sh}}{t_b \cdot H} \geq 0.0006$$

(Ecu.8)

### 8.5.5. CUANTÍA MÍNIMA COMBINADA.

$$\rho_v + \rho_h \geq 0.0012$$

(Ecu.9)

### 8.5.6. ESPACIAMIENTO MÁXIMO.

- a. El espaciamiento máximo para el refuerzo vertical no deberá ser mayor a 60 cm.
- b. El espaciamiento máximo para el refuerzo horizontal no deberá ser mayor a 60 cm.

## CAPITULO 8.6.

### ELEMENTOS DE AMARRE

**8.6.1. ESPECIFICACIONES GENERALES.** Se clasificarán como muros con elementos de amarre aquellos que se construyan rodeados de vigas y columnas, con el objetivo de aumentar su resistencia a carga axial, flexión y cortante cuando las sollicitaciones externas lo ameriten. La resistencia de muros con elementos de amarre debe ser evaluada con acción íntegra y monolítica entre los elementos de columnas, vigas y mampostería.

**8.6.1.1.** Los muros con elementos de amare no deberán tener un espesor menor de 20 cm (8”).

**8.6.1.2.** La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días en los elementos de amarre no será menor de 180 Kg/cm<sup>2</sup>.

8.6.1.3. Las vigas y columnas de amarre deberán cumplir con los requisitos del Título 5: Hormigón.

**8.6.1.4.** No se colocará ningún techo u otros miembros para desarrollar un empuje horizontal directo sobre los muros, a menos que dichos muros estén específicamente diseñados.

**8.6.1.5.** El área máxima de los paneles de pared de mampostería unitaria de 20 cm (8 pulgadas) de espesor, medida entre los miembros de concreto que

enmarcan el panel, tales como las vigas y las columnas de amarre, no debe exceder los 22.3 m<sup>2</sup> (240 pies cuadrados), excepto como se establece en el capítulo 8.6.1.4.

### **8.6.2. COLUMNAS COMO ELEMENTOS DE AMARRE.**

**8.6.2.1.** Las columnas de amarre deberán ser continuas desde la cimentación hasta la parte superior del muro y deben ser vaciadas directamente contra éste. Para fines de diseño se podrá considerar como columna de amarre, todo refuerzo concentrado en las intersecciones extremas de los muros (nudos), siempre y cuando tengan más de tres barras en igual número de cámaras.

**8.6.2.2.** La dimensión mínima para las columnas de amarre no será menor que el espesor bruto del muro.

**8.6.2.3.** El área mínima de las columnas de amarre no deberá ser menor de 600 cm<sup>2</sup>

**8.6.2.4.** Se recomienda colocar columnas de amarre en los siguientes lugares:

- a.** En los extremos de los muros estructurales.
- b.** En las intersecciones con otros muros estructurales.
- c.** En puntos intermedios de los muros a una separación no mayor de dos (2) veces su altura, ni de 5m.
- d.** A ambos lados de aberturas de ventanas o puertas que excedan 2.4 m (8 pies).
- e.** Cuando las aberturas tengan entre 914 mm y 2,4 m (3 y 8 pies) de ancho, dichas aberturas deberán tener una barra de refuerzo vertical #5 a cada lado. Las barras verticales se colocarán en celdas rellenas de concreto y se extenderán a las zapatas y a las vigas de amarre. Todas estas barras deberán ser continuas desde la zapata hasta la viga de amarre. Todos los empalmes, cuando sean necesarios, deberán ser de 762 mm (30 pulgadas) como mínimo.
- f.** Las columnas de amarre deben tener una anchura no inferior a 305 mm (12 pulgadas). Las columnas de amarre que tengan una altura no arriostrada que no exceda de 4,6 m (15 pies) deben tener un espesor no menor que el del muro o menos de 203 mm (8 pulgadas) nominales y, cuando excedan de 4,6 m (15 pies) de altura no arriostrada, no deben tener un espesor menor de 305 mm (12 pulgadas). La altura no arriostrada se tomará en el punto de apoyo lateral positivo en la dirección considerada o la columna puede diseñarse para

resistir las cargas laterales aplicables en base a un análisis racional.

#### 8.6.2.5. REFUERZO MÍNIMO.

**8.6.2.5.1. REFUERZO LONGITUDINAL** El refuerzo mínimo en toda la longitud del eje de la columna será el valor mayor de las condiciones siguientes:

- a.  $0.01 \cdot A_c$  (Ecu.10)
- b. El área asociada a 3 barras de diámetros mayores o iguales a 1/2".

**8.6.2.5.2. REFUERZO TRANSVERSAL.** Para este tipo de refuerzo se utilizarán estribos cerrados con las siguientes especificaciones:

- a. El diámetro del estribo será mayor o igual a 3/8".
- b. El espaciamiento del estribo no será mayor que 20 cm.

#### 8.6.3. VIGAS COMO ELEMENTOS DE AMARRE.

**8.6.3.1.** Las vigas de amarre deben ser vaciadas directamente sobre el muro en toda su longitud, y deberán anclarse en las columnas de amarre colocadas en los extremos del muro.

**8.6.3.2.** La dimensión mínima para las vigas de amarre nunca será menor que el espesor bruto del muro.

**8.6.3.3.** EL área mínima de las vigas de amarre no podrá ser menor de 400 cm<sup>2</sup>.

**8.6.3.4.** La separación entre vigas de amarre no será mayor de 1.50 m medida centro a centro.

#### 8.6.3.5. REFUERZO MÍNIMO

**8.6.2.5.1. REFUERZO LONGITUDINAL.** El refuerzo mínimo en toda la longitud del eje de la viga será el valor mayor de las condiciones siguientes:

$$\frac{14A_v}{f_y}$$

- a. (Ecu. 11)

- b. El área asociada a 4 barras de diámetros mayores o iguales a 3/8".

**8.6.3.5.2. REFUERZO TRANSVERSAL.** Para este tipo de refuerzo se utilizarán estribos cerrados con las siguientes especificaciones:

- a. El diámetro del estribo será mayor o igual a 3/8".
- b. El espaciamiento del estribo no será mayor a 20 cm.

## CAPITULO 8.7.

### MAMPOSTERIA A CARGA AXIAL Y FLEXION MAXIMA.

**8.7.1. SUPOSICIONES DE DISEÑO.** Las disposiciones del Artículo siete (7) se deben aplicar al diseño de muros de mampostería sujetos a cargas axiales o de flexión o a una combinación de ambas contenidas en el plano del muro. Para el diseño por resistencia de muros de mampostería sujetos a cargas axiales, de flexión, o una combinación de ambas deben satisfacerse las condiciones de equilibrio y compatibilidad de las deformaciones.

**8.7.1.1.** Para los fines de diseño y evaluación de resistencia, se debe considerar la unión del block y el mortero monolítico, con un espesor equivalente al especificado en el Artículo 3 y reducido para tomar en cuenta los efectos de esbeltez según párrafo 8.13.

**8.7.1.2.** Las deformaciones en el acero de refuerzo y la mampostería se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

**8.7.1.3.** La deformación de la mampostería de hormigón en la fibra extrema en compresión no será mayor que 0.0025.

**8.7.1.4.** El esfuerzo en el refuerzo deberá tomarse Es veces la deformación del acero, pero el esfuerzo no podrá ser usado mayor al esfuerzo de fluencia especificado ( $f_y$ ).

**8.7.1.5.** La resistencia a la tracción en muros de mampostería no será considerada en los cálculos de las armaduras.

**8.7.1.6.** El esfuerzo de compresión en la mampostería será tomado como un bloque rectangular de base igual a  $0.85f'm$  y de altura  $a=0.85C$  medido desde la fibra extrema en compresión del elemento.

### 8.7.2. CONSIDERACIONES DE ESBELTEZ

**8.7.2.1.** En los muros cuya relación de esbeltez ( $H/tb$ ) sea mayor a 28, se proveerán elementos rigidizantes perpendiculares al diafragma del muro, que actuarán como contrafuertes estabilizadores del pandeo, donde la separación de estos no puede ser mayor de 2 veces la altura libre del muro y su longitud no será menor de 4 veces el espesor bruto ( $tb$ ) del muro considerado.

**8.7.2.2.** El diseño de muros a compresión-flexión o una combinación de ambos, se deberá realizar tomando en cuenta los efectos de esbeltez en la dirección menor del elemento, por medio de factores de reducción para el área efectiva, evaluada de conformidad al espesor equivalente, descrito en el Sección 8.3 de este Título:

$$A_e = L \cdot t_e \cdot F_e \quad (\text{Ecu.12})$$

$$F_e = 1 - \left( \frac{K_p \cdot H}{40 \cdot t_b} \right)^2 \quad (\text{Ecu.13})$$

$$\frac{K_p \cdot H}{t_b} \leq 28 \quad \rightarrow \quad F_e = \left[ \frac{20 \cdot t_b}{K_p \cdot H} \right]^2 \quad (\text{Ecu.14})$$

**8.7.2.3.** Para la evaluación del coeficiente de pandeo ( $K_p$ ) en las ecuaciones 13 y 14, se empleará el criterio establecido a continuación:

**8.2.13.1.** Para muros en edificios con losas de hormigón vaciadas sobre estos y donde el refuerzo vertical del muro cruza la entre cara de apoyo entre la mampostería y el hormigón,  $K_p = 0.85$ .

**8.2.13.2.** Para muros en edificios con losas prefabricadas, con entrepisos o techos de maderas o sistema de metal, etc.,  $K_p = 1.0$ .

### **8.7.3. RESISTENCIA A CARGA AXIAL Y DE FLEXIÓN.**

**8.7.3.1.** La resistencia nominal a carga axial, flexión, o una combinación de ambos en muros de mampostería estructural, se debe determinar aplicando las Secciones 8.13.3.1. y 8.13.3.2.

**8.7.3.2.** La resistencia a compresión máxima de muros de mampostería sometidos a carga axial céntrica será de acuerdo con la ecuación (Ecu.15):

$$\varphi P_n \text{MAX} = 0.80 \cdot \varphi [0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + (A_{st} \cdot f_y)]$$

(Ecu.15)

Donde

$$A_{st} = \sum A_{SV} + A_{SI} + A_{SJ}$$

**8.7.3.3.** La resistencia a carga axial y de flexión combinadas en muros de mampostería se tomará según las ecuaciones 16 y 17, donde  $\phi P_n$  y  $\phi M_n$  se obtienen tomando en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo a las hipótesis mencionadas en la sección 8.1, las cuales permiten desarrollar un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia y de esbeltez según los párrafos 2.3 y 7.2.

$$\phi P_n = \phi [0.85f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot F_e \pm (A_{SI}f_{SI}) \pm (A_{SJ}f_{SJ}) \pm \Sigma(A_{SV}f_{SV})] \leq \phi P_n^{MAX} \quad (\text{Ecu.16})$$

$$\phi M_n = \phi \left[ 0.85f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot F_e \left( \frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \pm (A_{SI}f_{SI} \cdot Y_{SI}) \pm (A_{SJ}f_{SJ} \cdot Y_{SJ}) \pm \Sigma(A_{SV}f_{SV} \cdot Y_{SV}) \right] \quad (\text{Ecu.17})$$

**8.7.3.4.** Se podrá emplear un método simplificado alternativo para la determinación de la resistencia a la flexión:

a. Para  $P_u \leq 0.10 \cdot f'_m \cdot m \cdot A_b$

$$\phi M_n = \phi \left[ 0.85f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot F_e \cdot \left( 0.8L - \frac{a}{2} \right) \right] \quad (\text{Ecu.18})$$

$$a = \frac{A_S \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot t_e \cdot F_e} \quad (\text{Ecu.19})$$

Donde

$A_s = \text{Min} (A_{SI}, A_{SJ})$  y no necesita ser mayor que la ecuación 19.

$$A_S = \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot L} \quad (\text{Ecu.20})$$

b. Para  $P_u > 0.10 \cdot f'_m \cdot m \cdot A_b$  la resistencia a flexión será evaluada de acuerdo con el párrafo 8.3.3.

**8.7.3.5.** El término  $t_e \cdot F_e$  expresado en las ecuaciones 12, 13, 14 a la 19, corresponden al espesor equivalente por esbeltez y pueden ser tomados en conformidad a los valores indicados en las Tablas 8.7.3.5. (1) y 8.7.3.5. (2).

TABLA 8.7.3.6.

**8.7.3.6. ESPESORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ EN MUROS**  
**de  $t_b = 20\text{cm}$  (8")**

| ALTURA EFECTIVA DEL MURO<br>$K_p \cdot H$ (m) | VALORES DE ESPESORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ ( $t_e F_e$ ) |          |          |          |
|---|--|----------|----------|----------|
|   | ESPACIAMIENTO DE CAMARAS LLENAS DE HORMIGON                  |          |          |          |
|   | @ 0.20 m   | @ 0.40 m | @ 0.60 m | @ 0.80 m |
| 2.00  | 18.09  | 13.81    | 12.38    | 11.67    |
| 2.10  | 17.97  | 13.72    | 12.30    | 11.59    |
| 2.20  | 17.84  | 13.62    | 12.21    | 11.51    |
| 2.30  | 17.70  | 13.51    | 12.12    | 11.42    |
| 2.40  | 17.56  | 13.40    | 12.02    | 11.33    |
| 2.50  | 17.42  | 13.29    | 11.92    | 11.23    |
| 2.60  | 17.26  | 13.17    | 11.81    | 11.13    |
| 2.70  | 17.10  | 13.05    | 11.71    | 11.03    |
| 2.80  | 16.94  | 12.93    | 11.59    | 10.92    |
| 2.90  | 16.76  | 12.79    | 11.47    | 10.81    |
| 3.00  | 16.59  | 12.66    | 11.35    | 10.70    |
| 3.10  | 16.40  | 12.52    | 11.23    | 10.58    |
| 3.20  | 16.21  | 12.37    | 11.10    | 10.46    |
| 3.30  | 16.02  | 12.22    | 10.96    | 10.33    |
| 3.40  | 15.81  | 12.07    | 10.82    | 10.20    |
| 3.50  | 15.61  | 11.91    | 10.68    | 10.07    |
| 3.60  | 15.39  | 11.75    | 10.53    | 9.93     |
| 3.70  | 15.17  | 11.58    | 10.38    | 9.79     |
| 3.80  | 14.95  | 11.41    | 10.23    | 9.64     |

TABLA 8.7.3.7.

## 8.7.3.7. ESPESORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ

EN MUROS de  $t_b = 15\text{cm}$  (6")

| ALTURA<br>EFECTIVA<br>DEL MURO<br>$K_p \cdot H$ (m) | VALORES DE ESPESORES EQUIVALENTES POR<br>ESBELTEZ ( $t_e F_c$ ) |          |          |          |
|---|---|----------|----------|----------|
|   | ESPACIAMIENTO DE CAMARAS LLENAS DE<br>HORMIGON                  |          |          |          |
|   | @ 0.20 m  | @ 0.40 m | @ 0.60 m | @ 0.80 m |
| 2.00  | 12.64   | 10.16    | 9.26     | 9.03     |
| 2.10  | 12.48   | 10.03    | 9.14     | 8.92     |
| 2.20  | 12.31   | 9.89     | 9.02     | 8.79     |
| 2.30  | 12.13   | 9.75     | 8.89     | 8.67     |
| 2.40  | 11.94   | 9.60     | 8.75     | 8.53     |
| 2.50  | 11.75   | 9.45     | 8.61     | 8.40     |
| 2.60  | 11.55   | 9.28     | 8.46     | 8.25     |
| 2.70  | 11.34   | 9.12     | 8.31     | 8.10     |
| 2.80  | 11.12   | 8.94     | 8.15     | 7.95     |
| 2.90  | 10.90   | 8.76     | 7.99     | 7.79     |
| 3.00  | 10.67   | 8.57     | 7.82     | 7.62     |
| 3.10  | 10.42   | 8.38     | 7.64     | 7.45     |
| 3.20  | 10.18   | 8.18     | 7.46     | 7.27     |
| 3.30  | 9.92  | 7.97     | 7.27     | 7.09     |
| 3.40  | 9.65  | 7.76     | 7.07     | 6.90     |
| 3.50  | 9.38  | 7.54     | 6.87     | 6.70     |
| 3.60  | 9.10  | 7.32     | 6.67     | 6.50     |
| 3.70  | 8.81  | 7.08     | 6.46     | 6.30     |
| 3.80  | 8.52  | 6.85     | 6.24     | 6.08     |

## CAPITULO 8.8.

### MAMPOSTERÍA A ESFUERZO CORTANTE

**8.8.1.** La resistencia nominal a fuerzas cortantes en muros de mampostería estructural se debe determinar aplicando las Secciones 8.8.2. a 8.8.4.

**8.8.2.** La resistencia nominal al cortante,  $V_n$ , de muros estructurales, no debe exceder el valor calculado mediante:

$$V_n = V_m + V_s \quad (\text{Ecu.21})$$

**8.8.3.** La resistencia al cortante proporcionada por la mampostería,  $V_m$ , se debe calcular por medio de:

$$\frac{H_T}{L} \geq 2 \rightarrow V_m = 0.60\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e \quad (\text{Ecu.22})$$

$$1.5 < \frac{H_T}{L} < 2 \rightarrow V_m = 0.725\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e \quad (\text{Ecu.23})$$

$$\frac{H_T}{L} \leq 1.5 \rightarrow V_m = 0.85\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e \quad (\text{Ecu.24})$$

**8.8.4.** La resistencia al cortante proporcionada por el acero de refuerzo,  $V_s$ , se debe calcular por medio de:

Donde

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot 0.8L}{S}$$

$$V_s \leq 2\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e \quad (\text{Ecu.25})$$

## CAPITULO 8.9.

### MAMPOSTERÍA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO

**8.9.1.** Las disposiciones este se deben aplicar al diseño de muros de mampostería sujetos a cargas axiales o de flexión o a una combinación de ambas contenidas fuera del plano del muro. Estas disposiciones deben cumplir con las suposiciones de diseño de la sección 8.7.1 y las consideraciones de esbeltez de la Sección 8.7.2.

**8.9.2.** La resistencia a compresión máxima de muros de mampostería sometidos a carga axial céntrica será de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\varphi P_{nMAX} = 0.80 \cdot \varphi [0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + (A_{st} \cdot f_y)] \quad (\text{Ecu.26})$$

Donde

$$A_{st} = \sum A_{sv}$$

**8.9.3.** La resistencia a carga axial y de flexión combinadas fuera del plano en muros de mampostería se tomará según las condiciones siguientes:

a. Para  $P_u \leq 0.10 \cdot f'_m \cdot m \cdot A_b$

$$\varphi M_n = \varphi \cdot 0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \left( \frac{t_b}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ecu.27})$$

$$\varphi M \leq \varphi \cdot 0.85 f'_m$$

$$a = \frac{\sum A_{sv} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot L \cdot F_e} \quad (\text{Ecu.28})$$

b. Para  $P_u > 0.10 \cdot f'_m \cdot m \cdot A_b$

**8.9.4.** La resistencia a carga axial y de flexión combinadas en muros de mampostería se tomará según las ecuaciones 6 y 7, donde  $\varnothing P_n$  y  $\varnothing M_n$  se obtienen tomando en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo a las hipótesis mencionadas en la sección 8.1, las cuales permiten desarrollar un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia y de esbeltez según los párrafos 8.2.3 y 8.7.2.

$$\varphi P_n = \varphi [0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \pm \sum (A_{SV} f_{SV})] \leq \varphi P_{nMAX} \quad (\text{Ecu.29})$$

$$\varphi M_n = \varphi \left[ 0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \left( \frac{t_b}{4} - \frac{a}{2} \right) \pm \sum (A_{SV} f_{SV} \cdot Y_{SV}) \right] \quad ((\text{Ecu.30}))$$

## CAPITULO 8.10.

### CONSIDERACIONES DE APLASTAMIENTO EN MAMPOSTERÍA

**8.10.1.** Los apoyos de vigas y/o dinteles, directamente sobre la mampostería, requieren la verificación de la resistencia al aplastamiento según el párrafo

**8.16.1.** Cuando los apoyos de vigas y/o dinteles no satisfacen los requisitos de resistencia de aplastamiento, se podrá usar dados de apoyo, con el objeto de disminuir las presiones de aplastamiento entre el ancho apoyado ( $b_w$ ) y la mampostería, donde las especificaciones mínimas de los dados de apoyo serán según las especificaciones de los párrafos 8.10.3 y 8.10.4. Las cámaras que coincidan con el ancho apoyado de la viga y/o dintel, deben estar llenas de hormigón, según las especificaciones 8.2.5.3 y provistas de por los menos una varilla de 3/8”.

**8.10.2.** Resistencia al aplastamiento de la mampostería se evaluará según la fórmula (10.1):

$$\varphi P_a = \varphi \cdot 0.85 \cdot f'_m \cdot t_b \cdot b_w \quad (\text{Ecu.31})$$

**8.10.3.** Resistencia al aplastamiento del dado de apoyo se evaluará según la fórmula (10.2):

$$\varphi P_a = \varphi \cdot 0.85 \cdot f'_m \cdot t_b \cdot L_D \quad (\text{Ecu.32})$$

Donde

**8.10.4.**  $L_D$  debe ser por lo menos dos veces el ancho de apoyo ( $2b_w$ ), pero no menor de 40 cm. Y su altura debe ser no menor de 20 cm.

**8.10.5.** El dado de apoyo debe cumplir con las especificaciones mínimas de refuerzo de vigas de amarre, especificado en el acápite 6.3.5.

**8.10.6.** El valor de la resistencia calculada de la mampostería ( $f'_m$ ), en las ecuaciones 10.1 y 10.2, deben ser tomadas con relación al área bruta de la pared.

## CAPITULO 8.11.

### MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA.

**8.11.1.** Los muros de mampostería usados como muros contención y/o retención deberán cumplir con los requisitos mínimos especificados en los párrafos 8.11.2 al 8.11.8.

**8.11.2.** La evaluación de la resistencia a carga axial, a flexión o una combinación de ambos, se deberá calcular de acuerdo con las especificaciones de la Sección 8.9.

**8.11.3.** El espesor bruto de muro no será menor de 8" (20 cm).

**8.11.4.** La altura libre del muro de retención no será mayor de 1.5 m.

**8.11.5.** El muro de contención y/o retención deberá tener todas sus cámaras llenas y provistas de por lo menos una varilla de 5/8".

**8.11.6.** Se dispondrán de columnas de amarre a una separación no mayor de 3 m. en toda la longitud del muro, que cumplan con los requisitos de la sección 6.2.

**8.11.7.** Se deberá proveer de una viga de amarre en el extremo libre del muro, que cumpla con los requisitos de la sección 8.6.

**8.11.8.** La sobre carga sobre el relleno del muro no podrá ser mayor de 500 kg/m<sup>2</sup>.

**8.11.9.** Las especificaciones 8.11.1 a 8.11.8 podrán no ser tomada en cuenta si se demuestra analíticamente que las secciones críticas del muro poseen suficiente resistencia para cumplir con el fundamento de diseño, especificado en el párrafo 2.1.

## **CAPITULO 8.12.**

### **CONSIDERACIONES DE HUECOS EN MAMPOSTERÍA.**

**8.12.1.** Se deben colocar en todo el perímetro de las aberturas de puertas y ventanas, por lo menos, dos barras de 1/2” tanto vertical como horizontalmente, y cuya longitud debe ser tal que sobrepase la dimensión de la abertura, por lo menos, 30 cm a ambos lados.

## **ANEXOS**

### **C2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO**

#### **C2.1 FUNDAMENTOS DE DISEÑO**

El Artículo 2 define la resistencia básica y las condiciones de servicio que deben ser instaladas en los elementos de mampostería armada, donde la Carga Requerida (U) se obtiene multiplicando las cargas de servicios por los factores de cargas establecidos en el Título 2, Volumen I sobre “Cargas Mínimas”, del Código de Construcción de la República Dominicana y la Resistencia de Diseño (RN) se calcula evaluando la resistencia nominal interna (RN) multiplicada por un factor de reducción menor que la unidad (1).

Si algunas circunstancias especiales requieren mayor confianza en la resistencia de algún elemento en particular, distintas de aquella que se encuentra en la práctica acostumbrada, una disminución en los factores estipulados de reducción de la resistencia o un aumento en los factores estipulados de carga (U), puede resultar apropiado para dichos elementos.

## C2.2 DIMENSIONES MÍNIMAS

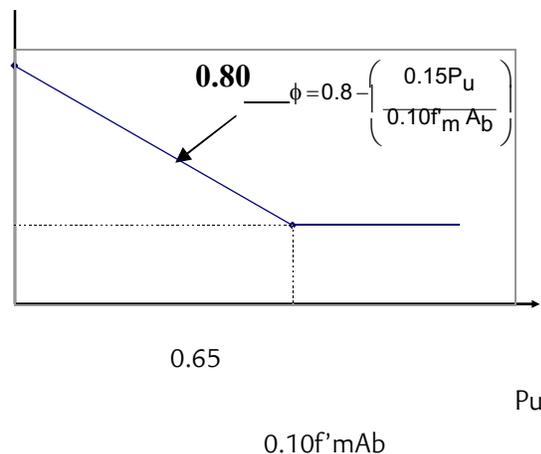
La fijación del espesor mínimo en mampostería está profundamente influenciada por los niveles de cortante que debe transmitir el muro. Los cortantes máximos en los edificios de mampostería son directamente proporcionales a la cuantía de muros en la dirección considerada. Los terremotos recientes, como el de Chile del año 1985, han demostrado que los edificios de mampostería con cuantías del orden del 2% o mayores, en ambas direcciones, han demostrado un buen desempeño.

### C2.2.3 CUANTÍA DE MUROS

Cuando la configuración estructural del edificio muestre muros inclinados, el término  $\Sigma L$  de las ecuaciones 2.1 y 2.2, deberá ser evaluado como las proyecciones sobre los ejes ortogonales de referencia global de la estructura.

## C2.3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

El factor de reducción de resistencia se considerará constante a flexión pura ( $\phi = 0.8$ ), a compresión ( $\phi = 0.65$ ), a cortante ( $\phi = 0.6$ ), a aplastamiento ( $\phi = 0.65$ ); en la flexo-compresión el valor  $\phi$  puede ser aumentado linealmente de 0.65 a 0.8 para valores de  $P_u$  menores de  $0.10f'_m A_b$ , según el gráfico siguiente.



## C2.5 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN

**C2.5.1** La resistencia a la compresión del block ( $f'b$ ), fue determinado sobre la base del documento “Control de Calidad y Ensayos del Título 8 sobre Mampostería y el Título 5 sobre Hormigón”, la información suministrada por la tabla I fue obtenida en base a la información estadística del referido documento, en donde se establecieron rangos de resistencia para unidades de block, entre 10 kg/cm<sup>2</sup> y 65 kg/cm<sup>2</sup>.

**C2.5.4** Los ensayos establecidos en la referencia (21) indican que valores de resistencia del mortero por debajo de 80 kg/cm<sup>2</sup>, produce valores muy bajos en la resistencia final de la mampostería ( $f'm$ ), por lo cual en este código no se recomienda mortero con calidad a la compresión inferiores a este límite.

**C2.5.5** Se encontró que espesores de juntas mayores a los 2 cm. producen una pérdida de resistencia del orden de 15% por cada un 1/8” (0.3 cm) por encima de los 2 cm máximos recomendados. Ver Ref. 20.

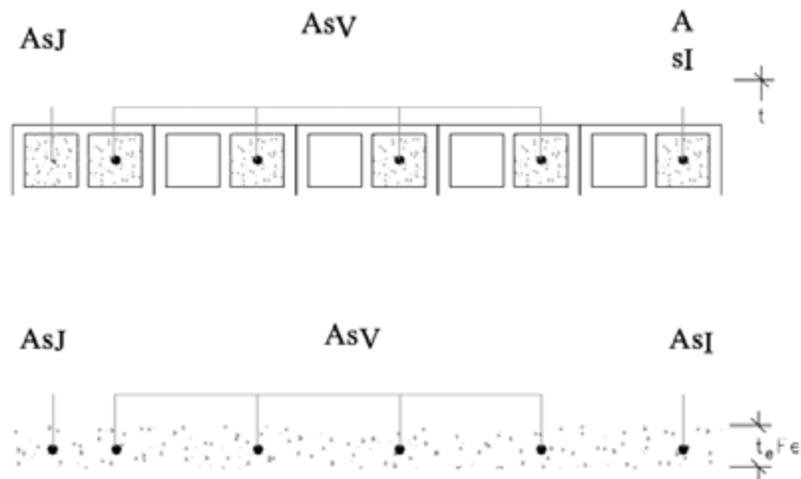
**C2.5.6** La determinación de la resistencia a la compresión de la mampostería fue basada en conformidad a la referencia (3) y la referencia (21), donde se establecieron aproximadamente, porcentaje de sólidos del 56.9% para bloques de 6” y de 47.9% para bloques de 8”; además, se estableció que la relación entre la resistencia de la mampostería y la resistencia de la unidad de block nunca pasó de 0.56 para una resistencia del mortero ( $f'j$ ) de 120 kg/cm<sup>2</sup> y de 0.40 para una resistencia de mortero de 80 kg/cm<sup>2</sup>.

## C3 ESPESOR EQUIVALENTE

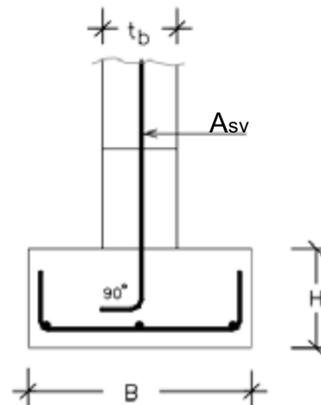
El espesor equivalente es una medida de equivalencia por peso, o sea, el peso de una pared hueca se le encuentra el equivalente en peso de un muro sólido de un determinado espesor. De esta manera resulta la reducción del espesor nominal de un muro hueco de mampostería al cual se le coloca en dichos huecos acero de refuerzo vertical espaciado uniformemente, pudiéndose de esta forma realizar el análisis de un muro de igual longitud y de un espesor uniforme

equivalente, para el cual se podrá utilizar las teorías de muros macizos.

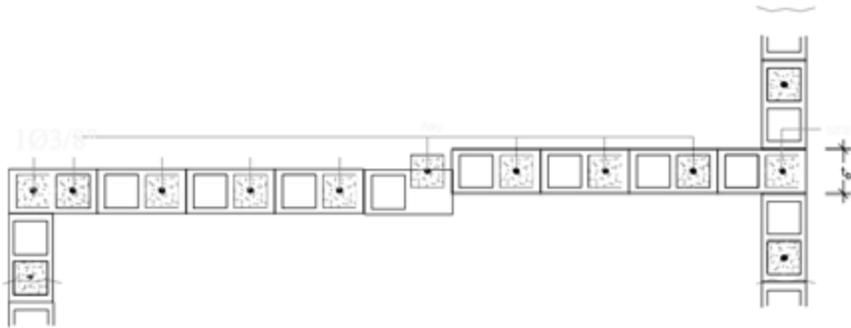
No se toma en cuenta la diferencia en peso volumétrico entre el hormigón de los bloques y el de los huecos, ni tampoco diferencia de peso volumétrico entre los hormigones de bloques y cámaras, y el acero de refuerzo.



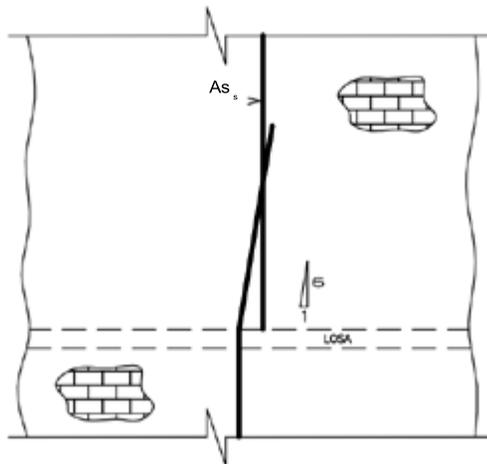
#### C4.1.4 ANCLAJE DE REFUERZO EN FUNDACIÓN



#### C4.1.6 DETALLE DE REFUERZO EN INTERSECCIONES DE MUROS



#### C4.1.7 DESVIACIÓN HORIZONTAL DEL REFUERZO VERTICAL



#### C4.3 DIÁMETRO MÍNIMO DE REFUERZO

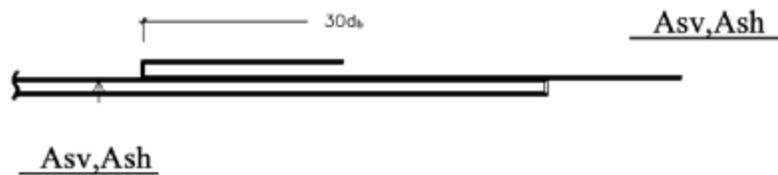
**C4.3.1** Se han observado falla por adherencia entre el hormigón en cámara y el refuerzo, cuando este es más de 3/4" para muros de 8" y cuando es mayor de 1/2" para muros de 6".

**C4.3.3** Diámetros mayores o iguales a 3/4" en cámaras, producen resultados

incompatibles de resistencia a flexión fuera del plano con los esfuerzos de compresión de la mampostería, por lo que se hace necesario recomendar diámetros menores que éste cuando evaluamos la resistencia fuera del plano.

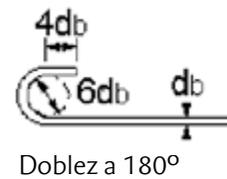
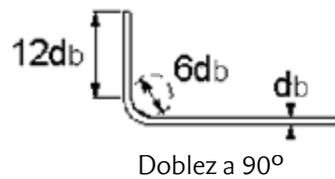
#### C4.5 SOLAPE DE REFUERZO

##### C4.5.1 SOLAPE DE BARRAS VERTICALES Y HORIZONTALES

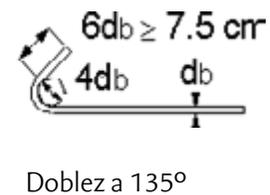
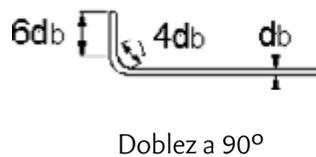


#### C4.6 GANCHOS PARA EL REFUERZO

##### C4.6.1 BARRAS LONGITUDINALES



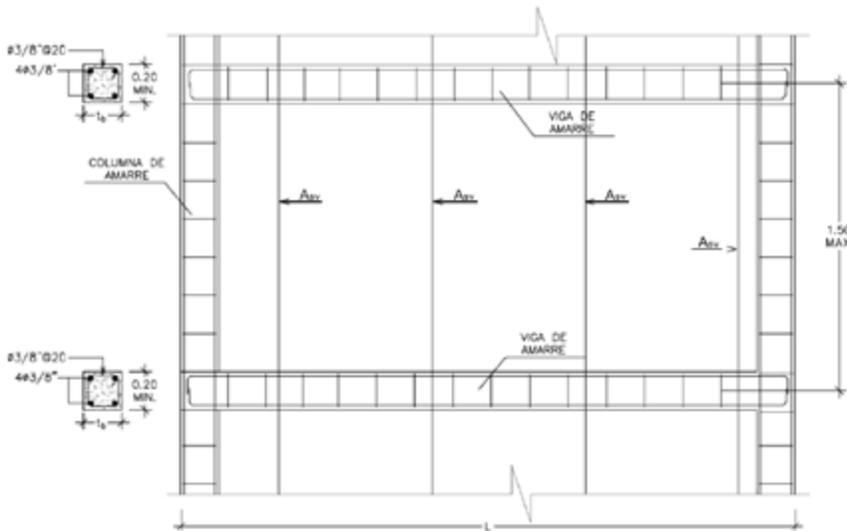
##### C4.6.2 ESTRIBOS EN ELEMENTOS CONFINANTES



## C6 ELEMENTOS DE AMARRE

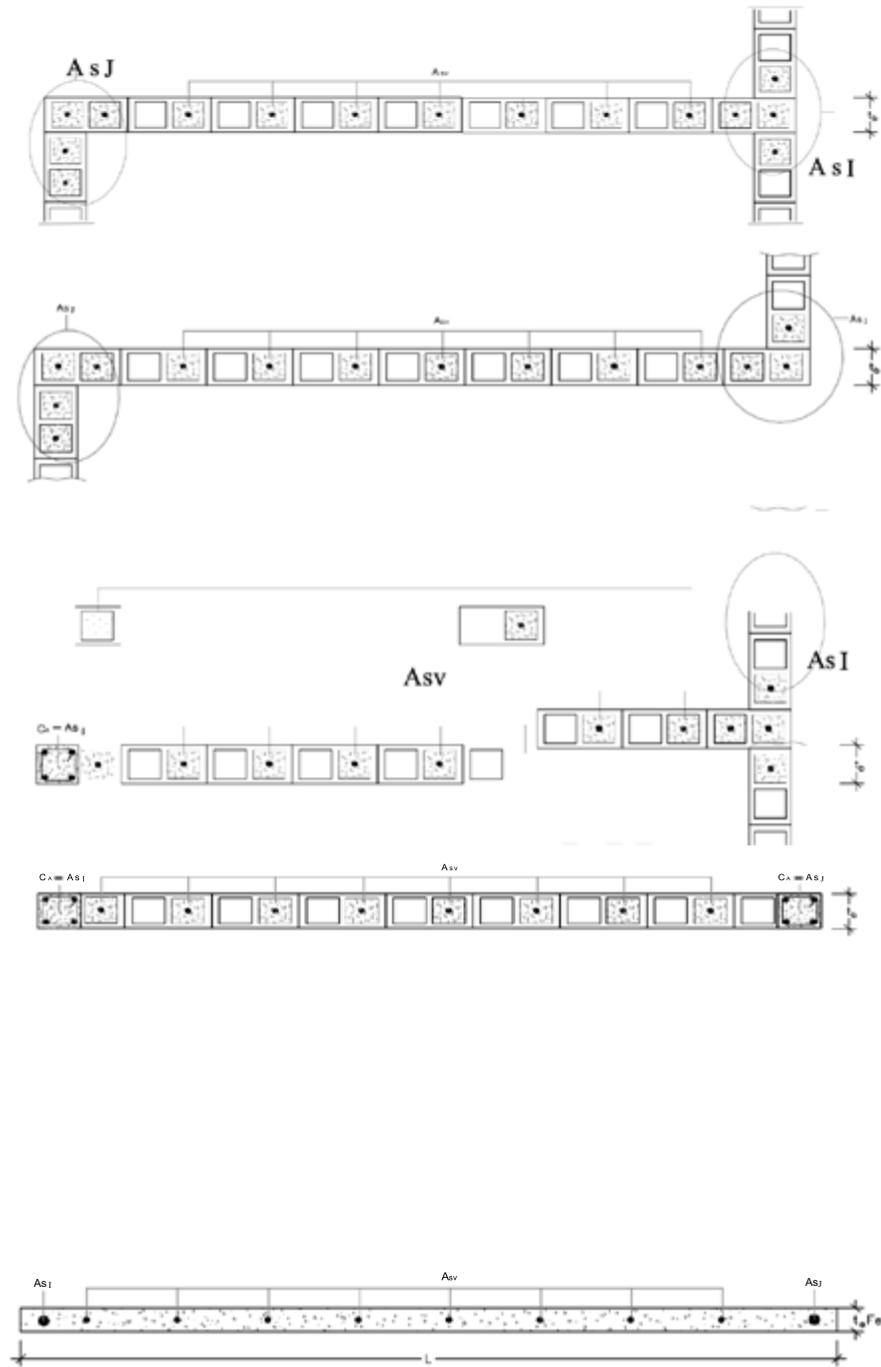
### C6.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

El refuerzo de muros con vigas y columnas de amarre como elementos limítrofes, es práctica común en República Dominicana, ya que ha demostrado un comportamiento sísmico aceptable para construcciones multi-niveles a base de muros de carga. Los requisitos de refuerzo especificados tienden a proporcionar mayor integridad entre los distintos muros y los sistemas de pisos, además de un aumento considerable en la resistencia a flexión contenida en el plano del muro y un incremento importante en la ductilidad del elemento.



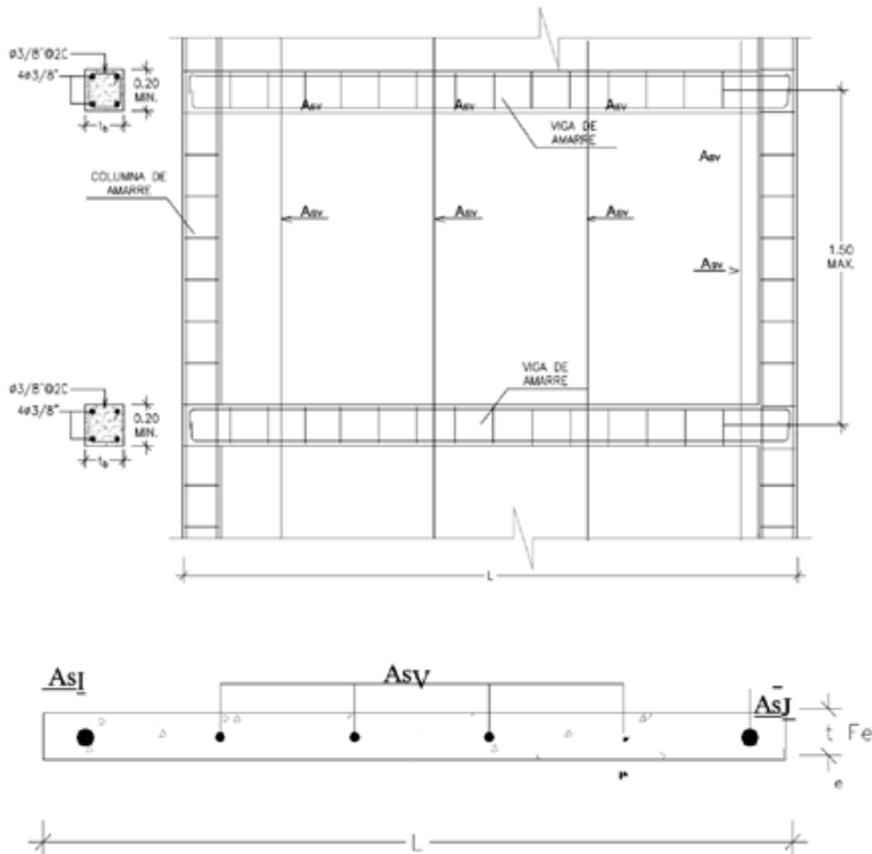
### C6.2 COLUMNAS DE AMARRE

El párrafo 6.2.6, Provee el refuerzo mínimo en las columnas de amarre para garantizar la resistencia suficiente a flexo-compresión en el plano del muro y reconoce que esta resistencia crece más rápidamente con el refuerzo de amarre en los extremos que con el refuerzo uniformemente distribuido.



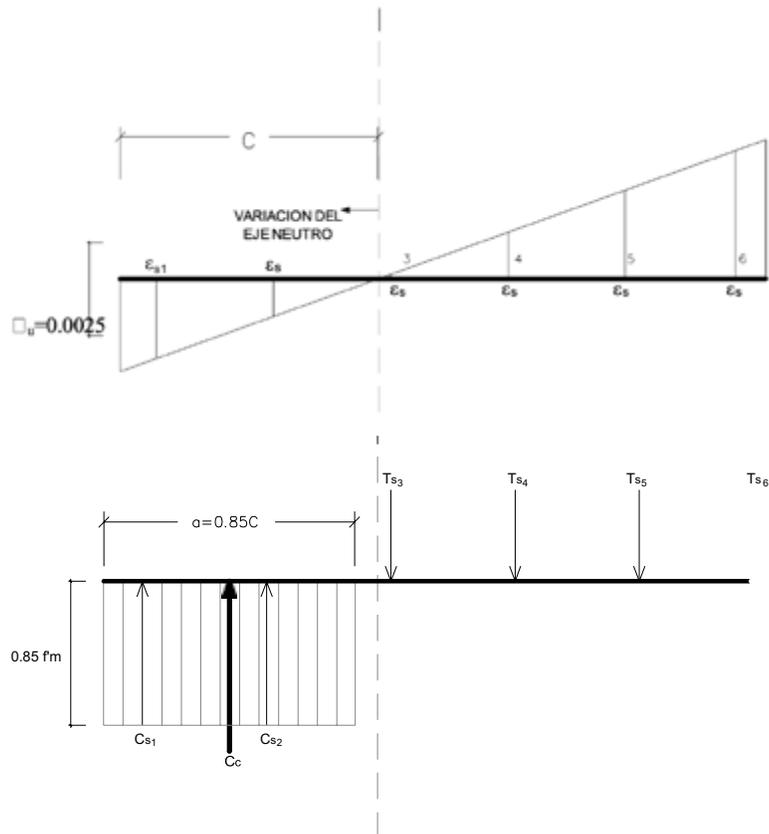
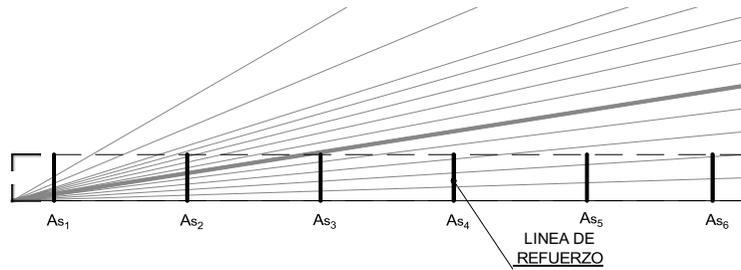
### C6.3 VIGAS DE AMARRE

Las vigas de confinamiento además de proveer integridad a la pared proporcionan alta resistencia al cortante, que puede sustituir el armado horizontal uniformemente distribuido en toda la altura del muro, en aquellos casos en donde hay demanda muy alta de este tipo de refuerzo.



## C7 MAMPOSTERÍA A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

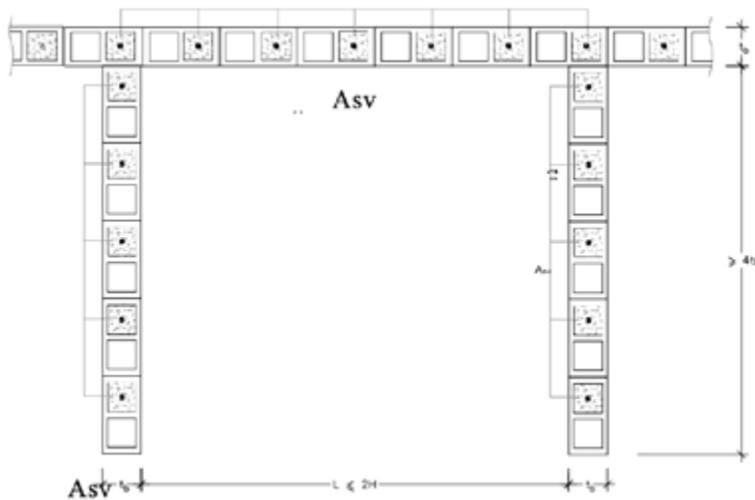
### C7.1 SUPOSICIONES DE DISEÑO



## C7.2 CONSIDERACIONES DE ESBELTEZ

### C7.2.1 ELEMENTOS RIGIDIZANTES

Cuando la configuración estructural no cumpla para un elemento específico con los requisitos del párrafo 7.2.1, se podrá emplear un espesor nominal, cuya rigidez sea equivalente a la proporcionada por los requerimientos de contrafuertes especificados.



**C7.2.2** El límite de 28 en la relación  $H/t_b$  en las ecuaciones 7.2 y 7.3, es el resultado de sustituir el radio de giro ( $r$ ) por la expresión  $0.28t_b$ . En estas ecuaciones el límite 28 en la relación  $H/t_b$ , se tomó del estudio de ensayos efectuados en elementos de mampostería de concreto que muestran los factores de reducción en la resistencia a miembros cargados axialmente (Ref. 22).

Para  $H/r \leq 99$

$$F_e = 1 - \left( \frac{K_p \cdot H}{140 \cdot r} \right)^2 \rightarrow \frac{K_p \cdot H}{r} \leq 99 = \frac{K_p \cdot H}{0.28t_b} \leq 99 = \frac{K_p \cdot H}{t_b} \leq 28$$

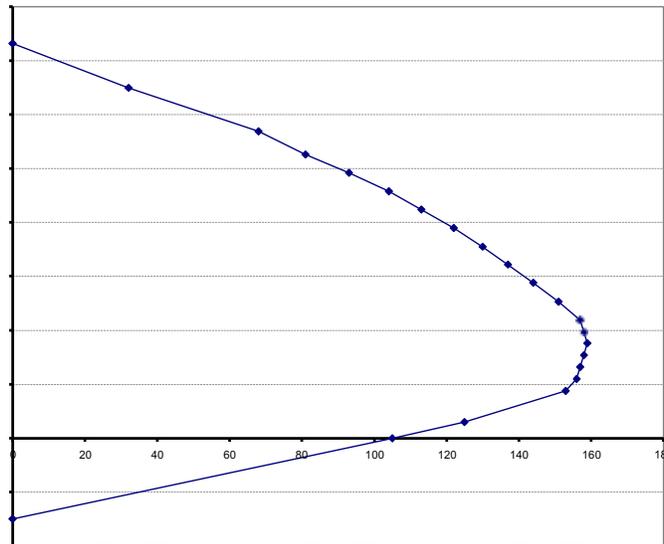
$$F_e = 1 - \left( \frac{K_p \cdot H}{140 \cdot 0.28 \cdot t_b} \right)^2 = 1 - \left( \frac{K_p \cdot H}{40 \cdot t_b} \right)^2$$

Para  $H/r > 99$

$$F_e = \left( \frac{70 \cdot r}{K_p \cdot H} \right)^2 = \left( \frac{70 \cdot 0.28t_b}{K_p \cdot H} \right)^2 = \left( \frac{20t_b}{K_p \cdot H} \right)^2 > 28$$

### C.3 RESISTENCIA A CARGA AXIAL Y DE FLEXIÓN

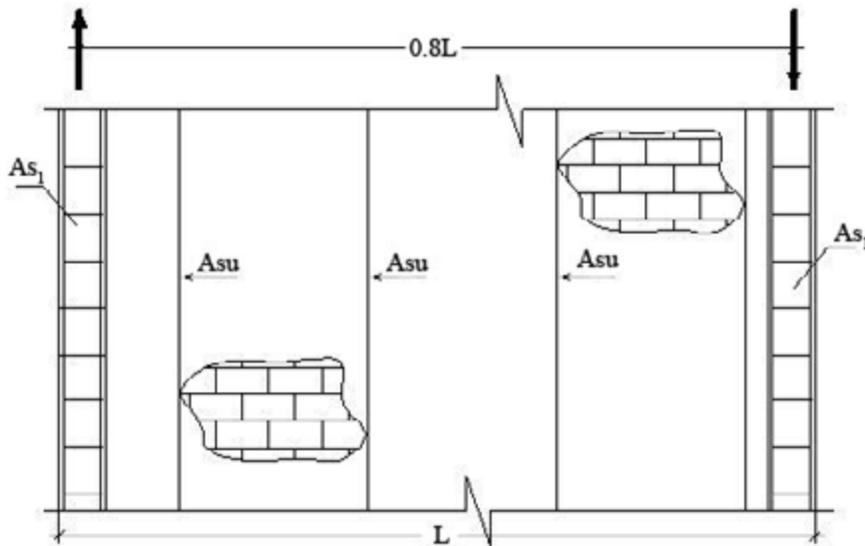
#### Diagrama de Interaccion



La curva de Interacción entre momento y carga axial utilizada para la evaluación de la resistencia de muros de mampostería se obtiene en conformidad a las suposiciones de diseño establecidos en el párrafo 7.1 y reducidos por los efectos de esbeltez de acuerdo con las ecuaciones 7.2 y 7.3, dando como resultado en gráfico siguiente.

**C7.3.4** La ecuación 7.9 se obtiene utilizando un brazo de palanca aproximado de  $0.8L$ , sin la intervención del refuerzo uniformemente distribuido, en donde la resistencia a flexión es proporcionada únicamente por el refuerzo de amarre extremo. Si el refuerzo calculado por esta ecuación da valores de refuerzo me-

nores a 1/2", este muro no requiere un amarre especial.



### C8 MAMPOSTERÍA A ESFUERZO CORTANTE

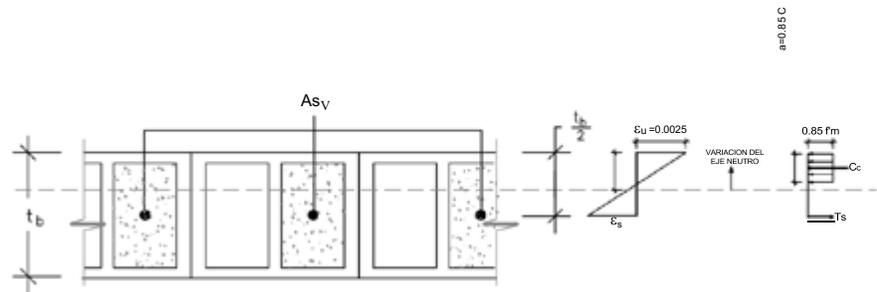
La resistencia al cortante proporcionada por las ecuaciones 8.2, 8.3 y 8.4, reconoce que muros de mampostería con valores de  $HT/L$  bajos, presentan mayor rigurosidad al cortante, predominando en estos casos la rigidez asociada a este tipo de esfuerzo.

Los valores de 0.60, 0.725 y 0.85 de las ecuaciones 8.2, 8.3 y 8.4, respectivamente, toman en cuenta el refuerzo vertical distribuido, el peso propio del muro y la presencia de la carga axial en compresión, que son acciones estabilizadoras al esfuerzo cortante.

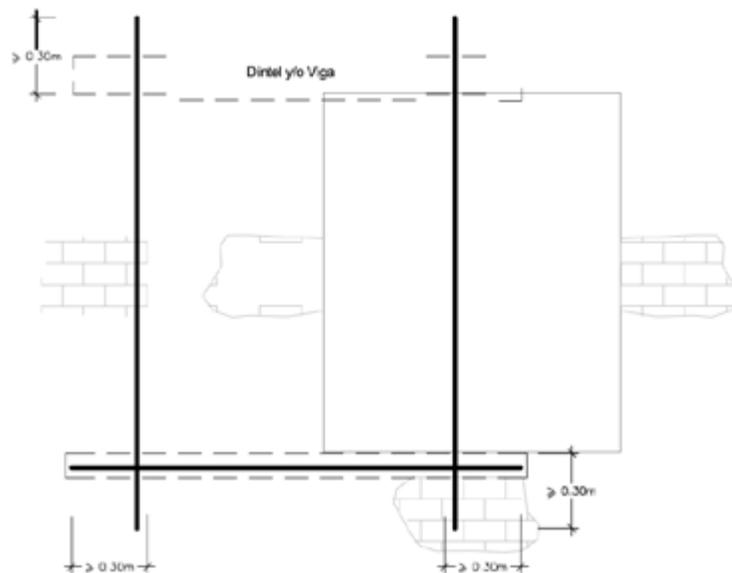


## C9 MAMPOSTERÍA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO

Los muros de mampostería localizados en el perímetro exterior de edificios, deberán ser diseñados para tomar en cuenta los efectos laterales del viento u otro tipo de fuerza normal al plano medio del diafragma del muro, evaluado con las ecuaciones 9.1, 9.2, 9.4 y 9.5, de resistencia fuera del plano de la pared y compatibles con los valores de cargas axiales mínimos. En las ecuaciones citadas anteriormente, no se tomó en cuenta el aporte del refuerzo concentrado como columna de amarre en los extremos del muro, por considerar que este refuerzo no aumenta la resistencia fuera del plano de la pared.



## C12 CONSIDERACIONES DE HUECOS EN MAMPOSTERÍA



# 9



## Acero



## TÍTULO 9. ACERO

### CAPITULO 9.1 CONSIDERACIONES GENERALES

**9.1.1 OBJETIVOS.** El presente Reglamento establece los requerimientos mínimos para el diseño, construcción y montaje de estructuras metálicas en general, tomando como base el desarrollo de un modelo estructural apropiado, el análisis del comportamiento del mismo, la selección y el diseño de los diferentes elementos y uniones, acordes al resultado del análisis, así como la verificación y la comprobación de los resultados, con el fin de garantizar la seguridad del usuario de dicha Estructura.

**9.1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.** La aplicación de este Reglamento se limita a edificaciones o miembros estructurales metálicos sometidos a cargas gravitacionales, como las cargas permanentes, el peso propio, sobrecargas; a cargas laterales, como la carga de vientos, y de impacto, como las generadas por grúa-puente. Para el diseño sísmico de la edificación será aplicado el Título 2: “Cargas Mínimas”.

Este Reglamento cubre el diseño de pórticos como unidad estructural, así como el diseño de los elementos estructurales que componen una edificación metálica: vigas, columnas, placas de empalmes, riostras, techos metálicos, pernos de anclaje, bases de apoyo, conectores, barras y otros. También cubre los trabajos de taller y de montaje respectivos. Este Reglamento se limita al uso de perfiles laminados en caliente.

**9.1.3 SANCIONES.** El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Reglamento, conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos xxxxi, de la ley xxxx.

**9.1.4 DEFINICIONES.** Las siguientes definiciones corresponden a los términos más utilizados en el presente Reglamento.

- **Acero Estructural.** Material aleado, laminado en caliente que cumple con las especificaciones ASTM, usado como elemento del pórtico necesario para la resistencia y la estabilidad de la estructura.
- **AISC.** Instituto Americano de la Construcción de Acero, Inc.
- **ASTM.** Sociedad Americana para Pruebas y Materiales.

- **AWS.** Sociedad Americana de Soldadura.
- **Carga Muerta.** Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo, incluyendo muros y particiones divisorias de ambientes y el peso de equipos permanentes.
- **Carga de Servicio.** Todas las cargas, permanentes (muertas) o transitorias (vivas), que actúan sobre la estructura o parte de ésta, sin estar afectadas por ningún coeficiente de carga.
- **Carga Viva.** Carga debida al uso y la ocupación de la estructura y que no tiene carácter permanente.
- **Columna.** Elemento estructural cuya sollicitación principal es la carga axial de compresión, acompañada o no de momentos flexores, torsión o fuerzas cortantes con una relación de longitud a su menor dimensión de la sección de 3 ó más.
- **Conexión.** Combinación de uniones utilizadas para transmitir fuerzas entre dos o más miembros. Se clasifican de acuerdo a la fuerza transmitida.
- **Conectores.** Elementos de acero que cumplen con las especificaciones ASTM y AWS usados en el diseño de las uniones de los miembros estructurales del pórtico.
- **Correas.** Término usado en cubierta de techo. Largueros o vigas horizontales que soportan la cubierta de techo y cubren el vano o distancia entre pórtico.
- **Diseño.** Procedimiento mediante el cual se verifica que los elementos de acero estructural resisten las sollicitaciones obtenidas del análisis de la estructura, y se determina la sección requerida para resistir dichas sollicitaciones.
- **Esfuerzo.** Intensidad de fuerza por unidad de área.
- **Estado Límite de Rotura.** Cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o el hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

- **Estado Límite de Servicio.** La ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.
- **Factores de Carga.** Son factores por los que deben multiplicarse las cargas de servicio para obtener las cargas factorizadas para el diseño a la rotura.
- **Factor de Reducción de Resistencia.** Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.
- **Flexión Compuesta.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Oblicua.** Flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Oblicua Compuesta.** Fuerza axial (tracción o compresión) simultánea con flexión respecto a ambos ejes principales de inercia de una sección.
- **Flexión Simple.** Flexión respecto a uno de los ejes principales de inercia de una sección.
- **Fuerza Axial.** Fuerza (tracción o compresión) que actúa en el centro de gravedad de una sección, paralela al eje longitudinal del elemento.
- **Fuerza Cortante.** Fuerza que actúa en el centro de gravedad de una sección, perpendicular eje longitudinal del elemento, en un plano que contenga uno de los ejes principales de la sección.
- **Junta.** Área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes.
- **Memoria de Cálculos.** Justificación técnica de las dimensiones, secciones y especificaciones de una estructura, tal como se presentan en los planos de construcción.
- **Módulo de Elasticidad.** Relación entre el esfuerzo de tracción o de compresión y la deformación unitaria producida por aquel, para esfuerzos inferiores al límite proporcional del material.
- **Pernos.** Anclajes, barras de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñado para unir elementos estructurales de acero con el hormigón en los apoyos.
- **Placa de Apoyo.** Elemento de acero laminado que cumple con las especificaciones ASTM, diseñada para distribuir las reacciones de apoyo de la viga o la columna sobre la base de hormigón.

- **Pórtico.** Conjunto estructural constituido por vigas y columnas unidas rígidamente.
- **Rigidizadores.** Elementos de acero estructural diseñados para rigidizar el alma de las vigas o columnas cuando los esfuerzos por cortante así lo requieran.
- **Riostras.** Elemento de acero estructural diseñado para dar estabilidad lateral al pórtico.
- **Tillas.** Término usado en cubierta de techo. Elementos secundarios de acero estructural diseñados para dar soporte lateral a las correas.
- **Viga.** Elemento estructural, cuya dimensión longitudinal es mayor que las otras dos y su sollicitación principal es el momento flexor, acompañado o no de cargas axiales, fuerzas cortantes y torsiones.

#### 9.1.5 NOTACIONES

- **At** Área total de la sección transversal.
- **An** Área correspondiente a la sección neta.
- **Ae** Área neta efectiva.
- **Apb** Área proyectada del perno para efecto de aplastamiento.
- **Af** Área total del ala.
- **Aw** Área del alma o Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.
- **B1, B2** Coeficientes usados en el cálculo de  $M_u$  para sollicitaciones de flexión y fuerza normal determinados por análisis de primer orden.
- **Cb** Coeficiente de flexión que depende del gradiente de momentos.
- **Cm** Coeficiente aplicado al término de flexión en la ecuación de interacción P- M de miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes.
- **Cw** Constante de alabeo.
- **E** Módulo de elasticidad del acero.
- **Fcr** Tensión crítica.
- **Fe** Tensión de pandeo elástico.
- **Fr** Tensiones residuales de compresión en el ala.
- **Fu** Resistencia mínima de agotamiento en tracción especificada para el tipo de acero utilizado.

- **Fv** Tensión teórica a cortante en conexiones de deslizamiento crítico.
- **Fw** Resistencia teórica de la soldadura aportada por el electrodo.
- **Fy** Tensión de cedencia mínima especificada para el tipo de acero utilizado.
- **Fyf** Tensión de cedencia mínima especificada del acero del ala.
- **Fyw** Tensión de cedencia mínima especificada del acero del alma.
- **G** Módulo de elasticidad al corte del acero.
- **I** Momento de inercia.
- **J** Constante de torsión uniforme.
- **L** Longitud real no arriostrada lateralmente.
- **L** Longitud de la conexión medida en la dirección de la solicitación.
- **Lb** Longitud no arriostrada lateralmente; distancia entre puntos que estén arriostrados contra el desplazamiento lateral del ala comprimida o contra la torsión de la sección transversal.
- **Lc** Longitud de conector de cortante tipo canal.
- **Lp** Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar plenamente la capacidad plástica a flexión, considerando una distribución uniforme de momento ( $C_b = 1.0$ ).
- **Lpd** Valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente en un análisis plástico.
- **Lr** Límite de la longitud no arriostrada lateralmente en pandeo lateral torsional.
- **M** Momento flector.
- **M1** El menor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
- **M2** El mayor de los momentos que actúan en el extremo de la longitud no arriostrada de una viga o viga-columna.
- **Ma, Mb, Mc** Valor absoluto de los momentos calculados a  $0.25L_b$ ,  $0.50L_b$ , y  $0.75L_b$ , respectivamente.
- **Mcr** Momento crítico de pandeo elástico.
- **Mp** Momento plástico teórico.
- **Mr** Momento límite de pandeo; igual al  $M_{cr}$  cuando  $\lambda = \lambda_r$  y  $C_b = 1.0$

- **Mu** Momento flector mayorado.
- **My** Momento correspondiente a la cedencia de la fibra más extrema en la distribución elástica.
- **Pe** Carga normal de pandeo elástico.
- **Pe1, Pe2** Carga normal de pandeo elástico en pórticos arriostrados y pórticos no arriostrados, respectivamente, calculada según la ecuación de Euler.
- **Pn** Resistencia teórica a fuerza normal de tracción o compresión.
- **Pu** Solicitación mayorada de tracción o compresión.
- **Qn** Resistencia teórica al cortante horizontal de un conector de cortante.
- **Sx** Módulo elástico de la sección con respecto a su eje mayor.
- **Tu** Momento torsor mayorado.
- **Vu** Fuerza cortante mayorada.
- **Z** Módulo plástico de sección.

**9.1.5.1 COMENTARIOS.** Los acápites que contengan el símbolo previo al número del acápite, tienen un comentario aclaratorio en el anexo de este Reglamento. En el anexo, el comentario tendrá el número del acápite al que corresponda en el Reglamento, y estará precedido por la letra C.

## 9.1.6 REQUERIMIENTOS GENERALES DE APLICACIÓN

### 9.1.6.1 TIPOS DE ESTRUCTURAS

**9.1.6.1.1 ESTRUCTURAS TOTALMENTE EMPOTRADAS.** Este término será aplicable cuando las conexiones tienen suficiente rigidez para mantener los ángulos entre las intersecciones de sus miembros. Estas estructuras se conocen también como estructuras de marcos rígidos o de marcos continuos.

**9.1.6.1.2 ESTRUCTURAS SEMI-EMPOTRADAS.** Será aplicable cuando las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre las intersecciones de sus miembros. La resistencia y la ductilidad de las

conexiones en estructuras semi- empotradas deberán tenerse en cuenta en el análisis y diseño, para garantizar el debido comportamiento y seguridad de la estructura.

**9.1.6.1.3 ESTRUCTURAS SIMPLEMENTE APOYADAS.** Será aplicable este término cuando las conexiones trabajan por cortante solamente y quedan en libertad de rotar. Las conexiones y los miembros conectados bajo esta condición deben ser los adecuados para resistir como “viga simple” las cargas gravitacionales factorizadas, las cargas laterales factorizadas y/o la combinación de ambas.

El tipo de estructura asumido para el diseño deberá ser indicado en el análisis presentado en la memoria de los cálculos. Se tendrá en cuenta que el diseño de las conexiones deberá ser consistente con el tipo de estructura asumido.

#### 9.1.6.2 MATERIALES

**9.1.6.2.1 PROPIEDADES PARA EL DISEÑO.** En el diseño se usarán las propiedades del acero dadas a continuación:

- Módulo de elasticidad  $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf} / \text{cm}^2$
- Módulo de corte  $G = E / 2.6 \approx 8.08 \times 10^5 \text{ kgf} / \text{cm}^2$
- Coeficiente de Poisson  $\nu = 0.3$
- Peso unitario  $\gamma = 7850 \text{ kgf} / \text{cm}^3$

Coeficiente de dilatación térmica lineal  $\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ \text{C}$

**9.1.6.2.2 ACERO ESTRUCTURAL.** Se acepta el uso de los materiales que cumplan con los estándares de las normas NORDOM vigentes y/o las equivalentes a las siguientes normas ASTM:

- **ASTM A36:** Acero estructural.
- **ASTM A53:** Tuberías de acero solado y sin costura, galvanizadas o no, grado b.
- **ASTM A242/A242M:** Acero estructural de alta resistencia y baja aleación.
- **ASTM A514/514M:** Plancha de acero aleado templado y revenido, de alta resistencia, adecuada para soldadura.
- **ASTM A529/A529M:** Acero estructural al carbono-manganeso de alta resistencia.
- **ASTM A570/570M:** Planchas y pletinas de acero al carbono laminado en caliente de calidad estructural, grados 40,45 ó 50.
- **ASTM A618:** Tuberías estructurales de alta resistencia y baja aleación formadas en caliente, soldadas y sin costura.

Se permite el uso de acero no identificado, solamente en detalles menores donde las propiedades físicas exactas de acero y su soldadura no afecten la resistencia y el comportamiento de la estructura.

**9.1.6.2.3 FUNDICIONES Y PIEZAS FORJADAS DE ACERO.** Los aceros de fundición deberán cumplir con una de las siguientes especificaciones ASTM o la norma dominicana equivalente:

- **ASTM A27/A27M:** Fundición de Acero al Carbono de Baja a Media Resistencia para Aplicaciones Generales, Grado 65-35.
- **ASTM A148/A148M:** Fundiciones de Acero de Alta Resistencia para Usos Estructurales, Grado 80-50.

Las piezas forjadas de acero se registrarán por la especificación de la ASTM siguiente:

- **ASTM A668/A668M:** Forjas de acero al carbono y aleación para uso industrial en general.

**9.1.6.2.4 TORNILLOS, ARANDELAS Y TUERCAS.** Los Tornillos, Arandelas y Tuercas de Acero se ajustarán a una de las especificaciones de la ASTM siguientes:

- **ASTM A307:** Tornillos y espárragos de acero al carbono con resistencia a la tensión de 4219kgf/cm<sup>2</sup> (60ksi).
- **ASTM A325/A325M:** Tornillos de acero estructural tratados térmicamente, con resistencia mínima a la tensión de 8,437/7,382kgf/cm<sup>2</sup> (120/105ksi).
- **ASTM A449:** Tornillos y espárragos de acero templado y revenido.
- **ASTM A490/A490M:** Tornillos de acero tratados térmicamente con resistencia mínima a la tensión de 10,546kgf/cm<sup>2</sup> (150ksi).
- **ASTM A563/A563M:** Tuercas de acero al carbono y acero aleado.
- **ASTM F436:** Arandelas de acero endurecido

**9.1.6.2.5 PERNOS DE ANCLAJES Y BARRAS ROSCADAS.** Los pernos de anclajes y barras roscadas de acero se ajustarán a una de las siguientes especificaciones ASTM o su equivalente en NORDOM:

- **ASTM A36/A36M:** Acero estructural.
- **ASTM A354:** Pernos, espárragos y otros conectores de acero aleado templado y revenido roscado externamente.
- **ASTM A588/A588M:** Acero estructural de alta resistencia y baja aleación con una resistencia mínima a la tensión de 4,922 kgf/cm<sup>2</sup> (70ksi), hasta 100mm de espesor.

El material A449 es aceptable para pernos de anclajes y barras roscadas, independientemente de su diámetro.

**9.1.6.2.6 CONECTORES DE CORTANTE.** Los conectores de cortante tipo espárrago se ajustarán a los requisitos de la norma AWS D1.1.

**9.1.6.2.7 METAL DE APORTE Y FUNDENTE PARA LAS SOLDADURAS.** Los electrodos y fundentes para las soldaduras se ajustarán a las especificaciones de la AWS.

### 9.1.6.3 CARGAS Y COMBINACIONES

El diseño se basará en las cargas muertas, vivas, de viento, sísmicas y otras cargas establecidas en el Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas, en las combinaciones de carga definidas en el mismo Título 2, Cargas Mínimas, y en las consideraciones de esfuerzos adicionales establecidas en este capítulo.

### 9.1.6.4 BASES DE DISEÑO

El método de diseño, fabricación y montaje de las estructuras metálicas se regirá por los principios ya desarrollados de “Diseño de Edificaciones Metálicas por el Método de Factores de Carga y Resistencia”, mejor conocido por sus siglas en Inglés “LRFD”. Como método alternativo se podrá usar el “Diseño de Edificaciones Metálicas por el Método de los Esfuerzos Permisibles y Diseño Plástico”, también denominado “ASD” por sus siglas en inglés. Este método alterno incluye sus definiciones, simbologías y sus apéndices.

**9.1.6.4.1 DISEÑO.** Los elementos de acero y de hierro se diseñarán por métodos que admitan un análisis racional según los principios o métodos establecidos.

**9.1.6.4.2** Por la presente se adoptan las siguientes normas, establecidas en el Título 12 de este código.

1. Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC.
  - a. DG03, Consideraciones de Diseño de Servicio para Edificios de Acero, AISC.
  - b. DG09, Análisis de torsión de miembros de acero estructural, AISC.
  - c. DG15, Guía de Rehabilitación y Reacondicionamiento del AISC: Una referencia para formas y especificaciones históricas, AISC.
  - d. AISC Manual de construcción de acero, AISC.
  - e. Detallado para la construcción de acero, AISC.
2. Instituto Americano del Hierro y el Acero, AISI.
  - a. AISI S100, Especificación norteamericana para el diseño de elementos estructurales de acero conformado en frío.

- b. AISI S230, Norma para estructuras de acero conformadas en frío - Método prescriptivo para viviendas unifamiliares y bifamiliares.
- c. AISI S240, Norma norteamericana para estructuras de acero conformado en frío.
3. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, ASCE.
  - a. ASCE 8, Especificaciones para el diseño de elementos estructurales de acero inoxidable conformados en frío.
4. Instituto Nacional de Estándares Americanos/Sociedad Americana de Soldadura, ANSI/AWS.
  - a. Especificación para el procedimiento de soldadura y la calificación del rendimiento, AWS B2.1.
  - b. Código de soldadura estructural del acero, ANSI/AWS D1.1-D1.1M.
  - c. Código de soldadura estructural - chapa metálica, ANSI/AWS D1.3-D1.3M.
  - d. Código de soldadura estructural - Acero de refuerzo, ANSI/AWS D1.4.
  - e. Código de soldadura de chapa metálica, AWS D9.1-D9.1M.
5. ASTM Internacional.
  - a. Especificación estándar para los requisitos generales de las chapas, formas, tablestacas y barras de acero laminado para uso estructural, ASTM A6.
  - b. Especificación estándar para chapas de acero al carbono, metálicas y no metálicas revestidas para elementos de armazón de acero formados en frío, ASTM A1003-A1003M.
  - c. Especificación estándar para pernos estructurales de alta resistencia, acero y acero de aleación, con tratamiento térmico, resistencia mínima a la tracción de 120 ksi (830 MPa) y 150 ksi (1040 MPa), dimensiones en pulgadas y métricas, ASTM F3125-F3125M.
6. Asociación Nacional de Fabricantes de Metales Arquitectónicos, NAAMM.
  - a. NAAMM MBG 531, Manual de rejillas metálicas.
7. Consejo de Investigación sobre Conexiones Estructurales, RCSC.
  - a. Especificación para uniones estructurales con pernos de alta resistencia, RCSC.
8. Instituto de Cubiertas de Acero, Inc., SDI.

- a. Manual de diseño de diafragmas, SDI.
  - b. Norma SDI-C para losas de cubierta de acero compuestas.
  - c. Norma SDI-RD para cubiertas de acero.
  - d. Norma SDI-NC para forjados de acero no compuestos.
9. Instituto de Viguetas de Acero, SJI.
- a. 44ª edición de las Tablas de Carga y Tablas de Peso de las Viguetas de Acero, SJI.
  - b. “Diseño de cubiertas de viguetas de acero para resistir las cargas de elevación” Compendio Técnico No. 3, SJI.
  - c. “Vibración de suelos de viguetas de acero y concreto”, Compendio técnico No. 5, SJI.
  - d. “Diseño de cubiertas de viguetas de acero para resistir las cargas de elevación”, Compendio técnico No. 6, SJI.
  - e. “Soldadura de viguetas de acero de alma abierta y vigas”, Compendio técnico No. 8, SJI.
  - f. “ Manipulación y montaje de viguetas de acero y vigas “, Compendio técnico No. 9, SJI.
  - g. “90 años de construcción de viguetas de acero de alma abierta”, SJI.
  - h. “ Diseño de estructuras resistentes a cargas laterales utilizando viguetas de acero y vigas de viguetas “, Compendio técnico No. 11, SJI.
10. Instituto de Tubos de Acero, STI.
- a. Manual de diseño de HSS, Volumen 1: Propiedades de las secciones e información de diseño.
  - b. Manual de diseño de HSS, Volumen 2: Diseño de barras.
  - c. Manual de diseño de HSS, Volumen 3: Conexiones en los miembros de HSS
  - d. Manual de diseño de HSS, Volumen 4: Conexiones de cerchas y arriostramientos.

**9.1.6.4.3** El espesor mínimo del material no será menor que el establecido en las normas aplicables enumeradas en la Sección 9.1.6.4.2, salvo que se establezca lo contrario en el presente documento.

## 9.1.7 DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL

**9.1.7.1** Se debe cumplir con lo indicado en el Título 1, “Consideraciones Generales” del Reglamento General de Edificaciones.

### 9.1.7.2 SISTEMA DE UNIDADES

Las unidades empleadas en este Reglamento corresponden al Sistema Técnico MKS, Metro-Kilogramo fuerza-Segundo. En las ecuaciones se usarán unidades consistentes, y a menos que se indique específicamente de otra manera, se usarán las siguientes unidades:

#### Dimensiones:

|   |                          |
|---|--------------------------|
| En las ecuaciones (L, d, h, t <sub>f</sub> , t <sub>w</sub> , etc.) | cm                       |
| En el detallado de las secciones y piezas de acero                  | mm                       |
| Ángulos planos  | grados sexagesimales (°) |
| Áreas   | cm <sup>2</sup>          |
| Energía, trabajo  | kgfm                     |
| Fuerzas   | Kgf                      |
| Momentos  | kgf-m                    |
| Esfuerzos   | kgf / cm <sup>2</sup>    |

## **CAPÍTULO 9.1.8 IDENTIFICACIÓN Y PROTECCIÓN DEL ACERO PARA FINES ESTRUCTURALES**

107

**9.1.8.1 IDENTIFICACIÓN.** La identificación de los elementos de acero estructural se hará de acuerdo con el AISC 360. La identificación de los elementos de acero conformados en frío se realizará de acuerdo con la norma AISI S100. La identificación de las construcciones ligeras de acero conformado en frío deberá cumplir también con los requisitos contenidos en AISI S240 o AISI S220, según corresponda. El resto de los aceros suministrados para fines estructurales de carga deberán estar debidamente identificados para su conformidad con el grado solicitado de acuerdo con la norma ASTM especificada u otra especificación y las disposiciones de este capítulo. El acero que no sea fácilmente identificable en cuanto a su grado a partir del marcado y los registros de pruebas, deberá ser probado para determinar su conformidad con dichas normas.

**9.1.8.2 PROTECCIÓN.** La pintura de los elementos de acero estructural se realizará de acuerdo con la norma AISC 360. La pintura de las viguetas de acero de banda abierta y de las vigas deberá estar de acuerdo con SJI 200 y SJI 100. Los elementos estructurales individuales y los paneles ensamblados de la construcción de acero conformado en frío se protegerán contra la corrosión de acuerdo con los requisitos contenidos en AISI S100. La protección de las construcciones ligeras de acero conformado en frío deberá ser conforme a AISI S240 o AISI S220, según corresponda.

## **CAPÍTULO 9.1.9 CONEXIONES**

**9.1.9.1 SOLDADURA.** Los detalles del diseño, la mano de obra y la técnica de soldadura, así como la cualificación del personal de soldadura, deberán estar de acuerdo con las especificaciones enumeradas en las **Secciones 9.1.10, 9.1.11, 9.1.12, 9.1.13, y 9.1.15.**

**9.1.9.2 ATORNILLADO.** El diseño, la instalación y la inspección de los pernos

deben cumplir con los requisitos de las **Secciones 9.1.10, 9.1.11, 9.1.12, y 9.1.15.**

**9.1.9.2.1 MATERIAL USADO Y DAÑADO.** Todo el acero deberá ser recto y verdadero, y no se utilizará ninguna sección dañada que esté fuera de forma. El acero previamente utilizado o fabricado para su uso o fabricado por error no se utilizará salvo con la aprobación del oficial de construcción. Los agujeros rellenados o las soldaduras no se ocultarán. No se utilizará acero enderezado o retemplado quemado al fuego, salvo con la aprobación del oficial de construcción.

**9.1.9.3 VARILLAS DE ANCLAJE.** Las barras de anclaje se colocarán de acuerdo con los documentos de construcción aprobados. La protuberancia de los extremos roscados a través del material conectado deberá encajar completamente en las roscas de las tuercas, pero no deberá ser mayor que la longitud de las roscas de los pernos.

## **CAPÍTULO 9.1.10 ACERO ESTRUCTURAL**

**9.1.10.1 GENERALIDADES.** El diseño, la fabricación y el montaje de los elementos de acero estructural en edificios, estructuras y partes de los mismos deberán estar de acuerdo con AISC 360.

**9.1.10.2 DISEÑO SÍSMICO.** Cuando se requiera, el diseño sísmico, la fabricación y el montaje de edificios, estructuras y partes de éstos deberán estar de acuerdo con la **Sección 9.1.10.2.1 o 9.1.10.2.2**, según corresponda.

### **9.1.10.2.1 SISTEMAS SISMORRESISTENTES DE ACERO ESTRUCTURAL.**

El diseño, el detallado, la fabricación y el montaje de los sistemas sismorresistentes de acero estructural deben cumplir con las disposiciones de la **Sección 9.1.10.2.1.1 o 9.1.10.2.1.2**, según corresponda.

**9.1.10.2.1.1 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO C.** Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C deberán ser de cualquier construcción permitida en la Sección 8.5. Cuando se utilice un coeficiente de modificación de respuesta,  $R$ , de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Re-

glamento, Cargas Mínimas, para el diseño de estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C, las estructuras se diseñarán y detallarán de acuerdo con los requisitos de AISC 341.

**EXCEPCIÓN:** El coeficiente de modificación de la respuesta, R, designado para los “Sistemas de acero no detallados específicamente para la resistencia sísmica, excluyendo los sistemas de columnas en voladizo” en la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas, se permitirá para los sistemas diseñados y detallados de acuerdo con AISC 360, y no será necesario diseñarlos y detallarlos de acuerdo con AISC 341.

**9.1.10.2.1.2 CATEGORÍA DE DISEÑO SÍSMICO D, E O F.** Las estructuras asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico D, E o F se diseñarán y detallarán de acuerdo con AISC 341, excepto lo permitido en El Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas.

**9.1.10.2.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE ACERO.** El diseño, el detallado, la fabricación y el montaje de los elementos de acero estructural en los sistemas sismorresistentes distintos de los contemplados en el apartado 9.1.10.2.1, incluidos los puntales, los colectores, los cordones y los elementos de cimentación, deberán estar de acuerdo con el AISC 341 cuando se aplique cualquiera de las siguientes condiciones

1. La estructura está asignada a la categoría de diseño sísmico D, E o F, excepto lo permitido en la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas.
2. Se utiliza un coeficiente de modificación de la respuesta, R, superior a 3 de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas, para el diseño de la estructura asignada a la categoría de diseño sísmico C.

## **CAPÍTULO 9.1.11 ESTRUCTURAS COMPUESTAS DE ACERO Y ESTRUCTURAS DE CONCRETO**

**9.1.11.1 GENERALIDADES.** Los sistemas de elementos estructurales de acero que actúan de forma compuesta con el concreto armado se diseñarán de acuerdo con AISC 360 y ACI 318, excluyendo el capítulo 14 de ACI 318 .

**9.1.11.2 DISEÑO SÍSMICO.** Cuando se requiera, el diseño sísmico, la fabricación y el montaje de los sistemas compuestos de acero y concreto deberán estar de acuerdo con la Sección 9.1.11.1.

**9.1.11.3** Requisitos sísmicos para la construcción de estructuras mixtas de acero y concreto. Cuando se utilice un coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas mínimas, para el diseño de sistemas de acero estructural que actúen de forma compuesta con concreto armado, las estructuras se diseñarán y detallarán de acuerdo con los requisitos de AISC 341.

## **CAPÍTULO 9.1.12 VIGUETAS DE ACERO**

**9.1.12.1 GENERALIDADES.** El diseño, fabricación y uso de viguetas de acero de alma abierta y vigas de viguetas deberá estar de acuerdo con SJI 200 o SJI 100, según sea aplicable.

**9.1.12.1.1 DISEÑO SÍSMICO.** Cuando se requiera, el diseño sísmico de los edificios deberá estar de acuerdo con las disposiciones adicionales de la Sección 9.1.10.2 o 9.1.15.1.

**9.1.12.2 DISEÑO.** El profesional de diseño registrado deberá indicar en los documentos de construcción las designaciones de viguetas de acero y vigas de acero de las especificaciones enumeradas en la Sección 9.1.12.1; e indicará los requisitos para el diseño de viguetas y vigas, disposición, soportes finales, anclaje, diseño de puentes que difiere de las especificaciones del SJI enumeradas en la Sección 9.1.12.1; conexiones de terminación de puentes y diseño de conexiones de soporte para resistir el levantamiento y las cargas laterales.

Estos documentos deberán indicar los requisitos especiales que se indican a continuación:

1. Cargas especiales incluyendo:

- Cargas concentradas.
- Cargas no uniformes.
- Cargas netas de levantamiento.
- Cargas axiales. Momentos finales.
- Fuerzas de conexión.

2. Consideraciones especiales que incluyen:

- Perfiles para configuraciones de vigas y viguetas que difieren de las definidas por las especificaciones del SJI listadas en la Sección 9.1.12.1;
- Aberturas del alma sobredimensionadas o no estándar.
- Extremos extendidos.

3. Criterios de deflexión de carga viva y total para viguetas y configuraciones de vigas que difieren de las definidas por las especificaciones del SJI listadas en la Sección 9.1.12.1.

**9.1.12.3 CÁLCULOS.** El fabricante de viguetas de acero y vigas de acero deberá diseñar las viguetas de acero y las vigas de acero de acuerdo con las especificaciones del SJI listadas en la Sección 9.1.12.1 para soportar los requisitos de carga de la Sección 9.1.12.2. El profesional de diseño registrado podrá exigir la presentación de los cálculos de las viguetas de acero y de las vigas de acero preparados por un profesional de diseño registrado responsable del diseño del producto. Cuando el profesional de diseño registrado lo solicite, el fabricante de viguetas de acero deberá presentar los cálculos de diseño con una carta de presentación que lleve el sello y la firma del profesional de diseño registrado del fabricante de viguetas. Además de los cálculos de diseño presentados bajo sello y firma, se incluirá lo siguiente

1. Diseño de puentes que difieran de las especificaciones del SJI enumeradas en la Sección 9.1.12.1, como condiciones de voladizo y levantamiento neto.

2. Diseño de la conexión para:

- Conexiones que difieren de las especificaciones del SJI listadas en la Sección 9.1.12.1, tales como conexiones enrasadas o enmarcadas.
- Empalmes de campo.
- Cabezales de viguetas.

**9.1.12.4 PLANOS DE VIGUETAS DE ACERO.** Los planos de colocación de las viguetas de acero se proporcionarán para mostrar los productos de viguetas de acero tal como se especifican en los documentos de construcción aprobados y se utilizarán para la instalación en el campo de acuerdo con los requisitos específicos del proyecto, tal como se indica en la Sección 9.1.12.2. Los planos de colocación de las viguetas de acero deberán incluir, como mínimo, lo siguiente

1. Listado de las cargas aplicables, tal como se indica en la Sección 9.1.12.2, y utilizadas en el diseño de las viguetas de acero y de las vigas, tal como se especifica en los documentos de construcción aprobados.

2. Perfiles para las configuraciones de viguetas y vigas de viguetas que difieren de las definidas por las especificaciones del SJI enumeradas en la Sección 9.1.12.1.

3. Requisitos de conexión para:

- Soportes de viguetas.
- Soportes de vigas.
- Empalmes de campo.
- Fijación de puentes.

4. Criterios de deflexión de carga viva y total para viguetas y configuraciones de vigas que difieren de las definidas por las especificaciones del SJI listadas en la Sección 9.1.12.1.

5. Tamaño, ubicación y conexiones para los puentes.

6. Cabezales de las viguetas.

Los planos de colocación de las viguetas de acero no requieren el sello y la firma del profesional de diseño registrado del fabricante de las viguetas.

**9.1.12.5 CERTIFICACIÓN.** Al finalizar la fabricación, el fabricante de viguetas de acero deberá presentar un certificado de cumplimiento al propietario o al agente autorizado por el propietario para su presentación al funcionario de la construcción, tal como se especifica en la Sección 3.4.5, indicando que el trabajo fue realizado de acuerdo con los documentos de construcción aprobados y con las especificaciones del SJI enumeradas en la Sección 9.1.12.1.

## **CAPÍTULO 9.1.13 ESTRUCTURAS DE CABLE DE ACERO**

**9.1.13.1 GENERALIDADES.** El diseño, la fabricación y el montaje, incluidas las conexiones correspondientes, y los revestimientos de protección de los cables de acero para edificios deberán ser conformes a la norma ASCE 19.

## **CAPÍTULO 9.1.14 ESTANTES DE ACERO PARA ALMACENAMIENTO**

### **9.1.14.1 ESTANTERÍAS DE ALMACENAMIENTO.**

El diseño, las pruebas y la utilización de los estantes de almacenamiento hechos de miembros estructurales de acero formados en frío o laminados en caliente deberán estar de acuerdo con RMI/ANSI MH 16.1. Cuando se requiera por la Sección 2.11 dentro del El Titulo 2 de este Reglamento, Cargas mínimas, el diseño sísmico de los estantes de almacenamiento deberá estar de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Titulo 2 de este Reglamento, Cargas mínimas.

### **9.1.14.2 ESTANTERÍAS DE ALMACENAMIENTO DE ACERO EN VOLADIZO.**

El diseño, las pruebas y la utilización de estanterías de almacenamiento en voladizo hechas de miembros estructurales de acero formados en frío o laminados en caliente deberán estar de acuerdo con RMI ANSI/MH 16.3. Cuando lo exija la Sección 2.11 dentro del El Titulo 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas, el diseño sísmico de los estantes de almacenamiento de acero en voladizo deberá ser conforme a la Sección 2.11 dentro del El Titulo 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas.

## CAPÍTULO 9.1.15 ACERO CONFORMADO EN FRÍO

**9.1.15.1 GENERALIDADES.** El diseño de los miembros estructurales de acero al carbono y de baja aleación formados en frío deberá ser de acuerdo con AISI S100. El diseño de los elementos estructurales de acero inoxidable conformados en frío se realizará de acuerdo con la norma ASCE 8. La construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío deberá cumplir también con la Sección 9.1.16. Cuando se requiera, el diseño sísmico de las estructuras de acero conformadas en frío deberá estar de acuerdo con las disposiciones adicionales de la Sección 9.1.15.2.

**9.1.15.1.1 CUBIERTAS DE ACERO.** El diseño y la construcción de las cubiertas de acero conformadas en frío deberán estar de acuerdo con esta sección.

**9.1.15.1.1.1 CUBIERTAS DE ACERO NO COMPUESTAS.** Se permitirá que las cubiertas de acero no compuestas se diseñen y construyan de acuerdo con la norma ANSI/SDI-NC1.0.

**9.1.15.1.1.2 CUBIERTA DE ACERO.** Las cubiertas de acero para tejados podrán diseñarse y construirse de acuerdo con la norma ANSI/SDI-RD1.0.

**9.1.15.1.1.3 LOSAS COMPUESTAS SOBRE CUBIERTAS DE ACERO.** Se permitirá que las losas compuestas de concreto y cubierta de acero se diseñen y construyan de acuerdo con SDI-C.

**9.1.15.2 REQUISITOS SÍSMICOS PARA ESTRUCTURAS DE ACERO CONFORMADAS EN FRÍO.** Cuando se utilice un coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas Mínimas, para el diseño de estructuras de acero conformadas en frío, las estructuras se diseñarán y detallarán de acuerdo con los requisitos de AISI S100, ASCE 8 o, para pórticos de momento de acero conformados en frío, AISI S400.

**9.1.15.3 NORMA DE ENSAYO PARA SUSPENSIONES Y CONECTORES DE VIGUETAS.** Las cargas admisibles para los colgadores y conectores de viguetas deben estar de acuerdo con AISI S914 o con el procedimiento de ASTM D7147. Las cargas admisibles para las sujeciones serán de acuerdo con AISI S913.

## **CAPÍTULO 9.1.16 ACERO CONFORMADO EN FRÍO CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS LIGERAS**

**9.1.16.1 ENCUADRE ESTRUCTURAL.** Para la construcción de estructuras ligeras de acero conformado en frío, el diseño y la instalación de los siguientes sistemas de entramado estructural, incluyendo sus miembros y conexiones, deberán estar de acuerdo con AISI S240 y las Secciones 9.1.16.1 a 9.1.16.3, según corresponda:

1. Sistemas de pisos y techos,
2. Muros estructurales,
3. Muros de corte, muros arriostrados y diafragmas para resistir cargas laterales en el plano, y
4. Cerchas.

**9.1.16.1.1 REQUISITOS SÍSMICOS PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO.** El diseño de la construcción de marcos livianos de acero conformado en frío para resistir las fuerzas sísmicas deberá estar de acuerdo con las disposiciones de la Sección 9.1.16.1.1.1 o 9.1.16.1.1.2, según corresponda.

**9.1.16.1.1.1 CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO C.** Cuando se utilice un coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , de acuerdo con la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas mínimas para el diseño de construcciones de estructura ligera de acero conformado en frío asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico C, el sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas se diseñará y detallará de acuerdo con los requisitos de AISI S400.

**EXCEPCIÓN:** El coeficiente de modificación de la respuesta,  $R$ , designado para los “Sistemas de acero no detallados específicamente para la resistencia sísmica, excluyendo los sistemas de columnas en voladizo” en la Sección 2.11 dentro del El Título 2 de este Reglamento, Cargas mínimas, se permitirá para los sistemas diseñados y detallados de acuerdo con AISI S240 y no será necesario diseñarlos y detallarlos de acuerdo con AISI S400.

**9.1.16.1.1.2 CATEGORÍAS DE DISEÑO SÍSMICO D, E o F.** En las construcciones de estructuras ligeras de acero conformado en frío asignadas a la Categoría de Diseño Sísmico D, E o F, el sistema de resistencia a las fuerzas sísmicas deberá diseñarse y detallarse de acuerdo con AISI S400.

**9.1.16.1.2 ENMARCADO PRESCRIPTIVO.** Las viviendas unifamiliares y adosadas, de menos o igual a tres pisos sobre el nivel del suelo, podrán ser construidas de acuerdo con el AISI S230 sujeto a las limitaciones de éste.

**9.1.16.1.3 DISEÑO DE CERCHAS.** Las cerchas de acero conformadas en frío deberán cumplir con las disposiciones de 9.1.16.1.3.1

**9.1.16.1.3.1 PLANOS DE DISEÑO DE LAS CERCHAS.** Los planos de diseño de las cerchas deberán cumplir con los requisitos de la Sección I1 de la norma AISI S202 y se proporcionarán con el envío de las cerchas a la obra. Los planos de diseño de las cerchas deberán incluir los detalles de la sujeción/respaldo permanente de cada miembro de la cercha de acuerdo con la Sección I1.6 de AISI S202 cuando se utilicen estos métodos para proporcionar sujeción/respaldo.

**9.1.16.2 MIEMBROS NO ESTRUCTURALES.** Para la construcción de entramados ligeros de acero conformado en frío, el diseño y la instalación de los miembros no estructurales y las conexiones deberán estar de acuerdo con AISI S220.

## **CAPÍTULO 9.1.17 MUROS FINALES DE EXTREMO**

**9.1.17.1 MUROS EXTREMOS.** Los muros extremos de edificaciones deben ser estructuralmente continuos entre los puntos de apoyo lateral.

**9.1.17.2 TERMINALES DE CATEDRAL.** Los testeros de los hastiales adyacentes a los techos catedralicios deben ser estructuralmente continuos desde el piso más alto hasta el diafragma del techo o hasta el diafragma del techo.

## **CAPÍTULO 9.1.18 COLUMNAS TUBULARES**

**9.1.18.1** Las columnas tubulares y otros miembros primarios de compresión, excluyendo los postes y puntales secundarios no sujetos a flexión y cuya carga de diseño no exceda de 8900 N (2,000 libras), deberán tener una dimensión mínima de 64 mm (2 1/2 pulgadas) y un espesor de pared mínimo de 4.8 mm (3/16 pulgadas).

**9.1.18.2** Los miembros tubulares cuando se llenan de concreto deben tener agujeros de alivio de presión de 6.4 mm (1/4 de pulgada) perforados a través de la coraza, dentro de 152 mm (6 pulgadas) de la parte superior e inferior de la longitud expuesta del miembro y un agujero a media altura.

**9.1.18.3** No se supondrá que el relleno de concreto en los miembros tubulares soporta ninguna carga, excepto en los miembros de compresión que tengan una dimensión mínima de 203 mm (8 pulgadas) o mayor y que tengan un agujero de inspección de 25 mm (1 pulgada) en la placa en cada extremo.

## **CAPÍTULO 9.1.19 VIGUETAS DE ACERO DE ALMA ABIERTA**

**9.1.19.1 ESTÁNDARES.** Las viguetas de acero de alma abierta deben cumplir con las normas establecidas en la Sección 9.1.6.4

### **9.1.19.2 SOPORTES FINALES Y ANCLAJES.**

**9.1.19.2.1** Las viguetas no deben apoyarse directamente sobre la mampostería unitaria, a menos que la mampostería esté diseñada como mampostería unitaria de ingeniería con una viga de unión continua debidamente reforzada y rellena de lechada.

**9.1.19.2.2** Los extremos de cada viga deben estar atornillados, soldados o revestidos de concreto en cada punto de apoyo para proporcionar no menos del 100 por ciento de la reacción neta de levantamiento especificada en los documentos de construcción estructural.

**9.1.19.2.3** Los extremos de las viguetas deberán tener un apoyo mínimo, sobre soportes de concreto reforzado y acero como se especifica en la norma establecida en la Sección 9.1.6.4.2 (9).

### **CAPÍTULO 9.1.20 CONSTRUCCIÓN DE ACERO CONFORMADO EN FRÍO**

**9.1.20.1** La construcción de acero formado en frío incluirá miembros estructurales individuales, cubiertas estructurales o paneles de pared, y techos no estructurales, revestimientos y otros elementos de construcción formados de láminas o tiras de acero y como se establece en la Sección 9.1.6.4.2 (2) y (3).

**9.1.20.2 NORMAS.** El acero conformado en frío utilizado en aplicaciones estructurales deberá cumplir con las normas establecidas en la Sección 9.1.6.4.2 (2) y (3).

**9.1.20.2.1** El galvanizado al que se hace referencia aquí debe ser un recubrimiento de zinc que cumpla con la norma establecida en la Sección 9.1.6.4.2 (5)(b).

**9.1.20.3 MIEMBROS ESTRUCTURALES INDIVIDUALES.** El diseño, la fabricación y el montaje de los elementos estructurales individuales de acero con-

formado en frío deberán ser los establecidos en este documento.

**9.1.20.3.1** Todos los miembros estructurales deberán estar conectados positivamente para resistir las cargas establecidas en el Título 2.

**9.1.20.3.2** Todas las conexiones se harán mediante soldadura, remaches, pernos u otros dispositivos o métodos de fijación aprobados que proporcionen una sujeción positiva y resistencia al aflojamiento. Los sujetadores deberán ser de material compatible.

**9.1.20.3.3** Los cables y varillas no deben utilizarse como refuerzo lateral en estructuras habitables. Los refuerzos laterales, cuando se utilicen, deberán tener una relación de esbeltez de 300 o menos, a menos que esté restringido por cualquier otra sección de este código.

**9.1.20.3.4** Todas las puertas deben estar ancladas como parte del marco en posición cerrada.

**9.1.20.3.5** No se permitirá ningún aumento de la resistencia por efecto del trabajo en frío.

**9.1.20.4 LAMINAS ESTRUCTURALES.** Las cubiertas y paneles con o sin un material de relleno aprobado pueden diseñarse como diafragmas de acuerdo con el Manual de Diseño de Diafragmas del Instituto de Cubiertas de Acero, siempre que se cumplan otras limitaciones de este código.

**9.1.20.4.1** No se asumirá que el relleno vertido en las cubiertas de techo y piso tiene ningún valor estructural para soportar o resistir cargas verticales o laterales o para proporcionar estabilidad o acción de diafragma a menos que se diseñe así, y que el relleno vertido y/o los materiales aplicados no se degraden cuando se someten a la humedad.

**9.1.20.4.2** La fijación positiva de las láminas deberá ser provista para resistir

las fuerzas de levantamiento. La fijación deberá ser como se establece en la Sección 9.1.20.3.1 y como lo requiera el análisis racional, y/o las pruebas, pero no con menor frecuencia que la siguiente separación máxima:

1. Se colocará un sujetador cerca de la esquina de cada lámina o en las esquinas superpuestas de las láminas.
2. A lo largo de cada miembro de soporte, el espaciado de los sujetadores no debe exceder 203 mm (8 pulgadas) entre centros en los extremos de las láminas o 305 mm (12 pulgadas) entre centros.
3. El espacio entre los sujetadores de los bordes de los paneles, y entre los paneles y los miembros de soporte, paralelos a la dirección del tramo, donde no se proporciona un enclavamiento continuo, no debe ser mayor de 305 mm (12 pulgadas) entre centros.
4. La fijación se hará mediante pernos, soldaduras u otro dispositivo de fijación aprobado que proporcione una resistencia al movimiento lateral según lo requerido por el análisis racional o por prueba, pero no menos de 5838 N/m (400 libras por pie lineal).
5. Se aceptará el relleno de concreto ligero vertido como enclavamiento continuo.
6. La fijación a la estructura de soporte se realizará en todos los perímetros y discontinuidades mediante sujetadores espaciados a no más de 203 mm (8 pulgadas) al centro.
7. Los paneles de pared deben fijarse como se indica en la Sección 9.1.20.4.2 (1), (2) y (3).

**9.1.20.4.3** Los paneles metálicos de revestimiento y de techo deben ser de calibre no inferior a 24.

**EXCEPCIÓN:** Los paneles de techo que tengan un material de relleno aprobado y diseñado para actuar como diafragma pueden utilizar un calibre de cubierta más ligero, siempre que la aprobación del producto para el material de relleno permita su uso sobre el mismo calibre de cubierta, pero en ningún caso la cubierta será de un calibre inferior a 26. El solicitante del permiso deberá

proporcionar al personal responsable de revisión de los cálculos estructurales firmados y sellados para el diseño del diafragma, preparados por un arquitecto o ingeniero con licencia que domine el diseño estructural. El diseño del diafragma deberá cumplir con los requisitos aplicables del Título 2 y el Título 9.

#### **9.1.20.4.4 DEFLEXIÓN.**

**9.1.20.4.4.1** La deflexión del revestimiento metálico estructural no debe exceder  $L/240$ .

**9.1.20.4.4.2** La deflexión de los paneles de techo de metal estructural no debe exceder  $L/180$ .

**9.1.20.4.5** El esfuerzo de flexión de los paneles metálicos de revestimiento y de techo debe diseñarse utilizando un factor de seguridad no inferior a 2,5.

**9.1.20.4.6** Las cargas mínimas de levantamiento de la cubierta del techo deben cumplir con los requisitos de diseño del Título 2, utilizando un análisis racional, pero no menos que la UL 580 Clase 90.

**9.1.20.4.7** El revestimiento metálico y los paneles de techo deben ser diseñados, cuando sea posible, para ser continuos en dos o más tramos.

**9.1.20.5 LAMINAS NO ESTRUCTURALES.** Las secciones de chapa de acero que no sean adecuadas, según un análisis racional, para las chapas estructurales autoportantes se denominarán cubiertas y revestimientos. Las cubiertas y los revestimientos se utilizarán únicamente sobre revestimientos de madera maciza o un soporte equivalente.

**9.1.20.5.1** La fijación de las láminas debe ser como se indica en la Sección 9.1.20.4.2.

**9.1.20.6 PROTECCIÓN DEL METAL.** Todos los elementos deberán ser tratados con recubrimientos de pintura protectora o una protección equivalente,

excepto lo permitido en las Secciones 9.1.20.6.1 o 9.1.20.6.2.

**9.1.20.6.1** Todas las chapas de acero que tengan un espesor inferior a 20, es decir, los materiales de mayor calibre deberán ser galvanizados de acuerdo con las normas de la Sección 9.1.6.4.2(5)(b) del presente documento para proporcionar una designación de recubrimiento mínima de G90.

**9.1.20.6.2** Las abrasiones o daños en el revestimiento de protección se tratarán por puntos con un material y de una manera compatible con el revestimiento de protección del taller.

**9.1.20.7** La soldadura debe cumplir con los requisitos de la sección 9.1.6.4.2.

### **CAPÍTULO 9.1.21 SISTEMAS Y COMPONENTES DE EDIFICIOS METÁLICOS PREFABRICADOS Y PREDISEÑADOS PREFABRICADOS Y COMPONENTES (ESTRUCTURAS PREDISEÑADAS)**

**9.1.21.1 ALCANCE.** Las edificaciones metálicas (estructuras prediseñadas) incluirán, pero no se limitarán a, marcos estructurales de acero de alma cónica o recta y componentes secundarios predominantemente de acero formado en frío, incluyendo, pero no limitado a, vigas, correas, láminas de techo, láminas de pared, etc.

**9.1.21.2 NORMAS.** Los bastidores y componentes deberán cumplir con las normas establecidas en la Sección 9.1.6.4.2.

**9.1.21.3** Los documentos de construcción estructural de las estructuras prediseñadas indicarán las medidas necesarias para adaptar las estructuras al lugar específico. Los documentos de construcción estructural indicarán todas las aberturas, cargas concentradas y otros requisitos especiales. Se indicarán las condiciones de cimentación asumidas en el diseño, así como la ubicación y magnitud de las reacciones del edificio sobre dicha cimentación en todas las condiciones de diseño.

**9.1.21.4 DISEÑO.** Un edificio o sistema de componentes en esta sección deberá tener un ingeniero estructural registrado y/o un arquitecto registrado responsable del diseño general y del rendimiento de todo el edificio, incluyendo la cimentación y el anclaje de los edificios de sistemas metálicos prediseñados a la misma. El ingeniero estructural de registro y/o el arquitecto de registro deberán proporcionar los documentos de construcción estructural necesarios para la obtención de permisos.

**9.1.21.4.1** Los cálculos de deriva y deflexión del edificio de sistemas metálicos deben ser realizados por el ingeniero especializado.

**9.1.21.4.2** Los cálculos de deflexión se harán utilizando únicamente el método de la marcos estructurales. No se permitirán reducciones basadas en el juicio de ingeniería utilizando la rigidez compuesta supuesta de la envolvente del edificio. La deriva deberá seguir las consideraciones de diseño de servicio del AISC y el Título 2 para edificios de baja altura. El uso de la rigidez compuesta para los cálculos de deflexión se permitirá únicamente cuando los cálculos reales de la rigidez se incluyan en el diseño para el proyecto específico. Cuando las deflexiones máximas sean especificadas por los documentos de construcción estructural, los cálculos se incluirán en los datos de diseño.

**9.1.21.4.3** El fabricante diseñará el sistema metálico de construcción y/o el sistema de componentes de acuerdo con las disposiciones del Título 2, Cargas mínimas, y el diseño será firmado, fechado y sellado por el ingeniero especializado y revisado por el ingeniero estructural de registro y/o el arquitecto de registro. El fabricante del sistema metálico de construcción y/o del sistema de componentes será responsable de proporcionar todas las reacciones al ingeniero estructural de registro y/o al arquitecto de registro.

**9.1.21.4.4** Las fijaciones deberán ser por medio de pernos, soldaduras u otro dispositivo de fijación aprobado que proporcione una resistencia al movimiento lateral según lo requerido por el análisis racional o por prueba, pero no menos de 5838 N/m (400 libras por pie lineal).

### **9.1.21.5 FABRICACIÓN Y MONTAJE.**

**9.1.21.5.1** Se proporcionará un refuerzo temporal durante el montaje y se mantendrá en su lugar hasta que se hayan instalado todos los marcos estructurales, correas, vigas, refuerzos de brida, refuerzos de cable o varilla y láminas utilizadas como diafragmas.

### **9.1.21.6 LAMINAS DE TECHO, LAMINAS DE PARED, PANELES DE TECHO Y PANELES DE PARED.**

**9.1.21.6.1** La soldadura por fusión de los miembros y las chapas estructurales definidas en la Sección 9.1.20.4 y de espesor o calibre inferior a 22 (0,0299 pulgadas nominales) deberá tener soldaduras de un mínimo de 17 mm (5/8 de pulgada) de diámetro a través de arandelas de soldadura de espesor no inferior a 25 mm (14 y de 1 pulgada) de diámetro, contorneadas si es necesario para proporcionar un contacto continuo, o un dispositivo equivalente.

**9.1.21.6.2** Las láminas de techo de costura permanente montadas con clips no se utilizarán como diafragmas ni se considerarán como un refuerzo lateral adecuado del ala del miembro secundario al que están unidas, a menos que una o ambas características estén diseñadas en el sistema de revestimiento y el fabricante pueda certificar mediante pruebas y/o análisis que dichas capacidades existen y están adecuadamente definidas.

**9.1.21.6.3** Las láminas estructurales para techos con costura permanente deben tener un grosor mínimo de 0.6 mm (0.0239 pulgadas).

**9.1.21.6.4** Las láminas para techos y paredes fijadas con tornillos directos pueden usarse como diafragmas siempre que las láminas tengan un espesor mínimo de calibre 24 [0.6 mm (0.0239 pulgadas) nominal]. Además, se considerará que estas láminas arriostran lateralmente el reborde del miembro secundario al que están sujetas.

**9.1.21.6.5** Ver la Sección 9.1.20.4 para requisitos adicionales para las láminas de techo, láminas de pared, paneles de techo y paneles de pared.

#### **9.1.21.7 CORREAS DE TEJADO Y VIGAS DE PARED.**

**9.1.21.7.1** Se debe proporcionar un arriostamiento adecuado a las bridas de compresión de los miembros secundarios, prestando especial atención a aquellos miembros sujetos a presiones de levantamiento o hacia el exterior en los que no hay láminas de techo o de pared fijadas para proporcionar dicho arriostamiento. Las varillas de tensión no se considerarán arriostamiento cuando estén situadas en el eje neutro del alma de los elementos secundarios.

**9.1.21.7.2** Las correas del tejado y las vigas de los muros deberán estar arriostadas lateralmente, además de confiar en la acción del diafragma de la cubierta y los paneles.

**9.1.21.7.3** Los extremos y los puntos de apoyo de los elementos secundarios se diseñarán para soportar el 100% de las cargas muertas, vivas y colaterales superpuestas sobre ellos por el viento.

### **CAPITULO 9.2 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO**

**9.2.1 ÁREA TOTAL.** Para fines de este Reglamento, se considerará como el área total de la sección transversal ( $A_t$ ) en un punto cualquiera de un miembro, a la suma de las áreas de sus elementos componentes, obtenidas al multiplicar el espesor por el ancho correspondiente de cada elemento, medido perpendicularmente al eje del miembro.

**9.2.2 ÁREA NETA.** El área neta de la sección transversal, ( $A_n$ ), se determinará sumando las áreas obtenidas al multiplicar el espesor por el ancho neto de cada uno de sus componentes. El ancho neto se calculará como se indica a continuación:

Para elementos sometidos a tensión, el diámetro de los agujeros se tomará 2mm (1/16") mayor que el diámetro nominal del agujero ó 3mm (1/8") mayor que el diámetro nominal del tornillo.

Para cortante, se tomará el diámetro nominal de los agujeros, de acuerdo a lo siguiente:

$$A_n = A_t - A_a \quad (\text{Ecu.1}) \quad 1)$$

Cuando los agujeros están escalonados:

$$A_n = A_t - A_{ag} + s^2/4g \quad (\text{Ecu.2})$$

Donde:

$A_{ag}$  = Área total agujeros

$s$  = Distancia centro a centro de dos agujeros consecutivos, medidos paralelos al eje longitudinal del miembro, denominada paso.

$g$  = Distancia centro a centro de los mismos dos agujeros medidos transversalmente al eje longitudinal del miembro, denominada gramil.

### 9.2.3 ÁREA EFECTIVA EN MIEMBROS SOMETIDOS A TENSIÓN.

**9.2.3.1** Cuando la solicitación de tensión se transmite directamente a cada uno de los elementos de la sección transversal por medio de tornillos o soldadura, se considerará que el área efectiva ( $A_e$ ) es igual al área neta, ( $A_n$ ).

**9.2.3.2** Cuando la solicitación de tensión se transmite por medio de tornillos a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva se calculará multiplicando el área neta ( $A_n$ ) por un factor de reducción ( $\phi_a$ ).

**Los valores para  $\phi_a$  serán los siguientes:**

|  |                 |
|--|-----------------|
| Los perfiles con ancho de alas mayores que 2/3 de su peralte, conectados por las alas y con tres o más conectores por hilera en la dirección de la fuerza. | $\phi_a = 0.90$ |
| Los perfiles con ancho de alas menores que 2/3 de su peralte, conectados por las alas y con tres o más conectores por hilera en la dirección de la fuerza. | $\phi_a = 0.85$ |
| Todos los miembros con conexiones atornilladas con sólo dos conectores por hilera en la dirección de la fuerza   | $\phi_a = 0.75$ |

**9.2.3.3** Cuando la solicitación de tensión es transmitida a través de soldadura transversal a alguno, pero no a todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva será igual al área de las partes directamente conectadas.

**9.2.3.3** Cuando la solicitación de tensión se transmite por soldadura a través de algunos, pero no de todos los elementos de la sección transversal del miembro, el área efectiva se calculará multiplicando el área total ( $A_t$ ) por un factor de reducción ( $\phi_a$ ).

$$A_e = \phi_a A_t$$

**(Ecu.4)**

**9.2.3.5** Cuando la solicitación de tensión se transmite a una chapa por medio de soldadura longitudinal a lo largo de ambos bordes del extremo de ésta, el área efectiva se calculará multiplicando el área de la chapa ( $A_t$ ) por el factor de reducción ( $\phi_a$ ). La longitud de la soldadura,  $L$ , no será menor que el ancho de la chapa,  $w$ .

Los valores de  $\phi_a$  serán los siguientes:

- Cuando  $L > 2w$              $\phi_a = 1.0$
- Cuando  $2w > L > 1.5w$      $\phi_a = 0.87$
- Cuando  $1.5w > L > w$        $\phi_a = 0.75$

**9.2.4 ESTABILIDAD.** Se deberá proporcionar estabilidad general a la estructura en conjunto, así como a cada uno de sus elementos. Deben considerarse en el diseño, los efectos significativos de cargas sobre la estructura deformada y sus elementos individuales a fin de que las deformaciones y los periodos de vibraciones estén conforme a los criterios de serviciabilidad de la estructura.

## 9.2.5 PANDEO LOCAL

**9.2.5.1 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES.** Los miembros de acero estructural se clasificarán en función de su sección transversal y los valores de la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos en:

- **Secciones Compactas:** sus alas están conectadas continuamente al alma o almas, y la relación ancho/espesor de sus elementos comprimidos no excede los valores del parámetro de esbeltez local. ( $\lambda_p$ ).
- **Secciones No Compactas:** la relación ancho/espesor de uno o más elementos a compresión de la sección transversal excederá el valor del parámetro ( $\lambda_p$ ); pero no el valor del parámetro de esbeltez local límite ( $\lambda_r$ ).
- **Secciones Con Elementos Esbeltos:** la relación ancho/espesor de cualquier elemento comprimido de la sección transversal excede el valor del parámetro de esbeltez local límite ( $\lambda_r$ ).

Los elementos de la sección también se clasifican en:

**a. Elementos Rigidizados:** aquellos elementos planos uniformemente comprimidos que tienen soporte lateral a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la fuerza de compresión. Para éstos, el ancho se tomará como sigue:

- Para almas de perfiles laminados,  $h$  será la distancia libre entre alas menos el radio de transición en ambas alas.
- Para almas de sección armada,  $h$  es la distancia entre línea adyacente de conectores o la distancia libre entre alas cuando es usada soldadura.
- Para las alas o las chapas de diafragma en secciones compuestas, el ancho  $b$  es la distancia entre líneas adyacentes de conectores o entre líneas de soldadura.

**b. Elementos No Rigidizados:** aquellos elementos planos uniformemente comprimidos, que tienen un borde libre paralelo a la dirección de la fuerza de compresión. Para estos elementos el ancho se tomará como sigue:

- Para alas de los perfiles I y T el ancho  $b$  es la mitad del ancho nominal total  $b_f$ .
- Para alas de canales, angulares, el ancho  $b$  es igual al ancho nominal total  $b_f$ .
- Para alas de secciones armadas, el ancho  $b$  es la distancia del borde libre a la primera hilera de conectores o línea de soldaduras.
- Para las almas de sección T,  $h$  es la altura nominal total.

TABLA 9.2.5.1 (A).

**LÍMITES DE LA RELACIÓN ANCHO/ESPESOR PARA ELEMENTOS COM-  
PRIMIDOS NO RIGIDIZADOS**

| DESCRIPCION DEL ELEMENTO | RELACION ANCHO/ESPESOR  | VALORES LIMITES                 |                                    |                              |
|--------------------------|---|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------|
|                          |   | $\lambda_p$ ( <i>compacta</i> ) | $\lambda_r$ ( <i>no compacta</i> ) |                              |
| ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS | Alas de secciones en cajón rectangulares, y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; platabandas y chapas de diagrama entre línea de conectores o soldaduras. | $b/t$                           | $1.12 \sqrt{E/F_y}$                | $1.40 \sqrt{E/F_y}$          |
|                          | Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso.  | $b/t$                           | NA                                 | $1.86 \sqrt{E/F_y}$          |
|                          | Almas en compresión por flexión   | $h/t_w$                         | $3.76 \sqrt{E/F_y}$                | $5.70 \sqrt{E/F_y}$          |
|                          | Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es con soporte lateral a lo largo de ambos bordes.  | $b/t$<br>$h/t_w$                | NA                                 | $1.49 \sqrt{E/F_y}$          |
|                          | Secciones circulares huecas:<br>En compresión axial<br>En flexión   | $D/t$                           | NA<br>$0.07 E/F_y$                 | $0.11 E/F_y$<br>$0.31 E/F_y$ |

$F_r = 703 \text{ kgf/cm}^2$  en perfiles laminados

$F_r = 1160 \text{ kgf/cm}^2$  en perfiles soldados

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ entre los limites: } 0.35 \leq K_c \leq 0.763$$

**TABLA 9.2.5.1 (B)**  
**LÍMITES DE LA RELACIÓN ANCHO/ESPEJOR PARA ELEMENTOS COM-**  
**PRIMIDOS RIGIDIZADOS**

| DESCRIPCION DEL ELEMENTO | RELACION ANCHO/ESPEJOR  | VALORES LIMITES                 |                                    |                              |
|--------------------------|---|---------------------------------|------------------------------------|------------------------------|
|                          |   | $\lambda p$ ( <i>compacta</i> ) | $\lambda r$ ( <i>no compacta</i> ) |                              |
| ELEMENTOS NO RIGIDIZADOS | Alas de secciones en cajón rectangulares, y secciones estructurales huecas de espesor uniforme solicitadas por flexión o compresión; platabandas y chapas de diagraña entre línea de conectores o soldaduras. | $b/t$                           | $1.12 \sqrt{E/F_Y}$                | $1.40 \sqrt{E/F_Y}$          |
|                          | Anchos no arriostrados de platabandas perforadas con una sucesión de agujeros de acceso.  | $b/t$                           | NA                                 | $1.86 \sqrt{E/F_Y}$          |
|                          | Almas en compresión por flexión   | $h/t_w$                         | $3.76 \sqrt{E/F_Y}$                | $5.70 \sqrt{E/F_Y}$          |
|                          | Todos los demás elementos rigidizados solicitados por compresión uniforme, esto es con soporte lateral a lo largo de ambos bordes.  | $b/t$<br>$h/t_w$                | NA                                 | $1.49 \sqrt{E/F_Y}$          |
|                          | Secciones circulares huecas:<br>En compresión axial<br>En flexion   | $D/t$                           | NA<br>$0.07 E/F_Y$                 | $0.11 E/F_Y$<br>$0.31 E/F_Y$ |

|  |  |         |  |                     |
|--|--|---------|--|---------------------|
|  | Almas solicitadas simultáneamente a compresión y flexión | $h/t_w$ | Para $P_U/\phi_b P_Y \leq 0.125$   | $0.75 \sqrt{E/F_Y}$ |
|  |  |         | $3.76 \sqrt{E/F_Y(1 - 2.75P_U/\phi_b P_Y)}$<br>Para $P_U/\phi_b P_Y > 0.125$<br>$1.12 \sqrt{E/F_Y(2.33 - P_U/\phi_b P_Y)}$<br>$\geq 1.49 \sqrt{E/F_Y}$ |                     |

**9.2.5.2 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO.** Se permite el diseño plástico para las secciones en las cuales las alas comprimidas en la zona donde se espera la formación de rótulas plásticas y el alma en cualquier sección, tienen la relación ancho/espesor menor o igual al valor límite ( $\lambda_p$ ) establecido en la Tablas 9.2.5.1 (A) y 9.2.5.1 (B).

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en los miembros debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá  $0.85\phi_c A_t F_y$ . En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial de las columnas, debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas, no excederá  $0.75\phi_c A_t F_y$ .

Estará limitado a los aceros con tensiones de cedencia, inferiores a 4,570kg/cm<sup>2</sup> (65ksi).

**9.2.5.3 ELEMENTOS ESBELTOS A COMPRESIÓN.** La resistencia de diseño de elementos esbeltos a compresión estará modificada por el factor de reducción QS, apropiado para cada caso. Así como cuando el elemento esbelto es el ala comprimida de un miembro a flexión, el esfuerzo de flexión máximo requerido no excederá el valor de  $\phi_b F_Y QS$ ; donde

$$\phi_b = 0.90.$$

Los valores de QS se obtendrán como sigue:

a. Para angulares simples:

**Cuando:**

$$0.45 \sqrt{E/F_y} < b/t < 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.340 - 0.76(b/t) \sqrt{E/F_y} \quad (\text{Ecu.5})$$

**Cuando:**

$$b/t > 0.91 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 0.53 - E / \left[ F_y \left( \frac{b}{t} \right)^2 \right] \quad (\text{Ecu.6})$$

b. Para alas, angulares y chapas que sobresalgan de vigas o columnas u otro miembro comprimido:

**Cuando**

$$0.56 \sqrt{E/F_y} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.74 \left( \frac{b}{t} \right) \sqrt{F_y/E} \quad (\text{Ecu.7})$$

**Cuando**

$$\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{E/F_y} : Q_s = 0.69E / [F_y(b/t)^2] \quad (\text{Ecu.8})$$

c. Para alas, angulares y chapas que sobresalgan de columnas armadas o de otros miembros a compresión:

**Cuando**

$$0.64 \sqrt{E / (F_y/K_c)} < b/t < 1.17 \sqrt{E / (F_y/K_c)}$$

$$Q_s = 1.415 - 0.65(b/t) \sqrt{F_y/K_c E} \quad (\text{Ecu.9})$$

$$\frac{b}{t} \geq 1.17 \sqrt{E / (F_y/K_c)}$$

$$Q_s = 0.90EK_c / [F_y(b/t)^2] \quad (\text{Ecu.10})$$

$K_c = 4/\sqrt{h/tw}$ ;  $0.35 \leq K_c \leq 0.763$ . Para secciones de perfiles laminados.

Para otras secciones:

$$K_c = 0.763$$

d. Para almas de perfiles T:

**Cuando**

$$0.75 \sqrt{E/F_y} < \frac{b}{t} < 1.03 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 1.908 - 1.22(D/t) \sqrt{F_y/E} \quad (\text{Ecu.11})$$

**Cuando**

$$\frac{b}{t} \geq 1.03 \sqrt{E/F_y}$$

$$Q_s = 0.69 / [F_y(b/t)^2] \quad (\text{Ecu.12})$$

**9.2.6 ARRIOSTRAMIENTO EN LOS APOYOS.** En los puntos de apoyo de vigas secundarias, vigas principales y de cerchas se proporcionará un sistema de fijación para restringir la rotación con respecto a su eje longitudinal.

**9.2.7 LÍMITES MÁXIMOS DE LA RELACIÓN DE ESBELTEZ.** Para los miembros cuyo diseño se basa en esfuerzo de compresión, la relación de esbeltez  $kl/r$ , no excederá de 200.

Para los miembros diseñados por tensión, la relación de esbeltez  $l/r$ , no excederá de 300.

Los miembros cuyo diseño está gobernado por tensión, pero que pueden estar solicitados a compresión con otras condiciones de carga, no requieren satisfacer el límite de esbeltez de compresión.

**9.2.8 LUCES SIMPLES.** Las vigas principales y secundarias y las cerchas diseñadas como luces simples tendrán una longitud efectiva igual a la distancia entre los centros geométricos de los miembros en que se apoyan.

**9.2.9 RESTRICCIÓN EN LOS EXTREMOS.** Las vigas principales y secundarias y las cerchas diseñadas suponiendo restricción parcial o total en sus extremos, así como las secciones de los miembros donde ellas se conectan, tendrán una resistencia de diseño mayor o igual a los efectos de las fuerzas y momentos mayorados y las demás fuerzas mayoradas a que sean sometidas. Se permite

algo de deformación inelástica, pero autolimitante, de una parte de la conexión.

### CAPITULO 9.3 PÓRTICOS Y OTRAS ESTRUCTURAS.

Las estructuras de acero deberán proyectarse de tal forma que se garantice tanto su estabilidad general como la de cada uno de sus miembros y la transmisión completa de las solicitaciones al sistema de fundación.

**9.3.1 EFECTO DE SEGUNDO ORDEN ( $P\Delta$ )** En el diseño de estructuras aporticadas se considerarán los efectos significativos de las cargas sobre la deformada de la estructura o la de sus miembros, o efectos  $P\Delta$  (de segundo orden).

**9.3.1.1 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO.** En las estructuras diseñadas con base en análisis plástico, la resistencia a flexión requerida,  $M_u$ , se determinará por medio de un análisis plástico de segundo orden que satisfaga los requisitos de la sección 9.3.2.

**9.3.1.2 DISEÑO POR ANÁLISIS ELÁSTICO.** En las estructuras diseñadas con base en el análisis elástico, el momento  $M_u$  de las columnas, vigas- columnas, conexiones y miembros conectados, se determinará mediante un análisis elástico de segundo orden o utilizando el procedimiento aproximado que se describe a continuación:

$$M_u = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt}$$

(Ecu.13)

**Donde:**

**$M_{nt}$**  = resistencia requerida a flexión en el miembro, suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico.

**$M_{lt}$**  = resistencia requerida a flexión, en el miembro, debido solamente al desplazamiento lateral del pórtico.

$$B_1 = C_m / \left(1 - P_U / P_{e1}\right)^{\geq 1}$$

$$P_{e1} = \pi^2 EI / (KL)^2$$

**Ecu.14)****Donde:**

**I**= momento de inercia en el plano de flexión

**K** = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, determinado de acuerdo con el Artículo 3.2.1, para pórticos arriostrados.

**P<sub>u</sub>** = resistencia requerida a la compresión axial, del miembro considerado.

**C<sub>m</sub>** = coeficiente basado en un análisis elástico de primer orden suponiendo que no hay desplazamiento lateral del pórtico, y cuyo valor se tomará como sigue:

a) Para miembros comprimidos que no están solicitadas por cargas transversales entre sus apoyos en el plano de flexión:

$$C_m = 0.6 - 0.4 (M_1 / M_2)$$

**(Ecu.15)****Donde:**

M<sub>1</sub> / M<sub>2</sub> es la relación entre el menor y el mayor momento en los extremos de aquella porción del miembro no arriostrado en el plano de flexión bajo consideración. M<sub>1</sub> / M<sub>2</sub> es positiva cuando la flexión produce doble curvatura en el miembro, y negativa cuando produce curvatura sencilla.

b) Para miembros comprimidos solicitados por cargas transversales o momentos entre sus apoyos, C<sub>m</sub> puede determinarse mediante análisis racional o

usando los siguientes valores:

- Para miembros con extremos restringidos  $C_m = 0.85$
- Para miembros con extremos no restringidos  $C_m = 1.00$

$$B_2 = 1 / \left( 1 - \sum P_u \left( \Delta_{oh} / \sum HL \right) \right)$$

**(Ecu.16)**

$$B_2 = 1 / \left( 1 - \left( \sum P_u / \sum P_{e2} \right) \right)$$

**(Ecu.17)**

$\Sigma P_u$  = Suma de las resistencias a compresión axial de todas las columnas del entrepiso.

$\Delta_{oh}$  = Desplazamiento lateral del entrepiso bajo consideración.

$\Sigma H$  = Suma de todas las fuerzas horizontales en el entrepiso que producen el desplazamiento lateral  $\Delta_{oh}$ .

$L$  = Altura del entrepiso considerado

$$P_{e2} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2}$$

**(Ecu.18)**

**Donde:**

$I$  = momento de inercia en el plano de flexión

$K$  = factor de longitud efectiva en el plano de flexión, determinado de acuerdo con el artículo 3.2.2, para pórticos no arriostrados.

### 9.3.2 ESTABILIDAD DE PÓRTICOS

**9.3.2.1 PÓRTICOS ARRIOSTRADOS.** En celosías y pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, muros estructurales u otros medios equivalentes, el factor de longitud efectiva  $K$  para los miembros comprimidos se tomará como la unidad, a menos que un análisis estructural demuestre que se puede utilizar un valor menor.

El sistema de arriostrado vertical para pórticos arriostrados de múltiples entrepisos será determinado por un análisis estructural que demuestre que es adecuado para prevenir el pandeo de la estructura y mantener su estabilidad lateral, incluyendo los efectos de vuelco producidos por la acción del viento.

Los muros estructurales externos e internos paralelos al plano de arriostramiento, las losas de piso y las cubiertas de techo adecuadamente aseguradas a los pórticos estructurales podrán considerarse que funcionan acopladamente con el sistema de arriostramiento vertical para pórticos de múltiples entrepisos. Las columnas, las vigas y las diagonales, que forman parte del sistema de arriostramiento vertical, pueden modelarse a los efectos del análisis de pandeo de los pórticos y de estabilidad lateral como una celosía simplemente conectada en voladizo vertical. En el análisis de estabilidad lateral deberá incluirse la deformación axial de todos los miembros del sistema de arriostramiento vertical.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en los miembros debida a cargas verticales y horizontales mayoradas no excederá  $0.85\phi_c A_t F_y$ .

**9.3.2.1 PÓRTICOS NO ARRIOSTRADOS.** En pórticos en los cuales la estabilidad lateral depende de la rigidez a la flexión de las vigas y las columnas conectadas rígidamente, el factor de longitud efectiva  $K$  de los miembros comprimidos se determinará por medio de un análisis estructural. Los efectos desestabilizantes de las cargas verticales sobre las columnas simplemente conectadas a los pórticos, y que no suministran resistencia a las cargas laterales, deberán ser

incluidos en el diseño de las columnas del pórtico. Se permiten reducciones de las rigideces debido a la inelasticidad en las columnas.

El análisis de la resistencia requerida para pórticos de varios pisos debe incluir los efectos de inestabilidad de los pórticos y la deformación axial de las columnas bajo las cargas mayoradas dadas en la Sección 9.5.3.

En las estructuras diseñadas a partir de un análisis plástico, la fuerza axial en las columnas, debida a las cargas verticales y horizontales mayoradas, no excederá  $0.75\phi_c A_t F_y$ .

## CAPITULO 9.4 MIEMBROS A TENSIÓN

**9.4.1** Se aplica a miembros solicitados por tensión axial causada por fuerzas que actúan a lo largo de su eje centroidal.

**9.4.2 RESISTENCIA DE DISEÑO A TENSIÓN.** La resistencia de diseño de miembros solicitados por tensión  $\phi_t P_n$ , será el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de cedencia del área total y de rotura en el área neta efectiva:

**a. Fluencia en el área total:**

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_t$$

(Ecu.19)

**b. Fractura en el área neta:**

$$\phi_t = 0.75$$

$$P_n = F_u A_e$$

(Ecu.20)

**Donde****At** = Área total, definida en 2.1**Ae** = Área neta efectiva definida en 2.3**Fy** = Mínimo esfuerzo de fluencia especificado**Fu** = Resistencia mínima a tensión especificada**Pn** = Fuerza nominal axial

**9.4.3 MIEMBROS COMPUESTOS.** Los miembros solicitados por tensión, constituidos por dos o más perfiles o chapas, separados unos de otros por chapas de relleno intercaladas, se conectarán entre sí en los sitios donde se colocan los rellenos, a intervalos tales, que la relación de esbeltez de cada uno de los elementos componentes entre conectores no exceda de 300. La separación longitudinal de los conectores que unen una chapa y un perfil en un miembro compuesto sometido a tensión, o dos chapas componentes en contacto entre sí, no será menor a tres veces el diámetro nominal del conector, y su distancia al borde no será menor que 1.75 veces el diámetro nominal del conector.

En los lados abiertos de los miembros compuestos solicitados por tensión, pueden utilizarse tanto chapas con agujeros de acceso como presillas sin diagonales. Las presillas tendrán una longitud no menor que dos tercios de la distancia entre la línea de conectores o soldaduras que las unen a los componentes del miembro, y su espesor no será inferior a 0.02 veces la distancia entre esas líneas. La separación longitudinal de sus conectores o soldaduras intermitentes no excederá de 150 mm. La separación de las presillas será tal que la relación de esbeltez de cualquier elemento componente entre ellos no sea mayor que 300.

**9.4.4 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES Y BARRA DE OJO****9.4.4.1 BARRA DE OJO**

**9.4.4.1.1 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño para barra de ojo,  $\phi_t P_n$  se determinará por el estado límite de cedencia en el área total, tomando como área total, la sección transversal del cuerpo.

$$\phi_t = 0.90$$

$$P_n = F_y A_t$$

#### 9.4.4.1.2 REQUISITOS DIMENSIONALES

- Los extremos (cabezas) de las barras de ojo, serán circulares y de periferia concéntrica con el agujero del pasador.
- El radio de transmisión entre la cabeza y el cuerpo será igual o mayor que el diámetro exterior de la cabeza.
- El ancho del cuerpo de las barras de ojo no excederá de 8 veces su espesor, el cual no será inferior de 12mm.
- El área de la sección neta de la cabeza, medida a través del agujero del pasador y considerada perpendicular al eje del miembro, no será menor que 1.33 ni mayor que 1.5 veces el área de la sección transversal del cuerpo de la barra de ojo.
- El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero del pasador no excederá en más 0.8mm el diámetro del pasador.

#### 9.4.4.2 MIEMBROS CONECTADOS CON PASADORES

**9.4.4.2.1 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño de un miembro conectado con pasador,  $\phi P_n$  será el menor valor de los siguientes estados límites:

**a. Tensión en el área neta efectiva:**

$$\phi = \phi_t = 0.75$$

$$P_n = 2 t b_c f F_u$$

(Ecu.21)

b. Cortante en el área efectiva:

$$\phi = \phi_{sf} = 0.75$$

$$P_n = 0.6 A_{sf} F_y$$

(Ecu.22)

c. Aplastamiento en el área proyectada del pasador:

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = 1.8 F_y A_{pb}$$

(Ecu.23)

d. Cedencia en la sección total:

$$\phi = 0.75$$

$$P_n = A_t F_y$$

(Ecu.24)

Donde:

**bef** =  $2t + 1.6$  cm, pero no mayor que la distancia entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de la fuerza aplicada, cm.

**Asf** =  $2t(a + 0.5dp)$ , cm<sup>2</sup>

**Apb** = proyección área de apoyo del pasador, cm<sup>2</sup>

**a** = distancia más corta entre el borde del agujero y el borde del miembro, medida en la dirección normal a la línea de fuerza aplicada, cm

**dp** = diámetro del pasador, cm.

**t** = espesor de la chapa, cm

#### 9.4.3.2.2 REQUISITOS DIMENSIONALES.

El agujero del pasador se localizará equidistante de los bordes del miembro en la dirección normal de la fuerza aplicada.

El diámetro del pasador no será menor de 0.9 veces el ancho del cuerpo. El diámetro del agujero no excederá en más de 0.8mm el diámetro del pasador.

El ancho de la chapa en el extremo del agujero no será menor que el ancho efectivo a ambos lados del agujero del pasador. El área de la sección neta en el extremo del agujero del pasador, medida sobre el eje del miembro, no será menor que 0.7 veces el área de la sección neta a través del agujero requerido en la sección 9.5.4.1.

Las esquinas de las chapas unidas con pasadores se pueden cortar a 45° respecto al eje del miembro, siempre que el área de la sección neta en el extremo del agujero para el pasador situado en plano perpendicular al corte no sea menor que la requerida sobre el extremo del eje del miembro.

### CAPITULO 9.5 COLUMNAS Y OTROS MIEMBROS A COMPRESIÓN.

**9.5.1** Aplica a miembros prismáticos de sección compacta o no, sujetos a compresión axial a través de su eje longitudinal.

**9.5.2 LONGITUD EFECTIVA.** Los miembros comprimidos se diseñarán a partir de su longitud efectiva  $KL$ , definida por el producto del factor de la longitud efectiva,  $K$ , y la longitud no arriostrada lateralmente,  $L$ .

La longitud no arriostrada lateralmente es la longitud del miembro comprimido entre los centroides de los miembros que la restringen y puede ser diferente para cada uno de los ejes del miembro comprimido.

En los pórticos donde la estabilidad lateral se suministra por medio de una

adecuada vinculación a un arriostramiento diagonal, a muros estructurales, a entresijos o cubiertas de techo sujetos horizontalmente mediante muros o sistemas de arriostramientos paralelos al plano del pórtico, así como en las celosías, el factor de longitud efectiva,  $K$ , para miembros comprimidos se tomará igual a la unidad.

Para los pórticos donde la estabilidad lateral depende de la rigidez a flexión de las vigas y columnas rígidamente conectadas, la longitud efectiva se determinará por métodos analíticos y no será menor que la longitud no arriostrada real.

**9.5.2.1 LIMITACIÓN DE ESBELTEZ.** La relación entre la longitud efectiva de un miembro comprimido axialmente y su radio de giro, ambos definidos al mismo eje de flexión, se denomina relación de esbeltez. Las relaciones de esbeltez,  $KL/r$ , de los miembros no excederán de 200.

**9.5.2.2 ANÁLISIS PLÁSTICO.** Se permite el diseño por análisis plástico cuando el parámetro de esbeltez de la columna definida en ecuación (9-6-4), no excede 1.5K.

**9.5.3 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño de un miembro a compresión  $\phi P_n$ , será el menor valor que se obtenga al analizar los estados límites de pandeo flexional y flexo-torsional de la sección del miembro comprimido axialmente.

**9.5.3.1 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN POR PANDEO FLECTOR.** La resistencia de diseño por pandeo flector de los miembros comprimidos es  $\phi_c P_n$ .

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_t F_{cr}$$

(Ecu.25)

**Cuando**

$$\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5:$$

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2})F_y$$

**(Ecu.26)**

**Cuando**

$$\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$$

$$F_{cr} = \left(\frac{0.877}{\lambda_c^2}\right) F_y$$

**(Ecu.27)**

**Donde:**

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \sqrt{F_y/E}$$

**(Ecu.28)**

**L** = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales o torsionales del miembro.

**r** = radio de giro que controla el diseño tomado con respecto al plano de pandeo.

**Q** = factor de reducción por efecto de pandeo local

**Q** = 1.0 en secciones donde la relación ancho/espesor de sus elementos no excede el valor de  $\lambda_r$ , dado en la Tabla 9.2.5.1

**Q** =  $Q_s Q_a$  en secciones con elementos esbeltos cuya relación ancho/espesor exceda el valor  $\lambda_r$  dado en la Tabla 9.2.5.1, donde:

**Q<sub>s</sub>** = factor definido por las ecuaciones 5 a la 12

**Q<sub>a</sub>** = área efectiva/área total.

**9.5.3.2 RESISTENCIA DE DISEÑO A COMPRESIÓN POR PANDEO FLE-  
XO-TORSOR.** La resistencia de diseño por pandeo flexo-torsor de los miem-  
bros comprimidos, es  $\phi_c P_n$ .

Donde

$$\phi_c = 0.85$$

$$P_n = A_t F_{cr}$$

El esfuerzo crítico nominal  $F_{cr}$ , se calculará como sigue:\

Para

$$\lambda_c \sqrt{Q} \leq 1.5$$

$$F_{cr} = Q(0.658^{Q\lambda_c^2}) F_y$$

(Ecu.30)

Para

$$\lambda_c \sqrt{Q} > 1.5$$

$$F_{cr} = \left( \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right) F_y$$

(Ecu.31)

Donde:

$$\lambda_c = \sqrt{F_e / E}$$

El esfuerzo  $F_e$ , se calculará de acuerdo a la simetría de la sección transversal del miembro comprimido, como sigue:

a) Para perfiles doblemente simétricos:

$$F_e = F_{ez} = \left[ \frac{\pi^2 EC_w}{(K_2 L)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y}$$

(Ecu.32)

b) Para perfiles de un solo eje de simetría, suponiendo que el eje Y es el eje de simetría:

$$F_e = F_{ez} = \frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right]$$

(Ecu.33)

c) Para perfiles asimétricos,  $F_e$  será el menor valor absoluto de la raíz cúbica de la siguiente ecuación:

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{X_0}{r_0}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{Y_0}{r_0}\right)^2 = 0$$

(Ecu.34)

**Donde**

**Kz** = factor de longitud efectiva para pandeo torsional

**G** = módulo de cortante

**Cw** = constante de alabeo

**J** = constante torsional

**I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>** = momento inercia en los ejes principales

**X<sub>0</sub>, Y<sub>0</sub>** = coordenadas del centro de cortante con respecto al centroide de la sección.

## 9.5.4 MIEMBROS COMPUESTOS

**9.5.4.1 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño de miembros compuestos de dos o más perfiles acometidos a compresión se determinará según lo dispuesto en la sección 9.5.3, con la siguiente modificación. Si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que produzcan fuerzas de corte en los conectores de los perfiles individuales, la relación  $KL/r$  es reemplazada por la relación de esbeltez modificada  $(KL/r)_m$ , calculada como sigue:

a) Para pernos intermedios ajustados:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

(Ecu.35)

b) Para pernos intermedios totalmente apretados como requerido en juntas por fricción, o soldaduras:

$$\left(\frac{KL}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{KL}{r}\right)_0^2 + 0.82 \frac{\alpha^2}{(1 + \alpha^2)} \left(\frac{a}{r_{ib}}\right)^2}$$

Ecu.36)

Donde:

$(KL/r)_0$  = relación es esbeltez del miembro compuesto actuando como una unidad.

$(KL/r)_m$  = relación es esbeltez modificada del miembro compuesto.

$a$  = distancia entre conectores.

$r_i$  = radio de giro mínimo del componente individual.

$r_{ib}$  = radio de giro de los componentes individuales, referido a su eje baricéntrico paralelo al eje de pandeo.

$\alpha$  = relación de separación =  $h/2r_{ib}$

**h** = distancia entre los baricentros de los componentes individuales perpendiculares al eje de pandeo de miembro

#### 9.5.4.2 MIEMBROS A COMPRESIÓN CONECTADOS CON PASADORES.

Los miembros comprimidos conectados con pasadores se diseñarán cumpliendo los requerimientos de la Sección 9.4.4.2, excepto que las ecuaciones 27 y 28 no aplican.

### 9.5.5 VIGAS Y OTROS MIEMBROS A FLEXIÓN

**9.5.5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN.** Aplica a perfiles de acero de sección homogéneas e híbridas con al menos un eje de simetría y que están solicitadas a flexión simple alrededor de uno de sus ejes principales.

Las disposiciones de pandeo lateral torsional contempladas en este artículo, están limitadas a perfiles de doble simetría, canales, ángulos dobles y perfiles T.

**9.5.5.2 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño a flexión será  $\phi_b M_n$  donde  $\phi_b$  es el factor de reducción de la resistencia teórica a flexión  $M_n$ .

La resistencia teórica a flexión  $M_n$  será el menor valor que se obtenga al analizar los estados límites de fluencia, pandeo lateral torsional (LTB), pandeo local del patín a compresión (FLB) y pandeo local del alma a compresión (WLB).

**9.5.5.2.1 FLUENCIA.** La resistencia de diseño para el estado límite de fluencia será  $\phi_b M_n$ .  $\phi_b = 0.90$

Para  $\lambda \leq \lambda_p$ :

$$M_n = M_p$$

**(Ecu.37)**

**Donde:**

$\lambda$  = parámetro de esbeltez definida en Sección 2.5.1.

**$M_p$**  = momento plástico teórico.

**Para secciones homogéneas:**

$$M_p = F_y Z \leq 1.5 M_y$$

$Z$  = módulo plástico de la sección.

$M_y$  = momento correspondiente a la fluencia en la fibra extrema de una sección para una distribución elástica de esfuerzos.

$M_y = F_y S$  para secciones homogéneas.  $M_y = F_y S$  para secciones híbridas.

**9.5.5.2.2 PANDEO LATERAL TORSIONAL.** Aplica solamente a miembros sujetos a flexión en su eje mayor.

La resistencia de diseño del estado límite de pandeo lateral torsional será  $\phi_b M_n$ ;

**Donde:**

$$\phi_b = 0.90$$

$M_n$  = resistencia nominal teórica determinada como sigue:

**a. Secciones de simetría doble y canales con  $L_b \leq L_r$ , la resistencia teórica a flexión es:**

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - M_r) \left[ \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \right] \leq M_p$$

(Ecu.38)

**Donde:**

$C_b$  = coeficiente de modificación para diagramas de momentos no uniformes, estando arriostrados ambos extremos del segmento de la viga:

$$C_b = \frac{12.5 M_{max}}{2.5 M_{max} + 3 M_A + 4 M_B + 3 M_C}$$

(Ecu.39)

**Donde:**

**M<sub>máx.</sub>** = valor absoluto del momento máximo en el segmento entre arriostramiento.

**MA, MB, MC** = valores absolutos de los momentos a la distancia de 0.25, 0.50, 0.75 veces la longitud de segmento entre arriostramiento, respectivamente. Puede usarse el valor de  $C_b = 1.0$  para todos los casos, para un diseño conservador. En las vigas en voladizo cuyo extremo libre no esté arriostrado se tomará  $C_b = 1.0$ .

**L<sub>b</sub>** = distancia entre secciones transversales arriostradas contra desplazamientos laterales del ala comprimida o desplazamiento torsional de la sección transversal.

**L<sub>p</sub>** = El valor límite de la longitud no arriostrada lateralmente para desarrollar la capacidad de flexión plástica, suponiendo un diagrama de momentos uniformemente distribuido, ( $C_b=1.0$ );  $L_p$ , se determinará como sigue:

- 1) Para perfiles doble T, incluyendo secciones híbridas, y canales:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{E/F_{yf}}$$

**(Ecu.40)**

- 2) Para barras rectangulares y secciones cajón:

$$L_p = \frac{0.13r_y}{M_p} \sqrt{JA}$$

**(Ecu.41)**

**Donde:**

**A** = Área de la sección, cm<sup>2</sup>

**J** = Constante torsional, cm<sup>4</sup>

**L<sub>r</sub> y M<sub>r</sub>**: El valor límite de la longitud sin arriostramiento lateral,  $L_r$ , y el valor del momento de pandeo lateral correspondiente  $M_r$ , se determinará como sigue:

1) Para perfil doble T de doble simetría y perfiles canal:

$$L_r = \frac{r_y X_1}{F_L} \sqrt{1 + \sqrt{1 + X_2 F_L^2}}$$

(Ecu.42)

$$M_r = F_L S_x$$

(Ecu.43)

Donde:

$$X_1 = \frac{\pi}{S_x} \sqrt{EGJA/2}$$

(Ecu.44)

$$X_2 = 4 \frac{C_w}{I_y} \left[ \frac{S_x}{GI} \right]$$

(Ecu.45)

**S<sub>x</sub>** = Módulo de sección en el eje mayor, cm<sup>3</sup>

**E** = módulo de elasticidad del acero, 2.10 x 10<sup>6</sup> kg/cm<sup>2</sup>

**G** = Módulo de elasticidad de corte del acero, 8.08 x 10<sup>5</sup> kgf/cm<sup>2</sup>

**F<sub>L</sub>** = Menor valor de (F<sub>yf</sub> - F<sub>r</sub>) o F<sub>yw</sub>, kgf/cm<sup>2</sup>

**F<sub>yf</sub>** = esfuerzo de fluencia en las alas, kgf/cm<sup>2</sup>

**F<sub>yw</sub>** = esfuerzo de fluencia del alma, kgf/cm<sup>2</sup>

**C<sub>w</sub>** = Constante de alabeo, cm<sup>6</sup>

2) Para barras rectangulares sólidas y sección cajón:

$$L_r = \frac{2r_y E \sqrt{JA}}{M_x}$$

(Ecu.46)

$$M_r = F_{yf} S_X$$

(Ecu.47)

b) **Secciones de simetría doble y canales con  $L_b > L_r$ . La resistencia teórica a flexión es:**

$$M_n = M_{cr} \leq M_p$$

(Ecu.48)

**Donde:**

El valor del momento elástico crítico,  $M_{cr}$ , se calculará como sigue:

1) Para perfiles I de doble simetría y perfiles canal:

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_Y GI + \left[ \frac{\pi E^2}{L_b} \right] I_Y C_W}$$

(Ecu.49)

$$M_{cr} = \frac{C_b S_{X1} \sqrt{2}}{L_b / r_y} \sqrt{1 + \frac{X_1^2 X_2}{2 (L_b / r_y)^2}}$$

(Ecu.50)

2) Para barras rectangulares sólidas y secciones tipo cajón simétricos:

$$M_{cr} = \frac{5700 C_b \sqrt{J A}}{L_b / r_y}$$

(Ecu.51)

3) Perfiles T y angulares dobles dispuestos en T.

$$M_n = M_{cr} = \frac{\pi\sqrt{EI_Y GI}}{L_b} \left[ B + \sqrt{1 + B^2} \right]$$

**(Ecu.52)**

**Donde:**

$M_n \leq 1.5 M_y$  para almas traccionadas

$M_n \leq 1.0 M_y$  para almas comprimidas

$$B = \pm 2.3 \left( d/L_b \right) \sqrt{I_Y/J}$$

El signo (+) aplica cuando el alma está solicitada por tracción y el signo (-) cuando está en compresión. Se usará el signo negativo para calcular el valor de B, si a lo largo de toda la longitud no arriostrada, el extremo libre del alma está comprimido.

**9.5.5.2.3 DISEÑO POR ANÁLISIS PLÁSTICO.** Se permitirá el diseño por análisis plástico de las vigas de sección compacta, flectadas alrededor de su eje de mayor inercia, cuando la distancia sin soporte lateral del ala comprimida ( $L_b$ ), adyacente a las rótulas plásticas asociadas con el mecanismo de falla, no exceda el valor  $L_{pd}$ , determinado en las ecuaciones 53 o 54:

**a)** Para perfiles I con uno o dos ejes de simetría, y cuya ala comprimida sea igual o mayor que el ala traccionada (incluyendo miembros híbridos) cargados en el plano del alma.

$$L_{pd} = \left[ 0.12 + 0.076 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left( \frac{E}{F_Y} \right) r_y$$

**(Ecu.53)**

**Donde:**

**F<sub>y</sub>** = esfuerzo de fluencia mínima especificada para el acero del ala comprimida

**M<sub>1</sub>** = el menor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no soportado lateralmente. **M<sub>2</sub>** = El mayor de los momentos que actúan en los extremos del tramo no soportado lateralmente.

(**M<sub>1</sub>/M<sub>2</sub>**) es positivo cuando los momentos causan doble curvatura y negativo cuando la curvatura es simple.

**r<sub>y</sub>** = radio de giro con respecto al eje menor de la sección.

b) Para barras rectangulares sólidas y vigas cajón simétricas

$$L_{pd} = \left[ 0.17 + 0.10 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left( \frac{E}{F_y} \right) r_y$$

**(Ecu.54)**

Las limitaciones del valor **L<sub>b</sub>** no tienen que cumplirse en los miembros flexionados en su eje de menor momento de inercia ni en las secciones circulares o cuadradas. En la región donde se forma la última rótula, como en las zonas no adyacentes a las rótulas plásticas, la resistencia de diseño se calculará conforme a la sección 9.5.5.2.1.

**9.5.6 DISEÑO POR CORTANTE.** Aplica para las almas no rigidizadas de vigas con simple o doble simétrica, incluyendo vigas híbridas, y los perfiles canales solicitados por fuerzas cortantes en el plano del alma.

Para vigas de alma rigidizadas véase 9.5.6.2

**9.5.6.1 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE.** La resistencia de diseño por cortante de las almas no rigidizadas, con una relación ancho/espesor:  $h / t_w \leq 260$ , es  $v V_n$ ,

Donde:

$$\phi_v = 0.90$$

$V_n$  = resistencia nominal de cortante, que será calculado como sigue:

a.

$$\text{Para } h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{YW}}$$

$$V_n = 0.6 F_{YW} A_w$$

(Ecu.55)

b. Para:

$$2.45 \sqrt{E/F_{YW}} < h/t_w \leq 3.07 \sqrt{E/F_{YW}}$$

$$V_n = 0.6 F_{YW} A_w \left[ \frac{2.45 \sqrt{E/F_{YW}}}{h/t_w} \right]$$

(Ecu.56)

c. Para:

$$3.07 \sqrt{E/F_{YW}} < h/t_w \leq 260$$

$$V_n = A_w \left[ \frac{4.52 E}{(h/t_w)^2} \right]$$

(Ecu.57)

**9.6.2.2 RIGIDIZADORES TRANSVERSALES.** En las vigas armadas no se requerirán rigidizadores transversales

**Cuando:**

a.

$$h/t_w \leq 2.45 \sqrt{E/F_{YW}}$$

b) El cortante mayorado,  $V_u$ , obtenido del análisis estructural sea menor o igual a:

$$0.6 \phi_v F_y W A_w C_v$$

**(Ecu.58)**

**Donde:**

$$\phi_v = 0.90$$

$C_v$  = coeficiente de cortante, determinado como sigue:

a. Para

$$1.10 \sqrt{K_v E / F_{YW}} \leq h/t_w \leq 1.37 \sqrt{K_v E / F_{YW}}$$

$$C_v = \frac{1.10 \sqrt{K_v E / F_{YW}}}{h/t_w}$$

**(Ecu.59)**

b. Para

$$h/t_w > 1.37 \sqrt{K_v E / F_{YW}}$$

$$C_v = \frac{1.51 K_v E}{(h/t_w)^2 F_{YW}}$$

(Ecu.60)

**Donde:**

$K_v = 5 + 5/[(a/h)]^2$ ; será igual a 5.0 si  $a/h > 3.0$  ó  $[(260/(h/t_w))]^2$

El momento de inercia de un par de rigidizadores, o de un rigidizador único, con referencia a un eje en el plano del alma no será menor de  $3j$ ,

**Donde:**

$j = 2.5/[(a/h)]^2 - 2.0 \geq 0.5$

**Donde:**

**a** = distancia entre rigidizadores transversales.

**h** = distancia libre entre alas menos los filetes o radios para vigas laminadas,

**h** = la distancia libre entre alas, para secciones armadas soldadas.

Cuando se toma en cuenta la contribución del campo de tracción, el área del rigidizador  $A_{st}$  no será menor que la calculada con la ecuación 61.

$$A_{st} = \frac{F_{yw}}{F_{yst}} \left[ 0.15 D h t_w (1 - C_v) \frac{V_u}{\phi_v V_n} - 18 t_w^2 \right] \geq 0$$

(Ecu.61)

**Donde:**

**Cv** = definido en las ecuaciones 59 y 60

**Fyst** = esfuerzo de fluencia mínima especificada para el acero del rigidizador.

**Vn** = resistencia teórica al cortante ver 6.2.1

**Vu** = cortante mayorado en la localización del rigidizador.

**D** = 1 para rigidizadores colocados en pareja

**D** = 1.8 para rigidizadores construidos con un solo ángulo

**D** = 2.4 para rigidizadores construidos por una sola chapa

Los rigidizadores intermedios se pueden interrumpir cerca del ala en tracción, siempre que el contacto no sea necesario para transmitir una carga concentrada o una reacción. La soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma-alas del perfil.

**9.5.6.2 VIGAS DE ALMA VARIABLE.** Aplica para vigas cuyas secciones transversales cumplen los requisitos siguientes:

- Tener por lo menos un eje de simetría, el cual será perpendicular al plano de flexión.
- Las áreas de las dos alas serán iguales y se mantendrán constantes en toda la longitud del miembro.
- La altura será variable linealmente de acuerdo a la ecuación 62.

$$d = d_0 \left( 1 + \gamma \frac{Z}{L} \right)$$

**(Ecu.62)**

**Donde:**

**$\gamma$**  =  $(dL - d_0) / d_0 \leq$  al menor valor de 0.268  $(L/d_0)$  ó 6.0

**d0** = altura en el extremo menor de un miembro de altura variable.

**dL** = altura en el extremo mayor de un miembro de altura variable.

**Z** = distancia desde el extremo menor del miembro, cm.

**L** = longitud no soportada del miembro, medida entre los centros de gravedad

de los miembros de arriostramiento lateral.

**9.5.6.3 RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN.** La resistencia de diseño a flexión de miembros de almas variables flexadas para el estado límite de pandeo lateral-torsional es  $\phi_b M_n$ , donde  $\phi_b = 0.90$  y la resistencia nominal es:

$$M_n = (5/3) S_x' F_{by}$$

**(Ecu.63)**

**Donde:**

**$S_x'$**  = módulo elástico de la sección crítica en la longitud no soportada de la viga bajo consideración

$$F_{by} = \frac{2}{3} \left[ 1.0 - \frac{F_y}{6B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}} \right] F_y \leq 0.60 F_y$$

Si  $F_{by} \leq F_y / 3$ , entonces:

**(Ecu.64)**

$$F_{by} = B \sqrt{F_{sy}^2 + F_{wy}^2}$$

**(Ecu.65)**

En las ecuaciones precedentes

$$F_{sy} = \frac{0.41E}{h_s L d_0 / A_f}$$

**(Ecu.66)**

$$F_{wy} = \frac{5.9E}{(h_w L / r_{T0})^2}$$

**(Ecu.67)**

**Donde:**

**hs** = factor igual a  $1.0 + 0.230\gamma\sqrt{[(L_d)]_0A_f}$

**hw** = factor igual a  $1.0 + 0.00385\gamma\sqrt{(L_f)_0}$

**rTo** = radio de giro de una sección en el extremo menor, considerando solamente el ala comprimida más un tercio del área del alma a compresión, tomado en un eje en el plano del alma.

**Af** = área del ala a compresión.

**γ** =  $(dL - d0)/d0$  se obtendrá para la longitud no soportada que contiene la máxima tensión calculada debida a flexión.

El valor del coeficiente B se determinará como sigue:

**a)** Cuando el momento máximo  $M_2$  en tres segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, está situado en el segmento central, y  $M_1$  es el momento mayor en un extremo de la parte del miembro constituido por tres segmentos:

$$B = 1.0 + 0.37 \left( 1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) + 0.50\gamma \left( 1.0 + \frac{M_1}{M_2} \right) \geq 1.0$$

**(Ecu.68)**

La relación de momentos  $M_1/M_2$  es negativa cuando se produce curvatura simple. En el caso raro en que  $M_1/M_2$  es positivo, se tomará igual a cero.

**b)** Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado  $f_{b2}$  ocurre en el extremo mayor de los dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales y  $f_{b1}$  es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo

menor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.58 \left( 1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) - 0.70\gamma \left( 1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0$$

**(Ecu.69)**

c) Cuando el mayor esfuerzo de flexión calculado  $f_{b2}$  se presenta en el extremo menor de los dos segmentos adyacentes de longitudes no arriostradas aproximadamente iguales, y  $f_{b1}$  es el esfuerzo de flexión calculado en el extremo mayor de la parte del miembro constituida por los dos segmentos:

$$B = 1.0 + 0.55 \left( 1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) + 2.20\gamma \left( 1.0 + \frac{f_{b1}}{f_{b2}} \right) \geq 1.0$$

**(Ecu.70)**

En las ecuaciones (9-6-33) y (9-6-34) la relación de los esfuerzos  $f_{b1}/f_{b2}$  es negativa cuando se produce curvatura simple. Si se presenta un punto de inflexión en uno de los dos segmentos adyacentes no arriostrados es positiva. Siempre será diferente de cero. El factor  $\gamma = (dL-d0)/d0$ , determinado para la longitud no arriostrada que contiene el mayor esfuerzo de flexión calculado.

d) Cuando el esfuerzo de flexión calculado en el extremo menor de un miembro de altura variable linealmente o en un segmento del mismo es igual a cero:

$$B = \frac{1.75}{1.0 + 0.25\sqrt{\gamma}}$$

**(Ecu.71)**

**Donde:**

$\gamma = (dL - d0)/d0$ , calculado para la longitud no arriostrada adyacente al punto de esfuerzo flectores nulos.

**9.5.6.4 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE** La resistencia de diseño a cortante de los miembros de altura variable linealmente se calculará de acuerdo a la sección 9.5.6.1.

**9.5.7 MIEMBROS SOLICITADOS POR FUERZAS COMBINADAS Y TORSIÓN.** Aplica a miembros prismáticos sometidos a fuerza axial y flexión con respecto a uno o a ambos ejes de simetría, con o sin torsión y torsión solamente.

**9.5.7.1 MIEMBROS SIMÉTRICOS SOLICITADOS POR FLEXIÓN Y FUERZA AXIAL**

**9.5.7.1.1 MIEMBROS CON SIMETRÍA DOBLE O SENCILLA EN FLEJO-COMPRESIÓN.** Los miembros sometidos a flexión y compresión simultáneas se dimensionarán para que se satisfagan las siguientes ecuaciones de interacción P-M:

a) Cuando

$$P_u / \phi P_n \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

(Ecu.72)

b) Cuando

$$P_u / \phi P_n < 0.2$$

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} \right] \leq 1.0$$

(Ecu.72)

**Donde:**

**P<sub>u</sub>** = sollicitación mayorada a compresión

**P<sub>n</sub>** = resistencia teórica a compresión, calculada de acuerdo a la Sección 5.2.1

**M<sub>u</sub>** = momento flector mayorado, calculado según Sección 3.1.2

**M<sub>n</sub>** = resistencia teórica a la flexión, calculada según Sección 6.1.1

**x** = subíndice relativo al eje fuerte de flexión

**y** = subíndice relativo al eje débil de flexión

$\phi = \phi_c$  = factor de reducción de la resistencia teórica a compresión  $\phi_c = 0.85$

$\phi_b$  = factor de reducción de la resistencia teórica a flexión,  $\phi_b = 0.90$

**9.5.7.1.2 MIEMBROS EN SIMETRÍA DOBLE O SENCILLA EN FLEXO-TRAC-**

**CIÓN** Los miembros sometidos a flexión y tensión simultáneas, se dimensionarán para satisfacer las ecuaciones 72 y 73, con las siguientes modificaciones en la definición de las variables:

**P<sub>u</sub>** = sollicitación mayorada a tracción

**P<sub>n</sub>** = resistencia teórica a tracción, calculada de acuerdo a la Sección 9.5.1

$\phi_t$  = factor de reducción de la resistencia teórica a tracción  $\phi_t = 0.90$

**9.5.7.1.3 MIEMBROS ASIMÉTRICOS Y MIEMBROS SOLICITADOS POR TORSIÓN Y COMBINACIONES DE TORSIÓN, FLEXIÓN, CORTE, Y/O FUERZA AXIAL.**

La resistencia de diseño  $f_n$ , de los miembros asimétricos o miembros sometidos a momentos torsores o combinaciones de torsión, flexión, corte y/ o fuerzas axiales, será igual o mayor que las sollicitaciones mayoradas obtenidas de un análisis elástico expresado en términos de esfuerzos normales  $f_{un}$ , o esfuerzos cortantes  $f_{uv}$ ; para los siguientes estados límites:

a) Para el estado límite de fluencia por esfuerzos normales:

$$f_{un} \leq \phi F_n$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

(Ecu.74)

b) Para el estado límite de fluencia por esfuerzo cortante:

$$f_{uv} \leq 0.6\phi F_n$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_n = F_y$$

(Ecu.75)

c) Para el estado límite por pandeo:

$$f_{un} \leq \phi_c F_n \text{ o } f_{uv} \leq \phi_c F_n$$

(Ecu.76)

Según sea el caso

□  $\phi_c = 0.85$

$F_n = F_{cr}$  = calculado según las ecuaciones 26 ó 27, la que aplique.

#### 9.5.7.1.4 ECUACIONES ALTERNATIVAS PARA EL DISEÑO DE MIEMBROS SOMETIDOS A SOLICITACIONES COMBINADAS.

Para miembros de pórticos arriostrados cuya sección transversal sea de la forma I o H, con una relación  $bf/d \leq 1.0$ , y para las secciones cajón de forma cuadrada o rectangular, se podrán usar las siguientes ecuaciones en lugar de las ecuaciones 72 y 73:

$$\left[ \frac{M_{ux}}{\phi_b M'_{px}} \right]^s + \left[ \frac{M_{uy}}{\phi_b M'_{py}} \right]^s \leq 1.0$$

(Ecu.78)

$$\left[ \frac{C_{mx}M_{ux}}{\phi_b M'_{nx}} \right]^\eta + \left[ \frac{C_{my}M_{uy}}{\phi_b M'_{ny}} \right]^\eta \leq 1.0$$

(Ecu.79)

Los términos de las ecuaciones 78 y 79 se calcularán como sigue:

a) Para miembros de sección I o H

**Cuando**

$$\eta = 0.4 + \frac{P_u}{P_y} + \frac{b_f}{d} \geq 1.0$$

**Cuando**

$$0.5 \leq b_f / d \leq 1.0$$

$$\zeta = 1.6 - \frac{P_u / P_y}{2 \left[ 1n \left( \frac{P_u}{P_y} \right) \right]}$$

(Ecu.80)

**Cuando**

$$b_f / d < 0.3:$$

$$\eta = 1.0$$

**Cuando**

$$0.3 \leq b_f / d \leq 1.0$$

$$\eta = 0.4 + P_u / P_y + b_f / d \geq 1.0$$

**(Ecu.81)**

**Donde:**

**b<sub>f</sub>** = ancho ala o patín

**d** = altura del miembro

**C<sub>m</sub>** = coeficiente aplicado al término de flexión en las ecuaciones de interacción P-M de los miembros prismáticos y que depende de la curvatura causada en el miembro por los momentos actuantes. (Véase Sección 3.1).

$$M'_{px} = 1.2M_{px} \left[ 1 - P_u / P_y \right] \leq M_{px}$$

**(Ecu.82)**

$$M'_{py} = 1.2M_{py} \left[ 1 - \left( P_u / P_y \right)^2 \right] \leq M_{py}$$

**(Ecu.83)**

$$M'_{nx} = 1.2M_{nx} \left( 1 - P_u / \phi_c P_n \right) \left( 1 - P_u / P_{ex} \right)$$

**(Ecu.84)**

$$M'_{ny} = M_{ny} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ey}}\right)$$

**(Ecu.85)**

b) Para miembros de sección cajón, cuadradas o rectangulares:

$$\zeta = 1.7 - \frac{P_u/P_y}{1n(P_u/P_y)}$$

**(Ecu.86)**

$$\eta = 01.7 - \frac{P_u/P_y}{1n(P_u/P_y)} - a\lambda_x \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^b > 1.1$$

**(Ecu.87)**

Para

$$P_u / P_y \leq 4.0, a = 0.06, y b = 1.0$$

Para

$$/ P_y > 4.0, a = 0.15, y b = 2.0:$$

$$M'_{px} = 1.2M_{px} \left[1 - \frac{P_u}{P_y}\right] \leq M_{px}$$

$$M'_{py} = 1.2M_{py} \left[1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2\right] \leq M_{py}$$

$$M'_{ny} = M_{nx} \left(1 - \frac{P_u}{\phi_c P_n}\right) \left(1 - \frac{P_u}{P_{ex} (B/H)^{1/3}}\right)$$

**(Ecu.87)**

**P<sub>n</sub>** = resistencia teórica a compresión, calculada de acuerdo a la Sección 5.2.1

**Pu** = sollicitación mayorada a compresión

**Py** = resistencia teórica de cedencia por compresión  $A_t F_y$

**$\phi_b$**  = factor de reducción de la resistencia teórica a la flexión = 0.90

**$\phi_c$**  = factor de reducción de la resistencia a compresión = 0.85

**Pe** = carga axial de pandeo elástico, calculada según la ecuación de Euler,  $A_t F_y / \lambda_c^2$ , donde  $\lambda_c$  es el parámetro de esbeltez definida en la Sección 5.2.1

**Mu** = momento flector mayorado, calculado según Sección 3.1.2

**Mn** = resistencia teórica a la flexión, calculada según Sección 6.1.1

**Mp** = momento plástico  $\leq 1.5 F_y S$

$\lambda_x$  = parámetro de esbeltez con respecto al eje fuerte x

**B** = ancho exterior de la sección cajón paralelo al eje principal x

**H** = altura exterior de la sección cajón perpendicular al eje principal x

**9.5.8 MIEMBROS COMPUESTOS (ACERO-HORMIGÓN).** Se aplica a miembros formados por perfiles de acero estructural laminados o armados y hormigón estructural que actúan conjuntamente para resistir fuerza axial y flexión.

**9.5.8.1 MIEMBROS A COMPRESIÓN.** Aplica a columnas fabricadas de perfiles laminados o armados embebidos en hormigón estructural o columnas fabricadas de tubulares de acero rellenos de hormigón estructural.

**9.5.8.2 LIMITACIONES.** Para que un miembro clasifique como columna compuesta debe cumplir con las limitaciones siguientes:

a) El área total de la sección transversal del perfil de acero o tubular no será menor que el 4% del área total de la columna, de lo contrario se diseñará como columna de hormigón armado.

b) El revestimiento de hormigón debe reforzarse con barras longitudinales y con estribos laterales espaciados a no más de 2/3 veces la dimensión mínima del miembro compuesto. El área de los estribos no será menor que 0.018 cm<sup>2</sup> por cm de separación entre las barras de refuerzo. El recubrimiento no será menor que 3.81 cm (1 ½”).

c) La resistencia especificada a la compresión  $f'_c$  del hormigón no será menor de 210kg/cm<sup>2</sup> ni mayor de 560kg/cm<sup>2</sup> para hormigón de peso normal. Para hormigón de peso ligero no será menor de 280kg/cm<sup>2</sup> ni mayor de 560kg/cm<sup>2</sup>.

d) El mínimo esfuerzo de fluencia especificado para el acero estructural y las varillas de refuerzo usados en el cálculo de la resistencia de una columna compuesta, no excederá de 4,200kg/cm<sup>2</sup>.

e) El espesor mínimo de la pared de los tubulares de acero rellenos de hormigón será igual a:  $b\sqrt{f_y/3E}$  para cada cara de ancho  $b$  en secciones rectangulares, y a:  $D\sqrt{f_y/8E}$  para secciones circulares de diámetro exterior  $D$ .

**8.5.8.3 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño de una columna compuesta cargada axialmente es  $\phi_c P_n$ ,

**Donde:**

$$\phi_c = 0.85$$

$P_n$  = resistencia nominal a compresión determinada según las ecuaciones 25 a 28, con las siguientes modificaciones:

- $A_t$  es reemplazada por  $A_s$ , área del perfil de acero, tubo o tubular.
- $r$  es reemplazado por  $r_m$ , radio de giro del perfil de acero, tubo o tubular. Para perfiles de acero embebido en hormigón no debe ser menor que 0.3 veces el ancho total de la sección compuesta en el plano de pandeo.
- $F_y$  es reemplazado por  $F_{my}$ , esfuerzo de fluencia modificado y determinado por la ecuación siguiente:

$$F_{my} = F_y + c_1 F_{yr} \left( \frac{A_r}{A_s} \right) + c_2 f'_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$

**(Ecu.90)**

- E es reemplazado por  $E_m$ , módulo de elasticidad modificado y determinado por la ecuación siguiente:

$$E_m = E + C_3 E_c \left( \frac{A_c}{A_s} \right)$$

**(Ecu.91)**

**Donde:**

**$A_c$**  = área hormigón, cm<sup>2</sup>

**$A_r$**  = área de las varillas de refuerzo longitudinal, cm<sup>2</sup>  **$A_s$**  = área del perfil de acero, tubo o tubular, cm<sup>2</sup>

**E** = módulo de elasticidad del acero

**$E_c$**  = módulo de elasticidad del hormigón =  $15000 \sqrt{f'_c}$

**$F_y$**  = mínimo esfuerzo de fluencia especificada del perfil de acero, tubo o tubular

**$F_{yr}$**  = mínimo esfuerzo de fluencia especificada para las varillas de refuerzo longitudinal

**$f'_c$**  = resistencia a compresión especificada del hormigón

**$C_1, C_2, C_3$**  = coeficientes numéricos:

- Para tubos y tubulares rellenos de hormigón,  $C_1 = 1.0$ ,  $C_2 = 0.85$  y  $C_3 = 0.4$ .
- Para perfiles embebidos en hormigón,  $C_1 = 0.7$ ,  $C_2 = 0.6$  y  $C_3 = 0.2$

**9.5.8.4 TRANSFERENCIA DE CARGA** Las cargas aplicadas a las columnas compuestas se transferirán entre el acero y el hormigón, de acuerdo con las siguientes disposiciones aplicables:

- a)** Cuando la fuerza externa se aplica directamente a la sección de acero, se dispondrán conectores de cortante para transferir la fuerza cortante  $V_u$  calculada según la siguiente ecuación:

**(Ecu.92)****Donde:**

**V<sub>u</sub>** = fuerza introducida en la columna.

**A<sub>s</sub>** = área sección de la sección de acero.

**F<sub>y</sub>** = esfuerzo de fluencia de la sección acero.

**P<sub>n</sub>** = resistencia teórica a compresión de la columna compuesta.

**b)** Cuando la fuerza externa se aplica directamente al hormigón de revestimiento se dispondrán conectores de cortante para transferir la fuerza cortante  $V'_u$ , calculada según la siguiente ecuación:

$$V'_u = V_u (A_s F_y / P_n)$$

**(Ecu.93)**

**c)** Los conectores de cortante que transfieren la fuerza  $V'_u$  serán distribuidos en toda la longitud del miembro con una separación máxima de 400 mm y colocados al menos sobre dos caras del perfil de acero en una configuración simétrica con respecto a los ejes del perfil.

**d)** Cuando la superficie de apoyo del hormigón en aplastamiento directo sea más ancha que el área cargada en uno o más lados, y además los lados que no sobresalen están restringidos lateralmente, la máxima resistencia de diseño será:

**(Ecu.94)**

$$\phi_B 1.7 f'_c A_B$$

**Donde:**

$\phi_B = 0.65$

$A_B$  = área cargada

**9.5.9 MIEMBROS A FLEXIÓN.** Aplica a vigas de acero estructural embebidas en hormigón o vigas de acero que soportan una losa de hormigón armado vaciada directamente o sobre láminas de acero plegadas, interconectadas de forma tal que la losa y las vigas actúan conjuntamente para resistir las solicitaciones flectoras.

**9.5.9.1 ANCHO EFECTIVO.** El ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje baricentro de la viga, el cual no será mayor que el menor valor de los siguientes casos:

- Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia desde el eje de la viga al borde de la losa.

**9.5.9.2 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS CON CONECTORES DE COR-TANTE.** La resistencia de diseño  $\phi_b M_n$ , para momentos positivos se determinará como sigue:

a) Cuando

$$h/t_w \leq 3.76 \sqrt{E/F_{yf}}$$

$$\phi_b = 0.85$$

**$M_n$**  = momento teórico calculado a partir de una distribución plástica de los esfuerzos en la sección compuesta.

b) Cuando

$$h/t_w > 3.76 \sqrt{E/F_{yf}}$$

$$\phi_b = 0.90$$

**Mn** = momento teórico calculado a partir de una superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos de apuntalamiento.

La resistencia de diseño para momentos negativos  $\phi b M_n$ , se determinará para la sección de la viga de acero solamente cumpliendo los requerimientos de la sección 9.6.

Como alternativa, la resistencia de diseño para momento negativo  $\phi b M_n$ , podrá calcularse con  $\phi b = 0.85$  y  $M_n$  determinado a partir de una distribución plástica de los esfuerzos en la sección compacta, siempre que se cumpla lo siguiente:

- Que la viga de acero sea de sección compacta, tal como se define en la sección 9.3.
- Que los conectores de cortante conectan la losa de hormigón a la viga en la zona de momentos negativos.
- Que los aceros de refuerzo paralelos a la viga de aceros, situados dentro del ancho efectivo de losa estén apropiadamente anclados.

**9.5.9.3 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS EMBEBIDAS EN HORMIGÓN** La resistencia de diseño de vigas embebidas en hormigón se calculará con  $\phi b = 0.90$  y  $M_n$ , determinado a partir de una superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos de apuntalamiento.

Como alternativa  $\phi b M_n$ , se calculará manteniendo  $\phi b = 0.90$  y  $M_n$  determinado a partir de una distribución de esfuerzos plásticos en la sección de la viga sin la colaboración del hormigón.

Cuando se usen conectores de cortante y el revestimiento de hormigón satisfaga los requerimientos de la Sección 9.8.2 (b), la resistencia  $\phi b M_n$ , podrá calcularse con  $\phi b = 0.85$  y  $M_n$  a partir de una distribución de esfuerzo plástico de la sección compuesta.

**9.5.9.4 RESISTENCIA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN** Cuando no se usa puntales durante la construcción, la sección de acero de las vigas compuestas se dimensionará para tener la suficiente resistencia, rigidez y estabilidad lateral para soportar por sí misma, todas las cargas permanentes aplicadas antes que el hormigón alcance el setenta y cinco por ciento (75%) de su resistencia especificada  $f'_c$ . La resistencia a flexión de la sección de acero antes del endurecimiento del hormigón, se calculará de acuerdo a la Sección 6.1. En todo caso, los esfuerzos en el ala traccionada de las vigas sin apuntalamiento no serán mayores que  $0.90F_y$ .

**9.5.9.5 LÁMINAS DE ACERO ACANALADO** La resistencia de diseño a flexión,  $\phi b M_n$ , de la sección com-

puesta, cuando la losa de hormigón es vaciada sobre láminas de acero acanalado conectadas a las vigas de acero, se calculará de acuerdo con las partes aplicables de la Sección 9.8.7, debiéndose cumplir los requisitos siguientes:

- a) La altura nominal del nervio, ( $h_r$ ) de la lámina acanalada no será mayor de 75mm. El ancho promedio del acanalado ( $w_r$ ) no será menor de 50mm, para los cálculos no será mayor que el ancho mínimo libre en la parte superior de los nervios de la lámina acanalada.
- b) El espesor de la losa de hormigón por encima del nervio de la lámina acanalada no será menor de 50mm.
- c) La losa de hormigón se conectará a la viga de acero por medio de conectores de cortante. Estos deben sobresalir por lo menos 38mm por encima de la parte superior del nervio de la lámina acanalada.

**9.5.9.5.1 NERVIOS PERPENDICULARES A LAS VIGAS** Cuando los nervios de la lámina acanalada están orientados perpendicularmente a las vigas, el hormigón por debajo de la parte superior de los nervios no se tomará en cuenta para el cálculo de las propiedades de la sección y el cálculo del área  $A_c$ .

La separación longitudinal de los conectores de cortante tipo espárrago no será mayor de 914mm. La resistencia teórica al corte de un conector de cortante tipo espárrago tendrá el valor determinado de la Sección 9.11, multiplicando por el siguiente factor de reducción:

$$\frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

**(Ecu.95)**

**Donde:**

**$h_r$**  = altura del nervio

**$H_s$**  = longitud de espárrago por encima de la soldadura. En los cálculos no excederá el valor  $h_r + 75\text{mm}$ , aunque la longitud real sea mayor.

**$N_r$**  = número de conectores tipo espárrago en un nervio en la intersección de la

viga. Para los cálculos será 3, aunque se hayan instalado más.

**Wr** = ancho promedio del acanalado, definido en 8.2.5ª

En el caso de un solo conector tipo espárrago en un nervio en la intersección de la viga, el factor de reducción de la ecuación 95 no excederá de 0.75. Las láminas acanaladas deberán anclarse a todos los miembros soportes con separaciones no mayores de 400mm a fin de evitar el levantamiento.

**9.5.9.5.2 NERVIOS PARALELOS A LAS VIGAS.** Cuando los nervios de las láminas acanaladas están orientados paralelamente a las vigas, el hormigón por debajo de la parte superior de los nervios podrá incluirse en la determinación de las propiedades de la sección y el cálculo del área Ac.

La resistencia teórica al corte de un conector tipo espárrago se determinará según la Sección 9.2, multiplicado por el factor de reducción de la ecuación 96. Se exceptúan los casos donde  $w_r / h_r$  sea menor de 1.5.

$$0.6 \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

**(Ecu.96)**

**Donde:**

Hs, hr, wr tienen el mismo significado que en la ecuación 95

**9.5.10 MIEMBROS A FLEXIÓN Y COMPRESIÓN.** La interacción de las sollicitaciones de compresión axial y de flexión del plano de simetría de las secciones de miembros compuestos, estará limitada por las ecuaciones de la Sección 9.7.1.1, con las siguientes modificaciones:

**Fmy** = esfuerzo de fluencia modificado, ver ec. 90

**$P_{e1}, P_{e2}$**  =  $A_s F_{my} / \lambda_c^2$ , fuerza axial de pandeo elástico

**$\phi_b$**  = factor de resistencia a flexión definido en 9.8.2.2

**$\phi_c$**  = factor de resistencia a compresión = 0.85

**$\lambda_c$**  = parámetro de esbeltez de la columna definida por ecuación 28, con las modificaciones indicadas en la Sección 9.8.1.2.

**$M_n$**  = resistencia teórica a la flexión determinada a partir de una distribución plástica de los esfuerzos de la sección compuesta, excepto como se estipula a continuación:

Cuando el término correspondiente a la fuerza axial en las ecuación 72 y ecuación 73 es menor que 0.3, la resistencia teórica a momento  $M_n$  se determinará por la transición lineal entre la resistencia teórica a la flexión determinada de la distribución plástica sobre las áreas transversales de la sección compuesta ( $P_u / \phi_c P_n$ ) = 0.3 y la resistencia a flexión cuando  $P_u = 0$ , según la Sección 9.8.2.2.

**9.5.10.1 CONECTORES DE CORTANTE.** Aplica para los conectores tipo espárrago y tipo canal laminado.

Los conectores tipo espárrago tendrán una longitud después de instalados, no menor de cuatro veces su diámetro.

Los conectores de cortante serán embebidos en las losas de hormigón con resistencia especificada a la compresión  $f'_c$ , no menor de 210kg/cm<sup>2</sup> ni mayor que 560kg/cm<sup>2</sup>.

**9.5.10.2 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL.** La fuerza cortante horizontal en la unión de la viga de acero y la losa de hormigón será transferida por los conectores de cortante, excepto cuando la viga de acero está embebida en hormigón.

Para una acción conjunta completa con el hormigón sometido a compresión

debido a la flexión, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida entre el punto de momento máximo positivo y el de momento nulo se tomará como el menor de los siguientes valores:

$$Vh = 0.85f'cAc$$

**(Ecu.97)**

$$Vh = AsFy$$

**(Ecu.98)**

$$Vh = \Sigma Qn$$

**(Ecu.99)**

**Ac** = área losa hormigón dentro del ancho efectivo

**As** = área de la sección transversal de la viga de acero

**Fy** = esfuerzo de fluencia mínima especificada

**f'c** = resistencia especificada del hormigón

**$\Sigma Qn$**  = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de momento máximo positivo y el punto de momento nulo.

Para vigas híbridas, la fuerza de fluencia será calculada separadamente para cada uno de los componentes de la sección transversal;  $AsFy$  de la sección transversal total, será la suma de las fuerzas de fluencia de sus componentes.

En las vigas compuestas continuas, en las que se considera que las barras longitudinales actúan conjuntamente con la viga de acero en las zonas de momentos negativos, la fuerza cortante horizontal total que debe ser resistida por los conectores de cortante entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo se tomará como el menor valor obtenido entre:

$Asr Fyr$  y  $\Sigma Qn$

**Donde:**

**Asr** = área de las armaduras longitudinales situadas dentro del ancho efectivo de la losa de hormigón, anclados adecuadamente.

**Fyr** = esfuerzos de fluencia mínima especificada para las armaduras longitudinales.

$\Sigma Q_n$  = suma de las resistencias nominales de los conectores de cortante entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo.

**9.5.11 RESISTENCIA DE LOS CONECTORES DE CORTANTE.**

**9.5.11.1 CONECTORES TIPO ESPÁRRAGO.** La resistencia nominal de un conector de cortante tipo espárrago embebido en la losa de hormigón será:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c} \leq A_{sc}F_u$$

**Donde:**

**Asc** = área de la sección transversal del conector.

**Ec** = módulo de elasticidad del hormigón.

**f'c** = resistencia especificada del hormigón.

**Fu** = resistencia a tensión mínima especificada del conector.

Para conectores tipo espárrago embebidos en losas vaciadas sobre láminas de acero acanalado, se aplicará al término  $0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c}$  de la ecuación 106, los coeficientes de reducción dados por la ecuación 102.

**9.5.11.2 CONECTORES TIPO CANAL LAMINADO.** La resistencia nominal de un conector de cortante tipo canal laminado embebido en una losa de hormigón será:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)L_c\sqrt{f'_c E_c}$$

**(Ecu.101)**

**Donde:**

**Lc** = longitud del conector de cortante.

**tw** = espesor del alma del conector de cortante.

**tf** = espesor del ala del conector de cortante.

**9.5.11.3 NÚMERO REQUERIDO DE CONECTORES DE CORTANTE.** El número de conectores de cortante requerido a cada lado de la sección donde ocurre el momento máximo (positivo o negativo) y los puntos de inflexión adyacente, serán determinados dividiendo la fuerza cortante horizontal definida en la Sección 9.10 por la resistencia nominal definida en las Secciones 9.11.1 ó 9.11.2 según sea el caso.

$$n = \frac{V_h}{Q_h}$$

**(Ecu.102)**

Donde:

n = número de conectores de cortante.

**9.5.12 CONEXIONES, JUNTAS Y MEDIOS DE UNIÓN.** Aplica a los elementos estructurales conectados entre sí por pernos y/o soldaduras, sometidos a cargas estáticas.

**9.5.12.1 BASES DE DISEÑO.** Todas las partes integrantes de la conexión (miembros conectados, elementos de conexión y medios de unión) serán dimensionadas para que su resistencia de diseño sea igual o mayor que la resistencia requerida, determinada de un análisis estructural sobre la estructura o una proporción especificada de la resistencia de los miembros conectados, la que sea apropiada.

**9.5.12.2 CONEXIONES SIMPLES (FLEXIBLES).** Las conexiones flexibles que permiten la rotación en el extremo de la viga, y que no transmiten momentos, se diseñarán sólo por resistencia al cortante.

Los pórticos con conexiones de este tipo deberán cumplir los siguientes requisitos:

- a) Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir la carga gravitacional mayorada, trabajando como vigas simplemente apoyadas.
- b) Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a cargas laterales.
- c) Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión, bajo las solicitaciones mayoradas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

**9.5.12.3 CONEXIONES DE MOMENTOS (RÍGIDOS).** Las conexiones rígidas que no permiten la rotación en el extremo de la viga, y que sí transmiten momentos, se diseñarán para los efectos combinados de las fuerzas resultantes del momento y cortantes inducidos por la rigidez de la conexión.

**9.5.12.4 CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO.** Se refiere a las conexiones donde no se toma en cuenta, en las consideraciones de diseño, las fluctuaciones de las cargas, la fatiga, las vibraciones y donde el deslizamiento por fricción entre los elementos conectados es permitido. El vástago del sujetador se apoya contra la superficie interna del agujero de los elementos de empalme, y por lo tanto se somete al sujetador a cortante y aplastamiento.

En este tipo de conexión los tornillos deberán estar apretados sin holgura, y se usarán agujeros estándar. Podrá usarse agujeros ranurados cuando la dirección de la carga es perpendicular a la ranura.

**9.5.12.5 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN.** Conexiones que bajo las cargas de servicio no se desea el deslizamiento de los elementos conectantes, pretensando los tornillos, de modo que la fricción sólo pueda transferir la carga cortante. También se usará este tipo de conexión si las cargas son de naturaleza dinámica o si las cargas someten a los tornillos a tensión directa.

Se usará solamente tornillos de alta resistencia (ASTM-A325 y A490) con arandelas endurecidas en todos los tipos de agujeros. Estos tornillos deberán apretarse hasta que el tornillo se tense hasta un valor no menor del 70% de su resistencia a la tensión mínima especificada.

**9.5.12.6 RESISTENCIA MÍNIMA DE LAS CONEXIONES.** Las conexiones se diseñarán para soportar una carga mayorada no menor de 4,550kgf, excepto en las rejillas, tensores y correas.

**Ant** = área neta sometida a tracción.

**9.5.12.7 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS AFECTADOS EN LOS MIEMBROS CONECTADOS.** La resistencia de diseño de los elementos afectados en los miembros conectados (ej.: almas de las vigas), será el menor valor que resulte de evaluar los siguientes modos de falla: rotura por cortante, rotura por tracción y rotura por bloque de cortante.

**9.5.12.8 RESISTENCIA A LA ROTURA POR CORTANTE.** La resistencia de diseño a lo largo del plano de falla de cortante, en los elementos afectados de miembros conectados, será igual a  $fR_n$ .

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = F_u A_{nv}$$

**Anv** = área neta sometida a cortante

**Fu** = resistencia mínima especificada

**(Ecu.103)**

**9.5.12.9 RESISTENCIA A LA ROTURA POR TRACCIÓN.** La resistencia de diseño a lo largo del plano de tracción en los elementos afectados de los miembros conectados será igual a  $fR_n$ ,

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv}$$

**(Ecu.104)**

**Ant** = área neta sometida a tracción  
**Fu** = resistencia mínima especificada

**9.5.12.10 RESISTENCIA A LA ROTURA POR BLOQUE DE CORTANTE.** Se verificará en las conexiones de los extremos de las vigas cuya ala superior haya sido cortada y desmembrada; en los miembros traccionados y en las chapas usadas como cartelas (chapas de nodos). La resistencia de diseño a la rotura por bloque de cortante,  $\phi R_n$ , será determinada como sigue:

**a) Cuando:**

$$F_u A_{nv} \geq 0.6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_y A_v + F_u A_{nt}] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$$

**(Ecu.105)**

**b) Cuando:**

$$F_u A_{nv} \geq 0.6 F_u A_{nv}$$

$$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_t] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$$

**(Ecu.106)**

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

**Av** = área total sujeta a cortante

**At** = área total sujeta a tracción

**Anv** = área neta sometida a cortante

**9.5.12.10 RESISTENCIA DE DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIÓN.**

Aplica para el diseño de los elementos de conexión, tales como los rigidizado-

res, las cartelas o chapas de los nodos, los ángulos, las ménsulas y el panel de las conexiones viga-columna.

De no interceptarse en un mismo punto los diferentes ejes de los elementos conectantes en un empalme, deberá tenerse en cuenta, por excentricidad, los esfuerzos por flexión y cortante en el diseño de la conexión.

**9.5.12.11 RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS DE CONEXIONES TRACCIONADAS.** La resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , de los elementos de conexión soldados o atornillados, estáticamente traccionados, (ejemplo los empalmes y las cartelas), será el menor valor obtenido de analizar los siguientes estados límites:

a) Fluencia por tracción de los elementos conectados:

$$\phi = 0.90$$

$$R_n = A_t F_y$$

**(Ecu.107)**

b) Rotura por tracción de los elementos conectados:

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = A_n F_u$$

**Donde:**

$$A_n = \text{área neta} \leq 0.85 A_t$$

c) Rotura por bloque de cortante de los elementos conectados, se calculará según Sección 10.5.3

**9.5.12.1 OTROS ELEMENTOS DE CONEXIÓN.** Para todos los otros elementos de conexión, la resistencia de diseño,  $\phi R_n$ , se determinará para el estado límite aplicable que asegure que sea igual o mayor que las solicitaciones mayo-

radas. La resistencia nominal  $R_n$ , será la apropiada para la geometría y el tipo de cargas en el elemento de conexión. La fluencia por cortante en los elementos de conexión se calculará con:

$$\phi = 0.90$$
$$R_n = 0.60A_tF_y$$

#### **(Ecu.108)**

Para los elementos de conexión comprimidos, se seleccionará el estado límite apropiado.

### **9.5.13 SOLDADURAS**

**9.5.13.1 SOLDADURA DE RANURA O BISEL.** Usada cuando los elementos de placa se unen a tope a lo largo de sus bordes conservando la continuidad del elemento. También se usa en juntas de esquina o  $T_e$ , cuando se requiere la capacidad total de las placas.

**9.5.13.1.1 ÁREA EFECTIVA.** El área efectiva de una soldadura de ranura o de bisel será el producto de la longitud efectiva de la soldadura por el espesor efectivo de la garganta.

La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida.

El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura o bisel de penetración completa, será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura o bisel de penetración parcial será la profundidad del bisel si éste es en U, en J, o en  $V \geq 60^\circ$ . Cuando el bisel es en  $V < 60^\circ$  pero mayor o igual a  $45^\circ$ , será la profundidad del bisel menos 3 mm (1/8").

**9.5.13.2 SOLDADURA DE FILETE.** Usada cuando los elementos de placa se unen en posición paralela (junta solapada) o perpendicular (junta  $T_e$ ).

**9.5.13.2.1 ÁREA EFECTIVA.** El área efectiva de una soldadura de filete será el producto del espesor teórico de la garganta por la longitud efectiva de la soldadura.

El espesor teórico de la garganta de una soldadura de filete es la distancia más corta de la raíz de la soldadura a la superficie externa de ésta. La raíz de la soldadura es el punto donde las superficies de las caras de las piezas de metal original se intersecan.

**9.5.13.3 RESISTENCIA DE DISEÑO.** La resistencia de diseño de las soldaduras será el menor valor entre  $\phi$  FBMABM y  $\phi$  FWAW según sea aplicable. Los valores de  $\phi$ , FBM y FW y sus limitaciones están dados en la Tabla 9.5.16.3 (1), donde:

**FBM** = Resistencia nominal del material base.

**FW** = Resistencia nominal del electrodo.

**ABM** = Área de la sección transversal.

**AW** = Área de la sección transversal efectiva de la soldadura.

$\phi$  = Factor de resistencia.

**9.5.13.4 SOLDADURAS COMBINADAS.** Cuando dos o más tipos de soldadura (de ranura o bisel, de filete, o de tapón), se combinan en una sola unión, se calculará por separado la resistencia de diseño efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la resistencia de diseño de la conexión.

#### **9.5.14 PERNOS Y PARTES ROSCADAS.**

**9.5.14.1 DIMENSIONES DE LOS AGUJEROS.** La dimensión normal de los agujeros para pernos será 1.58mm (1/16") mayor que el diámetro nominal del perno. Se podrá usar agujeros más grandes en las bases de las columnas cuando sean necesarios por las tolerancias en la localización de los pernos de anclajes en las fundaciones de hormigón.

**9.5.14.1.1 AGUJEROS AGRANDADOS (HOLGADOS).** La dimensión de los agujeros holgados será de 3mm (1/8") hasta 8mm (3/16") mayores que el diámetro nominal del sujetador. Se permite usar este tipo de agujero en conexiones tipo fricción solamente.

**9.5.14.1.2 AGUJEROS DE RANURA CORTA (SSL).** Son agujeros ovalados en los cuales el lado corto coincide sus dimensiones con las de los agujeros estándar. Puede usarse en las conexiones tipo aplastamiento si la línea de acción de la fuerza es perpendicular a la dirección de la ranura. En las conexiones tipo fricción se usará sin importar la dirección de la fuerza.

**9.5.14.1.3 AGUJEROS DE RANURA LARGA (LSL).** Son agujeros ovalados similares a los de ranura corta pero con un ranurado mayor. Sólo se usarán en una de las partes conectantes y preferiblemente en placas o elementos conectantes interiores.

Su uso con respecto a las conexiones tipo aplastamiento y tipo fricción es igual que para agujeros de ranura corta.

**9.5.14.2 ESPACIAMIENTO MÍNIMO.** La distancia entre centro de agujeros de cualquier tamaño no será menor que tres veces el diámetro nominal del tornillo.

**9.5.14.3 DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE.** La distancia de los centros de los agujeros estándar a cualquier borde no será menor que 1.75 veces el diámetro nominal del tornillo.

En las placas base de columnas, esta distancia mínima será la adecuada para que los pernos de anclajes puedan ser colocados dentro del confinamiento del hormigón.

En las conexiones de deslizamiento crítico, la distancia desde el centro del tornillo extremo hasta el borde de la parte conectada hacia el cual se dirigen las cargas, cumplirá con los requerimientos de la Sección 9.10.10.7, a fin de garantizar la resistencia de diseño al aplastamiento.

**9.5.14.4 DISTANCIA AL BORDE Y ESPACIAMIENTO MÁXIMO.**

a) La distancia máxima desde el centro de un conector al borde más cercano de una de las piezas en contacto será de 12 veces el menor de los espesores de las placas conectadas, pero no excederá de 150 mm.

b) El espaciamiento máximo longitudinal entre los conectores de elementos en contacto continuo consistentes de una placa y un perfil o de dos placas, deberá ser igual o menor a 14 veces el menor de los espesores utilizados, pero no excederá de 180mm.

**9.5.14.5 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA SUJETADORES SOMETIDOS A ESFUERZOS DE TENSIÓN Y CORTANTE.** La resistencia de diseño a tracción o cortante de un sujetador es:  $\phi F_n$ ;

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

$$F_n = F_t A_b \text{ (tracción)} \quad F_n = F_v A_b \text{ (cortante)}$$

**A<sub>b</sub>** = Área del sujetador correspondiente a su diámetro normal.

**F<sub>t</sub>** = Resistencia teórica a tracción; dadas en Tabla 9.5.16.3 (1).

**F<sub>v</sub>** = Resistencia teórica a cortante; dadas en Tabla 9.5.16.3 (1).

**9.5.14.6 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO.** Las conexiones tipo aplastamiento deberán diseñarse para el estado límite más crítico entre las siguientes: la resistencia de los sujetadores al cortante, por la resistencia al aplastamiento de los sujetadores y las placas conectadas o por la resistencia de los sujetadores a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante.

**9.5.14.7 RESISTENCIA POR CORTANTE DEL SUJETADOR.** La resistencia de diseño de un tornillo en cortante simple es  $\phi F_v A_b$ , definida en Sección 10.15.5. Si el tornillo está en cortante doble, la resistencia de diseño será el doble que a cortante simple. Aunque los tornillos estén sometidos a cortante en más de dos planos, sólo se considerará un máximo de dos planos, para el cálculo de la resistencia de diseño.

#### 9.5.14.8 RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO DEL SUJETADOR.

La resistencia de diseño por aplastamiento de un tornillo se calculará con la expresión:  $\phi R_{ndt}$ , donde:

$$\phi = 0.75$$

**R<sub>n</sub>** = 2.4F<sub>u</sub>, si el agujero es estándar o de ranura corta

**R<sub>n</sub>** = 2.0F<sub>u</sub>, si el agujero es de ranura larga y la carga perpendicular a éste.

**d** = diámetro nominal del tornillo

**F<sub>u</sub>** = resistencia a la tensión mínima especificada de las partes conectadas.

**t** = espesor más delgado de las partes conectadas

La resistencia de diseño al aplastamiento de la conexión será la suma de las resistencias al aplastamiento de los tornillos individuales.

#### 9.5.14.9 RESISTENCIA A ESFUERZOS COMBINADOS DE TENSIÓN Y CORTANTE EN EL SUJETADOR.

En las conexiones tipo aplastamiento, la resistencia de diseño de un sujetador sometido a tracción y cortante combinados es:  $\phi F_t A_b$ ,

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

**F<sub>t</sub>** = esfuerzo nominal de tensión para sujetadores en conexión tipo aplastamiento, calculado a partir de las ecuaciones dadas en la Tabla 9.5.16.3 (2) como función de  $f_v$ , esfuerzo de corte producido por las cargas mayoradas.

#### 9.5.15 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA CONEXIONES TIPO FRICCIÓN

**9.5.14.1 RESISTENCIA POR CORTANTE.** La resistencia de diseño por cortante en conexiones tipo fricción con tornillos de alta resistencia, para carga de servicios será:  $f F_v A_b$ ,

**Donde:**

$\phi = 1.0$  factor de resistencia para usar en agujeros estándar, agrandados, de ranura corta y de ranura larga cuando la carga es perpendicular a la ranura.

$\phi = 0.85$  factor de resistencia para cuando el agujero es ranura larga y la carga actúa paralela a la ranura.

**Fv** = resistencia nominal por cortante en tornillos de alta resistencia en conexiones tipo fricción. (Según Tabla 9.5.16.3 (1)).

**Ab** = área nominal del tornillo.

Si junto con la carga viva y la carga muerta se toma en cuenta la carga de viento, el cortante total solicitado debido a la combinación de cargas, como cargas de servicio, se multiplicará por 0.75.

**9.5.15.2 RESISTENCIA POR TENSION Y CORTANTE COMBINADOS.** Cuando una conexión tipo fricción está sujeta a una tensión adicional por efecto de las cargas externas, se reduce la fuerza de apriete, por tanto, el esfuerzo cortante nominal  $F_v$ , deberá multiplicarse por un factor de reducción:

$$\left[ 1 - \frac{(T)}{(0.8T_b N_b)} \right]$$

**(Ecu.108)****Donde:**

**T** = fuerza de tensión de la junta debido a una carga directa aplicada a todos los pernos.

**Tb** = carga de pretensión especificada sobre el perno equivalente al 70% del producto de la resistencia teórica a tensión del perno, dado en la Tabla 9.5.16.3 (1), por su área nominal

**Nb** = número de tornillos llevando la carga de servicio aplicada T

### 9.5.15.3 RESISTENCIA DE APLASTAMIENTO EN AGUJEROS DE PERNOS.

La resistencia de diseño al aplastamiento se verificará tanto en las conexiones tipo aplastamiento como en las conexiones de deslizamiento crítico.

La resistencia de diseño será la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos individuales.

La resistencia de diseño al aplastamiento para el agujero del perno es  $\phi R_n$ , donde:

$$\phi = 0.75$$

**$R_n$**  = resistencia teórica que se determinará como sigue:

a) Para un perno en una conexión en agujero estándar, agujeros agrandados y agujeros de ranura corta independientemente de la dirección de la línea de acción de la fuerza, o en agujeros de ranura larga donde el eje mayor de la ranura es paralelo a la fuerza de aplastamiento:

- Cuando la deformación en el agujero del perno bajo cargas de servicio es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u$$

**(Ecu.109)**

- Cuando la deformación en el agujero del perno bajo cargas de servicio no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u$$

**(Ecu.110)**

b) Para un perno en una conexión con agujero de ranura larga, cuyo eje mayor es perpendicular a la línea de acción de la fuerza:

$$R_n = 1.0L_c t F_u \leq 2.0dt F_u$$

**Donde:**

**F<sub>u</sub>** = resistencia mínima de tensión especificada para la parte conectada

**L<sub>c</sub>** = distancia libre en la dirección de la fuerza entre el borde del agujero adyacente y el borde del material

**d** = diámetro nominal del perno

**t** = espesor de la parte conectada

### 9.5.16 RESISTENCIA DE DISEÑO PARA SUPERFICIE DE APOYO

**9.5.16.1 APOYO SOBRE PLACA BASE.** La resistencia de diseño de una superficie metálica apoyando un elemento estructural es  $\phi R_n$ ,

**Donde:**

$$\phi = 0.75$$

$$R_n = 1.8F_y A_{pb}$$

**(Ecu.112)**

**F<sub>y</sub>** = esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la placa de apoyo

**A<sub>pb</sub>** = área del apoyo proyectada

**9.5.16.2 APOYO SOBRE HORMIGÓN.** La resistencia de diseño para placas de acero apoyado sobre hormigón es:  $\phi_c P_p$ ,

**Donde:**

$$\phi_c = 0.60$$

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2/A_1}$$

**(Ecu.113)**

$A_1$  = área de la placa céntricamente apoyada sobre el hormigón

$A_2$  = área máxima de superficie portante que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada  $\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$

**9.5.16.3 PERNOS DE ANCLAJE Y BARRAS EMBEBIDAS.** Los pernos de anclaje deberán estar dimensionados de acuerdo con los estados límites que apliquen para su diseño de acuerdo al análisis estructural de cada caso en particular. Para dimensionar el diámetro y el número de pernos, así como su ubicación, refiérase a la sección 9.10.10 de este código. Para dimensionar largo del perno, dobléz de los extremos, etc., deberá referirse al Título 5: Hormigón Armado.

**TABLA 9.5.16.3 (1)**

**RESISTENCIA DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS**

| DESCRIPCION DE LOS PERNOS Y PARTES ROSCADAS  | TRACCIÓN                                      |  | CORTE EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO        |  |
|--|---|--|---|--|
|  | FACTOR DE MINORACION DE LA RESISTENCIA $\phi$ | RESISTENCIA TEORICA $F_t$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) | FACTOR DE MINORACION DE LA RESISTENCIA $\phi$ | RESISTENCIA TEORICA $F_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> ) |
| Pernos A307  | 0.75  | 3164   | 0.75  | 1687   |
| Pernos A325 cuando la rosca esta incluida en los planos de corte   |   | 6238   |   | 3375   |
| Pernos A325 cuando la rosca no esta incluida en los planos de corte  |   | 6238   |   | 4218   |
| Pernos A490 cuando la rosca está incluida en los planos de corte   |   | 7945   |   | 4218   |
| Pernos A490 cuando la rosca no está incluida en los planos de corte  |   | 7945   |   | 5273   |
| Partes roscadas que cumplen los requerimientos definidos en el Artículo 1.5.2.4 cuando la rosca esta incluida en los planos de corte     |   | 0.75F <sub>u</sub>                               |   | 0.40F <sub>u</sub>                               |
| Partes roscadas que cumplen los requerimientos definidos en el Artículo 1.5.2.4, cuando la rosca no está incluida en los planos de corte |   | 0.75F <sub>u</sub>                               |   | 0.50F <sub>u</sub>                               |

TABLA 9.5.16.3 (2)

**TENSIÓN LÍMITE A TRACCIÓN PARA PERNOS Y PARTES ROSCADAS EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO FT, EN KGF/CM2**

| TIPOS DE SOLDADURAS Y TENSIONES (a)             | MATERIAL | FACTOR DE MINORACION DE LA RESISTENCIA TEORICA $\phi$ | RESISTENCIA TEORICA $F_{BM}$ O $F_w$ | METAL DE APORTE REQUISITOS (b,c)  |
|---|----------|---|--------------------------------------|---|
| <b>SOLDADURAS BISEL DE PENETRACION COMPLETA</b> |          |   |                                      |   |
| Tracción normal al área efectiva                | Base     | 0.90  | $F_{Y0}$                             | Se debe usar soldadura "compatible" véase la nota (d) para requisitos de tenacidad. |

TABLA 9.5.16.3 (3)

**RESISTENCIA DE LAS SOLDADURAS**

| TIPOS DE SOLDADURAS Y TENSIONES (a)             | MATERIAL | FACTOR DE MINORACION DE LA RESISTENCIA TEORICA $\phi$ | RESISTENCIA TEORICA $F_{BM}$ O $F_w$ | METAL DE APORTE REQUISITOS (b,c)  |
|---|----------|---|--------------------------------------|---|
| <b>SOLDADURAS BISEL DE PENETRACION COMPLETA</b> |          |   |                                      |   |
| Tracción normal al área efectiva                | Base     | 0.90  | $F_{Y0}$                             | Se debe usar soldadura "compatible" véase la nota (d) para requisitos de tenacidad. |

|   |                   |              |   |   |
|---|-------------------|--------------|---|---|
| Comprensión normal al área efectiva                       | Base              | 0.90         | $F_Y$   | Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al metal de aporte compatible  |
| Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura     |                   |              |   |   |
| Cortante sobre el área efectiva                           | Base<br>Soldadura | 0.90<br>0.80 | $0.60 F_Y$<br>$0.60 F_{EXX}$                    |   |
| <b>SOLDADURAS BISEL DE PENETRACION PARCIAL</b>            |                   |              |   |   |
| Comprensión normal al área efectiva                       | Base              | 0.90         | $F_Y$   | Se puede utilizar soldadura con nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible.                                   |
| Tracción o compresión paralela al eje de la soldadura (e) | Base              |              |   |   |
| Cortante paralelo al eje de soldadura                     | Base<br>Soldadura | 0.75         | $0.60 F_{EXX}$<br>(f)                           |   |
| Tracción normal al área efectiva                          | Base<br>Soldadura | 0.90<br>0.80 | $F_Y$<br>$0.60 F_{EXX}$                         |   |
| <b>SOLDADURAS DE FILETE</b>                               |                   |              |   |   |
| Cortante sobre el área efectiva                           | Base<br>Soldadura | 0.75<br>0.75 | $0.60 F_{EXX}$<br>(f) (g)<br>$0.45 F_{EXX}$ (h) | Se puede utilizar nivel de resistencia igual o menor al del metal de aporte compatible, véase la nota (h) para requisitos de tenacidad. |
| Tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura    | Base              | 0.90         | $F_Y$   |   |

| SOLDADURAS DE TAPON O DE RANURA  |                |      |                             |  |
|--|----------------|------|-----------------------------|--|
| Cortante paralelo a las superficies de contacto (sobre el área efectiva) | Base Soldadura | 0.75 | 0.60F <sub>EXX</sub><br>(f) | Se puede utilizar nivel de resistencia o menor que el del metal de aporte compatible |

- a) Para la definición del área efectiva, véase la Sección 10.9
- b) Para la soldadura “compatible”, véase la Tabla 3.1 AWS.
- c) Se permite soldadura con una resistencia superior, en un nivel, a la de la soldadura “compatible”.
- d) En las juntas en T o esquina donde se deje permanentemente el material de respaldo, se usará material de respaldo que cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad, exigidos a las probetas de ensayos Charpa con entalla en V, de  $J=2.75 \text{ kgf.m}$  a la temperatura  $TCV = 4^{\circ} \text{ C}$ . Cuando el material de respaldo no cumpla con los requisitos mínimos de tenacidad y se deja permanentemente el material de respaldo, la junta se dimensionará utilizando la resistencia teórica y el factor de minoración de la resistencia teórica correspondiente a soldaduras de penetración parcial.
- e) Las soldaduras de filete y las de bisel de penetración parcial que unen los componentes de miembros ensamblados, como por ejemplo las conexiones entre alas y alma, pueden diseñarse, sin considerar las tensiones, a tensión o a compresión en estos elementos paralelos al eje de las soldaduras.
- f) El diseño del material conectado está gobernado por las Secciones 10.7 y 10.8.
- g) Véase nota (h).

Cuando se utilice metal de aporte que no cumple los requisitos de tenacidad en combinación con filetes de soldaduras y solicitaciones transversales, se usará la menor resistencia teórica  $F_W$ .

**9.5.16.4 FABRICACIÓN, ERECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD.** Todos los proyectos de edificaciones de acero deben cumplir con los siguientes requisitos mínimos, sin ser limitativos, para la elaboración de los planos de taller, fabricación, pintura de taller, montaje y control de calidad.

**9.5.16.5 PLANOS DE TALLER.** Antes de ejecutar la fabricación de los componentes de una estructura deberán prepararse planos de taller en los cuales se suministre toda la información necesaria para la fabricación, incluyendo localización, tipos y dimensiones de todos los pernos y soldaduras. Estos planos indicarán con claridad las soldaduras a ejecutarse en taller y las soldaduras a ejecutarse en campo. También se podrá identificar con claridad las conexiones de deslizamiento crítico a realizar con pernos de alta resistencia.

Los planos de taller deben contener, como mínimo:

- a) Esquema con ejes teóricos.
- b) Dibujo de los miembros en sí, a escala adecuada, en donde se muestre:
  - Las líneas de gramil, los ejes teóricos o ambos, determinando claramente el punto de corte de los ejes.
  - Los perfiles, con indicación del material y su ubicación real, es decir, el sentido que deben tener sus alas teniendo en cuenta las distancias de gramiles o líneas teóricas, numeración o posición de cada uno para su fácil identificación y las vistas o detalles necesarios para mostrar y aclarar todas perforaciones, cortes o soldaduras.
  - Las dimensiones de cada elemento, es decir, si se trata de una estructura atornillada, longitud total, descuentos, distancia entre perforaciones; si es soldada, longitud del miembro, descuentos, cortes y símbolo de la soldadura necesaria.
  - La forma de las cartelas y su numeración.
  - El título en donde se indique de qué elemento se trata y la cantidad necesaria de él para ejecutar la obra.
  - Los cortes, secciones o detalles necesarios para mostrar claramente la unión de los diferentes perfiles o las formas compuestas.
  - El despiece de aquellos perfiles que por su forma o localización sea difícil

acotar dentro del conjunto.

**9.5.16.6 FABRICACIÓN.** Deberá presentarse documentación que certifique la calidad de los materiales a usar.

La sustitución y/o modificación de un elemento o conexión, requerirá la autorización de la Supervisión de común acuerdo con el ingeniero responsable del diseño.

Para corregir curvatura, introducir contraflechas o enderezar, está permitido el uso de medios mecánicos o el calentamiento local del elemento. La temperatura de las áreas calentadas no excederá de 593° C para aceros ASTM A514 / A514M, y A852 / A852M, ni de 650° C para otros aceros, medida de acuerdo con métodos apropiados.

A menos que se indique específicamente en los planos de diseño o se incluya en las especificaciones de soldadura sobre preparación de bordes, no se requiere un cepillado o pulido de los bordes de chapas o secciones cortadas térmicamente o cizalladas.

Los bordes libres cortados con gas que vayan a estar sometidos a tracciones, estarán libres de estrías, muescas o socavaciones; estas irregularidades podrán permitirse siempre y cuando su profundidad no exceda de 5mm. Las irregularidades mayores de 5mm de profundidad se eliminarán con esmeril o serán reparadas con soldadura.

En estructuras de ensamble complicado, se recomienda realizar pre-armado en taller, para corregir posibles fallas que pudieran presentarse durante la ejecución del montaje en campo.

**9.5.16.7 CONSTRUCCIÓN SOLDADA.** La técnica empleada para sol-

dar, la calidad de la mano de obra, la apariencia y la calidad de las soldaduras efectuadas así como los métodos empleados para corregir el trabajo, deberán estar de acuerdo con la Norma AWS D1-1 vigente.

No se permitirá la ejecución de soldadura por personal no calificado por los organismos autorizados para tales fines.

**9.5.16.8 CONSTRUCCIÓN ATORNILLADA.** Las superficies de las partes a ser conectadas estarán libres de escamas sueltas, herrumbre, grasa, pintura, polvo y cualquier otra sustancia extraña.

Todas las partes de los miembros atornillados se sujetarán rígidamente entre sí con tornillos durante el montaje. Las operaciones para alinear los agujeros efectuados durante el montaje, no deberán distorsionar el metal o agrandar los agujeros. El alineamiento deficiente de las perforaciones será una causa de rechazo.

Cuando el espesor del material es igual o menor que el diámetro nominal del tornillo, los agujeros pueden ser punzonados. Si el espesor del material es mayor que el diámetro nominal del tornillo, así como los agujeros que se ejecuten en chapas de acero A514 de espesor superior a 13mm, serán taladrados.

Las superficies de partes unidas con tornillos de alta resistencia, en contacto con la cabeza del tornillo o con la tuerca, no deben presentar una inclinación mayor de 1 a 20 con respecto a un plano normal al ejedel tornillo. Cuando esta inclinación es mayor, se empleará una arandela biselada para compensar la falta de paralelismo.

### **9.5.17 PINTURA DE TALLER**

**9.5.17.5 REQUISITOS GENERALES.** A menos que en los documentos contractuales se especifique de otra manera, las partes de acero que quedarán ocultas por los acabados interiores de la edificación no requieren ser pintadas, tampoco los miembros embebidos en hormigón. Salvo cuando se exceptúe específicamente, a todas las demás partes de acero se le dará una capa de pintura en el taller, aplicada completa y uniformemente con brochas, pistola o rolo, o por flujo o inmersión, según lo establecido en las especificaciones del proyecto, sobre superficies secas que hayan sido limpiadas previamente, como se detalla en el párrafo siguiente.

Una vez inspeccionadas y aprobadas, antes de que salgan de taller, todas las partes de acero que se ha especificado pintar se limpiarán, manualmente con cepillo de alambre o con otros métodos seleccionados establecidos en las especificaciones del proyecto, para quitarles las escamas de laminación sueltas, herrumbre suelta, escoria de soldadura o depósitos de fundente, polvo y otras sustancias extrañas. Los depósitos de aceite y grasa serán retirados con disolventes. Las partes de acero que se ha especificado no pintarlas en el taller, luego de fabricarlas se limpiarán de aceite o grasa con disolventes y se les quitará el polvo y otros materiales extraños mediante un barrido cuidadoso con cepillos de fibra.

La capa de pintura en el taller tiene por objeto proteger el acero sólo durante corto tiempo de exposición, aun cuando sea la base para la pintura subsecuente que otros le aplicarán en obra.

Los pernos de anclajes deberán tener protección adecuada que evite su oxidación durante la vida útil de la estructura.

### **9.5.18 MONTAJE.**

**9.5.18.1 CONSIDERACIONES GENERALES.** Será requisito para iniciar la erección de la estructura, la presencia de la Supervisión.

- Las bases de los elementos se nivelarán a su cota correcta para que queden en pleno contacto con su pedestal.

- Siempre que sea necesario se colocarán arriostramientos temporales para resistir todas las cargas a que la estructura pueda estar sometida durante la construcción, incluyendo equipos y su operación. Estos arriostramientos se dejarán colocados mientras sean necesarios para la seguridad de la estructura.
- No se permitirá rasgado de agujero con oxi-corte.
- No se permitirá sobrecalentar los elementos para alinearlos o aplomarlos.
- Ningún miembro estructural será forzado sin la debida aprobación de la Supervisión y el visto bueno del ingeniero responsable del diseño.
- Siempre que se use tuercas de nivelación debajo de las placas base de las columnas, será obligatorio aplicar Grout (cemento de alta retracción) para rellenar el espacio entre el hormigón y la placa base de las columnas. Este deberá estar aplicado antes de vaciar cualquier losa en la estructura.
- Cuando se coloque placas de conexiones en estructuras de hormigón existentes, deberá removerse el pañete, morteros y mosaicos en caso de losas, sustituirlos por Grout con el mismo criterio que para placas de columnas.

**9.5.18.2 CONEXIONES DE CAMPO.** A medida que avanza el montaje los miembros y elementos que componen la estructura se asegurarán firmemente mediante pernos o soldaduras, a fin de resistir todas las solicitaciones debidas al peso propio, viento o sismo, así como las producidas durante el proceso constructivo.

No se colocarán pernos o soldaduras permanentes hasta que la parte de la estructura que vaya a quedar rigidizada por estos haya sido alineada correctamente.

Los tornillos serán seleccionados conforme a las especificaciones contenidas en los planos y su colocación verificados por la Supervisión.

**9.5.18.3 SOLDADURA DE CAMPO.** Las soldaduras en obra se harán conforme a la especificación del procedimiento de soldadura preparado por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de las normas AWS D1.1 y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Se limpiará con cepillo de alambre cualquier pintura de taller que esté sobre las superficies adyacentes a las juntas que van a ser soldadas en obra, a fin de reducir la película de pintura.

Para garantizar el adecuado almacenamiento de los electrodos y obtener una buena soldadura en campo, será de uso obligatorio hornos portátiles en obra.

**9.5.18.4 PINTURA DE CAMPO.** Las responsabilidades para el retoque y la limpieza, así como para el trabajo de pintura en general, se asignarán de acuerdo con las prácticas locales aceptadas y estas responsabilidades se establecerán explícitamente en los anexos que forman parte integrante del contrato.

**9.5.19 FORMATO DEL REGLAMENTO.** El presente Reglamento será publicado en el formato que disponga el Ministerio de Vivienda y Edificaciones de la República Dominicana.

# 10.



## Madera





---

## TÍTULO 10. MADERA

---

### CAPÍTULO 10.1

#### OBJETIVO, CAMPO DE APLICACIÓN Y DEFINICIONES

**10.1.1 OBJETIVO.** El presente reglamento establece los requisitos mínimos fundamentales para el diseño y la construcción de estructuras de madera en edificaciones, para garantizar su funcionalidad, estabilidad, seguridad, economía y durabilidad, y constituye el Título 10 del presente reglamento.

**10.1.2 CAMPO DE APLICACIÓN.** Este Reglamento es aplicable a los siguientes elementos de madera que conforman parcial o totalmente la estructura de una edificación, ya sean de carácter temporal o permanente:

- Elementos de Madera Maciza Sometidos a Cargas Transversales
- Elementos de Madera Maciza Sometidos a Carga Axial
- Elementos Compuestos (Diafragmas y Tijerillas o Cerchas ligeras de madera con luces de hasta 12 m)

- Uniones (Con Clavos, Tornillos y Pernos, como Elementos Sujetantes)
- Estructuras Provisionales (Encofrados y Andamios)

**10.1.2.1** Los tipos y elementos de madera, así como los criterios para el análisis y el diseño de estructuras no contemplados en este código, deberán ser presentados de acuerdo con los códigos internacionales vigentes que apliquen al caso, ante el MIVED, para su aceptación.

**10.1.3 APLICACIÓN.** El presente reglamento se ajustará a los requisitos del Título 2 sobre Cargas mínimas en Edificaciones. En adición, los elementos de madera y sus fijaciones se diseñarán para cumplir con la norma ASCE 7 mediante métodos basados en un análisis racional o en procedimientos de ensayo de laboratorio aprobados, ambos realizados de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica teórica y aplicada.

**10.1.4 EJECUCIÓN.** Los miembros de madera deben estar enmarcados, anclados, amarrados y arriostrados para desarrollar la fuerza y rigidez necesarias para los propósitos para los cuales son usados y para resistir las cargas impuestas como se establece en este código. La construcción en madera deberá ajustarse a las tolerancias, calidad y métodos de construcción prescritos en las normas del Título 12 de este código.

#### **10.1.5 FABRICACIÓN.**

**10.1.5.1** La preparación, la fabricación y la instalación de los elementos de madera y de las colas, los conectores y los dispositivos mecánicos de fijación se ajustarán a las buenas prácticas de ingeniería.

**10.1.5.2** Toda persona que desee fabricar o confeccionar conjuntos de cerchas de madera deberá obtener un certificado de competencia de la autoridad competente.

**10.1.5.3** Se adoptan las siguientes normas, establecidas en el capítulo 35 de

este código, para el diseño y la calidad de los elementos de madera y sus fijaciones:

**10.1.5.4** Asociación Americana de Productos de Tablero Duro, 887-B Wilmette Road, Palatine, IL 60067 AHA.

1. Tableros duros básicos ANSI/AHA A135.4-1982.
2. Paneles de madera dura pre acabados ANSI/AHA A135.5-1982.
3. Revestimiento de tableros duros ANSI/AHA A135.6-1990.
4. Tableros de fibra celulósica ANSI/AHA A194.1-1985.
5. Especificación recomendada de producto y aplicación - Cubierta aislante estructural para tejados, I.B. Spec. No. 1.
6. Especificación de producto y aplicación recomendada - Revestimiento de fibra de madera a base de clavos de media pulgada, I.B. Spec. No. 2.
7. Especificación de producto y aplicación recomendada: Revestimiento de fibra intermedia de 1/2 pulgada, especificación I.B. nº 3. No. 3.

**10.1.5.5** Instituto Americano de la Construcción en Madera, 333 West Hampden Avenue, Englewood, CO 80110 AITC.

1. Detalles de construcción típicos, AITC 104.
2. Código de prácticas sugeridas, AITC 106.
3. Norma para la construcción con madera pesada, AITC 108.
4. Norma para el tratamiento de conservación de la madera laminada estructural, AITC 109.
5. Normas de apariencia para la madera laminada estructural, AITC 110.
6. Norma para cubiertas de madera pesada machihembrada, AITC 112.
7. Norma para las dimensiones de los elementos estructurales de madera laminada encolada, AITC 113.
8. Especificaciones estándar para madera laminada encolada de frondosas, AITC 119.
9. Informe técnico nº 7, Cálculo de la resistencia al fuego de la madera laminada encolada.

**10.1.5.6** APA La Asociación de Madera de Ingeniería (antes APA Asociación Americana del Contrachapado), 7011 South 19th Street, Tacoma, WA 98466.

1. Guía de diseño de construcción de la APA, E30.
2. Especificación de diseño del contrachapado Y510J.
3. Especificación de diseño de madera contrachapada - Diseño y fabricación de vigas de madera contrachapada, Suplemento nº 1 S811.
4. Especificación de diseño de madera contrachapada - Diseño y fabricación de vigas de madera contrachapada, Suplemento nº 2 S812.
5. Especificaciones de diseño de madera contrachapada - Diseño y fabricación de paneles de madera contrachapada de piel tensada, Suplemento nº 3 U813.
6. Especificaciones de diseño de madera contrachapada - Diseño y fabricación de paneles sándwich de madera contrachapada, Suplemento nº 4 U814.
7. Especificaciones de diseño de madera contrachapada-Diseño y fabricación de vigas de madera contrachapada, Suplemento nº 5 H815.
8. Placa plegada de madera contrachapada, Informe de laboratorio 21 V910.
9. Guía de diseño/construcción de diafragmas de la APA L350.
10. Normas y políticas de rendimiento para paneles de uso estructural PRP-108.
11. Especificaciones de fabricación de revestimientos 303 B840.
12. Especificaciones estándar para madera laminada estructural de especies de coníferas, ANSI 117.
13. Madera laminada encolada estructural, ANSI A190.1.

**10.1.5.7** ASTM Internacional, 1916 Race Street, Philadelphia, PA 19103-1187 ASTM.

1. Métodos de prueba estándar para fijaciones mecánicas en madera, ASTM D1761.
2. Intemperie acelerada en madera tratada con retardante de fuego para pruebas de incendio, ASTM D2898.
3. Características de combustión superficial de los materiales de construcción, ASTM E84.

4. Propiedades higroscópicas de la madera ignífuga y los productos a base de madera, ASTM D3201.
5. Especificaciones estándar de los adhesivos para el encolado de madera contrachapada en el armazón de madera para sistemas de suelos, ASTM D3498.

**10.1.5.8** Asociación Americana de Conservadores de Madera, P.O. Box 361784, Birmingham, AL 359.6-1784.

1. Norma U1 de la AWWA sobre sistemas de categoría de uso.
2. Norma M4 de la AWWA sobre el cuidado de los productos de madera tratados a presión.

**10.1.5.9** Sección de Servicios de Desarrollo de Normas del Instituto Nacional de Normas y Tecnología, División de Aplicación y Análisis de Normas, Washington, D.C. 209.4 NIST.

1. Tablero de partículas conformado en mate CS9.6.
2. Madera laminada estructural PS56.
3. Madera contrachapada industrial y para la construcción PS1.
4. Norma de la madera blanda estadounidense PS20.
5. Norma de rendimiento para los paneles de uso estructural a base de madera PS2{\*}.

**{\*}** Todos los paneles estructurales a base de madera, excepto la madera contrachapada, deberán contar con la aprobación del producto y deberán ser ensayados de acuerdo con los protocolos de ensayo para zonas de huracanes de alta velocidad.

**10.1.5.10** Americano de la Madera, 222 Catoclin Circle SE, Suite 201, Leesburg, VA 20175.

1. ANSI/AWC NDS-2018: Especificación Nacional de Diseño para Construcciones de Madera con el Suplemento NDS 2018.
2. AWC Datos de diseño estructural de la madera.

3. AWC ST JR-2015: Tablas de vanos para viguetas y cabríos.
4. AWC 2015: Valores de diseño para viguetas y cabríos.
5. AWC WCD No. 1-Datos de construcción en madera No. 1, Detalles para la construcción de marcos de madera convencionales.
6. AWC WCD No. 4-Datos de construcción en madera No. 4, Estructura de tablas y vigas para edificios residenciales.
7. AWC WCD No. 5-Datos de construcción con madera No. 5, Construcción con madera pesada.
8. AWC WCD No. 6-Datos de Construcción con Madera No. 6, Diseño de Estructuras de Madera para la Permanencia.
9. ANSI/AWC PWF-2015: Especificación de diseño de cimientos permanentes de madera (PWF).
10. ANSI/AWC WFCM-2018: Manual de construcción de estructuras de madera para viviendas unifamiliares y bifamiliares.
11. ANSI/AWC SDPWS-2015: Disposiciones especiales de diseño para viento y sismo.

**10.1.5.11** Empresa maderera, Inc., 2402 Daniels Street, Madison, WI 53704.

TECO Normas y políticas de rendimiento para los paneles de uso estructural. PRP-133.

**10.1.5.12** Instituto de Placas de Cercha, 218 N. Lee Street, Suite 312, Alexandria, VA 29.14.

1. Norma nacional de diseño para la construcción de cerchas de madera con placas metálicas (excluyendo el capítulo 2).
2. Información sobre la seguridad de los componentes de la construcción (BCSI 1) Guía de buenas prácticas para la manipulación, la instalación y el arriostamiento de cerchas de madera conectadas con placas metálicas. [Una publicación conjunta con el Concilio Americano de Cerchas de Madera (WTCA)].

**10.1.6 DEFINICIONES.** Donde quiera que aparezcan estos términos en el presente Reglamento, serán definidos como se establece a continuación:

1. **ALERO:** Parte del techo que sobresale al exterior de la edificación.
2. **ALABEO:** Deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinales, transversales o de ambos.
3. **ALQUITRÁN:** Producto Bituminoso, semisólido o líquido que resulta de la destilación de materiales carbonáceos tales como la hulla, lignito, madera u otros.
4. **ANCLAJE:** Refuerzo que se emplea para el apoyo y/o la fijación de elementos en una construcción.
5. **ANDAMIO:** Armazón provisional que hace accesibles partes de la construcción que no lo son, y facilita el soporte y traslado de personal, materiales y herramientas. Puede estar apoyado en el suelo o suspendido.
6. **ANGULAR:** Refuerzo metálico de diferentes dimensiones, generalmente doblado a 90 grados, que se emplea como elemento de fijación.
7. **APUNTALAR:** Acción de afirmar o fijar con puntales.
8. **ARANDELA:** Pieza metálica plana con forma de anillo o cuadrada y con una perforación en el centro, utilizada con tornillos, pernos y otros elementos de unión para repartir la presión ejercida por ellos.
9. **ÁREA NETA:** Es la que resulta de eliminar del área de un elemento estructural, el área proyectada para orificios de tornillos, pernos o cualquier otra que implique una reducción de su área total.
10. **ARISTA:** Línea de intersección de las superficies que forman dos planos adyacentes.

11. **ARMADO:** Ordenamiento de los elementos componentes de una construcción.
12. **ARRIOSTRAMIENTO:** Elemento (madera o metal) que se usa en una estructura con el fin de garantizar su estabilidad.
13. **ASIENTOS O ARRASTRES:** Son los apoyos de los puntales y sirven para transmitir las cargas del encofrado y del concreto fresco al suelo firme.
14. **ASTM:** Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society for Testing and Materials).
15. **AWPA:** Asociación Americana para la Preservación de la Madera (American Wood-Preservers' Association).
16. **BARROTES O BIROTOS:** Son elementos del encofrado que tienen la función de dar soporte y rigidez a la duela de contacto.
17. **BREA:** Sustancia de residuo oscura y densa que queda después de la evaporación parcial o destilación fraccionada del alquitrán o de sus derivados, usado generalmente como aislante o pegamento.
18. **CANALETA:** Canal fijado en el interior de un alero, que se utiliza para recoger el agua de lluvia que cae sobre la cubierta de techo, y conducirla hacia los bajantes pluviales de una edificación.
19. **CANTO:** Cada uno de los lados o remates de una pieza, perpendiculares a las caras y paralelas al eje longitudinal de dicha pieza.
20. **CARGA ADMISIBLE:** Fuerza calculada en base a los esfuerzos admisibles y las leyes de la mecánica estructural para un elemento dado.

21. **CARGADERAS:** Son elementos usados en encofrados de vigas, losas y otros para soportar y transmitir cargas a los puntales.
22. **CARTÓN ASFÁLTICO:** Material fabricado en forma de rollo o de lámina, compuesto de un cartón saturado de asfalto o betún asfáltico que se utiliza generalmente como barrera contra la humedad.
23. **CERCHAS O TIJERILLAS:** Conjunto de elementos estructurales, dispuestos en forma de triángulos simples o compuestos que pueden trabajar a tensión, compresión, flexo-compresión y flexo-tracción.
24. **CIELO RASO:** Revestimiento interior del techo de las edificaciones.
25. **CIMENTACIÓN CORRIDA:** Tipo de cimiento superficial que corre horizontalmente debajo de los elementos portantes (generalmente muros) de una edificación, transmitiendo sus cargas al terreno de fundación.
26. **CONTENIDO DE HUMEDAD (CH):** Peso del agua en la madera expresada como un porcentaje de su peso anhidro.
27. **CORTAFUEGO:** Elemento de distintos materiales, que se usa para impedir o retardar la propagación del fuego.
28. **CORREAS:** Son elementos que se disponen sobre las viguetas de pisos o techos, con la finalidad de unirlos y de transmitirles las cargas de la cubierta que se apoya en ellos.
29. **COSTILLAS O LARGUEROS:** Son los elementos del encofrado que dan rigidez al forro o duela de contacto.
30. **CREOSOTA:** Mezcla de compuestos con altos contenidos de ácidos y bases de alquitrán, usada para la preservación de la madera.

31. **CUBIERTA:** Revestimiento de piso, entrepiso o techo.
32. **CUERDA:** El conjunto de las piezas que definen el perímetro de una tijerilla o cercha.
33. **CUMBRERA:** Línea horizontal de nivel más elevado que presenta una cubierta de techo.
34. **CUÑA:** Pieza de madera usada para asentar y calzar elementos en un encofrado.
35. **CHAFLÁN:** Resultado del biselado del borde o arista de una pieza de madera.
36. **CHAPA:** Lámina delgada de madera (de espesor no mayor de 6 mm), obtenida por corte plano de un rollizo.
37. **DEFORMACIÓN:** Variación de la forma de un elemento estructural por la aplicación de cargas.
38. **DEFORMACIONES DIFERIDAS:** Son aquellas que ocurren en un elemento o estructura con el transcurso del tiempo, debido a la acción continua de cargas.
39. **DENSIDAD:** Peso por unidad de volumen.
40. **DIAFRAGMAS:** Son elementos estructurales colocados horizontal (techos y entrepisos) ó verticalmente (paredes de corte y tabiques) con la condición común de transmitir fuerzas cortantes en su plano.
41. **DIMENSIÓN DE CÁLCULO:** Es la que tiene una pieza de madera después de ser cepillada.

- 42. DIMENSIÓN NETA:** Medida final de un elemento de madera después de haber sido procesado mediante secado, cepillado, rebajado u otro.
- 43. DIMENSIÓN NOMINAL:** Es la que tiene una pieza de madera antes de las operaciones de maquinado, comúnmente denominada dimensión comercial.
- 44. DISTANCIA AL BORDE:** Distancia medida desde el centro de un elemento de unión a una arista lateral de una pieza.
- 45. DISTANCIA AL EXTREMO:** Distancia de un elemento de unión a la arista extrema de una pieza.
- 46. DURAMEN:** Es la madera que proviene de la zona central de árbol, esta constituida por células maduras.
- 47. DURMIENTE:** Pieza o elemento de madera colocado de forma horizontal, sobre el cual se apoyan otros, horizontales, verticales ó inclinados.
- 48. ELEMENTOS COMPUESTOS:** Son los formados mediante la unión de varios elementos estructurales entre sí, dispuestos para soportar las sollicitaciones que puedan presentarse en una estructura mediante el trabajo en conjunto.
- 49. ELEMENTOS DE UNIÓN:** Se emplean para ensamblar piezas, para lograr su continuidad, forma y resistencia. Generalmente son de acero o de otro metal.
- 50. ELEMENTOS MIXTOS:** Son elementos estructurales que se forman con la unión de diferentes tipos de materiales trabajando como uno, tales como vigas o columnas mixtas (de madera y metal), uniones mixtas (de madera y placas o accesorios metálicos), etc.

**51. ENCOFRADO:** Es el recipiente dentro del cual se realiza el vaciado del hormigón para obtener la configuración de diseño requerida. Aún cuando este se use de forma temporal, tiene un efecto permanente sobre la estructura final del hormigón.

**52. ENTABLADO:** Revestimiento de elementos de madera unidos por sus bordes y que descansan en algún tipo de apoyo, pueden usarse en entrepisos, techos o paredes.

**53. ENTRAMADO:** Conjunto de elementos o piezas de madera convenientemente unidas entre si. Es el esqueleto estructural de una edificación, puede ser horizontal o vertical.

**54. ESCUADRÍA:** Son las dimensiones de la sección transversal de una pieza que está o ha de ser labrada a escuadra.

**55. ESFUERZO ADMISIBLE:** Es el que representa el esfuerzo máximo real que se considera adecuado para el diseño de los elementos estructurales de una edificación.

**56. ESFUERZO BÁSICO:** Es el índice de la resistencia de un elemento de madera libre de defectos (de fibra recta, libre de nudos y rajaduras), al que se aplican diversos factores de corrección, según las condiciones en que se encuentre el elemento en estudio, para obtener el Esfuerzo Admisible asociado.

**57. ESFUERZO CALCULADO:** Es el esfuerzo resultante de las solicitaciones de servicios.

**58. ESFUERZO DE ROTURA:** Es el obtenido empleando la carga máxima que puede soportar un espécimen al ser ensayado.

**59. ESPACIAMIENTO:** Distancia entre elementos.

- 60. ESPESOR:** Dimensión menor de la escudaría de una pieza.
- 61. ESTRUCTURAS PROVISIONALES:** Son aquellas destinadas a cumplir diferentes funciones, como pueden ser de apoyo, transporte u otras mientras dure el proceso de construcción. Estas generalmente son desmanteladas después de haber cumplido la función temporal para la que fueron creadas.
- 62. FIBRAS:** Son las que definen la dirección de los elementos celulares axiales de la madera con relación al eje del árbol.
- 63. FORRO O DUELA DE CONTACTO:** Es la madera en encofrados que tiene como función dar forma y acabado al hormigón. Deberá mantener siempre sus propiedades estructurales.
- 64. FRISO:** Tabla ubicada de canto, de forma tal que una de sus caras sirva de remate.
- 65. FUNGICIDA:** Compuesto utilizado para la destrucción de hongos.
- 66. GALLETAS:** Son piezas que sirven para unir y fijar elementos en un encofrado.
- 67. IGNÍFUGOS:** Compuestos químicos que reducen el grado de combustibilidad de la madera y la velocidad de propagación de las llamas, retardando la acción del fuego.
- 68. JUNTA CONSTRUCTIVA:** Espacio libre que queda entre dos partes contiguas de una construcción.
- 69. MACHIHEMBRADO:** Ensamble de dos piezas de madera por sus bordes, de manera que tengan un encaje perfecto.

70. **MADERA LAMINADA:** Placa compuesta de un conjunto de capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las capas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicular entre sí.
71. **MADERA HÚMEDA:** Madera aserrada de Contenido de Humedad (CH) mayor al 18%. El valor máximo admisible se limita al 30%.
72. **MADERA SECA:** Madera aserrada de Contenido de Humedad (CH) menor o igual al 18%.
73. **MADERA TRATADA:** Es la que se ha sometido a un proceso de secado y preservación.
74. **MADERA EN ESTADO VERDE:** Es la que no ha sufrido ningún proceso de secado. Generalmente su contenido de humedad es superior al 30%.
75. **MÓDULO DE CORTE O RIGIDEZ:** Es el que relaciona las deformaciones con los esfuerzos de corte que les dan origen.
76. **MÓDULO DE ELASTICIDAD:** Es la medida de la rigidez de un material, en la madera puede determinarse directamente de la curva esfuerzo-deformación, obtenida mediante los ensayos empleados en los esfuerzos de rotura.
77. **MONTAJE:** Acción y efecto de ensamblar, acoplar y levantar los diferentes componentes de una construcción.
78. **MONTANTE:** Pieza que generalmente en posición vertical en el plano de trabajo, forma parte de un sistema estructural. En tijerillas o cerchas es usado como elemento de refuerzo y soporte vertical (véase fig. 73).
79. **MUESCA O MORDIDA:** Hueco que se realiza en una pieza de madera para encajar otra.

**80. MURO CORTAFUEGO:** Pared separadora de material resistente al fuego, usada en edificaciones para dividir e impedir la propagación del fuego de un lado a otro.

**81. NAFTENATOS:** Son compuestos cerosos o gomosos usados para la preservación de la madera. Dentro de los más comunes se encuentran los de cobre o zinc.

**82. PAREDES DE CORTE:** Son elementos verticales diseñados para resistir las cargas laterales y gravitacionales que se puedan producir en una edificación de madera y pueden estar constituidas por un entramado de pies derechos, soleras perimetrales, rigidizadores intermedios y por algún tipo de revestimiento de madera.

**83. PENTACLOROFENOL:** Compuesto químico cristalino usado para la preservación de la madera, se forma por reacción del cloro sobre el fenol. Es muy eficaz contra hongos e insectos.

**84. PESO ANHIDRO:** Es el que se obtiene de la madera que se ha secado al horno a una temperatura de  $103 \pm 2^\circ \text{C}$ .

**85. PESO ESPECÍFICO DE LA MADERA:** Relación entre la densidad de la madera y la densidad del agua.

**86. PIE DE AMIGO:** Elemento de sección rectangular o cuadrada que generalmente se usa con una inclinación de 45 grados o más para dar estabilidad y sostén a encofrados de muros y columnas.

**87. PIE DERECHO:** Pieza vertical que generalmente trabaja a compresión y sirve para dar soporte y rigidez a los entramados de paredes de madera.

**88. PIEZAS DE MADERA ESTRUCTURAL:** Son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente,

y que requieren de un proceso de análisis y diseño para su dimensionamiento.

- 89. PLATEA O LOSA DE CIMENTACIÓN:** Placa de hormigón armado, que se extiende bajo el área completa de una edificación, generalmente usada en casos de suelos blandos y cargas excesivas.
- 90. PLETINA O PLATINA:** Pieza metálica tipo placa alargada, empleada en la fijación de elementos estructurales.
- 91. POSTES:** Son elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada.
- 92. PROCESO DE PRESERVACIÓN:** Consiste en aplicar sustancias químicas, capaces de prevenir o contrarrestar la acción de varios tipos de organismos y factores que afectan la integridad de la madera.
- 93. PUNTALES:** Son elementos que se usan para soportar temporalmente una construcción, generalmente recibe las cargas que le transmiten las cargas en un encofrado.
- 94. REVESTIMIENTO:** Elemento de construcción con que se le da terminación y resguardo a una superficie. Puede ser estructural o no.
- 95. RIGIDIZAR:** Fijar y asegurar los elementos de una estructura, enlazándolos unos con otros para que presenten mayor estabilidad frente a las cargas.
- 96. RODAPIÉS:** Pieza que se usa para dar soporte inferior a los barrotes o birotos de un encofrado de madera.
- 97. ROLLIZO:** Madera en forma cilíndrica, que se emplea sin elaborar.
- 98. SALES CCA:** Sales preservadoras de la madera, cuyos componentes activos son cobre, cromo y arsénico. Suelen ser ácidas y por lo tanto corrosivas.

**99. SALES CCB:** Sales preservadoras de la madera, cuyos componentes activos son cobre, cromo y boro. Estas sales son poco nocivas para los seres humanos y animales por no contener arsénico en su composición.

**100. SECADO:** Proceso mediante el cual se disminuye el contenido de humedad de la madera.

**101. SECCIÓN LONGITUDINAL:** Es la que resulta de cortar una madera en sentido paralelo a sus fibras.

**102. SECCIÓN TRANSVERSAL:** Es la que resulta de cortar una madera en sentido perpendicular a sus fibras.

**103. SELLADOR:** Material interpuesto entre dos piezas de una junta para cerrar el espacio libre que queda entre ellas. También es usado en forma de sustancia líquida, para cubrir los poros de diversas superficies.

**104. SOLERA:** Pieza horizontal de madera que asentada sobre un muro, piso o entramado (horizontal o vertical) sirve de apoyo y/o amarre a otros elementos horizontales, verticales o inclinados, tales como pies derechos, viguetas u otros.

**105. TABLEROS:** Son elementos que se obtienen por medio de algún proceso industrial, a partir de la madera. Estos pueden ser de plywood, madera contrachapada de fibras o de partículas, etc.

**106. TAPAJUNTAS:** Listón de madera u otro material usado para cubrir una junta constructiva.

**107. TÍMPANO:** Superficie triangular circunscrita entre las cuerdas superiores inclinadas de la parte frontal o posterior de un techo de madera a dos aguas y su base o cuerda inferior. Véase Fig. 55.

**108. TIRANTE:** Elemento de un sistema estructural que para cargas gravitacionales trabaja a tracción. Se usa en tijerillas o cerchas, sistemas de techos (Véase Fig. 53) u otros.

**109. TORNILLO ROSCA MADERA:** Tornillo de rosca uniforme y cónica, usado como elemento de fijación en madera.

**110. TRABAJO EN CONJUNTO:** Es cuando tres o más elementos de un sistema soportan una carga común distribuida entre ellos, presentando un buen comportamiento estructural.

**111. UNIÓN:** Intersección de dos o más elementos de una estructura.

**112. VIGAS:** Elemento horizontal o inclinado sometido principalmente a cargas transversales, cuyo trabajo principal es a flexión.

**113. VIGUETAS:** Son vigas secundarias, cuya función principal es la de soportar directamente las cargas de techos, pisos o entrepisos, siendo soportadas a la vez por otros elementos estructurales tales como vigas, muros y otros.

**114. VOLADIZO:** Elemento estructural con un extremo libre, que sobresale de las paredes de una construcción.

**115. YUGOS:** Son los elementos del encofrado usados para soportar y rigidizar los barros o birotos.

**116. ZÓCALO:** Elemento de protección de las paredes que se coloca en la intersección del piso con éstas. Puede ser de madera u otro.

**10.1.7 NOTACIÓN GENERAL.** Los términos utilizados en este reglamento tendrán la notación y el significado que se indica a continuación:

- $A$  = área de la sección transversal de un elemento o área de apoyo,  $\text{cm}^2$
- $b$  = ancho de la sección transversal de un elemento,  $\text{cm}$ .
- $c$  = distancia del eje neutro a las fibras extremas,  $\text{cm}$ .
- $C$  = constante de modificación para madera contrachapada o plywood.
- $C_c$  = factor crítico de esbeltez en vigas y viguetas.
- $C_k$  = constante límite entre columnas intermedias y largas
- $C_s$  = factor de esbeltez en vigas y viguetas.
- $CH$  = contenido de humedad en %.
- $D$  = diámetro de un elemento de unión (clavo, tornillo o perno),  $\text{mm}$ .
- $D'$  = diámetro nominal de un tornillo rosca madera,  $\text{mm}$
- $E$  = módulo de elasticidad de la madera,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $E_{\text{min}}$  = módulo de elasticidad mínimo,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $FCH$  = factor de reducción por contenido de humedad
- $FDC$  = factor de reducción por duración de carga
- $FT$  = factor de reducción por tamaño
- $F$  = factor de ajuste del peso volumétrico del hormigón
- $f_{\text{cpd}}$  = esfuerzo calculado de compresión en la dirección perpendicular a las fibras,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $f_m$  = esfuerzo máximo calculado por flexión,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $f_v$  = esfuerzo cortante paralelo a las fibras calculado,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{adm}}$  = esfuerzo admisible,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_b$  = esfuerzo admisible para flexión,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{bp}}$  = esfuerzo admisible para flexión, considerando tendencia al pandeo lateral en vigas o viguetas de madera,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{cpd}}$  = esfuerzo admisible para compresión perpendicular a las fibras,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{cpl}}$  = esfuerzo admisible para compresión paralela a la fibra,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{cr}}$  = esfuerzo crítico de pandeo de Euler,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_{\text{c}\theta}$  = esfuerzo admisible para compresión actuando en una dirección  $\theta$ , respecto a las fibras,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_t$  = esfuerzo admisible para tracción paralela a la fibra,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $F_v$  = esfuerzo admisible para cortante paralelo a las fibras,  $\text{kg}/\text{cm}^2$
- $G$  = módulo de corte o rigidez,  $\text{kg}/\text{cm}^2$

- $h$  = peralte de la sección transversal de un elemento, cm
- $h_1$  = peralte de la sección en la zona del recorte, cm
- $H_1$  = altura del hormigón sobre el nivel analizado, en un encofrado para columnas, m
- $I$  = momento de inercia centroidal de la sección transversal de un elemento,  $\text{cm}^4$
- $lb/Q$  = constante para fuerza cortante por flexión madera contrachapada o plywood
- $K$  = factor de longitud efectiva de una columna
- $K_m$  = factor de amplificación de momentos debido a cargas axial
- $l$  = longitud no arriostrada de un elemento, m
- $l_e$  = longitud efectiva de un elemento, m
- $L$  = luz entre caras de apoyos o distancia de la cara del apoyo al extremo (en el caso de voladizos) de un elemento sometido a cargas transversales, cm o m
- $L_u$  = longitud entre apoyos o soportes laterales de un elemento, cm
- $\Delta$  = separación máxima entre apoyos de elementos de encofrados, para cumplir con los requisitos de deflexiones máximas admisibles, cm
- $M$  = momento máximo flexionante, kg-cm
- $n$  = número de planos de cortante
- $N$  = carga de compresión actuante en el elemento, kg
- $N_{adm}$  = carga axial admisible a compresión, kg
- $N_{cr}$  = carga crítica de Euler para pandeo, kg
- $P$  = carga admisible de un elemento de unión donde las fuerzas sean paralelas a las fibras, kg
- $PE$  = carga admisible para clavos y tornillos en uniones de madera sometidas a fuerzas de extracción, en kg/cm de penetración en la pieza que contenga la punta
- $PL$  = carga admisible para clavos y tornillos en uniones de madera sometidas a fuerzas laterales, kg
- $Plat$  = presión lateral calculada en los elementos de un encofrado de madera,  $\text{kg}/\text{m}^2$
- $Q$  = carga admisible de un elemento de unión donde existan fuerzas perpendiculares a las fibras, kg

## CAPÍTULO 10.2

### CRITERIOS GENERALES PARA SELECCIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL

**10.2.1 CALIDAD.** Toda madera utilizada como elemento estructural, deberá satisfacer los requisitos mínimos de la Norma de Clasificación Visual por Defectos, establecidos en el Anexo 3, y cumplir con los requerimientos de las secciones 10.2.2 a la 10.7.2, en cuanto a clasificación y resistencia.

**10.2.1.1 MADERA ASERRADA.** La madera aserrada utilizada para soportar cargas, incluida la madera unida por los extremos o encolada por los bordes, y la madera clasificada o evaluada a máquina, deberá identificarse con la marca de clasificación de una agencia de clasificación o inspección de madera que haya sido aprobada por un organismo de acreditación que cumpla con el documento DOC PS 20 o equivalente. Las prácticas de clasificación e identificación deberán cumplir con las normas publicadas por una agencia aprobada de acuerdo con los procedimientos del DOC PS 20 o procedimientos equivalentes.

**10.2.1.1.1 CERTIFICADO DE INSPECCIÓN.** En lugar de una marca de clasificación en el material, se permite aceptar un certificado de inspección en cuanto a la especie y la clasificación emitido por una agencia de clasificación o inspección de la madera que cumpla los requisitos de esta sección para la madera precortada, remanufacturada o aserrada en bruto y para tamaños superiores a 3 pulgadas (76 mm) de grosor nominal.

**10.2.1.1.2 MADERA CON JUNTAS EXTREMAS.** Se permite el uso de la madera con juntas en los extremos de forma intercambiable con miembros aserrados sólidos de la misma especie y grado. La madera con juntas extremas que se utilice en un conjunto que deba tener una clasificación de resistencia al fuego deberá tener la designación “Adhesivo resistente al calor” o “HRA” incluida en su marca de calidad.

**10.2.1.2 VIGAS EN I DE MADERA PREFABRICADA.** Las capacidades estructurales y las disposiciones de diseño para las viguetas en I de madera prefabricadas se establecerán y controlarán de acuerdo con la norma ASTM D5055.

**10.2.1.3 MADERA ESTRUCTURAL LAMINADA.** Las maderas laminadas encoladas deberán fabricarse e identificarse como se exige en ANSI/AITC A190.1 y ASTM D3737.

**10.2.1.4 MADERA ESTRUCTURAL LAMINADA TRANSVERSALMENTE.** Las maderas laminadas transversalmente se fabricarán e identificarán de acuerdo con la norma ANSI/APA PRG 320.

**10.2.1.5 PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA.** Los paneles estructurales de madera, cuando se utilicen estructuralmente (incluidos los utilizados para revestimiento, revestimiento de techos y paredes, contrapisos, diafragmas y miembros contruados), deberán cumplir con los requisitos para su tipo en DOC PS 1, DOC PS 2 o ANSI/APA PRP 210. Cada panel o elemento deberá ser identificado en cuanto a su grado, clasificación de adherencia y categoría de rendimiento por las marcas de una agencia de ensayos y clasificación aprobada. El valor de la categoría de rendimiento se utilizará como “espesor nominal del panel” o “espesor del panel” siempre que se haga referencia en este código. Los componentes de los paneles estructurales de madera deben ser diseñados y fabricados de acuerdo con las normas aplicables enumeradas en la Secciones 10.6 y 10.37 e identificados por las marcas de una agencia de pruebas e inspección aprobada que indique la conformidad con la norma aplicable. Además, los paneles estructurales de madera, cuando estén expuestos permanentemente en aplicaciones exteriores, deberán ser del tipo Exterior, excepto que el revestimiento de los paneles estructurales de madera de los techos expuestos al exterior en la parte inferior está permitido que sea del tipo Exposición 1.

**10.2.1.6 MADERA DE FIBRA (FIBERBOARD).** La madera de fibra para sus diversos usos deben cumplir con la norma ASTM C208. Los tableros de fibra, cuando se utilicen estructuralmente, deberán ser identificados por una agencia aprobada como conformes a la norma ASTM C208.

**10.2.1.6.1 UNIONES.** Para asegurar un ensamblaje ajustado, los bordes se fabricarán con uniones cuadradas, engrapadas, biseladas, machihembradas o en forma de U.

**10.2.1.6.2 AISLAMIENTO DE TEJADOS.** Cuando se utilice como aislamiento de techados en todo tipo de construcciones, los tableros de fibra deberán estar protegidos con una cubierta de tejado aprobada.

**10.2.1.6.3 AISLAMIENTO DE PAREDES.** Cuando se instalen y bloqueen contra el fuego, los tableros de fibras están permitidos como aislamiento de paredes en todos los tipos de construcción. En las paredes y barreras cortafuegos, los tableros deben estar cementados directamente al concreto, mampostería u otra base no combustible y deben estar protegidos con una chapa no combustible aprobada anclada a la base sin espacios de aire intermedios.

**10.2.1.6.3.1 PROTECCIÓN.** El aislamiento de fibra de madera aplicado en el exterior de los muros de cimentación deberá estar protegido por debajo del nivel del suelo con un revestimiento bituminoso.

**10.2.1.7 TABLEROS DUROS.** El revestimiento de tableros duros debe cumplir con los requisitos de la norma ANSI A135.6 y, cuando se utilice estructuralmente, debe estar identificado con la etiqueta de una agencia aprobada. El contrapiso de tableros duros deberá cumplir con los requisitos de resistencia de los tableros duros de clase de servicio de 5,6 mm (7/32 pulgadas) o de 6,4 mm (1/4 de pulgada), cepillados o lijados por un lado hasta lograr un espesor uniforme de no menos de 5,1 mm (0,200 pulgadas). Los tableros duros pre acabados deben cumplir los requisitos de la norma ANSI A135.5. Otros productos básicos de tableros duros deben cumplir los requisitos de la norma ANSI A135.4. Los productos de tableros duros se instalarán de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

**10.2.1.8 TABLEROS DE PARTÍCULAS.** Los tableros de partículas deben cumplir con la norma ANSI A208.1. Los tableros de partículas se identificarán me-

diante la marca de calidad o el certificado de inspección emitido por un organismo autorizado. Los tableros de partículas no se utilizarán para aplicaciones distintas a las indicadas en esta sección, a menos que los tableros de partículas cumplan con las disposiciones de la Sección 10.37.

**10.2.1.8.1 CONTRAPISO.** El contrapiso de tableros de partículas debe cumplir con el Tipo PBU de ANSI A208.1. El contrapiso de tipo PBU no debe tener un espesor inferior a 6,4 mm (1/4 de pulgada) y debe instalarse de acuerdo con las instrucciones de la Asociación de Paneles Compuestos.

**10.2.1.9 MADERA TRATADA CON CONSERVANTES.** La madera, el contrachapado, los pilotes y los postes que soportan las estructuras permanentes que se exigen en la sección 9.4.12 deben ser tratados con conservantes, de acuerdo con las normas U1 y M4 de la AWWA. La madera y el contrachapado utilizados en los sistemas de cimentación permanente de madera se ajustarán al Título 4.

**10.2.1.9.1 IDENTIFICACIÓN.** La madera que, de acuerdo con el apartado 9.4.12, debe ser tratada con conservantes, deberá llevar la marca de calidad de un organismo de inspección que mantenga una supervisión, ensayo e inspección continuos sobre la calidad de la madera tratada con conservantes. Los organismos de inspección de la madera tratada con conservantes deberán figurar en la lista de un organismo de acreditación que cumpla con los requisitos del Programa de Madera Tratada de las Normas Americanas de la Madera, o su equivalente. La marca de calidad estará en un sello o etiqueta colocada en la madera tratada con conservantes, e incluirá la siguiente información:

1. Identificación del fabricante del tratamiento.
2. Tipo de conservante utilizado.
3. Retención mínima de conservante (pcf).
4. Uso final para el que se trata el producto.
5. Norma de la AWWA según la cual se ha tratado el producto.
6. Identidad del organismo de inspección acreditado.

**10.2.1.9.2 CONTENIDO DE HUMEDAD.** Cuando se utilice madera tratada con conservantes en lugares cerrados donde no pueda producirse fácilmente el secado en servicio, dicha madera deberá tener un contenido de humedad del 19 por ciento o menos antes de ser cubierta con aislamiento, acabado interior de paredes, revestimiento de suelos u otros materiales.

**10.2.1.10 MADERA COMPUESTA ESTRUCTURAL.** Las capacidades estructurales de la madera compuesta estructural se establecerán y controlarán de acuerdo con la norma ASTM D5456.

**10.2.1.11 MIEMBROS DE TRONCOS ESTRUCTURALES.** La clasificación de los esfuerzos de los elementos de troncos estructurales de forma no rectangular, como los que se utilizan normalmente en las construcciones de troncos, se hará de acuerdo con la norma ASTM D3957. Dichos elementos estructurales de tronco se identificarán con la marca de clasificación de un organismo de clasificación o inspección de madera aprobado. En lugar de una marca de clasificación en el material, se permitirá un certificado de inspección en cuanto a la especie y el grado emitido por una agencia de clasificación o inspección de madera que cumpla los requisitos de esta sección.

**10.2.1.12 POSTES Y PILOTES DE MADERA REDONDA.** Los postes y pilotes de madera redonda deberán cumplir con las normas ASTM D3200 y ASTM D25, respectivamente.

**10.2.1.13 TABLERO DE BORDE DE MADERA DISEÑADA.** Los tableros de borde de madera de ingeniería deben cumplir con la norma ANSI/APA PRR 410 o deben ser evaluados de acuerdo con la norma ASTM D7672. Las capacidades estructurales deben ser conformes a la norma ANSI/APA PRR 410 o establecidas de acuerdo con la norma ASTM D7672. Los tableros de borde que se ajusten a la norma ANSI/APA PRR 410 deberán estar marcados de acuerdo con dicha norma.

**10.2.2 MADERA CON TRATAMIENTO IGNIFUGO.** La madera tratada como

retardante del fuego es cualquier producto de madera que, cuando se impregna con productos químicos mediante un proceso de presión u otros medios durante la fabricación, debe tener, cuando se ensaya de acuerdo con ASTM E84 o UL 723, un índice de propagación de la llama listado de 25 o menos y no mostrar evidencia de combustión progresiva significativa cuando la prueba se continúa durante un período adicional de 20 minutos. Además, el frente de la llama no debe progresar más de 101/2 pies (3200 mm) más allá de la línea central de los quemadores en ningún momento durante la prueba.

**10.2.2.1 PROCESO DE PRESIÓN.** En el caso de los productos de madera impregnados con productos químicos mediante un proceso a presión, el proceso se realizará en recipientes cerrados a una presión no inferior a 50 libras por pulgada cuadrada (psi) (345 kPa).

**10.2.2.2 OTROS MEDIOS DURANTE LA FABRICACIÓN.** En el caso de los productos de madera impregnados con productos químicos por otros medios durante la fabricación, el tratamiento será parte integrante del proceso de fabricación del producto de madera. El tratamiento deberá proporcionar una protección permanente a todas las superficies del producto de madera. El uso de pinturas, recubrimientos, tintes u otros tratamientos superficiales no es un método aprobado de protección como se requiere en esta sección.

**10.2.2.3 PRUEBAS.** En el caso de los productos de madera producidos por otros medios durante la fabricación, que no sean un proceso de presión, todas las caras del producto de madera se someterán a prueba de acuerdo con la sección 10.2.2 y producirán los resultados requeridos. En el caso de los paneles estructurales de madera, solo se podrán ensayar las caras frontal y posterior.

**10.2.2.4 ETIQUETADO.** Además de las etiquetas requeridas en la Sección 10.2.1.1 para la madera aserrada y en la sección 10.2.1.5 para los paneles estructurales de madera, cada pieza de madera tratada con retardante de fuego y los paneles estructurales de madera deberán estar etiquetados. La etiqueta deberá contener los siguientes elementos

1. La marca de identificación de una agencia aprobada de acuerdo con la el Título 4.
2. La identificación del fabricante del tratamiento.
3. El nombre del tratamiento ignífugo.
4. La especie de madera tratada.
5. Índice de propagación de la llama y de desarrollo del humo.
6. Método de secado después del tratamiento.
7. La conformidad con las normas apropiadas de acuerdo con las secciones 10.2.2.5 a la 10.2.2.8
8. En el caso de la madera con tratamiento ignífugo expuesta a la intemperie y a lugares húmedos o mojados, incluir la mención “No se produce un aumento de la clasificación indicada cuando se somete a la prueba de lluvia estándar” (ASTM D2898).

**10.2.2.5 AJUSTES DE RESISTENCIA.** Los valores de diseño para la madera no tratada y los paneles estructurales de madera, según se especifica en la Sección 10.2.1, se ajustarán para la madera tratada con retardante de fuego. Los ajustes de los valores de diseño se basarán en un método de investigación aprobado que tenga en cuenta los efectos de la temperatura y la humedad previstas a las que estará sometida la madera tratada con retardante de fuego, el tipo de tratamiento y los procedimientos de resecado.

**10.2.2.5.1 PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA.** El efecto del tratamiento y el método de resecado después del tratamiento, así como la exposición a altas temperaturas y altas humedades sobre las propiedades de flexión de la madera contrachapada de coníferas tratada con retardante del fuego, se determinará de acuerdo con la norma ASTM D5516. Los datos de los ensayos desarrollados por la norma ASTM D5516 se utilizarán para desarrollar factores de ajuste, cargas y luces máximas, o ambos, para los valores de diseño del contrachapado, sin tratar de acuerdo con la norma ASTM D6305. Cada fabricante publicará las cargas y luces máximas admisibles para el servicio, como revestimiento de suelos y techos para su tratamiento.

**10.2.2.5.2 MADERA.** Para cada especie de madera tratada, los efectos del tratamiento, el método de resecado después del tratamiento y la exposición a temperaturas y humedades elevadas sobre las propiedades de diseño admisibles de la madera tratada con retardantes del fuego se determinarán de acuerdo con la norma ASTM D5664. Los datos de los ensayos desarrollados por la norma ASTM D5664 se utilizarán para desarrollar factores de modificación para su uso a temperatura ambiente o cercana a ella y a temperaturas y humedades elevadas, de acuerdo con la norma ASTM D6841. Cada fabricante publicará los factores de modificación para el servicio a temperaturas no inferiores a 27 °C (80 °F) y para el armazón del techo. Los factores de modificación de la estructura del tejado deben tener en cuenta la ubicación climatológica.

**10.2.2.6 EXPOSICIÓN A LA INTEMPERIE, LUGARES HÚMEDOS O MOJADOS.** Cuando la madera tratada con retardante de fuego esté expuesta a la intemperie o a lugares húmedos o mojados, se identificará como “Exterior” para indicar que no hay un aumento en el índice de propagación de la llama enumerado, tal como se define en la Sección 10.2.2, cuando se somete a la norma ASTM D2898.

**10.2.2.7 APLICACIONES INTERIORES.** La madera tratada con retardante de fuego para interiores debe tener un contenido de humedad no superior al 28 por ciento cuando se ensaya de acuerdo con los procedimientos de ASTM D3201 a una humedad relativa del 92 por ciento. La madera tratada con retardante de fuego para interiores deberá ensayarse de acuerdo con las secciones 10.2.2.5.1 o 10.2.2.5.2 La madera tratada con retardante de fuego para interiores designada como Tipo A se ensayará de acuerdo con las disposiciones de esta sección.

**10.2.2.8 CONTENIDO DE HUMEDAD.** La madera tratada como retardante del fuego deberá secarse hasta alcanzar un contenido de humedad del 19 por ciento o menos para la madera aserrada y del 15 por ciento o menos para los paneles estructurales de madera antes de su uso. En el caso de la madera se-

cada en horno después del tratamiento (KDAT), las temperaturas del horno no serán superiores a las utilizadas en el secado en horno de la madera aserrada y la madera contrachapada presentadas para los ensayos descritos en la sección 10.2.2.5.1 para paneles de plywood y 10.2.2.5.2 para la madera aserrada.

**10.2.3 MADERA DURA Y APANELADA.** La madera dura y el apanelada decorativo se fabricarán e identificarán como se exige en HPVA HP-1.

**10.2.4 PROTECCIÓN.** La madera para uso estructural deberá estar seca, protegerse contra la humedad, ataques de hongos, insectos y cualquier otro agente destructor, desde su corte y almacenamiento hasta la construcción, mediante la aplicación de productos químicos para su preservación. Antes del proceso de preservación, los elementos de madera deberán prepararse adecuadamente, con sus dimensiones finales, cortes, agujeros taladrados y otros.

**10.2.4.1** Para la protección de la madera se deberá utilizar uno de los preservantes siguientes: las creosotas, pentaclorofenol (soluble en aceite), pentaclorofenato de sodio (soluble en agua), naftenatos (cobre y zinc), sales CCA (cobre-cromo-arsénico) y sales CCB (cobre-cromo-boro) entre otros; estos deberán aplicarse hasta penetrar una profundidad considerable en la madera a proteger, de acuerdo al tratamiento y tipo de madera a preservar, según las especificaciones correspondientes de la ASTM.

**10.2.4.2** Los compuestos a base de creosotas o pentaclorofenol no deberán ser aplicados en espacios interiores a ser ocupados por personas o animales.

**10.2.5 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente contra la humedad, para evitar putrefacción, ataques de hongos, y en ocasiones para evitar que sea conductora de electricidad. Los elementos estructurales de madera deberán apoyarse en muros o pedestales de hormigón armado, metal o algún otro material que garantice su buen comportamiento y protección.

**10.2.5.1** La madera deberá ser aislada del contacto con los cimientos, losas de hormigón armado, pedestales y/o muros de apoyo, mediante el uso de barreras de humedad o impermeabilizantes, que pueden consistir en material asfáltico (3 mm de espesor, mínimo), polietileno (0.25 mm de espesor, mínimo), brea de aplicación en caliente o cualquier otro producto afín (véase secciones 10.44.3 a la 10.44.3.2).

**10.2.5.2** Si algún elemento de madera en la edificación va a estar a la intemperie, deberá ser preservado o recubierto con materiales impermeables; adicionalmente las superficies superiores de los mismos deberán tener inclinaciones de 10°, como mínimo, y las inferiores deberán ser protegidas por medio de goteros o pendientes (véase las secciones 10.46.2 y 10.46.2.1).

**10.2.5.3** La madera que vaya a estar en contacto con el terreno, expuesta a deterioro por efectos del agua (dulce o salada) deberá ser preservada mediante impermeabilizantes y/u otros compuestos que garanticen su inmunización, para lo que se adoptarán las especificaciones del ASTM (D 3507, D1760, D390, D391) y los estándares de la AWP (Book of Standards).

**10.2.6 PROTECCIÓN CONTRA HONGOS.** Toda madera deberá estar protegida desde que se corta y durante el apilado, mediante el uso de fungicidas, fumigándola y almacenándola en un ambiente con un contenido de humedad mínimo ( $CH \leq 18\%$ ) y ser preservada mediante sustancias químicas contra ataques de hongos y putrefacción (véase especificaciones ASTM (D1760, D370, D1272)); la madera que presente este tipo de ataques no deberá ser empleada para fines constructivos.

**10.2.7 PROTECCIÓN CONTRA INSECTOS.** En zonas donde la madera pueda ser atacada por insectos como termitas subterráneas (comején), gorgojos u otros insectos, será obligatorio el acondicionamiento del suelo con insecticidas y el uso de recubrimientos metálicos en la cimentación (véase la sección 10.44.4), así como también la preservación mediante productos químicos adecuados como son el pentaclorofenol (ASTM D1272), creosotas (ASTM D390,

D391) y demás. Para garantizar una penetración más profunda y mayor absorción de los preservadores en la madera, podrán utilizarse tratamientos a presión, siempre y cuando cumplan con los estándares correspondientes (ASTM D1760).

**10.2.8 PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO.** Se adoptarán las especificaciones del ASTM (D5664 y E119) para fines de protección de los elementos de madera en lo referente a la resistencia al fuego. Adicionalmente, toda edificación de madera deberá cumplir con las siguientes disposiciones y las regulaciones del Reglamento contra Incendios, primando la de mayor restricción. La madera tratada como retardante del incendio es cualquier producto de madera que, cuando se impregna con productos químicos mediante un proceso de presión u otros medios durante la fabricación, debe tener, cuando se ensaya de acuerdo con ASTM E84 o UL 79., un índice de propagación de la llama listado de 25 o menos y no mostrar evidencia de combustión progresiva significativa cuando la prueba se continúa durante un período adicional de 20 minutos. Además, el frente de la llama no debe progresar más de 101/2 pies (3200 mm) más allá de la línea central de los quemadores en ningún momento durante la prueba.

**10.2.8.1** Las paredes de madera en una edificación para uso habitacional deberán tener una resistencia mínima al fuego de ½ hora, exceptuando las paredes divisorias en edificaciones duplex (dos edificaciones con una pared común) para las cuales se requerirá una resistencia mayor de 1 hora; estas paredes deberán funcionar como elementos continuos (elementos cortafuego) para poder crear separaciones o barreras contra él.

**10.2.8.2** Para retardar la acción del fuego sobre la madera y la velocidad de propagación de las llamas, se aplicarán productos ignífugos o retardadores químicos mediante los tratamientos siguientes:

**a. Impregnación:** Podrán emplearse sales tales como fosfato monoamónico y diamónico, sulfato de amonio, cloruro de zinc, tetraborato de sodio y ácido bórico, con la aplicación de presiones al vacío que varían desde 18 kg/

cm<sup>2</sup> hasta 70 kg/cm<sup>2</sup>. Deberán impregnarse de 40 a 80 kg de sal seca por metro cúbico de madera.

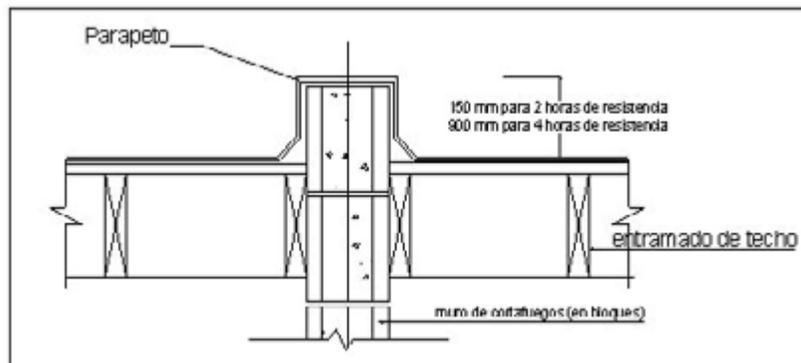
**b. Recubrimiento:** Podrán aplicarse pinturas a base de silicatos solubles en agua, resinas de urea, alginatos, emulsiones polivinílicas, etc. Estos retardantes deberán ser aplicados en mayores espesores que una pintura convencional, con un rendimiento por galón de 10 a 17 m<sup>2</sup>.

**10.2.8.3** La distancia mínima entre edificaciones adyacentes deberá ser de 1.20 m, entre sus partes más cercanas (paredes exteriores u otros); de ser menor, deberá garantizarse como mínimo una hora de exposición al fuego en cada una de ellas.

**10.2.8.4** En edificaciones múltiples (varias edificaciones con más de una pared en común) se deberán utilizar muros de hormigón armado o de bloques como muros cortafuego en las divisiones, estos deberán garantizar que el fuego no se propague de una edificación a otra, soportar severas exposiciones al fuego y además permanecer estables durante dichas exposiciones. La resistencia al fuego de estos muros deberá ser de 2 a 4 horas. Para viviendas será suficiente una resistencia de dos horas.

**10.2.8.5** En caso de usar muros de bloques como muros cortafuego, estos deberán tener un espesor mínimo de 0.20 m para conseguir una resistencia de 2 horas y de 0.30 m para 4 horas de resistencia. Estos muros cortafuego deberán ser continuos, y su altura deberá prolongarse más arriba de la cobertura del techo, por lo menos 0.15 m en muros con dos horas de resistencia al fuego y 0.90 m en muros con 4 horas de resistencia. (Véase Fig.1).

**FIGURA 1**  
**MURO CORTAFUEGO CON PARAPETO**



**10.2.9 MANTENIMIENTO.** Se recomienda que toda edificación de madera reciba mantenimiento a lo largo de su vida útil, lo cual incluirá:

- a. Repintar las superficies expuestas a los efectos del sol y el viento o si la madera ha sido tratada con inmunizantes colocados con brocha, aplicar un nuevo tratamiento con la periodicidad y las precauciones que el fabricante del producto recomiende.
- b. Fumigar por lo menos una vez al año para evitar la presencia de agentes biológicos perjudiciales.
- c. Evitar que por causa de humedad lleguen a formarse hongos.
- d. Mantener limpios los techos y los canales de desagües.

## TÍTULO 10.3 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

### CAPÍTULO 10.3.1

#### FUNDAMENTOS DE DISEÑO

**10.3.1.1 MÉTODO DE DISEÑO.** Para los fines de este Reglamento,

el criterio de diseño a seguir para elementos de madera y los dispositivos de unión requeridos por estas estructuras, se hará de acuerdo con los siguientes métodos:

- Diseño de esfuerzos admisibles (ASD) de acuerdo con las Secciones 10.2 al 10.37.
- Cálculo del factor de carga y resistencia (LRFD) de acuerdo con las secciones 10.2 al 10.36, y 10.38.
- El WFCM del AWC de acuerdo con la sección 10.2 al 10.36, y 10.39
- El diseño y la construcción de estructuras de troncos de acuerdo con las disposiciones de ICC 400.

**10.3.2 REQUISITOS DE ESFUERZOS.** Los esfuerzos aplicados, producidos por las cargas de servicio, deberán ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles del material según el método de ASD, cumpliendo con lo siguiente:

Esfuerzos Aplicados  $\leq$  Esfuerzos Admisibles

**10.3.3 REQUISITOS DE RIGIDEZ.** Deberán evaluarse las deformaciones debidas a cargas muertas y cargas vivas de acuerdo a lo establecido en el Título 2, considerándose además incrementos de deformaciones con el tiempo o deformaciones diferidas (Sección 10.4.1.3.1), teniendo en cuenta que el total de las deformaciones deberá ser menor que la admisible preestablecida:

Deformaciones Totales  $\leq$  Deformaciones Admisibles

**10.3.3.1** En los cálculos de deformaciones de los elementos de madera se estimarán las deformaciones diferidas por flujo plástico, multiplicando las deflexiones debidas a cargas muertas o cargas de aplicación continua (Sección 10.3.7), por un factor de 1.8.

**10.3.4 TAMAÑOS NOMINALES.** A efectos de este capítulo, cuando se especifiquen las dimensiones de la madera, se considerarán dimensiones nominales

a menos que se designen específicamente como dimensiones reales (véase la Sección 10.3.5).

**10.3.5 DIMENSIONES DE DISEÑO.** En todos los cálculos de elementos estructurales de madera se considerarán las propiedades de las secciones basadas en sus dimensiones netas, teniendo en cuenta las reducciones por secado, taladrado, rebajado y/o cualquier otro procesamiento de los mismos.

**10.3.5.1** Para el diseño y construcción de las estructuras de madera se utilizarán las siguientes dimensiones de cálculo, con base en las dimensiones nominales adoptadas por este reglamento:

**TABLA 10.3.5.1 DIMENSIONES DE CÁLCULO EN BASE A DIMENSIONES NOMINALES**

| Dimensiones       |                    |
|-------------------|--------------------|
| Nominal<br>(pulg) | De Cálculo<br>(cm) |
| 1                 | 1.98               |
| 1¼                | 2.70               |
| 1½                | 3.33               |
| 2                 | 4.13               |
| 2½                | 5.40               |
| 3                 | 6.67               |
| 4                 | 9.21               |
| 5                 | 11.75              |
| 6                 | 14.29              |
| 7                 | 16.85              |
| 8                 | 19.05              |
| 9                 | 21.59              |
| 10                | 24.13              |
| 12                | 29.31              |
| 14                | 34.29              |
| 16                | 39.37              |
| 18                | 44.45              |
| 20                | 49.53              |
| 22                | 54.61              |
| 24                | 59.69              |

**PÁRRAFO:** Las dimensiones de cálculo en elementos de madera podrán tener las tolerancias siguientes:

**a) En sección transversal:**

(- 1 mm) y (+ 2 mm) en dimensiones menores de 1.50 cm. (- 2 mm) y (+ 4 mm) en dimensiones mayores de 1.50 cm.

**b) En sección longitudinal:**

(-1 mm) y (+ 3 mm) en todas las piezas

**10.3.6 CARGAS DE DISEÑO.** Todos los diseños se harán bajo cargas de servicio, tales como muertas, vivas, laterales o de cualquier otro tipo que represente las condiciones esperadas durante la vida útil de una estructura de madera, y deberán regirse de acuerdo a lo especificado en los reglamentos vigentes (Cargas Mínimas u otro) atendiendo a la posibilidad de su ocurrencia simultánea, excepto en los casos de sismo y viento, donde no se requerirá el carácter de simultaneidad.

**10.3.7 CARGAS DE APLICACIÓN CONTINUA.** Se considerarán como cargas de aplicación continua, las cargas muertas o permanentes, y las cargas vivas de larga duración con relación a la vida útil de la estructura, tales como cargas vivas de bibliotecas, almacenes u otros.

**10.3.8 CARGAS LATERALES (SISMO Y VIENTO).** Se deberán diseñar las estructuras de madera para las cargas producidas por efecto del Sismo o del Viento, considerándose este último equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa perpendicularmente a las superficies expuestas. Ver Cargas mínimas en el Título 2 para más información.

**10.3.8.1** Ningún elemento estructural de madera (paredes de corte, diafragmas horizontales, cerchas, u otro) deberá ser usado para resistir las fuerzas sísmicas producidas por la mampostería u hormigón, en edificaciones.

## CAPÍTULO 10.4

### PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA ESTRUCTURAL

**10.4.1** Las propiedades mecánicas de la madera que se contemplarán en este Reglamento para fines de diseño, se definirán en base a ensayos según ASTM D143 “Standard Test Methods for Small Clear Specimens of Timber” (Métodos de Pruebas Estándares para Pequeñas Probetas Limpias de madera) como sigue:

- a. Resistencia a Flexión.** Los índices de resistencia a flexión estarán dados por el módulo de elasticidad y el esfuerzo de rotura de la madera. Estos valores varían de una especie a otra y pueden determinarse mediante relaciones esfuerzo-deformación. (Véase Comentario C44).
  
- b. Resistencia a Compresión Paralela a la Fibra.** Esta resistencia estará limitada por el pandeo de las fibras, antes que por la resistencia propia al aplastamiento. Como índice del comportamiento mecánico de la madera en columnas u otros elementos de este material, podrán tomarse las resistencias obtenidas de probetas de 2” x 2” x 8”, sometidas a compresión paralela a la fibra.
  
- c. Resistencia a Compresión Perpendicular a la Fibra.** Se tomará como índice de resistencia a la compresión perpendicular a la fibra, el valor del esfuerzo correspondiente al límite de proporcionalidad. En caso de no contar con este valor, se podrá suponer un valor equivalente al 20 por ciento de la resistencia paralela a la fibra.
  
- d. Resistencia a Tracción.** La resistencia a tracción paralela a la fibra dependerá de la densidad de la especie de la madera y de la inclinación de la fibra. Para fines prácticos, la resistencia a tracción perpendicular a la fibra podrá considerarse nula, excepto en casos de uniones a base de pernos, donde deberá ser considerada. (Véase Comentario 44).

e. **Resistencia a Cortante.** Se podrá considerar que la resistencia a cortante paralela a la fibra es de un 10 a un 15 por ciento de la resistencia a tracción paralela a la fibra, aproximadamente, y que la resistencia a cortante perpendicular a la fibra es de 3 a 4 veces mayor que en la dirección paralela. (Véase Comentario C44).

## CAPÍTULO 10.5

### CLASIFICACIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL

#### 10.5.1 GRADO Y ESPECIE.

**10.5.1** Todos los miembros estructurales de madera que no estén limitados por otras secciones de este capítulo deben tener el tamaño y la capacidad suficientes para soportar todas las cargas requeridas por las disposiciones sobre Título 2 sin exceder los esfuerzos de diseño permisibles especificados en el Título 10.

**10.5.1.1** De acuerdo a su peso específico y densidad (Véase Comentario C45), la madera estructural de uso regular en el país se clasificará de acuerdo a la tabla siguiente:

**TABLA 10.5.1.1 CLASIFICACIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL**

| Grupo | Nombre Comercial              | Peso Específico ( $\gamma$ ) | Densidad ( $\text{kg/m}^3$ ) |
|-------|-------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| A     | Pino Americano                | De 0.70 a 0.55               | De 700 a 550                 |
| B     | Piso Brasileño y Pino Chileno | De 0.54 a 0.40               | De 540 a 400                 |

## CAPÍTULO 10.6

### ESFUERZOS ADMISIBLES

**10.6.1** Para fines del diseño de las estructuras de madera, los esfuerzos admisibles que regirán en el presente Reglamento serán los siguientes:

**TABLA 10.6.1 ESFUERZOS ADMISIBLES PARA MADERAS CLASIFICADAS ESTRUCTURALMENTE (Kg/cm<sup>2</sup>)**

| Esfuerzos Admisibles | Flexion (F <sub>b</sub> ) * | Compresion Paralela (F <sub>cp</sub> )* | Compresion Perpendicular (F <sub>cdp</sub> )* | Traccion Paralela (F <sub>t</sub> ) | Cortante Paralelo (F <sub>v</sub> ) |
|----------------------|-----------------------------|---|---|-------------------------------------|-------------------------------------|
| <b>Grupo</b>         |                             |   |   |                                     |                                     |
| <b>A</b>             | <b>85</b>                   | <b>55</b>                               | <b>15</b>                                     | <b>40</b>                           | <b>6.5</b>                          |
| <b>B</b>             | <b>60</b>                   | <b>35</b>                               | <b>10</b>                                     | <b>30</b>                           | <b>5.5</b>                          |

\*Se permitirá incrementar los esfuerzos admisibles de flexión y compresión paralela, de la Tabla 10.6.1 para la combinación de carga muerta + viva + viento o sismo en un 25% y para la de carga muerta + viva + impacto en un 33%. Siempre deberá regir la combinación de carga que resulte ser más desfavorable con respecto a los esfuerzos.

**10.6.1.1** Los esfuerzos resistentes en condiciones últimas, asociados en cada caso, han sido obtenidos mediante ensayos según norma ASTM D-143, para los grupos de madera indicados y para cada una de las propiedades resistentes establecidas en la sección 10.5.1 de este código. (Véase Comentario C46).

**10.6.1.2** Los esfuerzos admisibles de la Tabla 10.6.1, serán aplicables a estructuras en ambiente seco, sometidas a cargas de duración normal (10 años o menos) y a vigas o viguetas de madera maciza con peraltes menores o iguales que 12 pulgadas (30 cm). Para otras condiciones, estos esfuerzos deberán ser afectados de los factores de reducción siguientes:

**TABLA 10.6.1.2 (1)**  
**FACTORES DE REDUCCIÓN (FCH Y FDC)**

| <b>Esfuerzos</b> | <b>Flexión Paralela</b> | <b>Compresión</b> | <b>Compresión Perpendicular</b> | <b>Tracción Paralela</b> | <b>Cortante Paralelo</b> | <b>Módulo de Elasticidad</b> |
|------------------|-------------------------|-------------------|---------------------------------|--------------------------|--------------------------|------------------------------|
| <b>Factor</b>    |                         |                   |                                 |                          |                          |                              |
| <b>FCH</b>       | <b>0.85</b>             | <b>0.80</b>       | <b>0.45</b>                     | <b>0.85</b>              | <b>0.80</b>              | <b>0.85</b>                  |
| <b>FDC</b>       | <b>0.90</b>             | <b>0.85</b>       | <b>0.90</b>                     | <b>0.85</b>              | <b>0.90</b>              | <b>0.90</b>                  |

FCH = factor de reducción por contenido de humedad: aplicable cuando CH  $\geq$  18%  $\pm$  2%.

FDC = factor de reducción por duración de carga: aplicable a elementos sometidos a cargas de aplicación continua (Artículo 41).

**TABLA 10.6.1.2 (2) FACTOR DE REDUCCIÓN (FT), PARA ESFUERZOS DE FLEXIÓN**

| <b>Espesor Nominal (pulg.)</b> | <b>14"</b>  | <b>16"</b>  | <b>18"</b>  | <b>20"</b>  | <b>22"</b>  | <b>24"</b>  |
|--------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| <b>FT</b>                      | <b>0.97</b> | <b>0.95</b> | <b>0.92</b> | <b>0.90</b> | <b>0.87</b> | <b>0.85</b> |

FT = factor de reducción por tamaño: aplicable a elementos sometidos a cargas transversales con peraltes mayores de 12 pulgadas (30 cm).

## **CAPÍTULO 10.7**

### **MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y RIGIDEZ**

**10.7.1 MÓDULO DE ELASTICIDAD.** El Módulo de Elasticidad o de Young, (E), que se aplicará en los cálculos de elementos en flexión, tensión o compresión

en la dirección paralela a las fibras, será el indicado en la siguiente tabla, obtenido para los grupos de maderas estructurales clasificadas según la sección 10.7.1, de este código:

**TABLA 10.7.1**  
**MÓDULO DE ELASTICIDAD ( Kg/cm<sup>2</sup>)**

| <b>GRUPO</b> | <b>E</b>      |
|--------------|---------------|
| <b>A</b>     | <b>83,036</b> |
| <b>B</b>     | <b>53,000</b> |

**10.7.2 MÓDULO DE CORTE O RIGIDEZ.** El Módulo de Corte o Rigidez, G, a usar para la determinación de las deformaciones debidas a esfuerzos de corte o cizallamiento, es el que sigue la dirección de las fibras de la madera. Su valor será 1/20 del módulo de elasticidad lineal.

**10.7.2.1** La madera utilizada para viguetas, cabríos, cerchas, columnas, vigas y/u otros miembros estructurales no deberá ser menos resistente que el grado No. 2 de pino del sur, abeto Douglas-arco, abeto Hem o abeto-pino. Las viguetas y cabríos deben ser dimensionados de acuerdo con las Tablas de Vanos de AF&PA para Viguetas y Cabríos adoptadas en la Sección 9.14.4.

**10.7.2.2** La madera utilizada para los montantes de los muros exteriores y de los muros de carga interiores debe ser de una resistencia no menor que la de los montantes de pino del sur, abeto Douglas-arco, abeto Hem o abeto-Pino y capaz de resistir todas las cargas determinadas de acuerdo con el Capítulo 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad). La altura no arriostrada del muro no debe ser superior a 2,6 m (8 pies y 6 pulgadas) (incluyendo las placas superior e inferior). Las alturas pueden ser aumentadas cuando se justifique por un análisis racional preparado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural.

**10.7.2.3** El diseñador debe especificar en los planos de diseño el tamaño, el espaciado, la especie y el grado de todos los miembros que soportan la carga.

**10.7.2.4** El valor de diseño de la tensión admisible puede modificarse por factores de repetición, duración, etc., cuando el diseño es realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural o cuando dichos valores modificados se reflejan en las tablas de las normas de la Sección 10.1.5.3

## **CAPÍTULO 10.8 DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES**

### **CAPÍTULO 10.8.1 REQUISITOS DE APLICACIÓN Y DISEÑO**

**10.8.1.1 APLICACIÓN.** Los criterios que se presentan en este título serán aplicables a vigas o viguetas con relaciones de peraltes a anchos menores o iguales a seis, ( $h/b \leq 6$ ), y a elementos horizontales o inclinados sometidos a cargas transversales que formen parte de entrepisos o techos a base de estructuras de madera.

10.8.1.1.1 Los esfuerzos máximos producidos por el momento máximo de flexión,  $M$ , el cortante máximo,  $V$  y la mayor reacción de apoyo,  $R$ , no deberán exceder los esfuerzos admisibles para flexión, corte y compresión perpendicular a la fibra respectivamente, indicados en la Tabla 10.6.1 de este código.

10.8.1.1.2 Para vigas simplemente apoyadas, la longitud de diseño será la considerada como la distancia libre entre las caras de los apoyos, más la mitad de la sección requerida en los mismos en la dirección de la viga. Para vigas continuas, esta se considerará como la distancia centro a centro entre apoyos continuos.

10.8.1.1.3 Los esfuerzos admisibles de flexión y cortante paralelo a la fibra ( $F_b$  y  $F_v$ ), de la Tabla 10.6.1 y los módulos de elasticidad ( $E$ ) de la Tabla 6, podrán

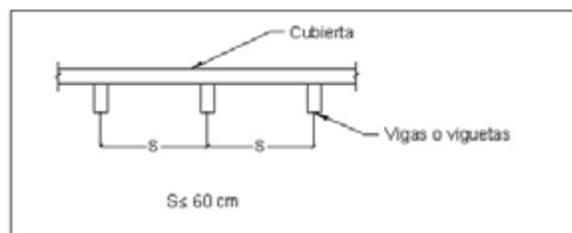
incrementarse en un 10% al diseñar vigas o viguetas de sistemas de techo o entrepiso, siempre que se trate de 3 o más elementos de igual rigidez, espaciados a una distancia menor o igual a 60 cm y unidos por una cubierta que garantice un trabajo en conjunto (véase Fig. 2).

**10.8.1.1.4** Todos los paneles estructurales a base de madera, incluidos los fabricados con tableros de fibra, tableros duros y tableros de partículas, deben tener la aprobación del producto. La aprobación del producto se otorgará cuando un laboratorio de pruebas independiente aprobado certifique que el producto

1. Cumple con las normas aplicables establecidas anteriormente.
2. Cumple con las propiedades de diseño publicadas por el fabricante antes y después de un ciclo de secado y mojado.
3. Cuando se ensaya en seco, mantiene un factor de seguridad de 2:1 y cuando se ensaya después de los ciclos especificados en la sección 10.8.1.1.4 (2) anterior, mantiene un factor de seguridad de 1,5:1. Las pruebas se realizarán como se especifica en el protocolo de pruebas.

**10.8.1.1.5** Toda la madera de 51 mm (2 pulgadas) o menos de grosor debe contener un máximo de 19% de humedad en el momento de su incorporación permanente a un edificio o estructura y/o en el momento del tratamiento con un conservante de la madera.

**FIGURA 2**  
**SISTEMA DE VIGAS O VIGUETAS EN EL QUE PUEDE CONSIDERARSE TRABAJO EN CONJUNTO**

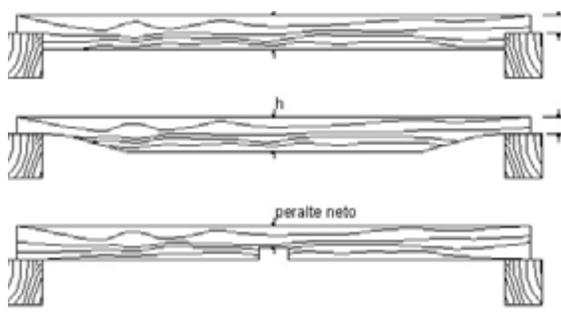


## CAPÍTULO 10.9 LIMITACIONES EN RECORTES Y REBAJES

**10.9.1** No se permitirán recortes, rebajes o perforaciones en las vigas de madera; sin embargo en caso de que esto sea requerido podrá ser permitido siempre y cuando no se afecte su resistencia, y se cumpla con los siguientes requisitos:

- No será permitido practicar recortes o rebajes en la zona de tracción de elementos cuyo ancho real sea igual o mayor a 10 cm.
- El límite para la profundidad de los recortes, será de  $1/6$  de la altura total de la viga. En caso de ser superado este límite, o de presentarse una viga recortada en el centro de su longitud libre o cerca de la misma, como se muestra en la Fig. 3-c, ésta deberá diseñarse con el peralte neto de la sección recortada.
- La distancia entre los bordes de perforaciones no será menor que la altura del elemento, y la distancia entre el borde de una perforación y el borde del elemento no será menor que  $h/6$ .
- En vigas con apoyos simples, los recortes podrán localizarse, fuera del espacio definido entre la cara del apoyo y el punto que corresponda a  $1/6$  de la luz.
- Cuando sea necesario recortar o rebajar una viga en sus extremos, como se muestra en las Figuras 3-a y 3-b, el esfuerzo cortante deberá ser calculado de acuerdo con la Ecuación (7).

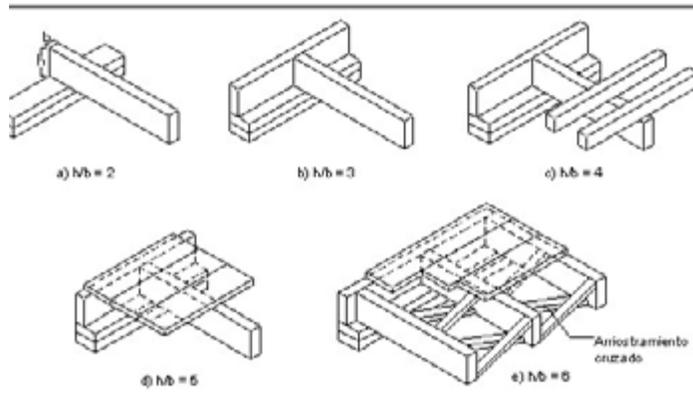
**FIGURA 3**  
**VIGAS RECORTADAS O REBAJADAS**



**10.9.2 REQUISITOS DE ARRIOSTRAMIENTO.** En elementos de sección rectangular, los requisitos de arriostramiento se establecerán mediante la relación peralte/ancho ( $h/b$ ) y podrán ser aplicados a elementos sometidos a cargas transversales, contruidos con dos o más piezas del mismo peralte,  $h$ , considerando el ancho total, siempre y cuando se garantice la unión entre ellos. Estos requisitos de arriostramiento son los siguientes:

- a.  $h/b \leq 2$ : No necesita apoyo lateral. (Véase Fig. 4-a).
- b.  $h/b = 3$ : Restringir el desplazamiento lateral en apoyos (rotación y traslación). (Véase Fig. 4-b).
- c.  $h/b = 4$ : Restringir el desplazamiento lateral en apoyos y mantener el elemento en posición mediante correas o viguetas, con una separación máxima de 0.60 m. (Véase Fig. 4-c).
- d.  $h/b = 5$ : Restringir el desplazamiento lateral en apoyos y conectar el borde en compresión directamente con el entablado o viguetas. (Véase Fig. 4-d).
- e.  $h/b = 6$ : Adicionalmente a los requisitos para  $h/b = 5$ , colocar arriostramiento cruzado u otro entre elementos, a distancias menores que ocho veces su dimensión transversal menor. (Véase Fig. 4-e).

**FIGURA 4 ARRIOSTRAMIENTOS EN ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES**



**10.9.3 PANDEO LATERAL.** En los sistemas de vigas o viguetas que pueda presentarse inestabilidad o tendencia al pandeo lateral, por falta de soportes en la cara de compresión, el esfuerzo admisible para flexión,  $F_{bp}$ , que regirá para fines de diseño se establecerá de acuerdo a lo siguiente:

- Quando  $C_s \leq 10$ , se utilizará como esfuerzo admisible en flexión,  $F_{bp}$ , el valor de  $F_b$  especificado en la Tabla 10.6.1, ( $F_{bp} = F_b$ ).
- $F_{bp}$ , el valor de  $F_b$  especificado en la Tabla 10.6.1, multiplicado por un factor,  $\varphi$ , ( $F_{bp} = \varphi F_b$ ), el cual se calculará con la expresión siguiente:

$$\varphi = 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{C_s}{C_c} \right)^4$$

Ecuación (1)

- Quando  $C_c < C_s \leq 50$ , se utilizará como esfuerzo admisible en flexión,  $F_{bp}$ , el valor obtenido con la siguiente expresión:

$$F_{bp} = \frac{0.40E}{C_s^2}$$

Ecuación (2)

PÁRRAFO: Los valores de  $C_s$  y  $C_c$  estarán dados por las ecuaciones siguientes:

$$a. \quad C_s = 1.4 \sqrt{\frac{hL_u}{C_s^2}}$$

Ecuación (3)

$$b. \quad C_c = \sqrt{\frac{3E}{5F_b}}$$

Ecuación (4)

$L_u$  = Longitud entre apoyos o soportes laterales de un elemento, cm

## CAPÍTULO 10.10

### FLEXIÓN

**10.10.1 FLEXIÓN** Los esfuerzos máximos producidos por flexión,  $f_m$ , no deberán exceder los esfuerzos admisibles para flexión,  $F_b$ , (véase Tabla 10.6.1), del grupo de madera utilizado en el diseño (Ecuación 1).

$$f_m \leq F_b \quad \text{Ecuación (5)}$$

**10.10.1.1** El diseño a flexión de cualquier elemento de madera maciza sometido a carga transversal deberá regirse según la siguiente expresión. Véase Comentario C59.

$$f_m = \frac{M}{S} \leq F_b$$

Ecuación (6)

10.10.1.2 Para una sección rectangular sometida a flexión respecto del eje fuerte, la expresión anterior podrá tomar la siguiente forma:

$$f_m = \frac{6M}{bh^2} \leq F_b$$

Ecuación (7)

## CAPÍTULO 10.11

### CORTANTE

**10.11.1 CORTANTE** El esfuerzo cortante paralelo a la fibra,  $f_v$ , no deberá exceder el esfuerzo admisible para cortante paralelo a la fibra,  $F_v$ , (véase Tabla 10.6.1), del grupo de madera utilizado para el diseño (Ecuación 8). La resistencia a cortante en la dirección perpendicular a la fibra no requerirá de verificación.

$$f_v \leq F_v$$

### Ecuación (8)

**10.11.1.1** El esfuerzo cortante paralelo a la fibra,  $f_v$ , que se produce a una distancia determinada del eje neutro, en la sección transversal de un elemento sometido a flexión, se regirá por la expresión:

$$f_v = \frac{VZ}{bI} \leq F_v$$

Ecuación (9)

**10.11.1.2** En vigas de sección rectangular sometidas a flexión, el esfuerzo cortante máximo paralelo a la fibra,  $V$ , se calculará a una distancia del apoyo igual al peralte,  $h$ , excepto en voladizos para los que el esfuerzo cortante máximo se evaluará en la cara del apoyo (véase Comentario C63). La expresión que regirá para el diseño a cortante paralelo a la fibra de estos elementos será la siguiente:

$$f_v = \frac{3V}{2bh} \leq F_v$$

Ecuación (10)

**10.11.1.2** En los casos donde sea necesario recortar los extremos de las vigas, afectando el peralte disponible (véase Figs. 3-a y 3-b), los esfuerzos cortantes deberán ser calculados de manera que se reduzcan los esfuerzos en esta región, de acuerdo a lo siguiente:

$$f_v = \frac{3V}{2bh_1} \times \frac{h}{h_1} \leq F_v$$

Ecuación (11)

## CAPÍTULO 10.12 APLASTAMIENTO

**10.12.1** Los esfuerzos de aplastamiento, también denominados de compresión perpendicular a la fibra,  $f_{cpd}$ , que se presentan en apoyos y/o bajo cargas concentradas en vigas, no deberán exceder los esfuerzos admisibles,  $F_{cpd}$ , del grupo de madera utilizado en el diseño (véase Tabla 10.6.1).

$$f_{cpd} = \frac{R}{A} \leq F_{cpd}$$

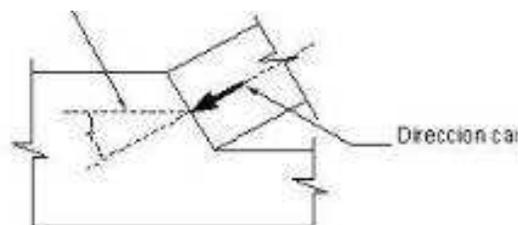
### Ecuación (12)

**10.12.1.1** Los esfuerzos admisibles de compresión que regirán para fines de diseño cuando existan cargas de compresión actuando en dirección inclinada con respecto a la fibra (véase Fig. 5) estarán dados por la siguiente expresión:

$$F_{c\theta} = \frac{F_{cpl} \times F_{cpd}}{F_{cpl}(\cos \theta) F_{cpd}(\cos 2\theta)}$$

Ecuación (13)

### FIGURA 5 CARGAS DE COMPRESIÓN ACTUANDO EN DIRECCIÓN INCLINADA CON RESPECTO A LAS FIBRAS



## CAPÍTULO 10.13 DEFLEXIONES

**10.13.1 CRITERIO DE CÁLCULO.** Las deflexiones en vigas o viguetas de madera podrán calcularse con las ecuaciones y fórmulas habituales para la determinación de la deflexión por flexión, para elementos cuya relación de luz a peralte,  $L/h$ , sea mayor que 14. Aunque estas ecuaciones no contemplan deformaciones por corte, es bastante aceptable su empleo. Para elementos con relaciones de  $L/h$  menores que 14, deberán calcularse las deformaciones por corte. (Véase Comentario 67).

**10.13.1.1** Las deflexiones deberán calcularse con el módulo de elasticidad ( $E$ ) del grupo de madera estructural que se esté utilizando en el diseño (véase Tabla 6), para los siguientes casos:

- Para la combinación más desfavorable de cargas muertas, incluyendo algún tipo de carga de aplicación, continua (sección 10.3.7), si fuere necesario, más cargas vivas de servicio.
- Para cargas vivas de servicio actuando solas.

**10.13.2 LÍMITES DE DEFLEXIONES.** Las deflexiones en vigas o viguetas de madera calculadas de acuerdo a las secciones 10.13.1 y 10.13.1.1, deberán ser menores que las deflexiones admisibles,  $\Delta_{adm}$ , de la Tabla 7. Los límites de estas deflexiones serán aplicables también a la suma de deformaciones instantáneas más diferidas (véase sección 10.3.3.1), las cuales se estimarán de acuerdo a la ecuación equivalente siguiente:

$$\Delta_{equivalente} = 1.8\Delta_m + \Delta_v$$

Ecuación (14)

**TABLA 10.13.2 DEFLEXIONES ADMISIBLES,  $\Delta_{adm}$** 

| Carga Actualmente         | Elementos Ligados a Materiales Susceptibles de sufrir daños a causa de Deflexiones Importantes | Elementos no Ligados a Materiales Susceptibles de Dañarse a causa de Deflexiones importantes | Techos con Inclinaciones $\geq 30^\circ$ |
|---------------------------|--|--|--|
| Carga Muerta + Carga Viva | L/300  | L/240  | L/200                                    |
| Carga Viva                | L/350  | L/350  | -  |

**PÁRRAFO** Para incrementar la rigidez de un piso o entrepiso, con el fin de minimizar vibraciones, se deberán considerar deflexiones admisibles de L/480, para cargas totales (carga muerta + carga viva).

## TÍTULO 10.14

### DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN

#### CAPÍTULO 10.14.1 ASPECTOS GENERALES

**10.14.1.1** Los elementos estructurales de madera sometidos a carga axial y flexión podrán presentarse bajo la forma de columnas, elementos de tijerillas o cerchas, pies-derechos (en entramados verticales), puntales y otros. Estos elementos se deberán diseñar de manera que las fibras queden paralelas a los esfuerzos de tracción o compresión. Para los fines de este Reglamento no se considerarán elementos sometidos a compresión en la dirección perpendicular a las fibras, ya que la resistencia a este tipo de esfuerzos generalmente es baja.

**10.14.1.1.1** Los esfuerzos admisibles de compresión o tracción paralela a la fibra (  $F_{cpl}$  ,  $F_t$  ) y flexión (  $F_b$  ), y el módulo de elasticidad (  $E$  ) a usar en el diseño, deberán corresponder al grupo estructural de la madera a utilizar (véase Tablas 3 y 4).

**10.14.1.1.2** Para entramados de paredes de corte, los esfuerzos admisibles de diseño y el módulo de elasticidad señalados en la sección 10.14.1.1.1, podrán ser incrementados en un diez por ciento (10%), suponiendo que el trabajo en conjunto de los elementos verticales de soporte compensa esfuerzos menores en algunas piezas.

**10.14.1.1.3 LONGITUD EFECTIVA.** El diseño de elementos sometidos a carga axial deberá realizarse utilizando su longitud efectiva,  $l_e=kl$ , además de que se deberán tomar en cuenta las restricciones que los apoyos proporcionen a los elementos. Véase Comentario C73.

## CAPÍTULO 10.15 ESBELTEZ

**10.15.1 RELACIÓN DE ESBELTEZ,  $\lambda$ .** La relación de esbeltez de un elemento sometido a carga axial estará dada por la expresión siguiente:

$$\lambda = \frac{l_e}{r}$$

Ecuación (15)

10.15.1.1 Para secciones transversales de columnas de madera como la mostrada en la Fig. 6, la relación de esbeltez,  $\lambda$ , se verificará para las direcciones principales de cálculo mediante las siguientes ecuaciones: Véase Comentario C75.

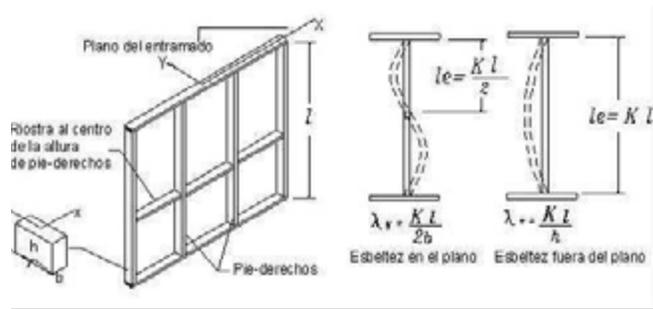
$$\lambda_x = \frac{Kl}{h}$$

Ecuación (16)

$$\lambda_y = \frac{Kl}{h}$$

Ecuación (17)

**FIGURA 6**  
**LONGITUD EFECTIVA Y ESBELTEZ EN ENTRAMADOS VERTICALES**

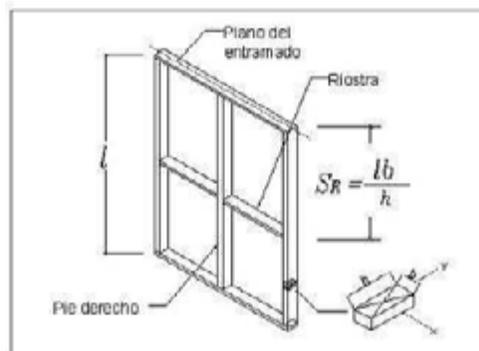


**10.15.1.2** Para el diseño de pies-derechos de entramados verticales, unidos mediante arriostramientos, como se muestra en la Fig. 6, cuando se considere que el revestimiento del entramado no es estructural, deberá verificarse que la dimensión menor de estos elementos esté siempre en el plano del entramado y que la separación máxima entre riostras,  $S_R$ , (véase Fig. 7) sea igual a la obtenida mediante la siguiente expresión: Véase Comentario C76.

$$S_R = \frac{lb}{h}$$

Ecuación (18)

**FIGURA 7**  
**SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE RIOSTRAS DE ENTRAMADOS VERTICALES**



**10.15.2 CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGA AXIAL EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ.** Estos elementos serán clasificados de acuerdo a los distintos modos de falla, según se establece en la tabla siguiente:

**TABLA 10.15.2**  
**ELEMENTOS DE MADERA MACIZA EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ**

| Largos                     | Intermedios   | Cortos                  |
|----------------------------|---|-------------------------|
| $C_k \leq \lambda \leq 50$ | $10 \leq \lambda \leq C_k$  | $\lambda \leq 10$       |
| Falla por Pandeo           | Comportamiento Intermedio entre la Falla por Pandeo y por Aplastamiento | Falla por Aplastamiento |

**PÁRRAFO.-** El valor máximo permitido de relación de esbeltez, para elementos sometidos a carga axial de compresión será de 50 ( $\lambda \leq 50$ ); y para elementos sometidos a carga axial de tracción será de 80 ( $\lambda \leq 80$ ).

**10.15.3 CONSTANTE LÍMITE ENTRE ELEMENTOS INTERMEDIOS Y LARGOS,  $C_k$ .** El valor de  $C_k$  para secciones rectangulares, estará dado por la siguiente expresión: (Véase Comentario C78).

$$C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{F_{cpl}}}$$

Ecuación (19)

## CAPÍTULO 10.16 TRACCIÓN

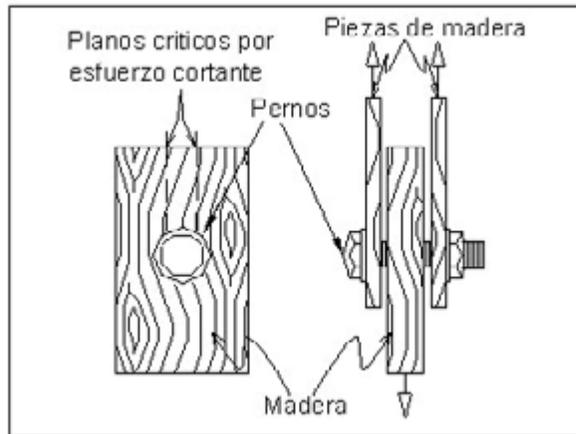
**10.16.1** El diseño de los elementos sometidos a tracción deberá regirse por la ecuación siguiente:

$$T_{adm} = FtA$$

Ecuación (20)

**10.16.1.1** Para fines del dimensionamiento de los elementos a tracción, deberá realizarse también la comprobación o el chequeo del esfuerzo cortante en las uniones de dichos elementos. (Véase Fig.8 y Comentarios)

**FIGURA 8**  
**UNIÓN DE ELEMENTOS DE MADERA SOMETIDOS A TRACCIÓN**



**10.16.2 FLEXO-TRACCIÓN.** Los elementos sometidos a tracción y flexión deberán ser diseñados, de manera que cumplan con la siguiente expresión:

$$\frac{T}{T_{adm}} + \frac{M}{SF_b} \leq 1$$

Ecuación (21)

## CAPÍTULO 10.17 COMPRESIÓN

**10.17.1** En este capítulo se considerarán todos los elementos sometidos a compresión simple en la dirección paralela a las fibras, tales como columnas, que por la unión de sus extremos se asume que no soportan momentos de flexión y elementos de cerchas o paredes de corte, sometidos a compresión. Estos elementos deberán diseñarse para satisfacer las cargas admisibles que

se presentan a continuación, de acuerdo con la clasificación dada en la sección 10.15.2:

**a) Elementos Largos**

$$N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2}$$

Ecuación (22)

**b) Elementos Intermedios**

$$N_{adm} = F_{cpl} A \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

Ecuación (23)

**c) Elementos Cortos**

$$N_{adm} = F_{cpl} A$$

Ecuación (24)

**10.17.2 FLEJO-COMPRESIÓN.** Para el diseño de los elementos sometidos a compresión axial y flexión se deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m M}{SF_b} \leq 1$$

Ecuación (25)

**10.17.3 FACTOR DE AMPLIFICACIÓN DE MOMENTOS,  $K_m$ .** Este factor se aplicará para considerar la interacción entre la fuerza axial y los momentos de flexión, cuando un elemento está sometido a compresión y flexión combinadas, el cual se calculará según la siguiente fórmula:

$$K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

Ecuación (26)

Donde  $N_{cr}$  es el valor de la carga crítica de Euler para pandeo en la dirección en que se aplica la flexión y está definida por la siguiente ecuación:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2}$$

Ecuación (27)

## TÍTULO 10.18 DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS

### CAPÍTULO 10.18.1 DIAFRAGMAS

**10.18.1.1 ASPECTOS GENERALES.** Las paredes de corte, los entrepisos y techos (horizontales, curvos o inclinados) de elementos de madera, podrán ser diseñados para funcionar como diafragmas. La combinación de diafragmas verticales (paredes de corte) y horizontales, deberá diseñarse para resistir el 100% de las cargas laterales que se generen en este tipo de estructuras de madera.

**10.18.1.1.1** Las cargas de gravedad, viento o sismo, deberán ser transmitidas a los diafragmas verticales o sistemas aporticados, por medio de los diafragmas horizontales. Estas se determinarán sumando las fuerzas que actúan sobre la proyección vertical de un entrepiso o techo y las mitades de las fuerzas que reciben las paredes de corte correspondientes, pudiéndose considerar que las fuerzas que actúan sobre la mitad inferior de las paredes de corte del primer entrepiso se transmitirán directamente a la cimentación. Las evaluaciones de cargas deberán hacerse de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Cargas Mínimas (véase las secciones desde la 10.3.6 hasta la 10.3.8.1).

**10.18.1.1.2** El conjunto formado por los diafragmas horizontales y verticales deberá tener la suficiente rigidez para controlar los desplazamientos laterales de la estructura, reducir las vibraciones de paredes y entrepisos de madera a límites aceptables y proporcionar arriostramiento a los demás elementos resis-

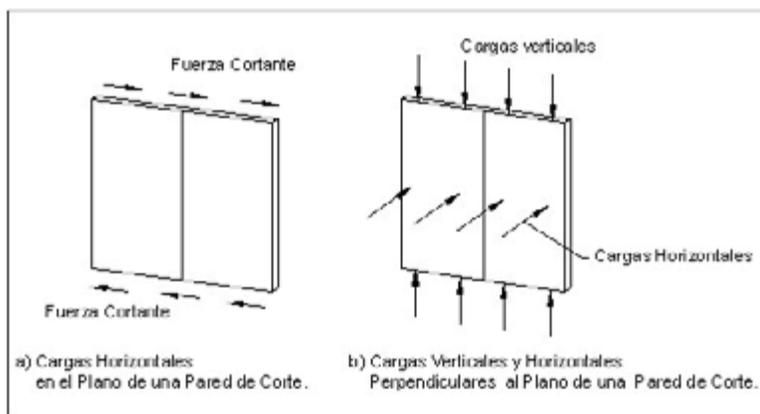
tentes, evitando su pandeo lateral o lateral torsional, sus elementos y uniones deberán cumplir con los requisitos de diseño consignados en este Código.

**10.18.1.1.3** Cuando se tengan aberturas en los diafragmas, estos deberán ser reforzados en todo el perímetro de las mismas, mediante piezas adicionales de madera, diseñadas para resistir y transferir las fuerzas cortantes actuantes en la estructura.

**10.18.1.2 REQUISITOS DE DISEÑO DIAFRAGMAS HORIZONTALES.** Los diafragmas horizontales de una edificación de madera deberán diseñarse longitudinal y transversalmente, como sistemas resistentes de entresijos o techos, dispuestos para soportar y transmitir eficientemente las fuerzas producidas por la acción del viento, sismo, gravedad u otro. Véase Comentario C89.

**10.18.1.3 REQUISITOS DE DISEÑO DIAFRAGMAS VERTICALES (PAREDES DE CORTE).** El diseño de diafragmas verticales de madera (paredes de corte), deberá verificarse tanto para cargas verticales y/o para la combinación de cargas verticales y horizontales (viento, sismo u otra), perpendiculares al plano de la pared, como para las fuerzas cortantes en su plano (véase Fig. 9).

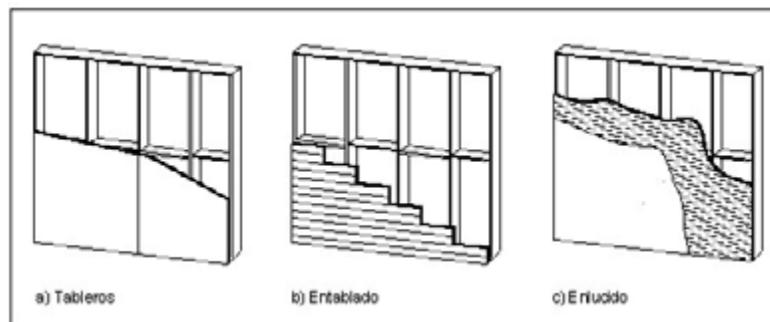
**FIGURA 9**  
**ESQUEMA DE CARGAS EN DIAFRAGMAS VERTICALES**  
**(PAREDES DE CORTE)**



**10.18.1.3.1** Cada pared de corte, considerada por separado, deberá ser capaz de resistir la carga lateral proporcional correspondiente a la generada por la masa que se apoya sobre ella, a menos que se haga un análisis detallado de la distribución de fuerzas cortantes, considerando la flexibilidad de los diafragmas horizontales constituidos por entrepisos o techos. Véase Comentario C91.

**10.18.1.3.2** La resistencia a fuerzas cortantes en los diafragmas verticales depende de la rigidez de los revestimientos, la cual está directamente relacionada con su espesor. Estos revestimientos podrán ser de diferentes materiales (véase Fig. 10). Cuando se usen tableros, para los espaciamientos a que normalmente se colocan los pies-derechos (30 a 60 cm) estos deberán tener un espesor mínimo de 3/8 pulg. Para revestimientos diferentes y la verificación a carga lateral de las paredes de corte que estos conformen, podrán utilizarse otras especificaciones, siempre y cuando sean aprobadas por la Oficina Central de Tramitación de Planos de la Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones.

**FIGURA 10**  
**MATERIALES DE REVESTIMIENTO DE UNA PARED DE CORTE**



altura a longitud sea mayor que dos. Tampoco deberán considerarse como paredes resistentes aquellas paredes que no estén unidas adecuadamente a las estructuras de los diafragmas horizontales.

**10.18.1.3.4** Los anclajes de las paredes de corte a la cimentación, deberán ser adecuados para resistir y transmitir las fuerzas cortantes de cargas horizontales que puedan presentarse en la estructura.

## CAPÍTULO 10.19 TIJERILLAS O CERCHAS

**10.19.1 ASPECTOS GENERALES.** Las estructuras de madera formadas por tijerillas o cerchas deberán diseñarse para soportar y transferir a los apoyos de manera eficiente las cargas de diseño, incluyendo cargas especiales (de montaje u otras) y cumplir con los requisitos de resistencia y deformación establecidos en las secciones 10.3.2 a la 10.3.3.1

**10.19.1.1** En estas estructuras se deberá garantizar la estabilidad espacial del conjunto formado por sus elementos, los sistemas de apoyo y arriostramiento. El diseño de estos elementos y sus uniones deberá cumplir con los requisitos consignados en este Código.

**10.19.2 REQUISITOS DE DISEÑO.** Los elementos de las cerchas podrán diseñarse a carga axial, siempre que las correas estén apoyadas directamente en los nudos de las mismas, cuando esto no se cumpla o cuando de los elementos penden cargas adicionales de cielo raso u otras (véase Comentario C97), el diseño de estos elementos deberá hacerse a flexo-tracción o flexo-compresión, de acuerdo a las secciones 10.16.2 y 10.17.2, respectivamente de este Reglamento. Las cerchas de madera se diseñarán de acuerdo con las disposiciones de este código y con las prácticas de ingeniería aceptadas. Se permite la unión de los miembros mediante clavos, cola, pernos, conectores de madera, placas metálicas de conexión u otros dispositivos de entramado aprobados.

**10.19.2.1** Con el fin de impedir fallas por inestabilidad, deberá proveerse de apoyos adecuados y de arriostramientos tanto en el sentido transversal como en el sentido longitudinal, a los sistemas estructurales donde se usen cerchas. En cualquiera de los casos las paredes o elementos soportes de los extremos deberán tener resistencia suficiente para transmitir a la cimentación las reacciones procedentes de estos apoyos y arriostramientos. Véase Comentario C98.

10.19.2.2 El diseño de las uniones en los diferentes nudos y apoyos de las estructuras deberán hacerse para resistir las cargas que se prevén actuarán sobre

las cerchas, incluyendo los efectos del sismo o viento. Véase Comentario C99.

**10.19.2.3** Las deflexiones máximas admisibles deberán satisfacer los requisitos establecidos en los Artículos del 67 al 69 de este Reglamento, en caso contrario deberá usarse una contraflecha que compense las deformaciones producidas por las cargas. Esta deberá tener un valor mínimo de  $L/250$ , si la madera está seca en el montaje y  $L/180$ , si esta húmeda, donde  $L$  es la luz total de la cercha. Véase Comentario C100.

**10.19.2.4** Para los elementos de las cuerdas superior e inferior, deberá considerarse en forma separada tanto la longitud efectiva fuera del plano como en el plano de la cercha, siendo el valor máximo recomendado de relación de esbeltez para el diseño de elementos sometidos a carga axial de compresión igual a 50, y de 80 para elementos sometidos a tracción (sección 10.15.2).

**10.19.3 PLANOS DE DISEÑO DE LAS CERCHAS.** La descripción escrita, gráfica y pictórica de cada cercha individual deberá proporcionarse al funcionario de la construcción para su aprobación antes de la instalación. Los planos de diseño de las cerchas también se proporcionarán con el envío de las cerchas a la obra. Los planos de diseño de las cerchas deberán incluir, como mínimo, la información que se especifica a continuación:

1. Pendiente o profundidad, tramo y espaciado;
2. Ubicación de todas las juntas y soportes;
3. Número de capas si es mayor que una;
4. Anchuras de apoyo requeridas;
5. Cargas de diseño según corresponda, incluyendo:
  - a. Carga viva del cordón superior;
  - b. Carga muerta del cordón superior;
  - c. Carga viva en el cordón inferior;
  - d. Carga muerta en el cordón inferior;
  - e. Cargas adicionales y ubicaciones; y
  - f. Criterios de diseño y cargas ambientales (viento, lluvia, nieve, sismo, etc.).

6. Otras cargas laterales, incluidas las cargas de arrastre;
7. Ajustes del valor de diseño del miembro de madera y de la placa metálica de conexión para las condiciones de uso;
8. Fuerza de reacción máxima y dirección, incluyendo las fuerzas de reacción máximas de levantamiento cuando sea aplicable;
9. Tipo, tamaño y grosor o calibre de la placa metálica de conexión, y la ubicación dimensionada de cada placa metálica de conexión, excepto cuando esté situada simétricamente en relación con la interfaz de la junta;
10. Tamaño, especie y grado de cada miembro de madera;
11. Conexiones de cercha a cercha y requisitos de montaje de campo de la cercha;
12. Relación entre la luz y la deformación calculada y deformación vertical y horizontal máximo para la carga viva y total, según corresponda;
13. Esfuerzos axiales máximos de tracción y compresión en los elementos de la cercha;
14. Ubicación de la restricción individual permanente requerida para los miembros de la cercha y el método y detalles de la restricción/articulación que se utilizará de acuerdo con la Sección 9.3.4.1.2.

**10.19.4 ARRIOSTRAMIENTO PERMANENTE DE CERCHAS.** Cuando se requiera el arriostramiento permanente de cerchas en los planos de diseño de las cerchas, deberá de realizarse mediante uno de los siguientes métodos:

1. El arriostramiento permanente de la cercha se instalará utilizando detalles de sujeción lateral/arriostramiento estándar de la industria, de acuerdo con las prácticas de ingeniería generalmente aceptadas. Las ubicaciones de las sujeciones laterales se identificarán en el plano de diseño de la cercha.
2. Las cerchas se diseñarán de manera que el pandeo de cualquier miembro individual de la cercha sea resistido internamente por la cercha individual a través de medios adecuados (es decir, refuerzo de pandeo por refuerzo en T o en L, refuerzo propio, etc.). El refuerzo de pandeo de los miembros individuales de las cerchas se instalará como se indica en el plano de diseño de la cercha o

en los detalles suplementarios de refuerzo de pandeo de los miembros de la cercha proporcionados por el diseñador de la misma.

3. Se permitirá que cualquier profesional de diseño registrado especifique un diseño de refuerzo/restricción permanente de miembros individuales de la cercha específicos para el proyecto.

**10.19.5 DISEÑADOR DE CERCHAS.** La persona u organización responsable del diseño de las cerchas.

**10.19.6 PLANOS DE DISEÑO DE LAS CERCHAS.** Cuando lo exija el profesional de diseño registrado, el funcionario de la construcción o los estatutos de la jurisdicción en la que se va a construir el proyecto, cada plano de diseño de cerchas deberá llevar el sello y la firma del diseñador de cerchas.

**EXCEPCIONES:** Cuando una portada y una hoja de índice de cerchas se combinen en una sola hoja y se adjuntan al conjunto de planos de diseño de cerchas, la única hoja de portada/índice de cerchas es el único documento que debe ser firmado y sellado por el diseñador de cerchas

1. Cuando una hoja de presentación y una hoja de índice de la cercha se proporcionan por separado y se adjuntan al conjunto de planos de diseño de la cercha, la hoja de presentación y la hoja de índice de la cercha son los únicos documentos que deben ser firmados y sellados por el diseñador de la cercha.

**10.19.7 DIAGRAMA DE COLOCACIÓN DE LA CERCHA.** El fabricante de cerchas deberá proporcionar un diagrama de colocación de cerchas que identifique la ubicación propuesta para cada cercha designada individualmente y que haga referencia al plano de diseño de cerchas correspondiente. El diagrama de colocación de las cerchas se proporcionará como parte del paquete de presentación de las cerchas, y con el envío de las cerchas que se entreguen en la obra. Los diagramas de colocación de las cerchas que solo sirvan de guía para la instalación y no se desvíen de los planos de presentación del permiso no deberán llevar el sello o la firma del diseñador de las cerchas.

**10.19.8 PAQUETE DE PRESENTACIÓN DE CERCHAS.** El paquete de presentación de cerchas proporcionado por el fabricante de cerchas deberá consistir en cada dibujo de diseño de las cerchas, el diagrama de colocación de las cerchas, el método y los detalles de sujeción/articulación de los miembros individuales permanentes de las cerchas y cualquier otro detalle estructural relacionado con las cerchas; y, según corresponda, la cubierta/hoja de índice de las cerchas.

**10.19.9 ANCLAJE.** El diseño para la transferencia de cargas y el anclaje de cada cercha a la estructura de soporte es responsabilidad del profesional de diseño registrado.

**10.19.10 ALTERACIONES EN LAS CERCHAS.** Los miembros y componentes de las cerchas no deben ser cortados, entallados, perforados, empalmados o alterados de cualquier otra manera sin el consentimiento y la aprobación por escrito de un profesional de diseño registrado. No se permitirán alteraciones que resulten en la adición de cargas a cualquier miembro (por ejemplo, equipos de calefacción, ventilación y aire acondicionado, tuberías, techos o aislamientos adicionales, etc.) sin verificar que la cercha es capaz de soportar dicha carga adicional.

**10.19.11 ESPECIFICACIONES DEL TPI 1.** Además de las Secciones 10.19.5 a 10.19.10, el diseño, la fabricación y la garantía de calidad de las cerchas de madera conectadas con placas metálicas deberán cumplir con TPI 1. Las inspecciones en la obra deberán cumplir con la Sección 110.4, según corresponda.

**10.19.12 ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD DE LAS CERCHAS.** Las cerchas que no formen parte de un proceso de fabricación de acuerdo con la Sección 10.19.11 o con una norma referenciada, que establezca requisitos para el control de calidad realizado bajo la supervisión de una agencia de control de calidad de terceros, deberán fabricarse de acuerdo con las Secciones 3.4.2.5 y 3.5.5, según corresponda.

**10.19.13 VIGAS DE CERCHAS.** Las vigas de cerchas deben ser diseñadas por métodos que admitan un análisis racional por parte de un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural basado en las normas establecidas en la Sección 9.14.4.

**10.19.13.1** Cuando se utilice acero para conectar miembros de madera, dichos conectores deberán ser de un calibre no inferior a 20 U.S. y deberán estar protegidos con un recubrimiento de zinc que cumpla con la norma ASTM A924, tal como se establece en el Título 12 de este código. Los conectores deben tener la aprobación del producto o deben ser diseñados por métodos que admitan un análisis racional por parte de un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.19.13.2** Cuando se vaya a fijar un techo directamente a la parte inferior de las cerchas, estas deberán estar arriostradas lateralmente con elementos continuos de 25 mm por 102 mm (1 pulgada por 4 pulgadas) clavados con clavos comunes de 8d en la parte superior del cordón inferior en los puntos de los paneles, pero con una separación máxima de 3 m (10 pies). Este arriostamiento lateral deberá estar sujeto en cada extremo y a intervalos de 6 m (20 pies). Los paneles de yeso pueden considerarse techos rígidos en áreas cerradas donde estén protegidos de los elementos. El techo de placas de yeso no debe considerarse un diafragma de techo.

**10.19.13.3** Cuando un techo se fije a un listón de madera clavado en la parte inferior del cordón inferior de las cerchas con dos clavos comunes del tipo 8d en cada intersección, el listón no debe tener menos de 25 mm por 76 mm (1 pulgada por 3 pulgadas) con una separación no superior a 610 mm (24 pulgadas). El listón de madera puede ser sustituido por canales de enrasado. Los canales de enrasado deberán ser un mínimo de canales en forma de sombrero de 22 mm (7/8 de pulgada) que pesen 41,4 kg por 100 m (287 libras por 1000 pies lineales) con una base de acero mínima de 0,445 mm (0,0179 pulgadas) y que cumplan con la norma ASTM C645 fijados a las cerchas con un mínimo de dos tornillos #6 de 32 mm (1 1/4 pulgadas) por intersección. Dichos listones o

canales de enrasado metálicos pueden servir también como refuerzo lateral del cordón inferior de la cercha para minimizar los efectos del pandeo del cordón inferior cuando se somete a esfuerzos de compresión en condiciones de carga inversa. Además, el techo rígido creado por este listón de 25 mm por 76 mm (1 pulgada por 3 pulgadas) o los canales de enrasado metálicos también deben estar restringidos de los movimientos laterales, de acuerdo con los detalles proporcionados por el arquitecto o el ingeniero profesional del registro.

**EXCEPCIÓN:** Cuando el diseño del ensamblaje resistente al fuego no permita esta instalación específica, consulte la Sección 10.19.14

**10.19.13.4** Cuando un cielorraso esté fijado a miembros de madera suspendidos debajo de cerchas, se aplicarán las disposiciones de la Sección 10.28.1

**10.19.14 CERCHAS DE MADERA PREFABRICADAS.** Las cerchas de madera prefabricadas deben cumplir con esta sección.

#### **10.19.15 DISEÑO.**

**10.19.15.1** Las cerchas de madera prefabricadas deben ser diseñadas por un ingeniero profesional registrado (ingeniero delegado) y fabricadas de acuerdo con la Norma Nacional de Diseño para la Construcción de Cerchas de Madera Conectadas con Placas Metálicas del Instituto de Placas de Cercha (TPI). El diseñador del sistema de cerchas (ingeniero delegado) preparará los planos de taller del sistema de cerchas. Dichos planos de taller se presentarán al funcionario de la construcción para su revisión y aprobación. Los planos de taller deberán cumplir con los siguientes requisitos:

1. Todos los planos de taller deberán estar en conformidad con los planos de armazón del arquitecto o ingeniero de registro, a menos que se obtenga la aprobación previa por escrito del arquitecto o ingeniero de registro. Si se aprueba el replanteo, el arquitecto o ingeniero de registro deberá volver a presentar los planos de entramado revisados al funcionario de la construcción después

de recibir los planos actualizados del ingeniero delegado que muestren todos los ajustes necesarios para transmitir de forma segura todas las cargas aplicadas a la cimentación.

2. Puede ser necesario el arriostramiento permanente de los miembros individuales de las cerchas para evitar que los miembros se pandeen en el plano normal a las cerchas (pandeo en la dirección estrecha). Este arriostramiento se diseñará tanto para cargas ascendentes como descendentes y se mostrará en los planos de las celosías individuales (la ingeniería de las celosías se muestra normalmente en hojas de 216 mm por 279 mm (8 1/2 pulgadas por 11 pulgadas) (planos de tamaño "A"). El diseño de este arriostramiento será responsabilidad del ingeniero delegado. El contratista será responsable de que este arriostramiento se instale correctamente. Este arriostramiento puede ser en forma de (pero no limitado a) arriostramiento en "T" de un miembro individual, o arriostramiento lateral de una serie de miembros comunes a un número de cerchas. Cuando se utilice el arriostramiento lateral, este deberá estar restringido contra el movimiento lateral, de acuerdo con los detalles proporcionados por el ingeniero delegado o por el arquitecto o ingeniero profesional del registro.

3. Todos los detalles y secciones requeridos para mostrar el tamaño y las conexiones de todos los miembros secundarios se suministrarán en los planos de ingeniería delegada y mostrarán todo el entramado, las conexiones y el arriostramiento en uno o más planos primarios de tamaño mínimo de 610 mm por 914 mm (24 pulgadas por 36 pulgadas).

4. También se proporcionará al arquitecto o ingeniero de registro una hoja de corte de 216 mm por 279 mm (8 1/2 pulgadas por 11 pulgadas) que muestre el diseño de los miembros individuales, de manera que todas las cargas de gravedad y de levantamiento mostradas en estas hojas de corte puedan ser transferidas a los planos primarios.

5. El tamaño y la ubicación de todas las placas en cada junta se mostrarán en los planos de diseño de las cerchas.

6. La conexión entre cerchas se detallará en los planos de taller. Los conjuntos de caderas se detallarán de manera que se indiquen todas las conexiones de acuerdo con los planos de ingeniería para la fijación de los miembros sesgados.

7. Los planos de diseño de las cerchas indicarán el soporte y el apoyo mínimo del sistema estructural de la cubierta, el arriostramiento transversal/lateral permanente, el arriostramiento para transferir las fuerzas de pandeo de los miembros a la estructura y todos los arriostramientos y anclajes necesarios para resistir las fuerzas ascendentes y laterales.

8. Las cerchas planas y de suelo deben estar claramente marcadas para que se instalen con el lado derecho hacia arriba. Estas marcas deben permanecer después de la instalación del suelo, el revestimiento y el aislamiento.

La intención de los requisitos anteriores es proporcionar toda la información sobre el entramado, las conexiones y el arriostramiento en un conjunto compuesto de planos aprobados por el arquitecto o el ingeniero del registro para ayudar en la revisión, la aprobación y las inspecciones de campo para la parte de la propiedad.

**10.19.15.2** Las cerchas se diseñarán para cargas de viento de acuerdo con el Capítulo 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad), cargas vivas, muertas y concentradas uniformemente distribuidas, y dichas cargas se indicarán en los planos de entramado del techo y en los planos de diseño de las cerchas. Cuando una viga o celosía esté sometida a cargas concentradas o a cualquier condición de carga inusual, dichas condiciones deberán indicarse claramente en los planos del armazón del techo y en los planos de diseño de la celosía. Cuando los miembros de la cercha hayan sido cortados, desplazados o alterados de cualquier manera para satisfacer las necesidades de la construcción o por cualquier otra razón, se deben preparar planos adicionales y cálculos adicionales, firmados y sellados por el diseñador de la cercha (un ingeniero delegado por Florida). Dichos planos y cálculos adicionales deben ser aprobados por el ingeniero o arquitecto del registro y deben ser presentados al funcionario de la construcción para su revisión y aprobación.

**10.19.15.3** Las cerchas de techo deben estar diseñadas para una carga viva mínima de 1436 Pa (30 psf), una carga muerta mínima de 718 Pa (15 psf) en el cordón superior, y una carga muerta mínima de 479 Pa (10 psf) en el cordón inferior; y cargas de viento de acuerdo con el Capítulo 2 de este código. Cuando

el diseño del tejado es tal que el agua no se dirige al interior del tejado y no hay parapetos u otras obstrucciones de drenaje en el borde del tejado, las cerchas del tejado con pendientes de 11/2:12 o mayores pueden diseñarse para una carga viva de 958 Pa (20 psf) y una carga total mínima de 2155 Pa (45 psf). El ajuste de la tensión de diseño admisible para la duración de la carga deberá estar de acuerdo con la Especificación Nacional de Diseño para Construcciones de Madera.

**10.19.15.4** La deflexión admisible bajo carga viva para las cerchas no debe exceder la luz/360 para techos enlucidos, la luz/240 para techos terminados no enlucidos, o la luz/180 para cerchas sin techo.

**10.19.15.5** Las cerchas de cubierta plana se diseñarán para no menos de las cargas establecidas en la Sección 10.19.15.3 anterior, excepto que la carga muerta en el cordón superior puede tomarse como 479 Pa (10 psf) en lugar de 718 Pa (15 psf), y la carga total se reduce a 9.94 Pa (50 psf). El ajuste de la tensión de diseño admisible para la duración de la carga deberá estar de acuerdo con la Especificación Nacional de Diseño para Construcciones de Madera.

**10.19.15.6** Cuando las cerchas de los extremos de los hastiales estén permitidas en este código, deberán estar diseñadas para una carga viva mínima de 1436 Pa (30 psf) y una carga muerta mínima de 718 Pa (15 psf) en el cordón superior. La carga mínima de 10 psf (479 Pa) en el cordón inferior puede omitirse cuando se proporciona un soporte continuo. Además, las cerchas de los extremos de los hastiales deberán estar diseñadas para soportar la carga de viento como se especifica en el Capítulo 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad) pero no menos de 1436 Pa (30 psf) perpendicular al plano de la cercha. Dichas cerchas utilizarán un sistema diseñado racionalmente para resistir las cargas laterales del viento y estarán ancladas a la subestructura a intervalos no mayores de 1219 mm (4 pies) al centro para resistir las fuerzas de levantamiento y estarán diseñadas para transferir las cargas a la subestructura. El diseño del sistema utilizado para resistir las cargas laterales impuestas a la cercha deberá ser preparado por el ingeniero o arquitecto del registro.

**10.19.15.7** Cuando las vigas superen los dos miembros y cuando las reacciones de las vigas superen la capacidad de los conectores o colgadores estándar, estas reacciones se mostrarán en los planos y la conexión deberá ser diseñada, firmada y sellada por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural y dicho diseño se incluirá como parte de los planos de taller.

**10.19.15.8** Todas las cerchas deben estar debidamente arriostradas para actuar como un sistema. Dicho arriostramiento se incluirá como parte del documento de diseño.

#### **10.19.16 MATERIALES Y ESPECIFICACIONES.**

**10.19.16.1** Las cerchas se fabricarán aplicando los valores de diseño indicados en la norma Design Values for Wood Construction de la American Forest and Paper Association.

**10.19.16.2** Los cordones superiores e inferiores deben ser de grado No. 2 o mejor. Los miembros del alma deben ser de grado No. 3 o mejor. Un miembro del cordón se define como el miembro completo de la cercha superior o inferior que puede consistir en piezas empalmadas más cortas.

**10.19.16.3** Para las cerchas que abarcan 6 m (20 pies) o menos, el porcentaje mínimo de miembros de grado marcado entre los cordones superiores e inferiores debe ser del 50 por ciento.

**10.19.16.4** En las cerchas que tengan una luz de más de 6 m (20 pies), el porcentaje mínimo de elementos marcados entre los cordones superiores e inferiores debe ser del 75%, y debe haber un mínimo de un alma marcada en cada cercha.

**10.19.16.5** Toda la madera debe ser de 51 mm por 102 mm (2 pulgadas por 4 pulgadas) nominal o mayor, y ningún miembro de 51 mm (2 pulgadas) nomi-

nal debe tener un tamaño inferior a 38 mm (1 1/2 pulgadas).

**10.19.16.6** El contenido de humedad de toda la madera utilizada en la fabricación de cerchas de madera no debe superar el 19 por ciento.

**10.19.16.7** Las placas de conexión deberán ser de acero galvanizado de calibre 20 que cumpla con la norma ASTM A653/A653M o A924/A924M, y deberán estar identificadas con el sello del fabricante. El tamaño y la ubicación de todas las placas se mostrarán en los planos de diseño de las cerchas. Los conectores deberán tener la aprobación del producto.

**10.19.16.8** Todas las placas conectoras de más de 76 mm (3 pulgadas) y el 25 por ciento de 76 mm (3 pulgadas) o menos, según las normas TPI, deberán llevar el nombre, el logotipo u otras marcas que identifiquen claramente al fabricante. Semestralmente, los fabricantes de placas certificarán el cumplimiento de las disposiciones de la Sección 6 del Instituto de Placas de Cerchas, TPI, Norma Nacional de Diseño para la Construcción de Cerchas de Madera Conectadas con Placas Metálicas, con respecto al grado de acero, el espesor o el calibre del material, y el galvanizado según la norma ASTM G60 como mínimo. Este requisito de certificación deberá satisfacerse mediante la presentación de un laboratorio independiente aprobado por la agencia de certificación.

#### **10.19.17 FABRICACIÓN.**

**10.19.17.1** Los fabricantes de conjuntos de cerchas de madera prefabricadas deben obtener un certificado de competencia válido de la autoridad competente.

**10.19.17.2** Cada cercha debe llevar el sello del fabricante en un miembro del alma y el 75 por ciento debe colocarse de manera que sea claramente visible después del montaje y antes de la colocación del techo.

**10.19.17.3** Las cerchas de múltiples miembros deben ser pretaladradas en la

fábrica de cerchas sólo para los pernos de conexión. Los agujeros de los pernos de suspensión se perforarán en la obra, en el lugar indicado en los planos aprobados.

**10.19.17.4** Cada fabricante debe contratar los servicios de las organizaciones pertinentes, de entre las que se enumeran a continuación, para realizar inspecciones mensuales de la madera utilizada en la fabricación. Después de cada inspección, el organismo de inspección deberá presentar un informe a la autoridad competente. Todos los organismos de inspección que presten cualquier tipo de servicio de inspección deberán ser aprobados por la autoridad competente.

Para el pino: Oficina de Inspección del Pino del Sur o agencias de clasificación de productos madereros con jurisdicción apropiada.

Para abeto Douglas, abeto Hem o abeto-Larch: Asociación de Productos Madereros del Oeste u Oficina de Inspección de la Madera de la Costa Oeste. Inspección de productos de madera u otros organismos de clasificación con jurisdicción apropiada.

**10.19.17.5** Además, el fabricante deberá emplear un laboratorio de pruebas aprobado para realizar inspecciones de conformidad de la fabricación. Dichas inspecciones se realizarán sin previo aviso y de forma aleatoria al menos una vez al mes. Después de cada inspección, el laboratorio presentará un informe en formularios aprobados a la autoridad competente y dichos informes llevarán la fecha, la firma y el sello del arquitecto o ingeniero profesional registrado en Florida que los supervise.

**10.19.17.6** Cuando haya evidencia de incumplimiento de las disposiciones de fabricación establecidas en este párrafo o de los planos aprobados, la autoridad competente puede exigir al laboratorio de inspección que realice inspecciones adicionales en el lugar de trabajo o en la planta.

**10.19.17.7** La autoridad competente puede exigir que se realicen pruebas de

carga en las cerchas de madera que no cumplan con los requisitos. Los resultados de las pruebas se comunicarán a la autoridad competente.

**10.19.17.8** El incumplimiento de las unidades ensayadas o la recepción de informes de inspección que indiquen que la fabricación no se ajusta a los planos de diseño de las cerchas aprobadas, o la no presentación de los informes de inspección y/o ensayos requeridos, será causa de suspensión o revocación del certificado de competencia del fabricante o del fabricante.

#### **10.19.18 MONTAJE DE CERCHAS.**

**10.19.8.1** En los extremos de los hastiales, este diafragma deberá estar diseñado para transmitir las cargas laterales impuestas en el hastial a los diafragmas de la cubierta y/o a los diafragmas del techo, cuando estén disponibles. Cuando el muro que soporta el hastial no esté diseñado para soportar cargas laterales independientes del hastial (mediante el uso de muros cortantes u otros métodos), el anclaje del hastial al muro deberá estar diseñado para transmitir las cargas del muro al arriostamiento y el arriostamiento diseñado para transmitir las cargas laterales del hastial y del muro a los diafragmas de la cubierta y/o a los diafragmas del techo cuando estén disponibles. Los diafragmas de techo que proporcionan soporte lateral en las paredes de los hastiales deben ser diseñados por el arquitecto o el ingeniero profesional del registro, y deben tener un arriostamiento continuo en el cordón inferior, restricciones en los extremos, restricciones intermedias y condiciones para transferir suficientemente las cargas laterales en la parte superior de las paredes de los extremos de los hastiales a las paredes de corte que se cruzan. En ningún caso se utilizará el techo rígido, tal como se define en la sección 9.19.17.1.2, como parte integral del sistema necesario para el arriostamiento lateral de los testeros del hastial.

## TÍTULO 10.20 DISEÑO DE UNIONES

### CAPÍTULO 10.20.1 ASPECTOS GENERALES

**10.20.1.1** Cuando este Reglamento se refiere a uniones en edificaciones, se entenderá uniones de madera totalmente o a uniones mixtas en las cuales, la madera se combina con otros materiales que cumplan con los niveles de esfuerzos necesarios para resistir y transmitir las cargas a los elementos de una estructura.

**10.20.1.1.1** Los detalles de uniones presentados en este Título han sido esquematizados de forma sencilla, con el propósito de ilustrar los factores principales que influyen en el diseño de las mismas, como son la posición de las fibras en los elementos de madera, la dirección de los diferentes elementos de unión utilizados con respecto a ellas, y la forma en que estos pueden ser solicitados por las fuerzas actuantes. De ninguna manera deberán ser adoptados como detalles estructurales o constructivos. Los cuales deberán de ser desarrollados como parte de los planos estructurales de cada proyecto en específico.

**10.20.1.1.2** Como elementos de unión se utilizarán clavos, tornillos y pernos, trabajando solos o combinados con otros elementos, como son las placas, angulares, abrazaderas, anillos partidos o dentados y otros accesorios. Estos elementos deberán ser de acero, grado estructural y tener tratamiento anticorrosivo, especialmente cuando se utilicen en condiciones ambientales desfavorables. La calidad y el diseño de los elementos metálicos deberán regirse de acuerdo con los requerimientos del Reglamento para el Diseño, Fabricación y Montaje de Estructuras de Acero (Unidad 5. Título 5) o en su defecto, según las Normas ASTM, para estos tipos de elementos, ASTM F1667 (Standard Specification for Driven Fasteners: Nails, Spikes and Staples), ASTM F547 (Standard Terminology of Nails for use with Wood and Wood-Base Materials) u otras similares.

**10.20.1.1.3** En los cálculos de uniones de madera con elementos metálicos, han de determinarse las cargas admisibles de los elementos de unión de acuerdo a las previsiones de este Artículo, éstas podrán aumentarse en un 25% cuando se utilicen piezas laterales de metal (placas u otros accesorios).

**10.22.1.1.4** Las cargas admisibles que se establecen para los diferentes elementos de unión contemplados en este Reglamento (clavos, tornillos y pernos), están dadas en función del peso específico de la madera y (Tabla 2). Podrá asumirse  $\gamma=0.40$  si no se conoce su valor. Estas cargas admisibles solamente serán aplicables si se cumple con los requisitos de espaciamientos y distancias mínimas de las secciones 10.23.5, 10.24.5, 10.24.5.1, 10.25.7, 10.25.7.1 y 10.25.7.2, los cuales deberán ser medidos para cada caso a partir del centro de los elementos de unión correspondientes.

**10.20.1.1.5** La carga admisible de un conjunto de elementos de unión podrá obtenerse sumando las cargas admisibles de estos elementos, considerándolos individualmente.

**10.20.1.1.6** Las cargas admisibles de las secciones 10.23.3 al 10.23.5, del 10.24.2 al 10.24.4.1 y del 10.25.3 al 10.25.6, podrán incrementarse, como se indica en la Tabla 10.20.1.1.6, para las combinaciones de cargas que incluyan efectos de cargas de corta duración como viento, sismo o impacto.

**TABLA 10.20.1.1.6**

**PORCENTAJES DE INCREMENTOS PARA CARGAS ADMISIBLES DE ELEMENTOS DE UNIÓN**

| Condicion de Carga                            | Carga Muerta + carga Viva | Carga Muerta + Carga Viva + Viento o Sismo | Carga Muerta + Carga Viva + Impacto |
|---|---------------------------|--|-------------------------------------|
| Elemento de Union                             |                           |  |                                     |
| Clavos, Tornillos y Pernos con $(t/D) \geq 6$ | 8%                        | 25%  | 50%                                 |
| Pernos con $(t/D)$                            | 15%                       | 50%  | 100%                                |

t = espesor efectivo de diseño (en mm) para la madera, en uniones con clavos, tornillos y pernos. (Véase las secciones 10.25.2 y 10.25.2.1).

## **CAPÍTULO 10.21 NORMA DE ENSAYO PARA SUSPENSIONES Y CONECTORES DE VIGUETAS.**

**10.21.1** Las cargas admisibles para las suspensiones de viguetas deben estar de acuerdo con la norma ASTM D7147.

**10.21.2** Las cargas admisibles para otros conectores prefabricados se establecerán utilizando el procedimiento de la norma ASTM D7147. Cuando se establezcan las cargas para un conector, se ensayará un máximo de dos conectores simultáneamente.

**EXCEPCIÓN:** Se permite que las cargas admisibles para los conectores que son planos y no se cargan excéntricamente, como las correas, se determinen mediante cálculos de acuerdo con las normas enumeradas en este código.

## **CAPÍTULO 10.22 UNIONES CON CLAVOS**

**10.22.1 REQUERIMIENTOS PARA UNIONES CON CLAVOS.** Solo podrán utilizarse clavos como elementos de unión en viviendas económicas, estructuras provisionales, elementos no estructurales y/o en estructuras donde el espesor de las piezas de madera por unir, que vayan a contener la cabeza de los clavos, no exceda de 2 pulgadas.

**10.22.2 CLAVOS Y GRAPAS.** Los clavos y grapas deberán cumplir con los requisitos de la norma ASTM F1667. Los clavos utilizados para las conexiones de entramado y revestimiento deberán tener un promedio mínimo de resistencia a la flexión como se indica a continuación: 551 MPa (80 kips por pulgada cuadrada (ksi)) para diámetros de vástago mayores de 4,50 mm (0,177 pulgadas) pero no mayores de 6,45 mm (0,254 pulgadas), 620 MPa (90 ksi) para diámetros de vástago mayores de 3,61 mm (0,142 pulgadas) pero no más de 4,50 mm (0,177 pulgadas) y 689 MPa (100 ksi) para diámetros de vástago de al menos 2,51 mm (0,099 pulgadas) pero no más de 3,61 mm (0,142 pulgadas).

**10.22.2.1** Para mejorar la adherencia con la madera, y por lo tanto la resistencia a la extracción, podrán emplearse clavos estriados.

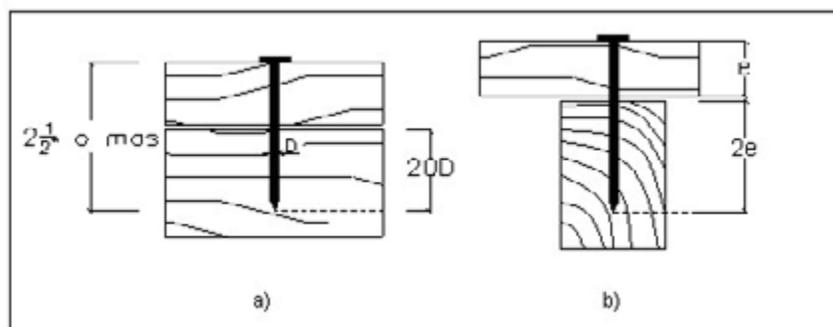
**10.22.2.2** Para obras expuestas a la interperie deberán usarse clavos galvanizados o de materiales resistentes a la oxidación.

**10.22.2.3** Una union con clavos deberá tener mínimo dos clavos, trabajando como elementos sujetantes.

**10.22.2.4** En uniones de dos elementos de madera, la longitud de penetración de clavos a partir de dos y media pulgadas deberá ser de veinte veces su diámetro (20D). Véase Fig. 11-a.

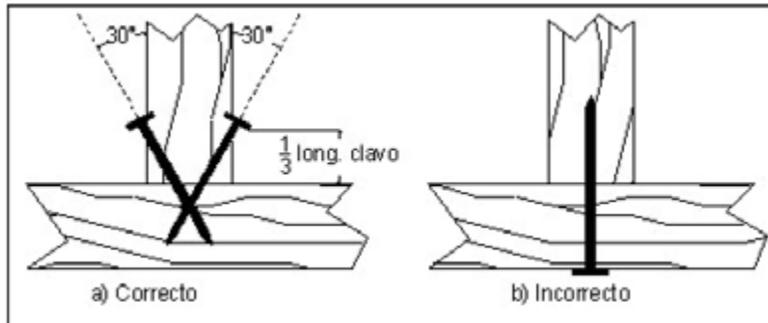
**10.22.2.5** En uniones de tableros con elementos de madera, la longitud de los clavos deberá ser suficiente para penetrar en estos elementos una longitud igual al doble del espesor del tablero (2e). Véase Fig. 11-b.

**FIGURA 11**  
**LONGITUD DE PENETRACIÓN DE CLAVOS EN UNIONES DE DOS PIEZAS**



**10.22.2.6** Cuando se unan dos elementos como los de la Figura 12, no deberán usarse clavos en la posición mostrada en la Figura 12-b, para esos casos se deberá recurrir a clavos colocados con una inclinación de unos 30°, a una distancia del extremo de la pieza en que se introducen igual o superior a una tercera parte de la longitud de los clavos (véase Fig. 12-a)

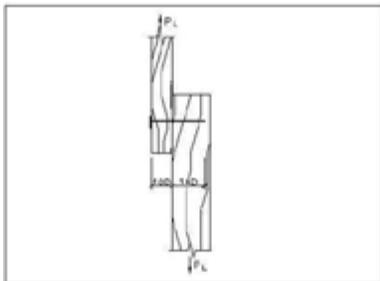
**FIGURA 12**  
**UNIÓN CON CLAVOS INCLINADOS**



**10.22.2.7** En uniones de dos elementos de madera, sometido a cizallamiento simple (un plano de cortante), la penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta deberá ser de 14 veces su diámetro ( $14D$ ) y el espesor de la pieza lateral adyacente a la cabeza del clavo, de 10 veces el diámetro del clavo ( $10D$ ), véase Fig. 13. De no cumplirse con estas disposiciones, para fines de aplicación de la Ecuación 28 (Sección 10.23.3), deberá introducirse un factor de reducción proporcional, siempre y cuando se cumpla con los valores mínimos que se especifican a continuación:

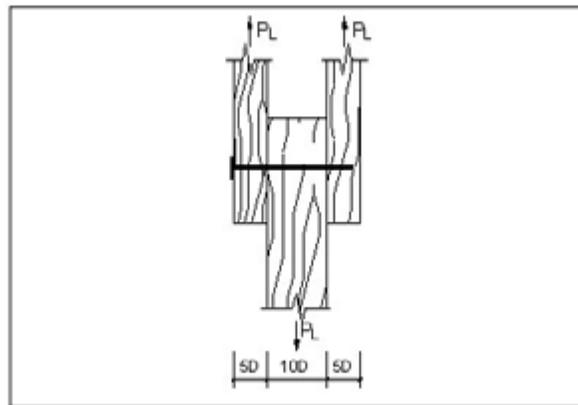
- $14(D/3)$  para la penetración mínima del clavo en el elemento que contiene a la punta.
- $5D$  para el espesor mínimo de la pieza lateral adyacente a la cabeza del clavo.

**FIGURA 13 ESPESES MÍNIMOS Y PENETRACIÓN DE CLAVOS SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO SIMPLE**



**10.22.2.8** En uniones de tres o más elementos de madera, sometido a cizallamiento doble, triple u otro (dos o más planos de cortante), cada una de las piezas de madera, deberá tener un espesor mínimo igual a las dos terceras partes de 14 veces el diámetro del clavo,  $2/3(14D)$ , véase Fig. 14; De no cumplirse con esta disposición, para fines de determinación de la carga admisible del clavo, deberá introducirse un factor de corrección proporcional a la reducción del valor mínimo especificado.

**FIGURA 14**  
**ESPEORES MÍNIMOS Y PENETRACIÓN DE CLAVOS SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO DOBLE**



**10.23.3 CARGAS ADMISIBLES. FUERZAS LATERALES DE CORTE.** En una unión de dos elementos de madera, sometidos a cizallamiento simple (un plano de cortante), hecha con un clavo hincado perpendicularmente a las fibras (Fig. 13), la carga admisible en kilogramos del clavo frente a fuerzas laterales, se regirá por la expresión:

$$P_L = 10 \gamma D^{1.5}$$

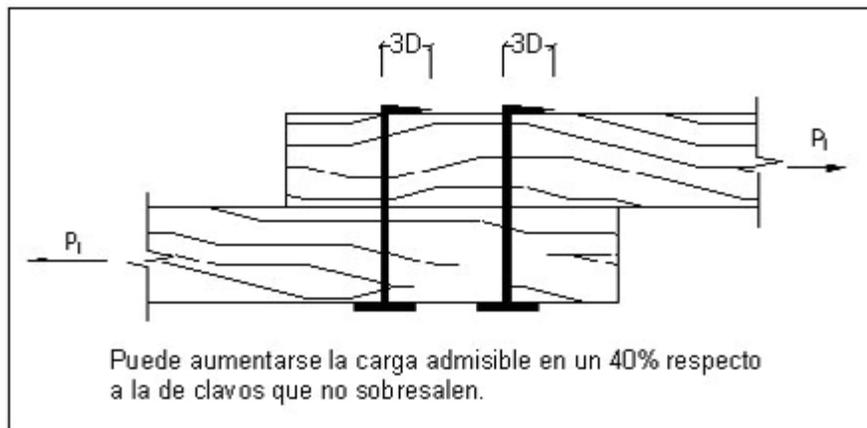
Ecuación (28)

**PÁRRAFO.-** Para que la aplicación de la Ecuación 28 sea válida, deberá cumplirse con los requerimientos de la sección 10.22.2.7.

**10.23.3.1** En uniones con clavos colocados, como se muestra en la Fig. 12-a de la sección 10.22.2.6, el valor de la carga admisible en kilogramos de un clavo frente a fuerzas laterales deberá ser igual al 83% del valor expresado en la Ecuación 28 de la sección 10.23.3 ( $0.83 PL$ ).

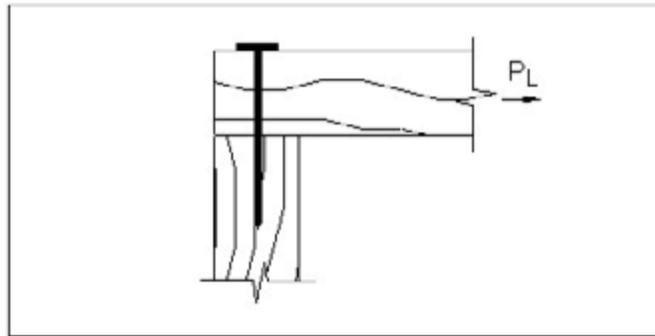
**10.23.3.2** Si la punta de los clavos sobresale por lo menos 3 veces su diámetro ( $3D$ ) y se dobla, la carga admisible dada en la sección 10.23.3 podrá aumentarse en un 40% (véase Fig. 15).

**FIGURA 15**  
**CLAVOS CON LA PUNTA DOBLADA SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO SIMPLE**



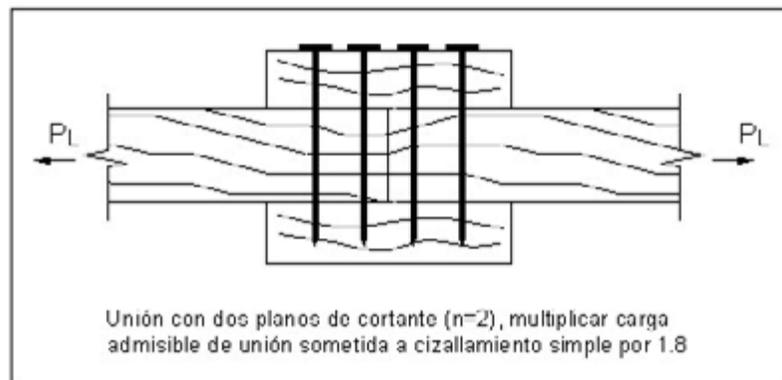
**10.23.3.3** Para clavos hincados en el extremo de una pieza, paralelamente a las fibras del elemento que recibe la punta, como se muestra en la Fig. 16, la carga admisible de la sección 10.23.3, deberá reducirse al 60% ( $0.6PL$ ).

**FIGURA 16**  
**CAPACIDAD DE CLAVOS HINCADOS PARALELAMENTE A LAS FIBRAS**



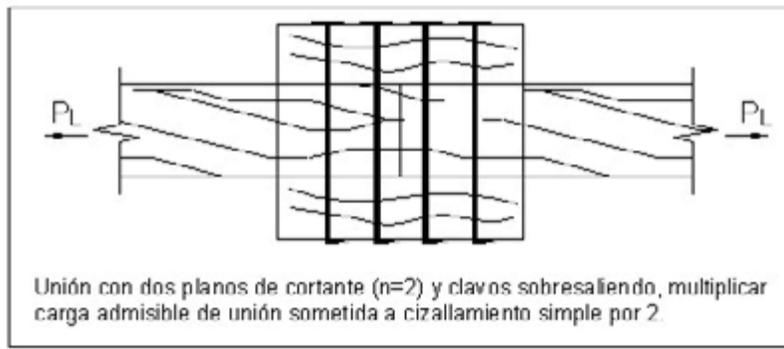
**10.23.3.4** Cuando se unan tres o más piezas (uniones con dos o más planos de cortante), la carga admisible de los clavos se determinará multiplicando la carga admisible de una unión sometida a cizallamiento simple (véase sección 10.23.3) por  $0.9n$ , siendo  $n$ , el número de planos de cortante existente (véase Fig. 17).

**FIGURA 17**  
**UNIÓN SOMETIDA A CIZALLAMIENTO DOBLE**



**10.23.3.5** Si la punta de los clavos sobresale por lo menos 3 veces su diámetro ( $3D$ ) y se dobla, la carga admisible  $P_L$ , podrá tomarse igual a la dada en la sección 10.23.3 multiplicada por el número de planos de cortante existentes ( $n$ ). Véase Fig. 18.

**FIGURA 18**  
**UNIÓN SOMETIDA A CIZALLAMIENTO DOBLE**

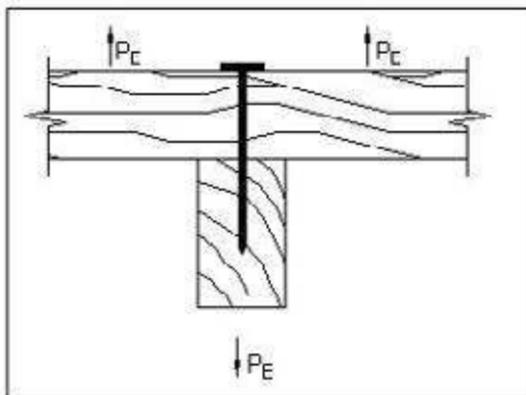


**10.23.4 FUERZAS DE EXTRACCIÓN.** La carga admisible de un clavo en extracción, hincado perpendicularmente a las fibras, en kilogramos por centímetro de penetración en la pieza que contenga la punta (véase Fig. 19), se regirá por la ecuación siguiente (véase Comentario C124):

$$P_e = 11 \gamma^{\frac{5}{2}} D$$

Ecuación (29)

**FIGURA 19**  
**EXTRACCIÓN**



**10.23.4.1** En uniones con clavos colocados como se muestra en la Fig. 12-a de la sección 10.22.2.6, el valor de la carga admisible de un clavo en extracción, en kilogramos por centímetro de penetración en la pieza que contenga la punta, deberá ser igual al 67% del valor expresado en la Ecuación 29 de la sección 10.23.4 (0.67PE).

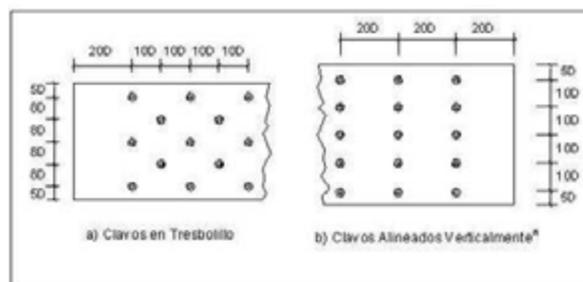
**10.23.4.2** Se prohíbe el empleo de clavos sometidos a extracción, hincados paralelamente a las fibras, cuya resistencia en estas condiciones se considerará nula.

**10.23.5 ESPACIAMIENTOS Y DISTANCIAS MÍNIMAS.** Se establecerán los siguientes espaciamientos y distancias mínimas entre dos clavos próximos, o de cualquiera de ellos a los extremos de las uniones, para prevenir la ocurrencia de agrietamientos en la madera (véase Fig. 20-a):

- 8D entre hileras de clavos paralelas a las fibras
- 5D de los bordes
- 20D de los extremos
- 10D entre clavos adyacentes en la dirección de las fibras

Deberá evitarse la disposición de clavos alineados verticalmente, pero de tener que utilizarla, los espaciamientos y distancias mínimas que regirán serán los de la Fig. 20-b.

**FIGURA 20 ESPACIAMIENTOS MÍNIMOS DE CLAVOS**



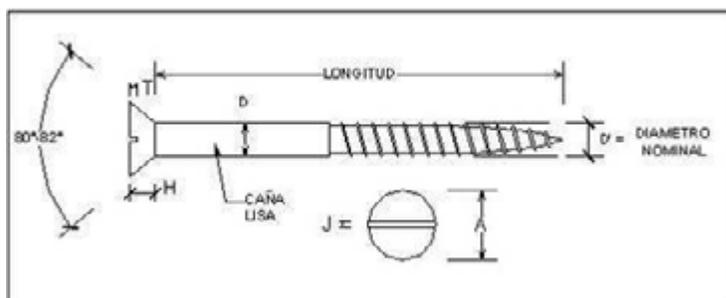
(\* Evitar esta disposición de clavos en las estructuras.)

## CAPÍTULO 10.24 UNIONES CON TORNILLOS ROSCA MADERA

287

**10.24.1 REQUERIMIENTOS.** En las uniones con tornillos rosca madera, la longitud de un tornillo deberá ser tal que de la mitad a un tercio penetre en el elemento principal de la unión (véase Fig. 21).

**FIGURA 21 TORNILLO ROSCA MADERA**



**10.24.1.1** La penetración de un tornillo en el elemento que recibe la punta, en una unión de madera, deberá ser de por lo menos siete veces el diámetro de la caña lisa ( $7D$ ).

**10.24.1.2** Los tornillos a utilizar en uniones de madera deberán ser introducidos en la misma con la ayuda de agujeros guías previamente taladrados, los cuales deberán tener los diámetros siguientes:

- El diámetro correspondiente al de la caña lisa para recibir a esta,  $D$ .
- El diámetro correspondiente a las dos terceras partes del de la caña lisa ( $2/3D$ ), como máximo para recibir la parte rosca.

**10.24.2 CARGAS ADMISIBLES.** Las cargas admisibles de los tornillos se determinarán de acuerdo a las ecuaciones 30 y 31. Para el caso de uniones con más de un plano de cortante, estas cargas admisibles podrán modificarse según lo indicado en la sección 10.23.3.3, aplicado para tornillos.

**10.24.3 FUERZAS LATERALES DE CORTE.** La carga admisible de un tornillo

en una unión con un solo plano de cortante (simple cizallamiento), como la mostrada en la Figura 22-a, en la que el tornillo es insertado perpendicularmente a las fibras y transmite fuerzas laterales, deberá regirse por la expresión:

$$P_L = 3.75 \gamma D^2$$

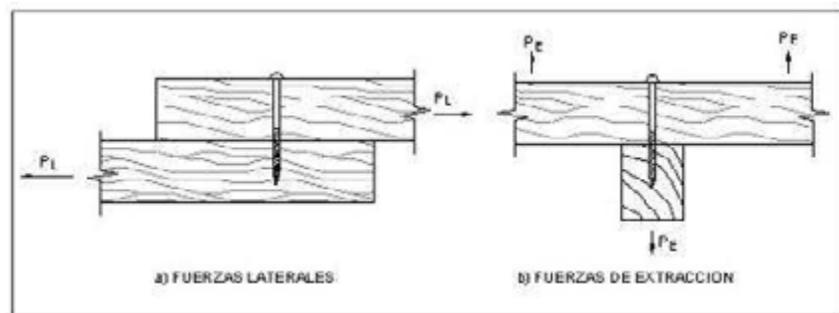
Ecuación (30)

**10.24.4 FUERZAS DE EXTRACCIÓN.** La carga admisible de un tornillo en kilogramos por centímetro de penetración de la caña roscada en la pieza que contiene a la punta, insertado en dirección perpendicular a las fibras y sometido a fuerzas de extracción paralelas (Fig. 22-b), se regirá por la siguiente ecuación:

$$P_E = 15 \gamma^2 D$$

Ecuación (31)

**FIGURA 22 FORMAS EN QUE LOS TORNILLOS TRANSMITEN FUERZAS**



**10.24.4.1** La carga admisible de un tornillo sometido a fuerzas de extracción insertado en dirección paralela a las fibras, será igual al 75% de la correspondiente a un tornillo insertado perpendicularmente a las fibras. Los espaciamientos entre tornillos no deberán ser menores que los establecidos en la sección 10.24.5.1 de este código.

**10.24.5 ESPACIAMIENTOS Y DISTANCIAS MÍNIMAS.** Los espaciamientos y distancias mínimas para tornillos insertados perpendicularmente a las fibras serán:

- a. 3D entre hileras de tornillos paralelas a las fibras
- b. 5D de los bordes
- c. 10D de los extremos
- d. 10D entre tornillos adyacentes en la dirección de las fibras

**10.24.5.1** Los espaciamientos entre tornillos insertados paralelamente a las fibras no deberán ser menores que 10D.

## **CAPÍTULO 10.25 UNIONES CON PERNOS**

**10.25.1 REQUERIMIENTOS.** Las uniones con pernos deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas. Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 1.6 mm. En estas uniones la carga admisible de los elementos de madera deberá calcularse con la sección neta resultante de restar del área total el área correspondiente a los taladros (seccuibes 10.3.5 y 10.3.5.1).

**10.25.1.1** Los pernos deberán ser de acero grado estructural (sección 10.20.1.1.1), con esfuerzos de fluencia no menores que 2,530 kg/cm<sup>2</sup>. Estos deberán emplearse en combinación con arandelas bajo la cabeza y bajo la tuerca. Las arandelas deberán tener un diámetro mínimo igual a tres veces el diámetro del perno y un espesor de 0.25 veces dicho diámetro. Se podrán utilizar arandelas cuadradas, con dimensiones de lados y espesores iguales a los de arandelas circulares equivalentes.

**10.25.1.2** La longitud de los pernos deberá ser tal, que una vez apretados, los pernos sobresalgan de la tuerca por lo menos una vuelta completa de rosca.

### 10.25.2 ESPESORES EFECTIVOS DE DISEÑO PARA PIEZAS DE MADERA.

En uniones con dos planos de cortante se tomará como espesor efectivo de diseño el menor valor de: dos veces el espesor de la pieza lateral más delgada o el espesor de la pieza central. Véase Figuras 23-(a y b) y 26.

**10.25.2.1** En uniones con un plano de cortante se tomará como espesor efectivo de diseño el espesor de mayor valor. Véase Figuras 23-(c y d) y 27.

**10.25.3 CARGAS ADMISIBLES.** Las cargas admisibles para uniones con un perno deberán estimarse de acuerdo a las secciones 10.25.4 a la 10.25.6.

**10.25.4 UNIONES EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS SON PARALELOS ENTRE SÍ.** La carga admisible de un perno en kilogramos, en el caso en que se unan tres piezas, donde una o ambas piezas exteriores tengan por lo menos la mitad del espesor de la pieza central  $b_1 \geq b/2$  y  $b_2 \geq b/2$  (véase Fig.23-a), deberá obtenerse de acuerdo con la siguiente expresión:

$$P = 1.12 \gamma k_1 D t$$

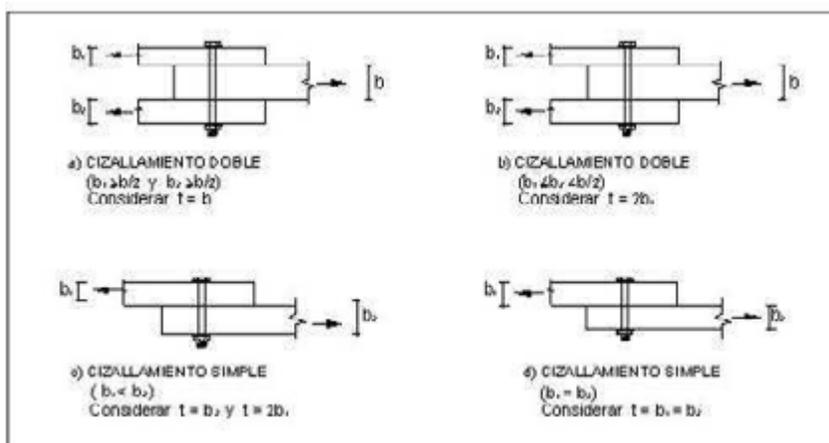
Ecuación (32)

El valor de  $k_1$  depende de la relación  $(t/D)$  y se da en la Tabla 10.

TABLA 10 VALOR DE  $k_1$ 

| $t/D$ | $k_1$ |
|-------|-------|
| 1     | 1.00  |
| 2     | 1.00  |
| 3     | 1.00  |
| 4     | 0.97  |
| 5     | 0.88  |
| 6     | 0.76  |
| 7     | 0.65  |
| 8     | 0.57  |
| 9     | 0.51  |
| 10    | 0.46  |
| 11    | 0.41  |
| 12    | 0.38  |
| 13    | 0.35  |

**FIGURA 23**  
**UNIONES CON PERNOS EN LAS QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS SON PARALELOS ENTRE SI. CARGAS PARALELAS A LAS FIBRAS (P)**



**10.25.4.1** La carga admisible en kilogramos, en el caso en que se unan tres piezas, donde una o ambas piezas exteriores tengan menor espesor que la mitad

del espesor de la pieza central ( $b_1 \leq b_2 < b/2$ ), deberá obtenerse mediante la Ecuación 32 de la sección 10.25.4, considerando  $t$ , igual a dos veces el espesor menor (véase Fig. 23-b).

**10.25.4.2** La carga admisible, en el caso en que se unan dos piezas, como se muestra en la Figura 23-c, donde ( $b_1 < b_2$ ), deberá ser igual al menor de los siguientes valores:

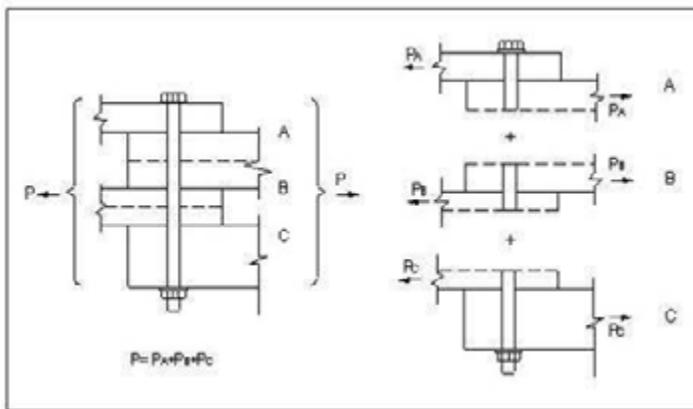
- a. La mitad del valor de  $P$ , calculado por medio de la Ecuación 32 de la sección 10.25.4, considerando  $t = b_2$ .
- b. La mitad del valor de  $P$ , calculado por medio de la Ecuación 32 de la sección 10.25.4, considerando  $t$  igual a dos veces el espesor de la pieza más delgada ( $t = 2b_1$ ).

**10.25.4.3** La carga admisible, en el caso en que se unan dos piezas de igual espesor ( $b_1 = b_2$ ), deberá ser igual a la mitad del valor de  $P$ , calculado por medio de la Ecuación 32 de la sección 10.25.4, considerando  $t = b_1 = b_2$  (véase Fig. 23-d).

**10.25.4.4** La carga admisible de una unión de 4 ó más elementos de madera podrá determinarse considerando la unión como una combinación de uniones de dos elementos, sumando las cargas admisibles de las uniones componentes con un solo plano de cortante que resultasen al considerar las piezas intermedias divididas, cada una a la mitad, como se muestra en la Fig. 24. Si ( $n$ ) es el número total de piezas, el número de planos de cortantes es ( $n-1$ ) y la carga admisible de la unión será igual a la suma de las cargas admisibles de los ( $n-1$ ) planos de cortantes.

#### **FIGURA 24**

#### **UNIONES DE 4 PIEZAS CON PERNOS**



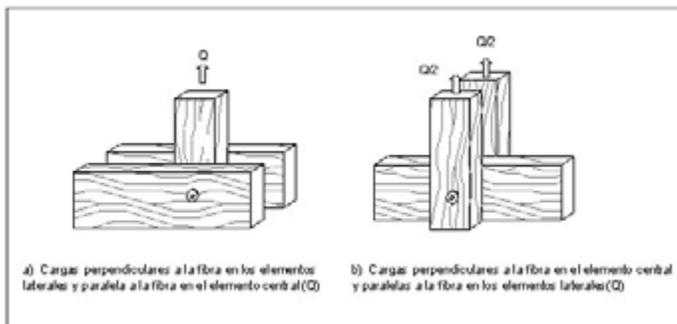
**10.25.5 UNIONES EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS SON PERPENDICULARES ENTRE SÍ.** La carga admisible de un perno en el caso en que los ejes de las piezas sean perpendiculares entre sí (véase Fig. 25) se obtendrá por medio de la ecuación siguiente:

$$Q = 0.35 \gamma k_2 k_3 D t$$

Ecuación (33)

Los valores de  $k_2$  y  $k_3$  se dan en la Tabla 11.

**FIGURA 25**  
**UNIONES CON PERNOS EN QUE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS SON PERPENDICULARES (CIZALLAMIENTO DOBLE)**

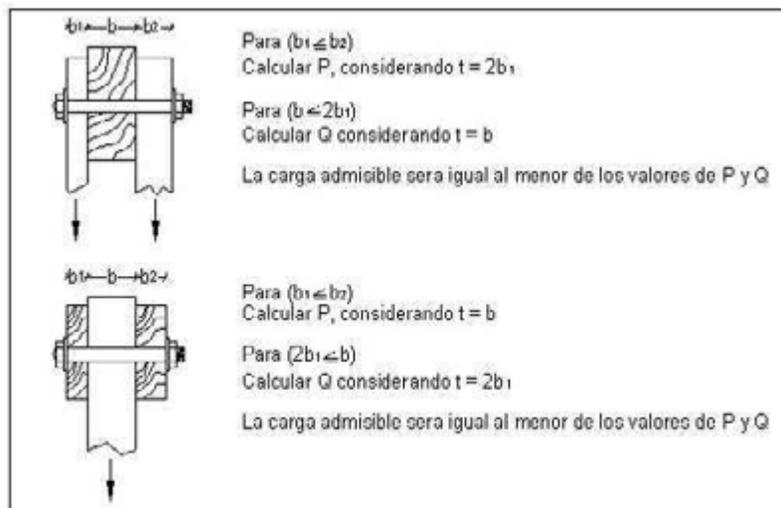


**TABLA 11 VALORES DE  $k_2$  y  $k_3$** 

| t/D | $K_2$ | D mm (pulg) | $k_3$ |
|-----|-------|-------------|-------|
| 1   | 1.00  | 0.64(1/4)   | 2.5   |
| 2   | 1.00  | 9.5(3/8)    | 1.95  |
| 3   | 1.00  | 12.7(1/2)   | 1.68  |
| 4   | 1.00  | 15.9(5/8)   | 1.52  |
| 5   | 1.00  | 19.1(3/4)   | 1.41  |
| 6   | 1.00  | 22.2(7/8)   | 1.33  |
| 7   | 1.00  | 25.4(1)     | 1.27  |
| 8   | 0.96  | 31.8(1-1/4) | 1.19  |
| 9   | 0.86  | 38.1(1-1/2) | 1.14  |
| 10  | 0.76  | 44.5(1-3/4) | 1.10  |
| 11  | 0.68  | 50.8(2)     | 1.07  |
| 12  | 0.61  | 59.2(2-1/3) | 1.03  |

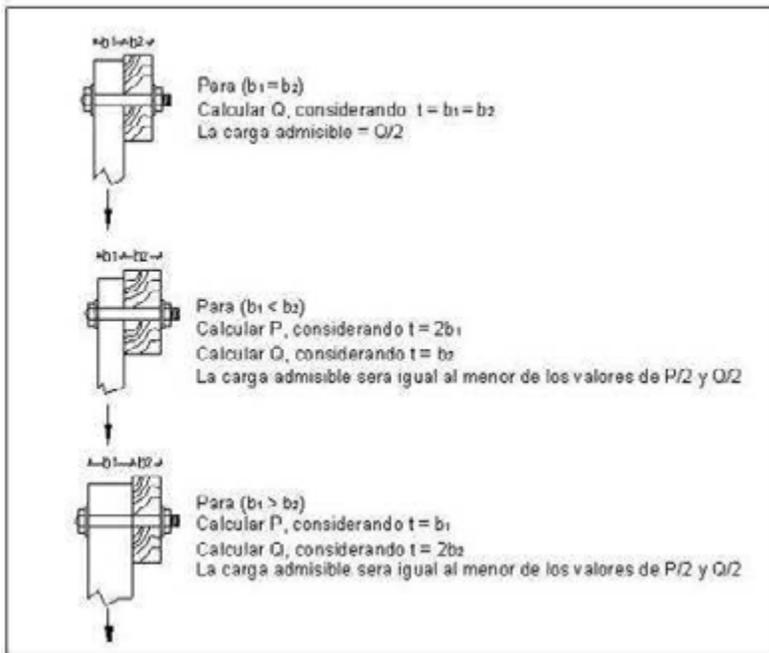
**10.25.5.1** Para fines de este reglamento se adoptarán las reglas de las Figuras 26 y 27, para uniones de tres y dos piezas con ejes perpendiculares entre sí:

**a) Uniones de Tres Piezas con Ejes Perpendiculares**

**FIGURA 26 UNIONES DE TRES PIEZAS CON EJES PERPENDICULARES**


## b) Uniones de Dos Piezas con Ejes Perpendiculares

FIGURA 27 UNIONES DE DOS PIEZAS CON EJES PERPENDICULARES



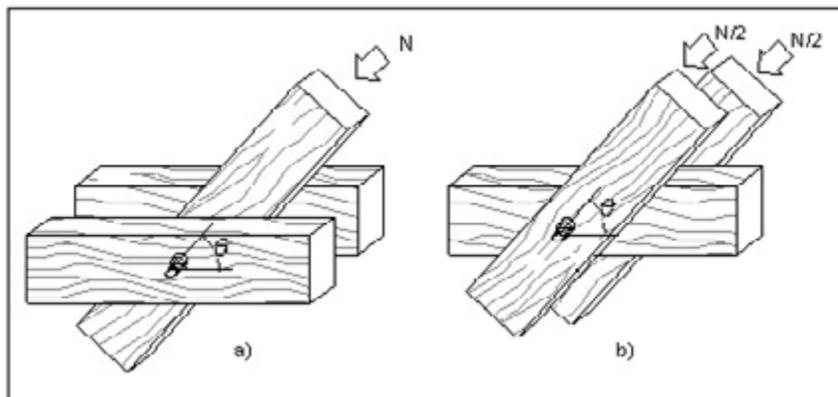
10.25.6 UNIONES EN QUE SE FORMA UN ANGULO  $\theta$ , ENTRE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS. La carga admisible de un perno en el caso en que la carga aplicada siga la dirección de las fibras en el elemento central, pero forme un ángulo,  $\theta$ , con la dirección de la fibra de los elementos laterales (véase Fig. 26-a), o viceversa (véase Fig. 26-b), se determinará con la fórmula de Hankinson, que se presenta a continuación:

$$N = \frac{PQ}{P(\sin^2 \theta) + Q(\cos^2 \theta)}$$

Ecuación (34)

Las cargas  $P$  y  $Q$  corresponden a las situaciones límites indicadas en las secciones 10.25.4 y 10.25.4.4.

**FIGURA 28**  
**UNIONES CON PERNOS, CARGAS INCLINADAS CON RELACIÓN A LAS FIBRAS. (N)**



**10.25.7 ESPACIAMIENTOS Y DISTANCIAS MÍNIMAS.** Las disposiciones de espaciamientos y distancias mínimas para pernos se regirán por los Artículos 152 y 153. Al definir estos espaciamientos, además de cumplir con las limitaciones allí descritas, se deberá comprobar si se dispone de suficiente espacio para alojar las arandelas.

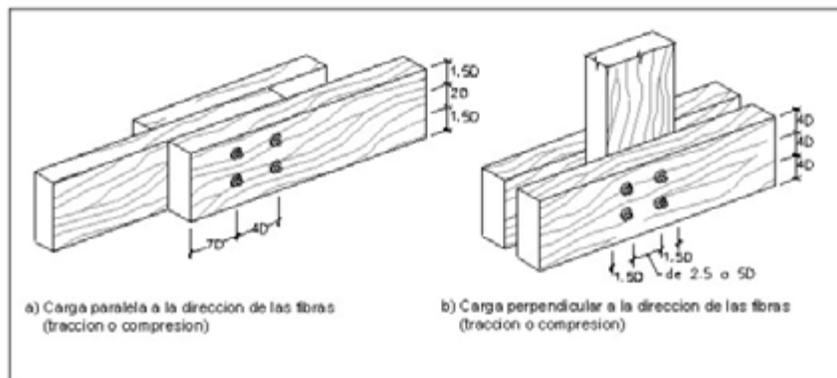
**10.25.7.1** Cuando las fuerzas actúan en la dirección de las fibras (véase Fig. 29-a), los espaciamientos y distancias mínimas para pernos deberán ser:

- a.  $2D$  entre hileras de pernos paralelas a las fibras
- b.  $4D$  entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras
- c.  $1.5D$  de los bordes
- d.  $7D$  del extremo cargado
- e.  $4D$  del extremo no cargado

**10.25.7.2** Cuando las fuerzas actúan perpendicularmente a la dirección de las fibras (véase Fig. 29-b), los espaciamientos y distancias mínimas para pernos deberán cumplir con lo siguiente:

- a. 4D entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras
- b. 4D del borde cargado
- c. 1.5D del borde no cargado
- d. 4D de los extremos
- e. 5D entre hileras de pernos, para  $(t/D) > 6$
- f. 2.5D entre hileras de pernos, para  $(t/D) = 2$
- g. Interpolación entre los dos últimos valores, para  $(2 < (t/D) \leq 6)$

**FIGURA 29 ESPACIAMIENTOS EN UNIONES CON PERNOS**



## CAPÍTULO 10.26 REQUISITOS GENERALES DE CONSTRUCCIÓN

**10.26.1 GENERALIDADES.** Las disposiciones de esta sección se aplican a los métodos de diseño especificados en la Sección 10.3.1.1.

**10.26.2 ENMARCADO DE MUROS.** El armazón de las paredes exteriores e interiores deberá estar de acuerdo con las disposiciones especificadas en la Sección 10.3.1.1, a menos que se proporcione un diseño específico.

**10.26.3 PLACAS DE SOPORTE.** Los montantes deben apoyarse completamente en una placa o umbral de 38 mm de espesor (2 pulgadas, 11/2 pulgadas) o más grande que tenga un ancho por lo menos igual al ancho de los montantes.

**10.26.4 ENCOFRADO SOBRE ABERTURAS.** Sobre las aberturas de las ventanas y puertas, en los muros y tabiques de carga se deben colocar cabeceras, vigas dobles, cerchas u otros conjuntos aprobados que tengan el tamaño adecuado para transferir las cargas a los miembros verticales.

**10.26.5 CONTRACCIÓN.** Los muros y tabiques portantes de madera no deben soportar más de dos pisos y un techo, a menos que un análisis satisfactorio para el funcionario de la construcción demuestre que la contracción del armazón de madera no tendrá efectos adversos en la estructura o en cualquier sistema de plomería, eléctrico o mecánico u otros equipos instalados en ella debido a la contracción excesiva o a los movimientos diferenciales causados por la contracción. El análisis también debe mostrar que el sistema de drenaje del techo y los sistemas o equipos mencionados no se verán afectados negativamente o, como alternativa, dichos sistemas deben diseñarse para acomodar la contracción o los movimientos diferenciales.

#### **10.26.6 PAREDES EXTREMAS.**

**10.26.6.1 GENERALIDADES.** Los testeros de los hastiales deben ser estructuralmente continuos entre los puntos de apoyo lateral.

**10.26.6.2 TERMINALES DE CATEDRAL.** Los testeros de los hastiales adyacentes a los techos catedralicios deberán ser estructuralmente continuos desde el piso más alto hasta el diafragma del techo o hasta el diafragma del techo.

**10.26.6.3 POSTES DE ALTURA COMPLETA.** Los montantes de altura completa pueden dimensionarse utilizando el arriostramiento en el diafragma del techo para determinar los requisitos de longitud de los montantes.

**10.26.7 ENMARCADO DE PISOS Y TECHOS.** El entramado de los pisos con vigas de madera y de los techos con vigas de madera debe estar de acuerdo con las disposiciones especificadas en la Sección 10.3.1.1, a menos que se proporcione un diseño específico.

**10.26.8 REVESTIMIENTO EXTERIOR DE LA PARED.** El revestimiento de la pared en el exterior de los muros exteriores, incluyendo los hastiales, y la conexión del revestimiento con el armazón deberán estar diseñados de acuerdo con las disposiciones generales de este código y deberán ser capaces de resistir las presiones del viento de acuerdo con el Título 2, Sección 2.7.

## **CAPÍTULO 10.27 ARMAZÓN VERTICAL**

**10.27.1 MONTANTES EN MUROS DE CARGA Y EXTERIORES.** Los montantes en paredes que enmarcan más de 2.6 m (8 pies y 6 pulgadas) (incluyendo las placas superiores e inferiores) o que soportan cargas de piso y de techo deben ser diseñados por un análisis racional preparado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural.

**10.27.2 TAMAÑO MÍNIMO.** Los montantes no deben ser menores que el valor nominal de  $2 \times 6$  para los muros exteriores o de  $2 \times 4$  para los muros interiores portantes o resistentes a la carga, a menos que sean diseñados mediante un análisis racional realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.27.3 SEPARACIÓN.** Los montantes deben estar espaciados a no más de 406 mm (16 pulgadas) entre sí, a menos que sean diseñados mediante un análisis racional como un sistema de columnas y vigas por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

### **10.27.4 COLOCACIÓN.**

**10.27.4.1** Los montantes en muros exteriores y de carga deben colocarse con la dimensión más larga perpendicular al muro.

**10.27.4.2** Los montantes en muros exteriores y en muros de carga deben ser soportados por placas de cimentación, soleras o vigas o por el marco del piso directamente sobre los muros o vigas de soporte. Cuando los muros de carga

de los travesaños son perpendiculares a las viguetas de apoyo, pueden estar desplazados de las paredes o vigas de apoyo, no más que la profundidad de las viguetas, a menos que dichas viguetas estén diseñadas para las condiciones de carga adicionales.

**10.27.4.3** Los muros de montantes que se enmarcan en las placas base de los muros exteriores y de los muros de carga interiores que descansan sobre mampostería u concreto deben anclarse más allá de la placa a la mampostería u concreto, o deben anclarse a una placa de umbral que esté anclada de acuerdo con la Sección 10.27.5.1 cuando el levantamiento neto del viento sea de hasta 7297 N/m (500 libras por pie).

#### **10.27.5 ALFÉIZARES Y/O PLACAS BASE.**

**10.27.5.1** Las soleras y/o las placas de base, cuando estén en contacto con la mampostería o el concreto, deberán ser de una especie duradera aprobada o estar tratadas con un conservante aprobado y deberán estar sujetas a la mampostería o al concreto con pernos de 13 mm (1/2 pulgada) de diámetro con arandelas de gran tamaño espaciadas a no más de 610 mm (2 pies) de distancia y empotradas a no menos de 178 mm (7 pulgadas) en una celda llena de lechada de la mampostería o en el concreto. Las placas base se colocarán en un hueco de 19 mm (3/4 de pulgada) de profundidad y del ancho de la placa base en el borde de una losa de concreto, viga/losa o cualquier otro tipo de construcción que utilice una superficie de mampostería o una losa de concreto, o se proporcionará un método alternativo de tope de agua aprobado por el funcionario de la construcción. Los métodos alternativos de anclaje pueden ser diseñados mediante un análisis racional realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con conocimientos de diseño estructural.

**10.27.5.2** Cuando la placa base de un muro de carga se apoye en viguetas o cerchas perpendiculares al muro y los montantes del muro superior no caigan directamente sobre una vigueta o cercha, se utilizará una placa base doble o una placa base única apoyada en un listón de inserción mínimo de 2 × 4 para

soportar el muro de montantes superior.

#### **10.27.6 PLACAS SUPERIORES.**

**10.27.6.1** La placa superior de los muros de soporte de montantes debe ser doblada y solapada en cada intersección de muros y tabiques.

**10.27.6.2** Las juntas deben solaparse no menos de, 1219 mm (4 pies).

**10.27.7 ESQUINAS.** Las esquinas de las paredes y tabiques con montantes deben estar enmarcadas sólidamente por no menos de tres montantes.

**10.27.8 EMPALME.** Los montantes, que no sean de madera unida por los extremos, deben empalmarse solo en los puntos en los que se proporciona apoyo lateral.

#### **10.27.9 TIPOS DE MARCOS.**

**10.27.9.1** El entramado de madera puede ser cualquiera, o una combinación, de los siguientes tipos: plataforma, globo, tablón y viga o tipo poste.

**10.27.9.2** Las paredes exteriores de madera de los edificios de dos pisos deben estar enmarcadas en forma de globo con montantes continuos desde los cimientos hasta el techo del segundo piso y con viguetas en el segundo piso soportadas como se indica en la sección 10.28.3.4. Los testeros de los edificios con estructura de madera deben estar enmarcados en forma de globo con montantes continuos desde los cimientos hasta el techo.

**EXCEPCIÓN:** Se permite el entramado de plataformas en edificios de más de un piso de altura, siempre y cuando se realice una inspección obligatoria adicional de los conectores a nivel de piso antes de la inspección de entramado/paredes. Los testeros de los hastiales deben estar enmarcados en forma de globo con montantes continuos desde el piso superior hasta el techo.

#### **10.27.10 MUESCAS.**

**10.27.10.1** Los montantes que soportan cargas superiores al 75 por ciento de su capacidad no deben estar entallados ni cortados.

**10.27.10.2** Los pernos que soportan cargas del 75 por ciento o menos de su capacidad pueden entallarse hasta un tercio de la profundidad sin límite del número de pernos consecutivos.

#### **10.27.11 TUBOS EN MUROS.**

**10.27.11.1** Los montantes y tabiques que contengan tuberías deben enmarcarse para dejar un espacio libre adecuado para las tuberías.

**10.27.11.2** Cuando las paredes y tabiques que contengan tuberías sean paralelos a las viguetas del piso, las viguetas deben ser dobles y pueden estar espaciadas para permitir el paso vertical de las tuberías.

**10.27.11.3** Cuando las posiciones verticales de las tuberías requieran el corte de las placas, se colocará un amarre metálico de no menos de 25 mm por 3 mm (1 pulgada por 1/8 de pulgada) a cada lado de la placa a través de la abertura y se clavará con no menos de dos clavos 16d o tres 8d en cada extremo.

#### **10.27.12 CABEZALES.**

**10.27.12.1** Todos los cabezales de los muros de carga deben diseñarse mediante un análisis racional.

**10.27.12.2** Los cabezales o dinteles sobre las aberturas de los muros con montantes deben tener cojinetes de no menos de 2 pulgadas (51 mm) nominales.

**10.7.13 ESTUDIOS QUE UNEN MUROS DE MAMPOSTERÍA O DE CONCRETO ARMADO.** Cuando los muros o tabiques de montantes se unan a mu-

ros de mampostería o de concreto, dichos montantes deben estar asegurados contra el movimiento lateral atornillándolos a la mampostería o al concreto con pernos de anclaje de 13 mm (1/2 pulgada) de diámetro con arandelas sobredimensionadas espaciados a no más de 1219 mm (4 pies) de distancia y empotrados a no menos de 127 mm (5 pulgadas) en una celda rellena de lechada o en el concreto, o según lo diseñado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado que sea competente en el diseño estructural utilizando un análisis racional.

**10.27.14 REFUERZO CONTRA EL VIENTO.** Los muros exteriores con montantes deben estar efectivamente arriostrados por el viento de acuerdo con la sección 10.30.5. Dicho refuerzo debe ser diseñado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.27.15** No se permitirá la mezcla de los armazones de muros descritos en este capítulo con otros tipos de sistemas de muros estructurales según lo dispuesto en este código, a menos que dichos armazones de muros y sus conexiones sean diseñados por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural.

#### **10.27.16 COLUMNAS Y POSTES.**

**10.27.16.1** Las columnas y los postes deben estar enmarcados en un soporte de extremo verdadero, deben estar anclados de manera segura contra las fuerzas laterales y verticales, y deben ser diseñados por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.27.16.2** Las columnas y los postes se empalmarán solo en las regiones en las que el apoyo lateral se proporcione adecuadamente sobre ambos ejes y se diseñe mediante un análisis racional. Dicho diseño debe ser preparado, firmado y sellado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.27.16.3** Las dimensiones de diseño de los pilares y postes no deben reducirse mediante muescas, cortes o perforaciones.

## **CAPÍTULO 10.28 ARMAZÓN HORIZONTAL**

### **10.28.1 TAMAÑO.**

**10.28.1.1** El tamaño mínimo de las viguetas y cabríos será el establecido en la Sección 10.7.2.1.

**10.28.1.2** El diseño de las estructuras horizontales que no sean viguetas y cabríos será el establecido en la sección 10.7.2.1.

### **10.28.2 SOPORTE.**

**10.28.2.1** Las viguetas y los cabríos deben tener no menos de 3 pulgadas de apoyo, sobre madera, metal, mampostería rellena de lechada u concreto, salvo lo dispuesto en las secciones 10.28.3, 10.28.3.4 y 10.28.3.5.

### **10.28.3 MAMPOSTERÍA Y CONCRETO.**

**10.28.3.1** Las viguetas y los cabríos pueden apoyarse y anclarse mediante un anclaje de correa de acero incrustado en una celda rellena de lechada de la mampostería o del concreto armado, tal como se describe en la Sección 10.29.3.1, a una placa de madera, siempre que dicha placa de madera sea de una especie duradera aprobada o esté tratada a presión con un conservante aprobado y dicha placa no sea inferior a 51 mm por 102 mm (2 pulgadas por 4 pulgadas) y se fije de acuerdo con la sección 10.27.5.1. El levantamiento neto de la placa deberá limitarse a 4378 N/m (300 libras por pie).

**10.28.3.2** Las viguetas y los cabríos pueden apoyarse en un soporte metálico en forma de canal aprobado por el producto y fijado a la mampostería mediante

un anclaje de correa de acero incrustado en una celda rellena de lechada de la mampostería o del concreto.

**10.28.3.3** Las viguetas y los cabríos pueden apoyarse en la mampostería, siempre que cada viga o cabrío en contacto con la mampostería sea de una especie duradera aprobada o esté tratada a presión con un conservante aprobado y anclada como se indica en la sección 10.28.3.2 anterior.

**10.28.3.4** Las viguetas del piso pueden hacer tope con una viga de cabecera si están efectivamente clavadas con clavos y si un colgador metálico aprobado que proporcione no menos de 3 pulgadas (76 mm) de soporte transmite la carga vertical a la parte superior de la cabecera, siempre que, sin embargo, se puedan utilizar dispositivos aprobados u otros medios de soporte aprobados en lugar de dicho soporte. Todos los soportes y dispositivos deberán tener la aprobación del producto.

**10.28.3.5** Las viguetas del techo pueden empotrarse en una viga de cabecera, como se establece para las viguetas del piso, o se pueden utilizar dispositivos aprobados u otros medios de soporte aprobados en lugar de dicho soporte. Todos los dispositivos deben tener la aprobación del producto.

**10.28.3.6** En lugar de lo anterior, el soporte y el anclaje pueden diseñarse mediante un análisis racional realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.28.4 EMPALME.** Los miembros horizontales no se empalmarán entre los soportes, salvo que se puedan utilizar empalmes adecuadamente diseñados o madera con juntas en los extremos aprobada.

#### **10.28.5 CORTE Y PERFORACIÓN.**

**10.28.5.1** A menos que los esfuerzos unitarios locales se calculen sobre la base de un tamaño reducido, los elementos de madera en flexión no deben cor-

tarse, entallarse o perforarse, excepto en los casos previstos en las secciones 10.28.5.1.1 y 10.28.5.3.

**10.28.5.2** Las muescas pueden cortarse en la parte superior o inferior a una profundidad no superior a un sexto de la profundidad y no superior a un tercio de la profundidad del elemento, y no deben estar situadas en el tercio central de la luz. Cuando los elementos estén entallados en los extremos, sobre los puntos de apoyo, la profundidad de la entalladura no debe superar un cuarto de la profundidad del elemento.

**10.28.5.3** Los agujeros pueden ser perforados en el centro un tercio de la profundidad y de la longitud y no más grandes que un sexto de la profundidad. El espacio entre dos agujeros en la misma viga no debe ser menor que la profundidad de la viga.

**10.28.5.4** Cuando sea necesario colocar tuberías de servicio en el espacio entre el techo y el piso más grande de lo que puede ser acomodado por la disposición anterior, dichos techos deben ser enrasados o se debe hacer una provisión para cabeceras o vigas y/o para cambiar la dirección de las viguetas cuando el diseño lo permita.

## **10.28.6 ABERTURAS.**

**10.28.6.1** Las viguetas se duplicarán adyacentes a las aberturas donde se recorte más de una viga o se aumentará su tamaño o número según sea necesario para cumplir con los requisitos de tensión.

**10.28.6.2** Las cabeceras serán del mismo tamaño que las viguetas y, cuando soporten más de una viga, serán miembros dobles.

**10.28.6.3** Los cabeceros deben ser soportados por colgadores o largueros metálicos aprobados u otros miembros aprobados.

### **10.28.7 MADERA QUE ENTRA EN MAMPOSTERÍA Y HORMIGÓN ARMADO.**

**10.28.7.1** Las viguetas, vigas o soportes de madera que se enmarcan en la mampostería o el hormigón armado deben tener un espacio de aire mínimo de 12,7 mm (1/2 pulgada) en la parte superior, en el extremo y en los lados, o deben estar tratados con presión de preservación o ser de una especie duradera aprobada.

**10.28.7.2** Cuando la mampostería se extienda por encima de dichos miembros de madera, las viguetas deben estar cortadas a fuego de manera que el borde superior no penetre en la mampostería más de 1 pulgada (25 mm) o deben estar provistas de cajas de placas de pared del tipo autorretráctil o de colgadores aprobados.

### **10.28.8 VIGUETAS DE TECHO.**

**10.28.8.1** En los edificios con techos inclinados, las viguetas del techo, cuando sea posible, se clavarán a las vigas y estarán diseñadas para soportar todas las cargas impuestas, incluyendo, pero sin limitarse a, el empuje lateral.

**10.28.8.2** Las viguetas del techo que se extiendan más de 3 m (10 pies) deben estar soportadas lateralmente en la mitad del tramo.

**10.28.8.3** Las viguetas del techo no deben usarse para soportar las cargas de las vigas a menos que las viguetas y las conexiones estén diseñadas adecuadamente para la carga total que se impone.

**10.28.9 ESTRUCTURA DEL TECHO.** Los documentos del permiso incluirán los planos del armazón del techo que muestren el espaciamiento y los vanos de todos los miembros del techo, indicando cualquier elemento fabricado que deba ser diseñado y suministrado por otros, e incluirán los detalles para el soporte y apoyo del sistema estructural del techo, para el arriostramiento

transversal/lateral/diagonal permanente y el anclaje requerido para resistir las cargas muertas, vivas y de viento según lo establecido en el Título 2. Los planos de entramado también indicarán las fuerzas de levantamiento aplicadas en la cubierta, el tipo de revestimiento, el grosor y los requisitos de clavado para el revestimiento. Los planos de entramado del techo deben ser preparados por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural, y deben llevar su firma y sello.

**10.28.10 VIGUETAS DEL TEJADO.** Las viguetas del techo pueden estar en voladizo sobre las paredes exteriores, limitadas por la tensión permitida, pero la longitud de dicho voladizo no debe exceder la mitad de la longitud de la porción de la viga dentro del edificio; y cuando el voladizo de las viguetas de cola exceda 914 mm (3 pies), la viga del techo que actúa como cabecera debe ser duplicada.

10.28.10.1 Las viguetas y los cabrios pueden apoyarse en la mampostería, siempre que cada viga o cabrio en contacto con la mampostería sea de una especie duradera, aprobada o esté tratada a presión con un conservante aprobado y anclada como se indica en la sección 10.28.3.2 anterior.

**10.28.10.2** Las viguetas del piso pueden hacer tope con una viga de cabecera si están efectivamente clavadas con clavos y si un colgador metálico aprobado que proporcione no menos de 76 mm (3 pulgadas) de soporte transmite la carga vertical a la parte superior de la cabecera, siempre que, sin embargo, se puedan utilizar dispositivos aprobados u otros medios de soporte aprobados en lugar de dicho soporte. Todos los soportes y dispositivos deberán tener la aprobación del producto.

**10.28.10.3** Las viguetas del techo pueden empotrarse en una viga de cabecera, como se establece para las viguetas del piso, o se pueden utilizar dispositivos aprobados u otros medios de soporte aprobados en lugar de dicho soporte. Todos los dispositivos deben tener la aprobación del producto.

**10.28.10.4** En lugar de lo anterior, el soporte y el anclaje pueden diseñarse mediante un análisis racional realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.28.11 EMPALME.** Los miembros horizontales no se empalmarán entre los soportes, salvo que se puedan utilizar empalmes adecuadamente diseñados o madera con juntas en los extremos aprobada.

#### **10.28.12 CORTE Y PERFORACIÓN.**

**10.28.12.1** A menos que los esfuerzos unitarios locales se calculen sobre la base de un tamaño reducido, los elementos de madera en flexión no deben cortarse, entallarse o perforarse, excepto en los casos previstos en las secciones 10.28.12.1.1 y 9.19.5.1.1.2.

**10.28.12.1.1** Las muescas pueden cortarse en la parte superior o inferior a una profundidad no superior a un sexto de la profundidad y no superior a un tercio de la profundidad del elemento, y no deben estar situadas en el tercio central de la luz. Cuando los elementos estén entallados en los extremos, sobre los puntos de apoyo, la profundidad de la entalladura no debe superar un cuarto de la profundidad del elemento.

**10.28.12.1.2** Los agujeros pueden ser perforados en el centro un tercio de la profundidad y de la longitud y no más grandes que un sexto de la profundidad. El espacio entre dos agujeros en la misma viga no debe ser menor que la profundidad de la viga.

**10.28.12.2** Cuando sea necesario colocar tuberías de servicio en el espacio entre el techo y el piso más grande de lo que puede ser acomodado por la disposición anterior, dichos techos deben ser enrasados o se debe hacer una provisión para cabeceras o vigas y/o para cambiar la dirección de las viguetas cuando el diseño lo permita.

### **10.28.13 ABERTURAS.**

**10.28.13.1** Las viguetas se duplicarán adyacentes a las aberturas donde se recorte más de una viga o se aumentará su tamaño o número según sea necesario para cumplir con los requisitos de tensión.

**10.28.13.2** Las cabeceras serán del mismo tamaño que las viguetas y, cuando soporten más de una viga, serán miembros dobles.

**10.28.13.3** Los cabeceros deben ser soportados por colgadores o largueros metálicos aprobados u otros miembros aprobados.

### **10.28.14 MADERA QUE ENTRA EN MAMPOSTERÍA U CONCRETO ARMADO.**

**10.28.14.1** Las viguetas, vigas o soportes de madera que se enmarcan en la mampostería o el concreto armado deben tener un espacio de aire mínimo de 12,7 mm (1/2 pulgada) en la parte superior, en el extremo y en los lados, o deben estar tratados con presión de preservación o ser de una especie duradera aprobada.

**10.28.14.2** Cuando la mampostería se extienda por encima de dichos miembros de madera, las viguetas deben estar cortadas a fuego de manera que el borde superior no penetre en la mampostería más de 25 mm (1 pulgada) o deben estar provistas de cajas de placas de pared del tipo autorretráctil o de colgadores aprobados.

### **10.28.15 VIGUETAS DE TECHO.**

**10.28.15.1** En los edificios con techos inclinados, las viguetas del techo, cuando sea posible, se clavarán a las vigas y estarán diseñadas para soportar todas las cargas impuestas, incluyendo, pero sin limitarse a, el empuje lateral.

**10.28.15.2** Las viguetas del techo que se extiendan más de 3 m (10 pies) deben estar soportadas lateralmente en la mitad del tramo.

**10.28.15.3** Las viguetas del techo no deben usarse para soportar las cargas de las vigas, a menos que las viguetas y las conexiones estén diseñadas adecuadamente para la carga total que se impone.

**10.28.16 ESTRUCTURA DEL TECHO.** Los documentos del permiso incluirán los planos del armazón del techo que muestren el espaciamiento y los vanos de todos los miembros del techo, indicando cualquier elemento fabricado que deba ser diseñado y suministrado por otros, e incluirán los detalles para el soporte y apoyo del sistema estructural del techo, para el arriostramiento transversal/lateral/diagonal permanente y el anclaje requerido para resistir las cargas muertas, vivas y de viento según lo establecido en el Capítulo 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad). Los planos de entramado también indicarán las fuerzas de levantamiento aplicadas en la cubierta, el tipo de revestimiento, el grosor y los requisitos de clavado para el revestimiento. Los planos de entramado del techo deben ser preparados por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural, y deben llevar su firma y sello.

**10.28.17 VIGUETAS DEL TEJADO.** Las viguetas del techo pueden estar en voladizo sobre las paredes exteriores, limitadas por la tensión permitida, pero la longitud de dicho voladizo no debe exceder la mitad de la longitud de la porción de la viga dentro del edificio; y cuando el voladizo de las viguetas de cola exceda 914 mm (3 pies), la viga del techo que actúa como cabecera debe ser duplicada.

**10.28.18 VIGAS DE TEJADO.**

**10.28.18.1** Las vigas de la cadera, las vigas del valle y las tablas de la cresta deben ser de un tamaño no inferior al de la viga más grande que las enmarca, ni inferior al requerido para soportar las cargas.

### **10.28.19 AMARRES DE CUELLO.**

**10.28.19.1** Los amarres de cuello y sus conexiones deben ser provistos para resistir el empuje de los cabrios y deben ser diseñados por un ingeniero registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.28.19.2** Los tirantes no serán necesarios si la cumbrera se diseña como una viga de soporte. Dicho diseño debe ser realizado por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado con experiencia en diseño estructural.

**10.28.19.3** Las viguetas de techo pueden servir como amarres de cuello cuando son diseñadas adecuadamente por un ingeniero profesional registrado o un arquitecto registrado competente en diseño estructural.

**10.28.19.4** cargas de levantamiento, pero la carga muerta máxima combinada utilizada para resistir las cargas de levantamiento no debe superar las 479 Pa (10 libras por pie cuadrado).

**10.28.20 CONSTRUCCIÓN CON MADERA PESADA.** La construcción con madera pesada de pisos o techos debe cumplir con las normas de la sección 10.1.5.3. Toda construcción de madera pesada deberá ser diseñada por métodos basados en análisis racionales realizados de acuerdo con ASCE 7 para soportar las cargas requeridas en el Capítulo 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad).

**10.28.21 VIGAS LAMINADAS VERTICALMENTE.** Las vigas laminadas verticalmente se diseñarán y formarán con miembros continuos de cojinete a cojinete.\

**10.28.22 MIEMBROS LAMINADOS ENCOLADOS.** Los miembros laminados encolados se diseñarán para cumplir con las normas aplicables del AITC adoptadas por este código.

## **CAPÍTULO 10.29 ANCLAJE**

**10.29.1** El anclaje debe ser continuo desde los cimientos hasta el techo y debe satisfacer los requisitos de levantamiento del Título 2, Sección 2.7.

### **10.29.2 Vigas.**

**10.29.2.1** Los cortes de fuego en un muro de mampostería deben ser anclados a la viga de concreto sobre la cual se apoyan.

**10.29.2.2** Dichos anclajes deben estar espaciados a no más de 1219 mm (4 pies) de distancia y deben ser colocados en extremos opuestos a través del edificio en el mismo tramo de viguetas.

**10.29.2.3** Las viguetas se clavarán a las placas de apoyo, donde se encuentren dichas placas, entre sí cuando sean continuas en un solape y a los montantes cuando éstos sean contiguos; y las viguetas del techo se clavarán a las vigas del techo cuando sean contiguas.

**10.29.2.4** Cada viga del techo y/o cada viga del techo debe estar anclada a la viga o a los montantes sobre los que se apoyan, y las vigas del techo que se oponen a una cresta deben estar ancladas a través de la cresta como se establece en la sección 10.29.4

### **10.29.3 ANCLAJE AL CONCRETO.**

**10.29.3.1** El anclaje diseñado para resistir las fuerzas de levantamiento, asegurando la madera al concreto, deberá ser con correas de acero incrustadas en el concreto un mínimo de 102 mm (4 pulgadas) con dispositivos de enganche al acero superior de la viga de amarre diseñada para resistir las fuerzas de levantamiento establecidas por el profesional de diseño. Las correas deberán ser aprobadas bajo los criterios establecidos por la agencia de certificación. Todos los anclajes y elementos de fijación relacionados deberán estar galvanizados.

**10.29.3.2** Como alternativa al uso de las correas descritas en esta sección, el funcionario de la construcción puede aprobar otro tipo de anclaje presentado por un ingeniero profesional registrado en Florida o un arquitecto registrado en Florida, competente en diseño estructural, siempre que la información establecida en la sección 10.29.5, puntos 1, 2 y 3, presentada en relación con dichos anclajes y dichos anclajes y el montaje propuesto cumplan con los requisitos de este código.

#### **10.29.4 ANCLAJE A LA MADERA.**

**10.29.4.1** El anclaje diseñado para resistir las fuerzas de levantamiento, asegurando madera a madera, deberá ser de correas de acero clavadas a cada miembro y deberá ser diseñado para resistir las fuerzas de levantamiento establecidas por el profesional de diseño. Las correas deberán ser aprobadas bajo los criterios establecidos por la agencia de certificación. Todos los anclajes y los clavos correspondientes deberán ser galvanizados.

**10.29.4.2** Como alternativa al uso de las correas descritas en esta sección, el funcionario de la construcción puede aprobar otro tipo de anclaje presentado por un arquitecto registrado en Florida o un ingeniero profesional registrado en Florida, competente en diseño estructural, siempre y cuando la información establecida en la sección 10.29.5, puntos 1, 2 y 3 presentadas en relación con dichos anclajes y dichos anclajes y el montaje propuesto cumplan con los requisitos de este código.

**10.29.5 PRUEBAS DE ANCLAJE.** Los anclajes requeridos por las secciones 10.29.3 y 10.29.4 deben ser probados bajo los siguientes criterios:

1. Correas de concreto a madera: Carga mínima de levantamiento de diseño de 3114 N (700 libras), con cuatro clavos 16d con el extremo superior doblado sobre el cordón de la cercha y clavado. Los clavos deberán estar sujetos. Los anclajes deberán tener dispositivos para engancharse en el acero de la viga superior y empotrarse un mínimo de 102 mm (4 pulgadas) en el concreto.

2. Correas de madera a madera: Levantamiento mínimo de 3114 N (700 libras) con cuatro clavos 16d en cada miembro.
3. Otros anclajes: Levantamiento mínimo de diseño de 3114 N (700 libras).
4. Los criterios establecidos en la sección 10.29.5, puntos 1, 2 y 3, son requisitos mínimos para la aprobación del producto por parte de la agencia de certificación. El diseño del anclaje y las fuerzas de levantamiento se presentarán a la agencia de certificación para su aprobación, junto con suficiente documentación y datos de prueba para verificar el rendimiento. Se mantendrá una aprobación del producto en el lugar de trabajo para que el inspector la compare con los requisitos de fuerza de levantamiento del profesional del diseño, tal como se muestra en los planos aprobados.

## **CAPÍTULO 10.30 REVESTIMIENTO**

### **10.30.1 REVESTIMIENTO DEL PISO.**

**10.30.1.1** Los subsuelos con bordes cuadrados o espaciados sólo pueden utilizarse bajo un piso de acabado que tenga una resistencia igual o superior a la de los pisos de listones de madera machihembrados de 12,7 mm (1/2 pulgada); y bajo pisos de acabado de menor resistencia, se requerirá un subsuelo machihembrado o de madera contrachapada.

**10.30.1.2** El subsuelo de madera no debe tener un grosor inferior a 5/8 de pulgada (17 mm) cuando las viguetas estén separadas no más de 16 pulgadas (406 mm) entre sí, ni menos de 19 mm (3/4 de pulgada) cuando las viguetas estén separadas no más de 610 mm (24 pulgadas) entre sí. Las uniones de los extremos deben estar en las viguetas, las uniones deben ser escalonadas y paralelas a las viguetas, y los extremos en las paredes y lugares similares deben estar soportados por un listón o por un bloqueo.

**10.30.1.3** Los subsuelos de madera contrachapada de grado C-D o de grado de contrapiso adheridos a las viguetas de madera utilizando adhesivos que cum-

plan con los requisitos de la norma ASTM D3498 se aplicarán como se indica en la Sección 10.30.1.4.

**10.30.1.4** El contrapiso de madera contrachapada debe ser continuo en dos o más tramos con el grano de la cara perpendicular a los soportes. Los vanos admisibles no deben exceder los establecidos en la Tabla 10.30.1.4

**TABLA 10.30.1.4 SUBSUELO DE MADERA CONTRACHAPADA 1**

| CLASIFICACIÓN DE LOS PANELES <sub>2</sub> | TRAMO MÁXIMO DE MADERA CONTRACHAPADA (pulg.) <sup>3</sup> |
|---|---|
| 32/16                                     | 16 <sup>4</sup>   |
| 40/20                                     | 20 <sup>4</sup>   |
| 48/24                                     | 24  |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

**NOTAS:**

1. Estos valores se aplican únicamente a las calidades de revestimiento C-D y C-C. Las luces se limitarán a los valores indicados y se reducirán para los posibles efectos de las cargas concentradas.
2. Los valores de las luces deben aparecer en todos los paneles.
3. Los bordes de la madera contrachapada deben tener juntas machihembradas aprobadas o deben estar apoyados con bloques, a menos que se instale un contrapiso de 1/4 de pulgada de espesor mínimo o se instale 1/2 pulgada de concreto celular o liviano aprobado, o a menos que el piso de acabado sea un listón de madera de 1 pulgada nominal.
3. La carga uniforme admisible basada en la deflexión de 1/360 de la luz es de 100 libras por pie cuadrado.
4. Pueden ser pulgadas si el piso de acabado de listones de madera nominal de 1 pulgada se coloca en ángulo recto con las viguetas.

**10.30.1.5** Los paneles de madera contrachapada deben clavarse a los soportes con clavos comunes de 6d cuando tengan un grosor de hasta 13 mm (1/2 pul-

gada), clavos comunes de 8d cuando tengan un grosor de 15 a 19 mm (19/32 a 3/4 de pulgada) y clavos comunes de 10d o de mango anular de 8d cuando tengan un grosor de 29 mm (11/8 pulgadas).

**10.30.1.6** La separación entre clavos debe ser de 152 mm (6 pulgadas) al centro en los bordes del panel y de 254 mm (10 pulgadas) al centro en los soportes intermedios.

**10.30.1.7** Los pisos deben ser clavados con clavos comunes de 8d hasta un espesor de 19 mm (3/4 de pulgada), y clavos comunes de 10d o clavos de vástago anular de 8d cuando el espesor sea mayor de 3/4 de pulgada (19 mm) hasta un espesor de 29 mm (11/8 de pulgada).

**10.30.1.8** Los clavos deberán ser clavos comunes 8d hincados a mano [3,3 mm (0,131 pulgadas) de diámetro por 63,5 mm (2 1/2 pulgadas) de largo con cabeza redonda completa de 7,1 mm (0,281 pulgadas) de diámetro] o clavos 8d hincados a máquina de las mismas dimensiones (0,131 pulgadas de diámetro por 2 1/2 pulgadas de largo con cabeza redonda completa de 0,281 pulgadas de diámetro). Los clavos de menor diámetro o longitud pueden ser utilizados sólo cuando sean aprobados por un arquitecto o ingeniero profesional y sólo cuando el espacio se reduzca en consecuencia.

**10.30.1.9** Los clavos deberán ser clavos comunes de 10d hincados a mano [3,8 mm (0,148 pulgadas) de diámetro por 76 mm (3 pulgadas) de largo con cabeza redonda completa de 7,9 mm (0,312 pulgadas) de diámetro] o clavos de 10d hincados a máquina de las mismas dimensiones [3,8 mm (0,148 pulgadas) de diámetro por 76 mm (3 pulgadas) de largo con cabeza redonda completa de 7,9 mm (0,312 pulgadas) de diámetro]. Los clavos de menor diámetro o longitud sólo podrán utilizarse cuando lo apruebe un arquitecto o ingeniero profesional y sólo cuando se reduzca la separación en consecuencia.

**10.30.1.10** La separación de los clavos debe ser de 152 mm (6 pulgadas) al centro en los bordes del panel y de 254 mm (10 pulgadas) al centro en los so-

portes intermedios.

**10.30.1.11** El piso debe ser clavado con clavos comunes 8d no menos de dos en cada tabla en cada soporte.

**10.30.1.12** Los pisos para edificios de madera pesada deberán estar revestidos como se especifica para los pisos de molinos, Sección 9.19.13.

**10.30.1.13** Los pisos no deben extenderse a menos de 13 mm (1/2 pulgada) de las paredes de mampostería.

**10.30.2 LOS LÍMITES DEL DIAFRAGMA.** Todo el revestimiento del piso que actúe como diafragma deberá estar unido a un clavador nominal de al menos 51 mm (2 pulgadas) de espesor con una profundidad igual o un tamaño mayor que el cordón superior de la intersección. El clavador debe estar conectado a la pared para resistir las cargas de gravedad del piso, la presión/succión del viento de la pared exterior y las fuerzas del diafragma. El revestimiento del piso debe estar unido al clavador para resistir la presión/succión del viento de la pared exterior y las fuerzas del diafragma.

### **10.30.3 REVESTIMIENTO DEL TECHO.**

**10.30.3.1** El revestimiento de madera del techo debe ser de tablas o de madera contrachapada.

**10.30.3.2** El revestimiento de madera para techos debe tener un grosor neto no menor de 19 mm (3/4 de pulgada) cuando la luz no sea mayor de 711 mm (28 pulgadas) o 17 mm (5/8 de pulgada) cuando la luz no sea mayor de 610 mm (24 pulgadas), debe tener juntas escalonadas y debe estar clavado con clavos comunes 8d no menos de dos en cada tabla de 152 mm (6 pulgadas) ni tres en cada tabla de 203 mm (8 pulgadas) en cada soporte.

**10.30.3.3** El revestimiento de madera contrachapada para techos debe estar

clasificado para la Exposición 1, y debe estar diseñado de acuerdo con ASCE 7, para tener un espesor nominal mínimo de no menos de 15 mm (19/32 pulgadas) y debe ser continuo en dos o más tramos con la veta de la cara perpendicular a los soportes. Los paneles de revestimiento del techo deben estar provistos de un bloqueo de borde de 51 por 102 mm (2 por 4 pulgadas) como mínimo en todas las juntas horizontales de los paneles, con un espacio de borde de acuerdo con las especificaciones del fabricante, a una distancia de al menos 1219 mm (4 pies) desde cada extremo del hastial. Los vanos admisibles no deben exceder los establecidos en la Tabla 9.22.2.3.

**TABLA 10.30.3.3 VANO ADMISIBLE PARA CUBIERTAS DE MADERA CONTRACHAPADA 1**

| CAPACIDAD DEL PANEL <sup>2</sup> | VANO MÁXIMO CON BLOQUE U OTROS SOPORTES DE BORDE (PULG.) | MÁXIMA LUZ SIN SOPORTE EN LOS BORDES (PULG.) |
|----------------------------------|--|--|
| 32/16                            | 24   | 24   |
| 40/20                            | 40   | 32   |
| 48/24                            | 48   | 36   |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

**NOTAS:**

1. Los valores se aplican a los paneles de grado de revestimiento, C-C y C-D.
2. La clasificación de la luz aparece en todos los paneles C-C y C-D.

**10.30.3.4** Los paneles de madera contrachapada se clavarán a los soportes con clavos de cabeza anular 8d.

**10.30.3.5** Los clavos y la separación de los mismos se diseñarán de acuerdo con la norma ASCE 7 y estarán espaciados a no más de 6 pulgadas (152 mm) entre centros en los bordes del panel y en los soportes intermedios. Los clavos deberán ser de vástago anular de 8d accionados a mano, como mínimo, o clavos de vástago anular de 8d accionados a motor, con las siguientes dimensiones mínimas: (a) diámetro nominal de la caña de 2,9 mm (0,113 pulgadas), (b) diámetro del anillo de 0,3 mm (0,012 pulgadas) sobre el diámetro de la caña,

(c) 16 a 20 anillos por pulgada, (d) diámetro de la cabeza redonda completa de 7,1 mm (0,280 pulgadas), (e) longitud del clavo de 60,3 mm (2 pulgadas).

**10.30.3.5** Estos requisitos de clavado pueden ser sustituidos por otros productos con métodos de fijación únicos, según lo apruebe el funcionario de la construcción y se verifique mediante pruebas.

**10.30.3.6** El revestimiento del techo para construcciones de madera pesada debe cumplir con la Sección 10.35.39 de este código.

**10.30.4 LÍMITES DEL DIAFRAGMA.** Todo revestimiento de techo que actúe como diafragma deberá estar unido a un miembro nominal de un mínimo de 51 mm (2 pulgadas) de espesor con una profundidad igual o un tamaño mayor que el cordón superior de la intersección. Esto se logrará con una subfascia estructural continua, fascia o bloqueo a 102 mm (4 pulgadas) al centro con clavos como se requiere para el espesor apropiado del revestimiento.

**10.30.4.1** Cuando los techos existentes se vuelven a techar hasta el punto en que el techo existente se retira hasta el revestimiento, el revestimiento del techo existente se debe volver a clavar con clavos comunes 8d [3,3 mm (0,131 pulgadas) de diámetro por 63,5 mm (2 1/2 pulgadas) de largo con 7,9 mm (0,281 pulgadas) de diámetro de cabeza redonda completa]. El espacio entre los clavos debe ser de 152 mm (6 pulgadas) al centro en los bordes de los paneles, 152 mm (6 pulgadas) al centro en los soportes intermedios y, cuando corresponda, 102 mm (4 pulgadas) al centro en los extremos de los hastiales y la subfascia. Se pueden utilizar los sujetadores existentes para lograr dicha separación mínima.

**10.30.5 REVESTIMIENTO PARA TORMENTAS.** Los muros exteriores de entramado deben estar revestidos para resistir la carga de viento como se establece en la Sección 2.20 y las cargas concentradas que resultan de los escombros generados por el viento como se establece en la Sección 2.26 de este código y deben ser, como mínimo, de cualquiera de los siguientes tipos:

1. Tablas bien ajustadas, colocadas en diagonal, de un grosor no inferior a 17 mm (5/8 de pulgada), clavadas con tres clavos comunes 8d en cada soporte para tablas de 25 mm por 152 mm (1 pulgada por 6 pulgadas) y cuatro clavos comunes 8d para tablas de 25 mm por 203 mm (1 pulgada por 8 pulgadas).
2. El revestimiento de la pared debe ser de madera contrachapada, o de un panel estructural aprobado por el producto, clasificado como Exposición 1 con un grosor mínimo de 15 mm (19/32 pulgadas) y debe aplicarse a montantes espaciados no más de 406 mm (16 pulgadas) entre sí. El revestimiento de la pared debe ser continuo sobre tres o más soportes y debe ser clavado a dichos soportes con clavos comunes 8d. El espacio entre los clavos no debe exceder las 152 mm (6 pulgadas) al centro en los bordes del panel y en todos los soportes intermedios. El espacio entre los clavos debe ser de 102 mm (4 pulgadas) al centro en los montantes de las esquinas, en todos los casos.
3. Cuando se utiliza un panel de madera contrachapada o un revestimiento de panel estructural aprobado, se puede omitir el papel de construcción y el refuerzo diagonal de la pared.
4. Cuando el revestimiento, como las tejas, se clava sólo a la madera contrachapada o al revestimiento de panel estructural aprobado por el producto, el panel debe aplicarse con el grano de la cara a través de los montantes.

### **10.30.6 REVESTIMIENTO DE PAREDES EXTERIORES.**

**10.30.6.1** La madera contrachapada, si está protegida con estuco, puede servir tanto para el revestimiento como para el revestimiento exterior, siempre y cuando:

1. El espesor del panel no debe ser inferior a 15 mm (19/32 pulgadas) y los paneles de textura 1-11, y los montantes de soporte deben estar espaciados a no más de 406 mm (16 pulgadas) entre sí.
2. Todas las juntas deberán estar respaldadas sólidamente con bloques o montantes nominales de 51 mm (2 pulgadas) o las juntas deberán estar solapadas horizontalmente o ser herméticas de otra manera.

3. El clavado deberá ser como se establece en la sección 10.30.5, Punto 2.

**10.30.6.2** Cuando se proporciona un revestimiento contra tormentas de acuerdo con la sección 10.30.5, el revestimiento exterior puede ser uno de los siguientes:

1. El revestimiento de madera se instalará de acuerdo con la aprobación de su producto.
2. Tejas de madera o ripias fijadas al revestimiento contra tormentas, y/o a tablas de clavado o al soporte de las tejas firmemente fijado al revestimiento contra tormentas. El grosor mínimo de las tejas de madera o de las ripias entre las tablas de clavado debe ser de 3/8 de pulgada (9,5 mm). Las tejas de madera y/o las ripias deben estar identificadas por la marca de una oficina o agencia de clasificación o inspección aprobada.
3. Los tableros duros de calidad de revestimiento para uso exterior se aplicarán de acuerdo con la aprobación del producto.

## CAPÍTULO 10.31 CONECTORES

**10.31.1** Las cargas admisibles en todos los tipos de conectores serán las establecidas en las normas enumeradas en la sección 10.1.5.3 y en la Tabla 10.31.1

**TABLA 10.31.1 CONEXIÓN DE CLAVOS PARA MIEMBROS DE MADERA**

| CONEXIÓN  | CLAVOS COMUNES | NUMERO O ESPACIADO               |
|---|----------------|----------------------------------|
| Viguetas a solera o viga, clavado de punta                            | 16d            | 2                                |
| Puente a viga, clavo en la punta                                      | 8d             | 2 cada extremo                   |
| 1-pulg. × 6-pulg. Subsuelo o menos a cada viga, clavado frontal       | 8d             | 2                                |
| Sobre 1-pulg. × 6-pulg. Subsuelo o menos a cada viga, clavado frontal | 8d             | 3 + 1 por cada aumento de tamaño |
| 2-pulgadas subsuelo a viga o viguetas, clavado ciego y frontal        | 16d            | 2                                |

|  |     |  |
|--|-----|--|
| Placa de suela a viga o bloque, clavado frontal                          | 16d | 16 pulgadas de diámetro.   |
| Placa superior o de suela a montante, clavado en el extremo              | 16d | 2  |
| Perno a placa de suela, clavo en la punta                                | 3d  | 3 o 2 16d  |
| Pernos dobles, clavado frontal   | 16d | 24 pulgadas de diámetro.   |
| Placas superiores dobles, clavado frontal                                | 16d | 16 pulgadas de diámetro.   |
| Placas superiores, solapes e intersecciones, clavado frontal             | 16d | 2  |
| Cabecera continua, dos piezas  | 16  | 16 pulgadas al centro a lo largo de cada borde   |
| Viguetas de techo a placa, clavo en punta                                | 16d | 2  |
| Cabezal continuo a montante, clavo en la punta                           | 16d | 3  |
| Viguetas de techo, solapes sobre tabiques, clavado frontal               | 16d | 3  |
| Viguetas de techo a vigas paralelas, clavado frontal                     | 16d | 3  |
| Placa de caballete, clavado en punta                                     | 16d | 3  |
| 1-pulg. × 6-pulg. Revestimiento o menos, a cada soporte, clavado frontal | 8d  | 2  |
| Sobre 1-pulg. × 6-pulg. a cada soporte, con clavos en la cara            | 8d  | 3 + 1 por cada aumento de tamaño   |
| Montantes de esquina incorporados, con clavos en la cara                 | 16d | 30 pulgadas de diámetro.   |
| Viguetas y vigas incorporadas  | 20d | 32 pulgadas al centro en la parte superior e inferior y escalonados, 2 en los extremos y en cada empalme |
| 2-pulg. planchas   | 16d | 2 cada rodamiento  |

**Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.**

**NOTA:** En las especificaciones de espaciado, o.c. significa “on-center”.

**10.31.2** Los clavos, pernos y otros conectores metálicos que se utilicen en lugares expuestos a la intemperie deberán estar galvanizados o ser resistentes a la corrosión de otro modo.

**10.31.3** En general, los clavos deben penetrar en el segundo miembro una distancia igual al espesor del miembro que se está clavando. No debe haber menos de dos clavos en cualquier conexión.

**10.31.4** Excepto en el caso de paneles de uso estructural a base de madera y otros miembros laminados fabricados bajo control técnico e inspección rígida, el encolado no se considerará un conector aceptable en lugar de los conectores aquí especificados.

**10.31.5** Las cargas seguras y las prácticas de diseño para los tipos de conectores no mencionados o no cubiertos completamente en este documento serán determinadas por el funcionario de la construcción antes de su aprobación.

## **CAPÍTULO 10.32 MADERA QUE SOPORTA MAMPOSTERÍA**

**10.32.1** La madera no debe soportar la mampostería o el concreto, excepto como se permite en la Sección 10.32.2.

**10.32.2** Los pilotes de cimentación de madera pueden usarse para soportar concreto o mampostería.

## **CAPÍTULO 10.33 PROTECCIÓN DE LA MADERA**

**10.33.1** En los edificios o partes de los mismos que tengan sistemas de madera en el primer piso, todos los encofrados de madera que se hayan utilizado en la colocación del concreto, si están dentro del suelo o a menos de 457 mm (18 pulgadas) por encima del suelo, deberán retirarse antes de que el edificio sea ocupado o utilizado para cualquier fin.

**10.33.2** La madera suelta o casual no debe almacenarse en contacto directo con el suelo debajo de ningún edificio, y este espacio debe limpiarse a fondo de toda la madera y los desechos.

### **10.33.3 EDIFICIOS EXISTENTES.**

**10.33.3.1** El funcionario de la construcción inspeccionará los edificios existentes que tengan paredes exteriores de madera para los que se solicite un permiso para revestimientos de paredes exteriores y tendrá la autoridad para ordenar que se descubran los elementos estructurales para su inspección y para exigir las reparaciones necesarias como parte de la aprobación de dicho permiso, o podrá ordenar la demolición.

## **CAPÍTULO 10.34 CERCAS DE MADERA**

**10.34.1** Las cercas de madera, ubicadas en una propiedad que por las normas de zonificación no pueden ser utilizadas como pared de un edificio, deben ser construidas para cumplir con las especificaciones mínimas de las secciones 10.34.2 y 10.34.3.

**10.34.2** Las cercas, que no excedan los 1829 mm (6 pies) de altura, deben ser construidas para cumplir con los siguientes requisitos mínimos: de postes nominales de 4 pulgadas por 102 mm por 102 mm por 2438 mm (4 pulgadas por 8 pies de largo) de grado No. 2 o mejor, espaciados, 1219 mm (4 pies) al centro, y empotrados 610 mm (2 pies) en una base de concreto de 254 mm (10 pulgadas) de diámetro y 610 mm (2 pies) de profundidad.

**10.34.3** Las cercas que no superen los 1524 mm (5 pies) o los 1219 mm (4 pies) de altura deben construirse como se indica en la Sección 9.28.2, excepto que el espaciado de los postes puede aumentarse a 1524 mm (5 pies) y 1829 mm (6 pies) en el centro para estas alturas, respectivamente.

## **CAPÍTULO 10.35 BLOQUEOS DE MADERA**

### **10.35.1 GENERALIDADES.**

**10.35.1.1** El bloqueo se define como piezas de madera unidas a la cubierta del

techo o entre sí con el propósito de asegurar la membrana del techo o los accesorios.

**10.35.1.2** La fijación de bloques de madera para edificios de más de 12,2 m (40 pies) de altura debe ser diseñada por un arquitecto o ingeniero profesional registrado.

**10.35.1.3** La fijación de bloques de madera para cubiertas de concreto aislante liviano, concreto de yeso, fibra de madera cementicia y concreto celular debe ser diseñada por un arquitecto o ingeniero profesional matriculado. Las cubiertas en sí no deben utilizarse como sustrato de fijación de bloques de madera.

**10.35.1.4** Los bloques de madera no deben ser inferiores a 51 mm por mm (2 pulgadas por 6 pulgadas). El voladizo máximo no soportado será de 51 mm (2 pulgadas). Cuando se emplee el voladizo máximo, se instalará un bloqueo nominal de 51 mm por mm (2 por 6 pulgadas).

**10.35.1.5** En aplicaciones de recuperación, el bloqueo de madera puede reducirse a 25 mm (1 pulgada) nominal, siempre que la fijación esté asegurada de acuerdo con este código.

**10.35.1.6** Los bloques de madera en buen estado pueden reutilizarse en una aplicación de recuperación o retechado, siempre que la fijación esté asegurada de acuerdo con los requisitos de este código.

**10.35.1.7** Se debe colocar un sujetador a menos de 761 mm (3 pulgadas) del extremo de cada sección de bloques de madera y se debe dejar un espacio de 6 mm (1/4 de pulgada) entre cada sección de bloques de madera. Ninguna pieza de madera debe tener menos de dos sujetadores.

**10.35.1.8** Los elementos de fijación que no sean clavos deben ser preperforados antes de su colocación y avellanados para que queden al ras de la superficie del bloque de madera.

**10.35.1.9** La madera debe protegerse de acuerdo con la sección 10.33.

**10.35.1.10** No se utilizarán sujetadores accionados por pólvora para la fijación de bloques de madera.<sup>3</sup>

### **10.35.2 ADHESIÓN A BLOQUES DE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO.**

**10.35.2.1** Antes de la instalación de bloques de madera a bloques de mampostería de peso estándar, las dos hileras superiores deben rellenarse sólidamente con concreto o se debe colocar una viga de unión como lo exige este código.

**10.35.2.2** La resistencia media a la retirada del sujetador por pie lineal no debe ser inferior a 3649 N/m (250 libras por pie) después de la aplicación de un factor de seguridad de 4:1.

**10.35.2.3** El valor de la resistencia a la extracción del elemento de fijación propuesto a través del bloqueo de madera no debe ser inferior al 125% de la carga de diseño del elemento de fijación propuesto. Si es menor, se debe agregar una arandela de soporte más grande al conjunto del sujetador para cumplir con este requisito. El grosor del bloque de madera no será inferior a 38 mm (1 1/2 pulgadas) si se requiere una arandela de soporte.

### **10.35.3 REVESTIMIENTO DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA.**

Cuando el revestimiento de paneles estructurales de madera se utilice como acabado expuesto en el exterior de las paredes exteriores, deberá tener una clasificación de durabilidad de exposición exterior. Cuando el revestimiento de paneles estructurales de madera se utilice en otros lugares, pero no como acabado expuesto, deberá ser de un tipo fabricado con pegamento para exteriores (Exposición 1 o Exterior). El revestimiento de paneles estructurales de madera, las conexiones y el espaciamiento de los marcos deben estar de acuerdo con la Tabla 9.4.6.1 para la velocidad del viento y la categoría de exposición aplicables cuando se utilicen en edificios cerrados con una altura media de techo no mayor de 9144 mm (30 pies) y un factor topográfico ( $K_z$ ) de 1.0.

**TABLA 10.35.3 VELOCIDAD NOMINAL MÁXIMA DE DISEÑO DEL VIENTO,  $V_{asd}$ , PERMITIDA PARA EL REVESTIMIENTO DE PAREDES DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA UTILIZADOS PARA RESISTIR PRESIONES DEL VIENTO a, b, c**

| Clavo Mínimo             |                        | DISTANCIA MÍNIMA DE LOS PANELES DE MADERA ESTRUCTURAL | ESPESOR NOMINAL MÍNIMO DEL PANEL (pulgadas) | ESPACIO MÁXIMO DE LA PARED (pulgadas) | DISTANCIA ENTRE CLAVOS DEL PANEL |                            | VELOCIDAD MÁXIMA NOMINAL DEL VIENTO, $V_{asd}$ , d (MPH) |     |     |
|--------------------------|------------------------|---|---|---------------------------------------|----------------------------------|----------------------------|--|-----|-----|
| Tamaño                   | Penetración (pulgadas) |   |   |                                       | Bordes (pulgadas al centro)      | Campo (pulgadas al centro) | Categoría de exposición al viento                        |     |     |
|                          |                        |   |   |                                       |                                  |                            | B  | C   | D   |
| 6d común (2.0" × 0.113") | 1.5                    | 24/0  | 3/8   | 16                                    | 6                                | 12                         | 110  | 90  | 85  |
|                          |                        | 24/16   | 7/16  | 16                                    | 6                                | 12                         | 110  | 100 | 90  |
|                          |                        |   |   |                                       |                                  | 6                          | 150  | 125 | 110 |
| 8d común (2.5" × 0.131") | 1.75                   | 24/16   | 7/16  | 16                                    | 6                                | 12                         | 130  | 110 | 105 |
|                          |                        |   |   |                                       |                                  | 6                          | 150  | 125 | 110 |
|                          |                        |   |   | 24                                    | 6                                | 12                         | 110  | 90  | 85  |
|                          |                        |   |   |                                       | 6                                | 110                        | 90   | 85  |     |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 0,447 m/s = 1 milla por hora.

- El eje de resistencia del panel debe ser paralelo o perpendicular a los soportes. El revestimiento de madera contrachapada de tres capas con montantes espaciados más de 16 pulgadas entre sí se aplicará con el eje de resistencia del panel perpendicular a los soportes.
- La tabla se basa en las presiones del viento que actúan hacia y lejos de las superficies del edificio de acuerdo con la Sección 30.7 de ASCE 7. Los requisitos laterales deberán estar de acuerdo con la Sección 9.5 o la Sección 9.1.2.
- Se permitirán paneles estructurales de madera con una clasificación de vano de pared-16 o pared-24 como una alternativa a los paneles con una clasificación de vano de 24/0. Se permitirá el revestimiento de madera contrachapada de 16 en el centro o de 24 en el centro como alternativa a los paneles de 24/16. El muro-16 y el revestimiento de madera contrachapada de 16 al centro deben utilizarse con montantes espaciados un máximo de 16 pulgadas al centro.
- El  $V_{asd}$  se determinará de acuerdo con la Sección 2.9.3.1.

**10.35.4 REVESTIMIENTO INTERIOR.** Los paneles estructurales de madera

blanda utilizados para el revestimiento interior deberán cumplir con las disposiciones del capítulo 8 y se instalarán de acuerdo con la tabla 10.35.29. Los paneles deben cumplir con DOC PS 1, DOC PS 2 o ANSI/APA PRP 210. Los paneles de madera dura pre acabados deben cumplir los requisitos de CPA/ANSI A135.5. El contrachapado de madera dura deberá cumplir con HPVA HP-1.

### 10.35.5 REVESTIMIENTO DE SUELOS Y TECHOS.

El revestimiento estructural del suelo y el revestimiento estructural del techo deben cumplir con las secciones 10.35.6 y 10.35.7, respectivamente.

**TABLA 10.35.5 (1) ESPACIADOS ADMISIBLES PARA REVESTIMIENTOS DE PISO Y TECHO DE MADERA a**

| ESPACIO (pulgadas) | ESPELOR NETO MÍNIMO (pulgadas) DE LA MADERA COLOCADA |                      |                                 |                      |
|--------------------|--|----------------------|---------------------------------|----------------------|
|                    | Perpendicular a los soportes                         |                      | Diagonalmente a los soportes    |                      |
|                    | Superficie en seco <sup>a</sup>                      | Superficie sin curar | Superficie en seco <sup>a</sup> | Superficie sin curar |
| <b>Pisos</b>       |  |                      |                                 |                      |
| 24                 | 3/4  | 25/32                | 3/4                             | 25/32                |
| 16                 | 5/8  | 11/16                | 5/8                             | 11/16                |
| <b>Techos</b>      |  |                      |                                 |                      |
| 24                 | 5/8  | 11/16                | 3/4                             | 25/32                |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

a. Contenido máximo de humedad del 19%.

**TABLA 10.35.5 (2) MADERA DE REVESTIMIENTO, REQUISITOS MÍNIMOS DE CALIDAD: GRADO DE LA TABLA**

| REVESTIMIENTO DE SUELO O TECHO MACIZO | REVESTIMIENTO DE TECHO ESPACIADO | NORMAS DE NIVELACIÓN            |
|---------------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| Utilidad                              | Estándar                         | NLGA, WCLIB, WWPA               |
| 4 común o de utilidad                 | 3 común o estándar               | NLGA, WCLIB, WWPA, NSLB o NELMA |
| No. 3                                 | No. 2                            | SPIB                            |
| Comercializable                       | Construcción común               | RIS                             |

**TABLA 10.35.5 (3) ESPACIADOS Y CARGAS ADMISIBLES PARA REVESTIMIENTOS DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA Y GRADOS DE PISO ÚNICO CONTINUOS SOBRE DOS O MÁS VANOS CON EJE DE RESISTENCIA PERPENDICULAR A LOS SOPORTES a**

| Grados de Revestimiento                                  |  | Techos <sup>b</sup>                |                       |                                    |                       | Pisos <sup>c</sup>          |
|--|--|------------------------------------|-----------------------|------------------------------------|-----------------------|-----------------------------|
| Clasificación de los paneles de techos / espaciado pisos | Espesor del Panel (pulgadas)                           | Espaciado Máximo (pulgadas)        |                       | Carga <sup>d</sup> (psf)           |                       | Espaciado Máximo (pulgadas) |
|  |  | Con soporte de Bordes <sup>e</sup> | Sin soporte de Bordes | Carga Total                        | Carga Viva            |                             |
| 16/0   | $\frac{3}{8}$  | 16                                 | 16                    | 40                                 | 30                    | 0                           |
| 20/0   | $\frac{3}{8}$  | 20                                 | 20                    | 40                                 | 30                    | 0                           |
| 24/0   | $\frac{3}{8}, \frac{7}{16}, \frac{1}{2}$               | 24                                 | 20 <sup>f</sup>       | 40                                 | 30                    | 0                           |
| 24/16  | $\frac{7}{16}, \frac{1}{2}$                            | 24                                 | 24                    | 50                                 | 40                    | 16                          |
| 32/16  | $\frac{15}{32}, \frac{1}{2}, \frac{5}{8}$              | 32                                 | 28                    | 40                                 | 30                    | 16 <sup>g</sup>             |
| 40/20  | $\frac{19}{32}, \frac{5}{8}, \frac{3}{4}, \frac{7}{8}$ | 40                                 | 32                    | 40                                 | 30                    | 20 <sup>g, h</sup>          |
| 48/24  | $\frac{9}{32}, \frac{3}{4}, \frac{7}{8}$               | 48                                 | 36                    | 45                                 | 35                    | 24                          |
| 54/32  | $\frac{7}{8}, 1$                                       | 54                                 | 40                    | 45                                 | 35                    | 32                          |
| 60/32  | $\frac{7}{8}, 1\frac{1}{8}$                            | 60                                 | 48                    | 45                                 | 35                    | 32                          |
| GRADOS DE UNA SOLA PLANTA                                |  | Techos <sup>b</sup>                |                       |                                    |                       | Pisos <sup>c</sup>          |
| Clasificación de los paneles                             | Espesor del Panel (pulgadas)                           | Espaciado Máximo (pulgadas)        |                       | Carga <sup>d</sup> (psf)           |                       | Espaciado Máximo (pulgadas) |
|  |  | Con soporte de Bordes <sup>e</sup> | Sin soporte de Bordes | Con soporte de Bordes <sup>e</sup> | Sin soporte de Bordes |                             |
| 16 al centro   | $\frac{1}{2}, \frac{19}{32}, \frac{5}{8}$              | 24                                 | 24                    | 50                                 | 40                    | 16 <sup>g</sup>             |
| 20 al centro   | $\frac{19}{32}, \frac{5}{8}, \frac{3}{4}$              | 32                                 | 32                    | 40                                 | 30                    | 20 <sup>g, h</sup>          |
| 24 al centro   | $\frac{9}{32}, \frac{3}{4}$                            | 48                                 | 36                    | 35                                 | 25                    | 24                          |
| 32 al centro   | $\frac{7}{8}, 1$                                       | 48                                 | 40                    | 50                                 | 40                    | 32                          |
| 48 al centro   | $1\frac{3}{32}, 1\frac{1}{8}$                          | 60                                 | 48                    | 50                                 | 40                    | 48                          |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 0,0479 kN/m<sup>2</sup> = 1 libra por pie cuadrado.

- a. Se aplica a los paneles de 24 pulgadas o más de ancho.
- b. Limitaciones de deflexión de carga uniforme 1/180 de la luz bajo carga viva más carga muerta, 1/240 bajo carga viva solamente.
- c. Los bordes de los paneles deben tener juntas machihembradas aprobadas o deben estar apoyados con bloques, a menos que se coloque un contrapiso de 1/4 de pulgada de espesor mínimo o 11/2 pulgadas de concreto celular o liviano aprobado sobre el subsuelo, o que el piso de acabado sea una tira de madera de 3/4 de pulgada. La carga uniforme permitida basada en la deflexión de 1/360 de la luz es de 100 libras por pie cuadrado, excepto que la clasificación de la luz de 48 pulgadas en el centro se basa en una carga total de 65 libras por pie cuadrado.
- d. Carga admisible en el vano máximo.
- e. Bordes machihembrados, abrazaderas en los bordes de los paneles (una a mitad de camino entre cada soporte, excepto dos igualmente espaciadas entre los soportes de 48 pulgadas al centro), bloqueo de madera u otros. Sólo el bloqueo de madera debe satisfacer los requisitos de diafragma bloqueado.
- f. Para el panel de 1/2 pulgada, el vano máximo será de 24 pulgadas.
- g. Se permite que el tramo sea de 24 pulgadas al centro cuando el piso de listones de madera de 3/4 de pulgada se instala en ángulo recto con la viga.
- h. Se permite un vano de 24 pulgadas al centro para los pisos en los que se aplica 11/2 pulgadas de concreto celular o liviano sobre los paneles.

**TABLA 10.35.5 (4) ESPACIOS ADMISIBLES PARA LA COMBINACIÓN DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA SUBSUELO-CARGA (PISO ÚNICO) a (Paneles continuos en dos o más vanos y eje de resistencia perpendicular a los soportes)**

| identificación   | Espacio Máximo de las Juntas (pulgadas) |              |              |              |              |
|--|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
|  | 16                                      | 20           | 24           | 32           | 48           |
| Grupo de Especies <sup>b</sup>                             | Espesor (pulgadas)                      |              |              |              |              |
| 1  | 1/2                                     | 5/8          | 3/4          | —            | —            |
| 2, 3   | 5/8                                     | 3/4          | 7/8          | —            | —            |
| 4  | 3/4                                     | 7/8          | 1            | —            | —            |
| Clasificación de los vanos de una sola planta <sup>c</sup> | 16 al centro                            | 20 al centro | 24 al centro | 32 al centro | 48 al centro |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 0,0479 kN/m<sup>2</sup> = 1 libra por pie cuadrado.

- a. Vanos limitados al valor indicado debido a los posibles efectos de las cargas concentradas. Las cargas uniformes admisibles basadas en la deflexión de 1/360 de la luz son de 100 libras por pie cuadrado, excepto la carga uniforme total admisible para paneles estructurales de madera de 11/8 pulgadas sobre viguetas espaciadas 48 pulgadas entre sí, que es de 65 libras por pie cuadrado. Los bordes de los paneles deben tener juntas machihembradas aprobadas o deben estar apoyados con bloques, a menos que se coloque un contrapiso de 1/4 de pulgada de grosor mínimo o 11/2 pulgadas de concreto celular o liviano aprobado sobre el subsuelo, o que el piso de acabado sea una tira de madera de 3/4 de pulgada.
- b. Aplicable a todas las calidades de madera contrachapada lijada para exteriores. Consulte el documento DOC PS 1 para conocer los grupos de especies de madera contrachapada.
- c. Aplicable a las calidades de contrapiso, madera contrachapada C-C (tapada) y paneles estructurales de madera de una sola planta.

**TABLA 10.35.5 (5) CARGA ADMISIBLE (PSF) PARA REVESTIMIENTOS DE CUBIERTAS DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA CONTINUOS SOBRE DOS O MÁS VANOS Y EJE DE FUERZA PARALELO A LOS SOPORTES (Los paneles estructurales de madera contrachapada son de cinco capas, a menos que se indique lo contrario) a, b.**

| Grado del Panel  | espesor (pulgadas) | Espacio Máximo (pulgadas) | Carga en el espacio máximo (psf) |                 |
|--|--------------------|---------------------------|----------------------------------|-----------------|
|  |                    |                           | Viva                             | Total           |
| Revestimiento estructural I                                  | $7/16$             | 24                        | 20                               | 30              |
|  | $15/32$            | 24                        | 35 <sup>b</sup>                  | 45 <sup>b</sup> |
|  | $1/2$              | 24                        | 40 <sup>b</sup>                  | 50 <sup>b</sup> |
|  | $19/32, 5/8$       | 24                        | 70                               | 80              |
|  | $9/32, 3/4$        | 24                        | 90                               | 100             |
| Revestimiento, otros grados cubiertos en DOC PS 1 o DOC PS 2 | $7/16$             | 16                        | 40                               | 50              |
|  | $15/32$            | 24                        | 20                               | 25              |
|  | $1/2$              | 24                        | 25                               | 30              |
|  | $19/32$            | 24                        | 40 <sup>b</sup>                  | 50 <sup>b</sup> |
|  | $5/8$              | 24                        | 45 <sup>b</sup>                  | 55 <sup>b</sup> |
|  | $9/32, 3/4$        | 24                        | 60 <sup>b</sup>                  | 65 <sup>b</sup> |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 0,0479 kN/m<sup>2</sup> = 1 libra por pie cuadrado.

a. Limitaciones de deflexión uniforme de la carga 1/180 de la luz bajo carga viva más carga muerta, 1/240 bajo carga viva solamente. Los bordes deben estar bloqueados con madera u otro tipo de soporte aprobado.

b. Para los paneles estructurales de madera compuesta y de cuatro capas, la carga se reducirá en 15 libras por pie cuadrado.

**10.35.6 REVESTIMIENTO ESTRUCTURAL DEL PISO.** El revestimiento estructural del piso debe diseñarse de acuerdo con las disposiciones generales de este código.

Se considerará que el revestimiento de pisos que cumpla con las disposiciones de la Tabla 10.35.5 (1), 10.35.5 (2), 10.35.5 (3) o 10.35.5 (4) cumple con los requisitos de esta sección.

**10.35.7 REVESTIMIENTO ESTRUCTURAL DE TECHO.** Los revestimientos estructurales de techos deben ser diseñados de acuerdo con las disposiciones generales de este código y las disposiciones especiales de esta sección.

Se considerará que los revestimientos de techos que cumplan con las disposiciones de la Tabla 10.35.5 (1), 10.35.5 (2), 10.35.5(3) o 10.35.5(5) cumplen con los requisitos de esta sección. El revestimiento del techo de paneles estructurales de madera deberá ser de un tipo fabricado con pegamento para exteriores (Exposición 1 o Exterior).

**10.35.8 CUBIERTAS DE MADERA.** Las cubiertas de madera deberán diseñarse e instalarse de acuerdo con las disposiciones generales de este código y las secciones 10.35.9 a 10.35.23

**10.35.9 GENERALIDADES.** Cada pieza de cubierta de madera deberá estar recortada a escuadra. Cuando se suministren longitudes aleatorias, cada pieza deberá estar recortada a escuadra en toda la cara, de forma que al menos el 90 por ciento de las piezas estén a 0,5 grados (0,00873 rad) de la escuadra. Los extremos de las piezas podrán estar biselados hasta 2 grados (0,0349 rad) con respecto a la vertical, con la cara expuesta de la pieza ligeramente más larga que la cara opuesta de la pieza. Las tarimas machihembradas se instalarán con las lengüetas hacia arriba en cubiertas inclinadas o a dos aguas con las caras del dibujo hacia abajo.

**10.35.10 PATRONES DE COLOCACIÓN.** Se permite que las cubiertas de madera se coloquen siguiendo uno de los cinco patrones estándar definidos en los apartados 10.35.11 a 10.35.15. Se permite el uso de otros patrones siempre que se justifiquen mediante un análisis de ingeniería.

**10.35.11 MODELO DE VANO SIMPLE.** Todas las piezas deberán estar apoyadas en sus extremos (es decir, por dos soportes).

**10.35.12 MODELO CONTINUO DE DOS VANOS.** Todas las piezas se apo-

yarán en tres soportes, y todas las uniones de los extremos se producirán en línea en soportes alternos. Los elementos de apoyo deben estar diseñados para acomodar la redistribución de la carga causada por este patrón.

**10.35.13 COMBINACIÓN DE PATRÓN SIMPLE Y CONTINUO DE DOS TRAMOS.** Las hileras de los vanos extremos deberán alternar un patrón de vano simple y un patrón de dos vanos continuos. Las juntas de los extremos se escalonarán en las hileras adyacentes y se apoyarán en los soportes.

**10.35.14 PIEZAS EN VOLADIZO CON PATRÓN ENTREMIZCLADO.** La cubierta se extenderá a lo largo de un mínimo de tres vanos. Las piezas de cada hilera inicial y de cada tres hileras deberán tener un diseño de vano simple. Las piezas de las demás hileras deberán estar en voladizo sobre los soportes, con juntas finales en cuartos o terceros puntos de los vanos, alternativamente. Cada pieza debe apoyarse en al menos un soporte.

**10.35.15 PATRÓN ALEATORIO CONTROLADO.** El entarimado se extenderá a lo largo de un mínimo de tres vanos. Las juntas de los extremos de las piezas situadas a menos de 152 mm (6 pulgadas) de las juntas de los extremos de las piezas adyacentes en cualquier dirección deberán estar separadas por al menos dos hileras intermedias. En los vanos extremos, cada pieza deberá apoyarse en al menos un soporte. Cuando se produzca una junta final en un tramo final, la siguiente pieza de la misma hilera deberá continuar sobre el primer soporte interior durante al menos 610 mm (24 pulgadas). Los detalles del patrón aleatorio controlado serán los especificados para cada material de cubierta en la sección 10.35.16, 10.35.19, o 910.35.27.

Las tarimas que sobresalgan de un soporte una distancia horizontal superior a 457 mm (18 pulgadas), 610 mm (24 pulgadas) o 914 mm (36 pulgadas) para tarimas de 51 mm (2 pulgadas), 76 mm (3 pulgadas) y 102 mm (4 pulgadas) de espesor nominal, respectivamente, deberán cumplir lo siguiente:

1. La longitud máxima en voladizo será el 30 por ciento de la longitud del

primer tramo interior adyacente.

2. Se fijará una imposta estructural a cada pieza del entarimado para mantener una línea continua y recta.
3. No habrá juntas en los extremos de la cubierta entre el extremo en voladizo de la cubierta y la línea central del primer vano interior adyacente.

**10.35.16 TABLADO LAMINADO MECÁNICAMENTE.** Las cubiertas laminadas mecánicamente deberán cumplir con las secciones 10.35.17 a 10.35.23.

**10.35.17 GENERALIDADES.** Las tarimas laminadas mecánicamente están formadas por láminas de madera cuadrada colocadas de canto y clavadas a las piezas adyacentes y a los soportes.

**10.35.18 CLAVADO.** La longitud de los clavos que conectan las láminas no debe ser inferior a dos veces y media el espesor neto de cada lámina. Cuando los soportes de la tarima estén a 1219 mm (48 pulgadas) de distancia entre sí o menos, los clavos laterales se instalarán a no más de 762 mm (30 pulgadas) de distancia entre sí, alternando entre los bordes superior e inferior, y a una distancia de un tercio de la distancia en las laminaciones adyacentes. Cuando los soportes estén espaciados más de 1219 mm (48 pulgadas) entre sí, los clavos laterales se instalarán a no más de 457 mm (18 pulgadas) entre sí, alternando entre los bordes superior e inferior y a un tercio de la distancia en las laminaciones adyacentes. En el caso de las tarimas laminadas mecánicamente construidas con láminas de 51 mm (2 pulgadas) de grosor nominal, se permitirá el clavado de acuerdo con la tabla 10.35.18. Se instalarán dos clavos laterales en cada extremo de las piezas unidas a tope.

Las láminas se clavarán en los soportes con clavos comunes de 20d o más grandes. Cuando los soportes estén a una distancia de 1219 mm (48 pulgadas) o menos, las láminas alternas se clavarán en soportes alternos; cuando los soportes estén a una distancia mayor de 1219 mm (48 pulgadas), las láminas alternas se clavarán en cada soporte. En el caso de cubiertas laminadas mecánicamente construidas con láminas de 51 mm (2 pulgadas) de espesor nominal,

**TABLA 10.35.18 ESQUEMA DE FIJACIÓN PARA CUBIERTAS LAMINADAS MECÁNICAMENTE CON LÁMINAS DE 2 PULGADAS DE ESPESOR NOMINAL**

| TAMAÑO MÍNIMO DE LOS CLAVOS (longitud × diámetro) | ESPACIO MÁXIMO ENTRE CLAVOS Y CARA <sup>a, b</sup> (pulgadas) |  | NÚMERO DE CLAVOS EN LOS SOPORTES <sup>c</sup> |
|---|---|--|---|
|   | Soportes de Cubierta ≤ 48 pulgadas al centro                  | Soportes de Cubierta > 48 pulgadas al centro |   |
| 4" × 0.192"                                       | 30  | 18   | 1   |
| 4" × 0.162"                                       | 24  | 14   | 2   |
| 4" × 0.148"                                       | 22  | 13   | 2   |
| 3½" × 0.162"                                      | 20  | 12   | 2   |
| 3½" × 0.148"                                      | 19  | 11   | 2   |
| 3½" × 0.135"                                      | 17  | 10   | 2   |
| 3" × 0.148"                                       | 11  | 7  | 2   |
| 3" × 0.128"                                       | 9   | 5  | 2   |
| 9/4" × 0.148"                                     | 10  | 6  | 2   |
| 9/4" × 0.131"                                     | 9   | 6  | 3   |
| 9/4" × 0.120"                                     | 8   | 5  | 3   |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

- Los clavos se colocarán perpendicularmente a la cara de la laminación, alternando entre los bordes superior e inferior.
- Cuando los clavos penetren a través de dos láminas y dentro de la tercera, deberán estar escalonados a un tercio del espacio en las láminas adyacentes. De lo contrario, los clavos deberán estar escalonados a la mitad del espacio en las laminaciones adyacentes.
- Cuando los soportes estén a 1219 mm (48 pulgadas) de distancia entre sí o menos, las laminaciones alternas se clavarán en soportes alternos; cuando los soportes estén a más de 1219 mm (48 pulgadas) de distancia entre sí, las laminaciones alternas se clavarán en cada soporte.

**10.35.19 PATRÓN ALEATORIO CONTROLADO.** Debe haber una distancia mínima de 610 mm (24 pulgadas) entre las juntas de los extremos de las hileras adyacentes. Las piezas de la primera y la segunda hilera deben apoyarse en

al menos dos soportes, y las juntas finales de estas dos hileras deben producirse en soportes alternativos. Se permitirá un máximo de siete hileras intermedias antes de repetir este patrón.

**10.35.20 CUBIERTAS MACHIHEMBRADAS DE DOS PULGADAS.** Las tarimas machihembradas aserradas de dos pulgadas (51 mm) deberán cumplir los apartados 10.35.21 a 10.35.23

**10.35.21 GENERALIDADES.** Las tarimas de 51 mm (dos pulgadas) tendrán un contenido máximo de humedad del 15 por ciento. La tarima deberá estar mecanizada con un único patrón de lengüeta y ranura. Cada pieza de la tarima se clavará en cada soporte.

**10.35.22 CLAVADO.** Cada pieza de tarima se clavará en cada soporte con un clavo común de 16d a través de la lengüeta y se clavará en la cara con un clavo común de 16d.

**10.35.23 PATRÓN ALEATORIO CONTROLADO.** Debe haber una distancia mínima de 610 mm (24 pulgadas) entre las juntas de los extremos de las hileras adyacentes. Las piezas de la primera y la segunda hilera deben apoyarse en al menos dos soportes y las juntas finales de estas dos hileras deben producirse en soportes alternativos. Se permitirá un máximo de siete hileras intermedias antes de repetir este patrón.

**10.35.24 CUBIERTAS MACHIHEMBRADAS DE TRES Y CUATRO PULGADAS.** Las tarimas machihembradas aserradas de 76 mm y 102 mm (tres y cuatro pulgadas) deberán cumplir los apartados 10.35.25 a 10.35.27.

**10.35.25 GENERALIDADES.** Las tarimas de 76 mm (tres pulgadas) y de 102 mm (cuatro pulgadas) deberán tener un contenido máximo de humedad del 19 por ciento. Las tarimas deberán estar mecanizadas con un patrón de doble lengüeta y ranura. Las piezas de la tarima deberán estar interconectadas y clavadas a los soportes.

**10.35.26 CLAVADO.** Cada pieza se clavará en cada soporte con un clavo común de 40d y se clavará en la cara con un clavo común de 60d. Las hileras se clavarán entre sí con clavos de 203 mm (8 pulgadas) a intervalos máximos de 762 mm (30 pulgadas) a través de agujeros de borde pre perforados que penetren a una profundidad de aproximadamente 102 mm (4 pulgadas). Se instalará un pincho a una distancia no superior a 254 mm (10 pulgadas) del extremo de cada pieza.

**10.35.27 PATRÓN ALEATORIO CONTROLADO.** Debe haber una distancia mínima de 1219 mm (48 pulgadas) entre las juntas de los extremos de las hileras adyacentes. Se permite que las piezas que no se apoyan en un soporte se sitúen en los vanos interiores siempre que las piezas adyacentes de la misma hilera continúen sobre el soporte al menos 610 mm (24 pulgadas). Esta condición no debe ocurrir más de una vez cada seis hileras en cada vano interior.

**10.35.28 CONECTORES Y FIJACIONES.** Los conectores y sujetadores deben cumplir con las disposiciones aplicables de las secciones 10.35.29 a 10.35.29.

**10.35.29 REQUISITOS DE LOS SUJETADORES.** Las conexiones para los elementos de madera se diseñarán de acuerdo con la metodología apropiada de la Sección 9.1.2. El número y el tamaño de los elementos de fijación que conectan los elementos de madera no deben ser inferiores a los indicados en la tabla 10.35.29:

#### **TABLA 10.35.29 PROGRAMA DE FIJACIÓN**

| DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS DEL EDIFICIO   | NÚMERO Y TIPO DE FIJACIÓN  | ESPACIADO Y UBICACIÓN                      |
|---|--|--|
| <b>Techos</b>   |  |  |
| 1. Bloqueo entre las viguetas del techo, las vigas o las cerchas y la placa superior u otra estructura inferior | 3-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131"); or3-10d caja (3" × 0.128"); or3-3" × 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, <sup>7</sup> / <sub>16</sub> " corona  | Cada extremo, conexión con clavos oblicuos |
| Bloqueo entre vigas o cerchas no en la placa de la parte superior de la pared, a la viga o cercha               | 2-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131")2-3" × 0.131" clavos2-3" 14 grapas de calibre   | Cada extremo, conexión con clavos oblicuos |
|   | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162")3-3" × 0.131" clavos3-3" 14 grapas de calibre  | Clavo final                                |
| Bloqueo plano a la cercha y al relleno del alma   | 16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162") @ 6" al centro3" × 0.131" clavos @ 6" al centro3" × 14 grapas de calibre @ 6" o.c   | Conexión con clavos rectos                 |
| 2. Viguetas del techo a la placa superior   | 3-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131"); or3-10d caja (3" × 0.128"); or3-3" × 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, <sup>7</sup> / <sub>16</sub> " corona  | Cada viga, conexión con clavos oblicuos    |
| 3. Viguetas de techo no sujetas a vigas paralelas, tabiques de solapa (sin empuje) (véase la sección 9.1.2)     | 3-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); or4-10d caja (3" × 0.128"); or4-3" × 0.131" clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, <sup>7</sup> / <sub>16</sub> " corona | Conexión con clavos rectos                 |
| 4. Viguetas de techo unidas a vigas paralelas (junta de talón) (véase el apartado 9.1.2)                        | Por Sección 9.1.2  | Conexión con clavos rectos                 |
| 5. Acoplamiento de cuello a viga  | 3-10d común (3" × 0.148"); or4-10d caja (3" × 0.128"); or4-3" × 0.131" clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, <sup>7</sup> / <sub>16</sub> " corona                              | Conexión con clavos rectos                 |

|  |   |  |
|--|---|--|
| 6. Viga o viga del tejado a la placa superior (véase la sección 9.1.2)   | 3-10 común (3" × 0.148"); or3-16d caja (3½" × 0.135"); or4-10d caja (3" × 0.128"); or4-3" × 0.131 clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona   | Conexión con clavos oblicuos <sup>c</sup>            |
| 7. Vigas del tejado a valle de la cresta o vigas de la cadera; o viga del tejado a viga de la cresta de 2 pulgadas               | 2-16d común (3½" × 0.162"); or3-10d caja (3" × 0.128"); or3-3" × 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona; or                         | Clavo final  |
|  | 3-10d común (3" × 0.148"); or4-16d caja (3½" × 0.135"); or4-10d caja (3" × 0.128"); or4-3" × 0.131" clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona | Conexión con clavos oblicuos                         |
| <b>Paredes</b>   |   |  |
| 8. De montante a montante (no en los paneles de pared arriostrados)  | 16d común (3½" × 0.162");   | 24" al centro conexión con clavos rectos             |
|  | 10d caja (3" × 0.128"); or3" × 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona   | 16" al centro conexión con clavos rectos             |
| 9. Espárrago a espárrago y espárragos contiguos en las esquinas de la pared que se cruzan (en los paneles de pared arriostrados) | 16d común (3½" × 0.162"); or  | 16" al centro conexión con clavos rectos             |
|  | 16d caja (3½" × 0.135"); or   | 12" al centro conexión con clavos rectos             |
|  | 3" × 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona   | 12" al centro conexión con clavos rectos             |
| 10. Cabecera incorporada (cabecera de 2" a 2")   | 16d común (3½" × 0.162"); or  | 16" al centro cada borde, conexión con clavos rectos |
|  | 16d caja (3½" × 0.135")   | 12" al centro cada borde, conexión con clavos rectos |
| 11. Cabezal continuo hasta el montante   | 4-8d común (2½" × 0.131"); or4-10d caja (3" × 0.128")   | Conexión con clavos oblicuos                         |
| 12. De placa superior a placa superior   | 16d común (3½" × 0.162"); or  | 16" al centro conexión con clavos rectos             |

|  |   |   |
|--|---|---|
| 13. Placa superior a placa superior, en las uniones de los extremos  | 8-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); or 12-10d caja (3" × 0.128"); or 12-3" × 0.131" clavos; or 12-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona                           | Each side of end joint, conexión con clavos rectos (minimum 24" lap splice length each side of end joint) |
| 14. Placa inferior a la viga, viga de borde, viga de banda o bloqueo (no en los paneles de pared arriostrados) | 16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); o   | 16" al centro conexión con clavos rectos  |
|  | 16d caja (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.135"); or 3" × 0.131" clavos; or 3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona  | 12" al centro conexión con clavos rectos  |
| 15. Placa inferior a la viga, viga de borde, viga de banda o bloqueo en los paneles de pared arriostrados      | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); or 3-16d caja (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.135"); or 4-3" × 0.131" clavos; or 4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona | 16" al centro conexión con clavos rectos  |
| 16. Espárrago a la placa superior o inferior   | 4-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131"); or 4-10d caja (3" × 0.128"); or 4-3" × 0.131" clavos; or 4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona; o                            | Conexión con clavos oblicuos  |
|  | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); or 3-10d caja (3" × 0.128"); or 3-3" × 0.131" clavos; or 3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona                              | Clavo final   |
| 17. Reservado  |   |   |
| 18. Placas superiores, solapamientos en esquinas e intersecciones  | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.162"); or 3-10d caja (3" × 0.128"); or 3-3" × 0.131" clavos; or 3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona                              | Conexión con clavos rectos  |
| 19. 1" abrazadera a cada perno y placa   | 2-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131"); or 2-10d caja (3" × 0.128"); or 2-3" × 0.131" clavos; or 2-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona                               | Conexión con clavos rectos  |
| 20. 1" × 6" revestimiento a cada rodamiento  | 2-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " × 0.131"); or 2-10d caja (3" × 0.128")  | Conexión con clavos rectos  |

|  |  |  |
|--|--|--|
| 21. 1" x 8" y un revestimiento más ancho a cada rodamiento   | 3-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.131"); or3-10d caja (3" x 0.128")  | Conexión con clavos rectos   |
| <b>Pisos</b>   |  |  |
| 22. Viga a solera, placa superior o viga   | 3-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.131"); o piso3-10d caja (3" x 0.128"); or3-3" x 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona | Conexión con clavos oblicuos   |
| 9.. Viga de borde, viga de banda o bloqueo a la placa superior, al umbral o a otra estructura inferior | 8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.131"); or10d caja (3" x 0.128"); or3" x 0.131" clavos; or3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona             | 6" al centro, conexión con clavos oblicuos   |
| 24. 1" x 6" subsuelo o menos a cada viga   | 2-8d común (2 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.131"); or2-10d caja (3" x 0.128")  | Conexión con clavos rectos   |
| 25. 2" subsuelo a la viga o a la vigueta   | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.162")   | Conexión con clavos rectos   |
| 26. 2" tablonos (tablón y viga - suelo y techo)  | 2-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.162")   | Each bearing, conexión con clavos rectos   |
| 27. Vigas y viguetas empotradas, capas de madera de 2".  | 20d común (4" x 0.192")  | 32" al centro, conexión con clavos rectos at top and bottomstaggered on opposite sides |
|  | 10d caja (3" x 0.128"); or3" x 0.131" clavos; or3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona  | 24" al centro conexión con clavos rectos at top and bottomstaggered on opposite sides  |
|  | And:2-20d común (4" x 0.192"); or3-10d caja (3" x 0.128"); or3-3" x 0.131" clavos; or3-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona                             | Ends and at each splice, conexión con clavos rectos                                    |
| 28. Listón de soporte de viguetas o vigas  | 3-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.162"); or4-10d caja (3" x 0.128"); or4-3" x 0.131" clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona    | Each joist or rafter, conexión con clavos rectos                                       |
| 29. Viga a viga de banda o viga de borde   | 3-16d común (3 <sup>1</sup> / <sub>2</sub> " x 0.162"); or4-10d caja (3" x 0.128"); or4-3" x 0.131" clavos; or4-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona    | Clavo final  |

|  |  |  |  |
|--|--|--|--|
| 30. Puenteo o bloqueo a la viga, cabrio o entramado  | 2-8d común (2½" × 0.131"); or2-10d caja (3" × 0.128"); or2-3" × 0.131" clavos; or2-3" 14 grapas de calibre, 7/16" corona | Cada extremo, conexión con clavos oblicuos |  |
| <b>Paneles estructurales de madera (WSP), subsuelo, revestimiento del techo y de la pared interior al armazón y revestimiento de la pared de aglomerado al armazón .</b> |  |  |  |
|  |  | <b>Bordes (Pulgadas)</b>                   | <b>Soportes intermedios (Pulgadas)</b> |
| 31. 3/8" – 1/2"  | 6d común o deformado (2" × 0.113") (subsuelo y pared)  | 6  | 12                                     |
|  | Clavo común o deformado de 8d (21/2" × 0.131")(techo) o clavo RSRS-01 (9/8" × 0.113")(techo)d                            | 6  | 12                                     |
|  | Clavo de 9/8" × 0,113" (subsuelo y pared)  | 6  | 12                                     |
|  | Grapa de 13/4" de calibre 16, corona de 7/16"(subsuelo y pared)  | 4  | 8                                      |
|  | Clavo de 9/8" × 0,113" (techo)   | 4  | 8                                      |
|  | Grapa de 13/4" de calibre 16, corona de 7/16" (techo)  | 3  | 6                                      |
| 32. 19/32" – 3/4"  | 8d común (21/2" × 0.131"); o6d deformado (2" × 0,113") (subsuelo y pared)  | 6  | 12                                     |
|  | 8d común o deformado (21/2" × 0,131") (techo) o clavo RSRS-01 (9/8" × 0,113") (techo)d                                   | 6  | 12                                     |
|  | Clavo de 9/8" × 0,113"; o grapa de calibre 16 de 2", corona de 7/16"   | 4  | 8                                      |
| 33. 7/8" – 1¼"   | 10d común (3" × 0,148"); o 8d deformado (21/2" × 0,131")   | 6  | 12                                     |

| <b>Otros revestimientos de paredes exteriores</b>                           |  |   |    |
|---|--|---|----|
| 34. $\frac{1}{2}$ " revestimiento de tablero de fibra <sup>b</sup>          | Clavo de tejado galvanizado de $\frac{11}{2}$ " (diámetro de la cabeza de $\frac{7}{16}$ "); o grapa de calibre 16 de $\frac{11}{4}$ " con corona de $\frac{7}{16}$ " o 1" | 3 | 6  |
| 35. $\frac{25}{32}$ " revestimiento de tablero de fibra <sup>b</sup>        | Clavo galvanizado de $\frac{13}{4}$ " para tejados (cabeza de $\frac{7}{16}$ " de diámetro); o grapa de $\frac{11}{2}$ " de calibre 16 con corona de $\frac{7}{16}$ " o 1" | 3 | 6  |
| <b>Paneles estructurales de madera, combinación de subsuelo con armazón</b> |  |   |    |
| 36. $\frac{3}{4}$ " y menos   | 8d común ( $2\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.131"); o 6d deformado ( $2$ " $\times$ 0.113")  | 6 | 12 |
| 37. $\frac{7}{8}$ " – 1"  | 8d común ( $2\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.131"); o 8d deformado ( $2\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.131")   | 6 | 12 |
| 38. $1\frac{1}{8}$ " – $1\frac{1}{4}$ "                                     | 10d común (3" $\times$ 0.148"); o 8d deformado ( $2\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.131")   | 6 | 12 |
| <b>Revestimiento de paneles a la estructura</b>                             |  |   |    |
| 39. $\frac{1}{2}$ " o menos   | Revestimiento resistente a la corrosión 6d ( $1\frac{7}{8}$ " $\times$ 0,106"); o Carcasa resistente a la corrosión 6d ( $2$ " $\times$ 0,099")                            | 6 | 12 |
| 40. $\frac{5}{8}$ "   | Revestimiento 8d resistente a la corrosión ( $9\frac{7}{8}$ " $\times$ 0.128"); o Carcasa 8d resistente a la corrosión ( $2\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.113")                 | 6 | 12 |
| <b>Paneles interiores</b>   |  |   |    |
| 41. $\frac{1}{4}$ "   | Carcasa 4d ( $1\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.080"); o acabado 4d ( $1\frac{1}{2}$ " $\times$ 0.072")   | 6 | 12 |
| 42. $\frac{3}{8}$ "   | Carcasa 6d ( $2$ " $\times$ 0,099"); o Acabado 6d (Soportes de paneles de 24 pulgadas)   | 6 | 12 |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

- a. Clavos espaciados a 6 pulgadas en los soportes intermedios donde los vanos son de 48 pulgadas o más. Para el clavado de diafragmas de paneles estructurales de madera y tableros de partículas y muros de corte, consulte la Sección 9.5. Se permite que los clavos para el revestimiento de la pared sean comunes, de caja o de carcasa.
- b. El espaciamiento debe ser de 6 pulgadas al centro en los bordes y de 12 pulgadas al centro en los soportes intermedios para aplicaciones no estructurales. Los soportes del panel a 16 pulgadas (20 pulgadas si el eje de resistencia está en la dirección larga del panel, a menos que se indique lo contrario).
- c. Cuando un cabrío se sujeta a una viga de techo paralela adyacente de acuerdo con esta tabla y la viga de techo se sujeta a la placa superior de acuerdo con esta tabla, se permitirá reducir el número de clavos en el cabrío en un clavo.
- d. RSRS-01 es un clavo de vástago anular para revestimiento de techos que cumple con las especificaciones de ASTM F1667.

**10.35.30 SUJETADORES DE REVESTIMIENTO.** Los clavos de revestimiento u otros conectores de revestimiento aprobados deben clavarse de manera que su cabeza o corona quede al ras de la superficie del revestimiento.

**10.35.31 COLGADORES DE VIGAS Y ANCLAJES DE ENTRAMADO.** Se permiten las conexiones que dependen de los colgadores de vigas o de los anclajes de entramado, los amarres y otras fijaciones mecánicas no contempladas en otros casos, siempre que estén aprobadas. La capacidad de carga vertical, la capacidad de momento de torsión y las características de deflexión de las suspensiones de viguetas se determinarán de acuerdo con la norma ASTM D7147.

**10.35.32 OTROS ELEMENTOS DE FIJACIÓN.** Se permite el uso de clips, grapas, colas y otros métodos de fijación aprobados.

**10.35.33 SUJETADORES Y CONECTORES EN CONTACTO CON MADERA TRATADA CON CONSERVANTES Y RETARDANTES DEL FUEGO.** Los elementos de fijación, incluidas las tuercas y arandelas, y los conectores en con-

tacto con la madera tratada con conservantes y retardantes del fuego deben cumplir con las secciones 10.35.34 a 10.35.37 Los pesos del recubrimiento de los elementos de fijación recubiertos de zinc deberán ser conformes a la norma ASTM A153. Los elementos de fijación accionados de acero inoxidable deberán estar de acuerdo con los requisitos de material de la norma ASTM F1667.

**10.35.34 SUJETADORES Y CONECTORES PARA MADERA TRATADA CON CONSERVANTES.** Los sujetadores, incluidas las tuercas y arandelas, que estén en contacto con la madera tratada con conservantes deben ser de acero galvanizado por inmersión en caliente, acero inoxidable, bronce al silicio o cobre. Las grapas serán de acero inoxidable. Los elementos de fijación que no sean clavos, grapas, remaches para madera, tornillos para madera y tirafondos podrán ser de acero galvanizado depositado mecánicamente con pesos de recubrimiento de acuerdo con la norma ASTM B695, clase 55 como mínimo. Los conectores que se utilicen en aplicaciones exteriores y que estén en contacto con madera tratada con conservantes tendrán tipos de revestimiento y pesos de acuerdo con las recomendaciones del fabricante de la madera tratada o del conector. En ausencia de las recomendaciones del fabricante, se utilizará como mínimo acero galvanizado ASTM A653, Tipo G185, o equivalente.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá el uso de elementos de fijación de acero al carbono, incluyendo tuercas y arandelas, en madera tratada con conservante SBX/DOT y con borato de zinc en un ambiente interior y seco.

**10.35.35 FIJACIONES PARA CIMIENTOS DE MADERA.** Las fijaciones, incluidas las tuercas y arandelas, para los cimientos de madera serán las requeridas en el AWC PWF.

**10.35.36 SUJETADORES PARA MADERA TRATADA CON RETARDANTE DE FUEGO UTILIZADA EN APLICACIONES EXTERIORES O EN LUGARES HÚMEDOS O MOJADOS.** Los elementos de fijación, incluidas las tuercas y las arandelas, para la madera tratada con retardante del fuego utilizada en aplicaciones exteriores o en lugares húmedos o mojados deben ser de acero galvani-

zado por inmersión en caliente, acero inoxidable, bronce al silicio o cobre. Las grapas serán de acero inoxidable. Los elementos de fijación que no sean clavos, grapas, remaches para madera, tornillos para madera y tirafondos podrán ser de acero galvanizado depositado mecánicamente con pesos de recubrimiento de acuerdo con la norma ASTM B695, Clase 55 como mínimo.

**10.35.37 SUJETADORES PARA MADERA TRATADA CON RETARDANTE DE FUEGO UTILIZADA EN APLICACIONES INTERIORES.** Los elementos de fijación, incluidas las tuercas y arandelas, para la madera tratada con retardante de fuego utilizada en interiores deben estar de acuerdo con las recomendaciones del fabricante. En ausencia de recomendaciones del fabricante, se aplicará la sección 10.35.36.

**10.35.38 TRAYECTORIA DE LA CARGA.** Cuando los elementos del armazón de la pared no sean continuos desde el umbral de la cimentación hasta el techo, los elementos deberán ser asegurados para garantizar una trayectoria de carga continua. Cuando se requiera, las abrazaderas, amarres o clips de chapa metálica deberán estar formados por acero galvanizado u otro material aprobado resistente a la corrosión con un grosor de metal base no inferior a 0,836 mm (0,0329 pulgadas).

**10.35.39 REQUISITOS DE ARMAZÓN.** Las columnas y los postes de madera deben estar enmarcados para proporcionar un soporte final completo. Alternativamente, las conexiones finales de columnas y postes se diseñarán para resistir todas las cargas de compresión, sin tener en cuenta la capacidad de soporte de los extremos. Las uniones finales de columnas y postes deberán fijarse para resistir las fuerzas de levantamiento laterales y netas inducidas.

**10.35.39 CONSTRUCCIÓN CON MADERA PESADA.** Cuando se requiera que una estructura, parte de ella o elementos estructurales individuales sean de madera pesada en virtud de las disposiciones de este código, los elementos de construcción en ella deberán cumplir con las disposiciones aplicables de las secciones 10.35.40 a 10.35.50 Las dimensiones mínimas de la madera pesada

deberán cumplir con lo establecido en la tabla 10.35.39 en función de los techos o suelos soportados y la configuración de cada elemento estructural, o con lo establecido en las secciones 10.35.44 a 10.35.50 Las cubiertas de madera también deben cumplir con la Sección 10.35.8

**TABLA 10.35.39 DIMENSIONES MÍNIMAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA PESADA**

| SOPORTE  | ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA PESADA   | TAMAÑO MÍNIMO NOMINAL DEL ASERRADO SÓLIDO |                        | TAMAÑO MÍNIMO DE LA RED LAMINADA ENCOLADA |                        | TAMAÑO MÍNIMO DE LA RED DE MADERA COMPUESTA ESTRUCTURAL |                        |
|--|--|---|------------------------|---|------------------------|---|------------------------|
|  |  | Ancho (pulgadas)                          | Profundidad (pulgadas) | Ancho (pulgadas)                          | Profundidad (pulgadas) | Ancho (pulgadas)  | Profundidad (pulgadas) |
| Cargas de suelo solamente o cargas combinadas de suelo y techo | Columnas; arcos de madera aserrada o laminada que parten de la línea del suelo; cerchas de madera.   | 8   | 8                      | 63/4                                      | 81/4                   | 7   | 71/2                   |
|  | Vigas de madera  | 6   | 10                     | 5   | 101/2                  | 51/4  | 91/2                   |
| Sólo cargas en el techo  | Columnas (cargas de techo y tejado); Mitad inferior de: arcos de madera o laminados pegados que salgan de la línea del suelo o de la pendiente                           | 6   | 8                      | 5   | 81/4                   | 51/4  | 71/2                   |
|  | Mitad superior de: arcos de madera o laminados encolados que parten de la línea del suelo o de la pendiente  | 6   | 6                      | 5   | 6                      | 51/4  | 51/2                   |
|  | Armazones de madera y otros armazones de tejado; a Armazones de madera o laminados encolados que parten de la parte superior de los muros o de los estribos de los muros | 4b  | 6                      | 3b  | 67/8                   | 31/2b   | 51/2                   |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada.

- a. Se permitirá que los miembros espaciados estén compuestos por dos o más piezas de no menos de 76 mm (3 pulgadas) de espesor nominal cuando estén bloqueados sólidamente a lo largo de sus espacios intermedios o cuando los espacios estén cerrados herméticamente por una placa de cubierta de madera continua de no menos de 51 mm (2 pulgadas) de espesor nominal asegurada a la parte inferior de los miembros. Las placas de empalme deberán tener un grosor nominal no inferior a 76 mm (3 pulgadas).
- b. Cuando estén protegidos por rociadores automáticos aprobados debajo de la cubierta del techo, los miembros del armazón deberán tener un ancho nominal de no menos de 76 mm (3 pulgadas).

**10.35.40 DETALLES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE MADERA PESADA.** Los miembros estructurales de madera pesada deberán detallarse y construirse de acuerdo con las Secciones 10.35.41 a 10.35.43

**10.35.41 COLUMNAS.** Las dimensiones mínimas de los pilares se ajustarán a la tabla 10.35.39 Los pilares deberán ser continuos o superpuestos a lo largo de todos los pisos y estar conectados de manera aprobada. Las vigas en las uniones de los pilares se ajustarán estrechamente alrededor de los pilares y los extremos contiguos se unirán en cruz o se interconectarán con tapas o tirantes para transferir las cargas horizontales a través de las uniones. No se colocarán refuerzos de madera en la parte superior de los pilares, a menos que éstos soporten únicamente las cargas de la cubierta. Cuando se utilicen detalles tradicionales de madera pesada, se permitirá que las conexiones se realicen mediante tapones de concreto armado o metálicos con ménsulas, o se conectarán mediante tapones de acero o hierro debidamente diseñados, con pivotes y placas base, o mediante placas de empalme de madera fijadas a los pilares mediante conectores metálicos alojados dentro de las caras de contacto, o mediante otros métodos aprobados.

**10.35.42 ENMARCADO DEL SUELO.** Las dimensiones mínimas del armazón del piso deben estar de acuerdo con la tabla 10.35.39 Se dispondrán cajas o

colgadores de placa de pared aprobados cuando las vigas, viguetas o cerchas de madera se apoyen en muros de mampostería u concreto. Cuando se utilicen vigas intermedias para sostener un piso, éstas se apoyarán en la parte superior de las vigas, o se sostendrán con un colgador metálico homologado en el que se encajarán estrechamente los extremos de las vigas. Cuando se utilicen detalles tradicionales de madera pesada, se permitirá que estas conexiones se apoyen en largueros o bloques firmemente sujetos a los lados de las vigas.

**10.35.43 ENMARCADO DEL TEJADO.** Las dimensiones mínimas de los armazones del tejado se ajustarán a la tabla 9.4.11. Cada viga del tejado y al menos cada viga alternativa del tejado debe estar anclada a su miembro de soporte; los esfuerzos deben ser los requeridos en el capítulo 2.

**10.35.44 PARTICIONES Y MUROS.** Los tabiques y paredes deben cumplir con la Sección 10.35.45 o 10.35.46

**10.35.45 MUROS EXTERIORES.** Se permitirá que las paredes exteriores sean de madera laminada cruzada que cumpla con los requisitos de la Sección 10.2.7

**10.35.46 PAREDES Y TABIQUES INTERIORES.** Las paredes y tabiques interiores deberán ser de construcción de madera maciza formada por no menos de dos capas de tablas emparejadas de 25 mm (1 pulgada) o de construcción laminada de 102 mm (4 pulgadas) de espesor, o de construcción con resistencia al fuego de 1 hora.

**10.35.47 PISOS.** Los pisos deben ser sin espacios ocultos. Los pisos de madera se construirán de acuerdo con la Sección 9.4.11.3.1 o 9.4.11.3.2.

**10.35.48 SUELOS DE MADERA LAMINADA.** La madera laminada cruzada tendrá un espesor real no inferior a 102 mm (4 pulgadas). La madera laminada cruzada deberá ser continua de soporte a soporte y estar fijada mecánicamente entre sí. Se permitirá que la madera laminada cruzada se conecte a los muros sin una brecha de contracción, siempre y cuando se considere el hinchamiento

o la contracción en el diseño. Se permitirá el uso de ménsulas en los muros de mampostería bajo el suelo.

**10.35.49 SUELOS DE TABLONES ASERRADOS O LAMINADOS.** Los pisos de tablonos aserrados o laminados encolados deben ser uno de los siguientes:

1. Tablonos aserrados o laminados encolados, estriados o machihembrados, de no menos de 76 mm (3 pulgadas) de espesor nominal cubiertos con un piso machihembrado de 25 mm (1 pulgada) de dimensión nominal, colocado en forma transversal o diagonal, panel estructural de madera de 12 mm (15/32 pulgadas) o tablero de partículas de 12,7 mm (1/2 pulgada).
2. Tablas de no menos de 102 mm (4 pulgadas) de ancho nominal colocadas de canto y bien clavadas y cubiertas con un piso de 25 mm (1 pulgada) de dimensión nominal o un panel estructural de madera de 15/32 pulgadas (12 mm) o un tablero de partículas de 1/2 pulgada (12,7 mm).

La madera se colocará de manera que no haya una línea continua de juntas, excepto en los puntos de apoyo. Los suelos no se extenderán a menos de 1/2 pulgada (12,7 mm) de las paredes. Dicho espacio de 1/2 pulgada (12,7 mm) deberá estar cubierto por una moldura fijada a la pared y dispuesta de tal manera que no obstruya los movimientos de hinchamiento o contracción del piso. Se permitirá el uso de ménsulas de muros de mampostería bajo el piso en lugar de molduras.

**10.35.50 CUBIERTAS DE TECHO.** Los tejados no deben tener espacios ocultos y las cubiertas deben construirse de acuerdo con la sección 10.35.51 o 10.35.52 Se permitirá el uso de otros tipos de cubiertas cuando se proporcione una resistencia al fuego y unas propiedades estructurales equivalentes. Cuando se apoyen en un muro, las cubiertas de tejado se anclarán a los muros para resistir las fuerzas determinadas de acuerdo con el capítulo 16. Dichos anclajes consistirán en pernos de acero, rezagos, tornillos o herrajes aprobados de suficiente resistencia para resistir las fuerzas prescritas.

**10.35.51 TECHOS DE MADERA LAMINADA.** Los techos de madera laminada cruzada tendrán un grosor real no inferior a 76 mm (3 pulgadas) y serán continuos de soporte a soporte y estarán fijados mecánicamente entre sí.

**10.35.52 TECHOS DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA, ASERRADOS O DE TABLONES LAMINADOS.** Los techos de paneles estructurales de madera aserrada o de tablones laminados encolados deben ser uno de los siguientes:

1. Tablón aserrado o laminado encolado, estriado o machihembrado, de un espesor nominal no inferior a 51 mm (2 pulgadas).
2. Tablero estructural de madera de 29 mm (11/8 pulgadas) de espesor (encolado exterior).
3. Tablones de no menos de 76 mm (3 pulgadas) de ancho nominal, colocados de canto muy juntos y colocados como se requiere para los pisos.

**10.35.53 PROTECCIÓN CONTRA EL DETERIORO Y LAS TERMITAS.** La madera se protegerá contra el deterioro y las termitas de acuerdo con las disposiciones aplicables de las secciones 10.35.54 a 10.35.63

**10.35.54 LUGARES QUE REQUIEREN CONSERVANTES A BASE DE AGUA O MADERA NATURALMENTE DURABLE.** La madera utilizada en la superficie en los lugares especificados en las secciones 10.35.55 a 10.35.59, debe ser madera naturalmente duradera o madera tratada con conservantes a base de agua, de acuerdo con la norma AWPA U1 para uso en la superficie.

**10.35.55 VIGUETAS, VIGAS Y SUBSUELO.** Las viguetas de madera o los pisos estructurales de madera que estén más cerca de 457 mm (18 pulgadas) o las vigas de madera que estén más cerca de 305 mm (12 pulgadas) del suelo expuesto en espacios de arrastre o áreas no excavadas ubicadas dentro del perímetro de los cimientos del edificio deben ser de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.56 MADERA SOPORTADA POR PAREDES DE CIMIENTOS EXTERIORES.** Los elementos de entramado de madera, incluido el revestimiento de madera, que estén en contacto con las paredes exteriores de los cimientos y que estén a menos de 8 pulgadas (203 mm) de la tierra expuesta deben ser de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.57 MUROS EXTERIORES POR DEBAJO DEL NIVEL.** Los elementos de entramado de madera y los listones de enrasado en contacto directo con el interior de las paredes exteriores de mampostería o de concreto bajo el nivel del suelo deben ser de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.58 DURMIENTES Y ALFÉIZARES.** Las traviesas y soleras de una losa de concreto o mampostería que esté en contacto directo con la tierra deben ser de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.59 REVESTIMIENTO DE MADERA.** El espacio libre entre el revestimiento de madera y la tierra en el exterior de una edificación no debe ser inferior a 152 mm (6 pulgadas) ni inferior a 51 mm (2 pulgadas) en la vertical de los escalones de concreto, las losas de los porches, las losas de los patios y las superficies horizontales similares expuestas a la intemperie, excepto cuando el revestimiento, el recubrimiento y el armazón de la pared sean de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.59 OTROS LUGARES.** La madera utilizada en los lugares especificados en las secciones 10.35.60 a 10.35.63 debe ser madera naturalmente duradera o madera tratada con conservantes de acuerdo con la norma AWWA U1. La madera tratada con conservantes que se utilice en interiores deberá protegerse con dos capas de uretano, goma laca, látex epoxi o barniz, a menos que se utilicen conservantes a base de agua. Antes de la aplicación del acabado protector, la madera deberá secarse de acuerdo con las recomendaciones del fabricante.

**10.35.60 EXTREMOS DE LAS VIGAS.** Los extremos de las vigas de madera que entren en los muros exteriores de mampostería u concreto deben tener un

espacio de aire de 12,7 mm (1/2 pulgada) en la parte superior, los lados y el extremo, a menos que se utilice madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**10.35.61 POSTES O COLUMNAS.** Los postes o columnas que soportan estructuras permanentes y que se apoyan en una losa o base de concreto o mampostería que está en contacto directo con la tierra deben ser de madera naturalmente duradera o tratada con conservantes.

**EXCEPCIÓN:** Los postes o columnas que cumplan con todo lo siguiente:

1. No estén expuestos a la intemperie, o estén protegidos por un techo, alero, voladizo u otra cubierta si están expuestos a la intemperie.
2. Están soportados por pilares de concreto o pedestales metálicos que sobresalen al menos 25 mm por encima de la losa o cubierta y están separados del pilar de concreto por una barrera impermeable contra la humedad.
3. Están ubicados al menos a 203 mm (8 pulgadas) por encima de la tierra expuesta.

**10.35.62** La cimentación y el área comprendida dentro de 305 mm (1 pie) de la misma deberán tener toda la vegetación, tocones, raíces muertas, cartón, basura y material extraño eliminado y el material de relleno deberá estar libre de vegetación y material extraño. El relleno se compactará para asegurar un soporte adecuado de los cimientos.

**10.35.63** Una vez finalizado todo el trabajo, la madera suelta y los escombros deberán retirarse completamente de debajo del edificio y en un radio de 305 mm (1 pie). Todos los encofrados y soportes de madera deberán ser retirados por completo. Esto incluye, pero no se limita a: estacas de madera, encofrados, espaciadores de contracción, cajas de sifón de bañera, soportes de plomería, refuerzos, apuntalamiento, encofrados u otro material que contenga celulosa colocado en cualquier lugar donde dichos materiales no sean claramente visibles y fácilmente removibles antes de la finalización del trabajo. La madera no debe almacenarse en contacto con el suelo bajo ningún edificio.

**10.35.64 CARGA DE LARGA DURACIÓN.** Los elementos de madera que soporten concreto, mampostería o materiales similares deberán ser comprobados en cuanto a los efectos de la carga a largo plazo utilizando las disposiciones de la NDS de ANSI/AWC. La deflexión total, incluyendo los efectos de la carga a largo plazo, se limitará de acuerdo con la el Titulo 2 para estos materiales soportados.

**EXCEPCIÓN:** Los elementos horizontales de madera que soportan pisos o techos no estructurales de mampostería u concreto de un grosor no superior a 102 mm (4 pulgadas) no necesitan ser verificados para la carga a largo plazo.

## **CAPÍTULO 10.36 REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE RESISTENCIA A FUERZAS LATERALES**

**10.36.1 GENERALIDADES.** Las estructuras que utilicen muros de corte de estructura de madera o diafragmas de estructura de madera para resistir cargas laterales de viento, sísmicas o de otro tipo deberán diseñarse y construirse de acuerdo con el AWC SDPWS y las disposiciones aplicables de las Secciones 10.36, 10.37 y 10.38.

**10.36.2 ABERTURAS EN PANELES DE CORTE.** Las aberturas en los paneles de corte que afecten materialmente su resistencia se detallarán en los planos y tendrán sus bordes adecuadamente reforzados para transferir todos los esfuerzos de corte.

**10.36.3 DEFLEXIÓN DEL DIAFRAGMA.** La deflexión de los diafragmas de estructura de madera se determinará de acuerdo con el AWC SDPWS. La deflexión ( $\Delta_{dia}$ ) de un diafragma de paneles estructurales de madera bloqueados y uniformemente fijados a lo largo con grapas se permite calcular de acuerdo con la Ecuación 35.

1. Si no está uniformemente fijado, la constante 0,188 (Para el SI: 1/1627) en el tercer término deberá ser modificada por un método aprobado.

$$\Delta_{dia} = \frac{5_v L^3}{8EAW} + \frac{vL}{4Gt} + 0.188Le_n + \frac{\sum (\Delta_c X)}{2W}$$

$$\text{Para SI: } \Delta_{dia} = \frac{0.052vL^3}{EAW} + \frac{vL}{4Gt} + \frac{Le_n}{1627} + \frac{\sum (\Delta_c X)}{2W}$$

(ECUACIÓN 35)

donde:

A = Área de la sección transversal de la cuerda, en pulgadas cuadradas (mm<sup>2</sup>).

E = Módulo de elasticidad de los cordones del diafragma, en libras por pulgada cuadrada (N/mm<sup>2</sup>).

en = Deslizamiento de la grapa, en pulgadas (mm) [véase la tabla 9.5.2(1)].

Gt = Rigidez del panel a través del espesor, en libras por pulgada (N/mm) de ancho o profundidad del panel [ver Tabla 9.5.2(2)].

L = Longitud del diafragma (dimensión perpendicular a la dirección de la carga aplicada), en pies (mm).

v = Corte unitario máximo inducido, en libras por pie lineal (plf) (N/mm).

W = Ancho del diafragma (en la dirección de la fuerza aplicada), en pies (mm).

$\Delta_{dia}$  = La deflexión máxima calculada del diafragma en el centro del vano, determinada por el análisis elástico, en pulgadas (mm).

X = Distancia desde el empalme del cordón hasta el soporte más cercano, en pies (mm).

$\Delta_c$  = Deslizamiento del cordón del diafragma en el cortante unitario inducido, en pulgadas (mm)

**TABLA 10.36.3 (1) VALORES (en pulgadas) PARA EL CÁLCULO DE LA DEFLECCIÓN DEL DIÁFRAGO Y DEL MURO DE CORTESÍA DEBIDO AL DESLIZAMIENTO DE LA FIJA (Estructural I) a, c**

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 304,8 mm = 1 pie, 4,448 = 1 libra.

a. Aumente los valores en un 20 por ciento para las calidades de madera

contrachapada distintas de la estructural I.

b. Carga por sujetador = esfuerzo cortante máximo por pie dividido por el número de sujetadores por pie en los bordes interiores del panel.

c. Disminuya los valores en un 50 por ciento para la madera curada (contenido de humedad < 19 por ciento).

**TABLA 10.36.3 (2) VALORES DE  $G_t$  PARA EL CÁLCULO DE LA DEFLECCIÓN DE LOS MUROS Y DIÁFRAGOS DE LOS PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA**

|              |         |            |            |            |             |            |            |        |         |
|--------------|---------|------------|------------|------------|-------------|------------|------------|--------|---------|
| Suelo Simple | 16 o.c. | 27,00<br>0 | 35,00<br>0 | 40,50<br>0 | 83,50<br>0  | 35,00<br>0 | 45,50<br>0 | 44,500 | 83,500  |
|              | 20 o.c. | 28,00<br>0 | 36,50<br>0 | 42,00<br>0 | 87,00<br>0  | 36,50<br>0 | 47,50<br>0 | 46,000 | 87,000  |
|              | 24 o.c. | 30,00<br>0 | 39,00<br>0 | 45,00<br>0 | 93,00<br>0  | 39,00<br>0 | 50,50<br>0 | 49,500 | 93,000  |
|              | 32 o.c. | 36,00<br>0 | 47,00<br>0 | 54,00<br>0 | 110,0<br>00 | 47,00<br>0 | 61,00<br>0 | 59,500 | 110,000 |
|              | 48 o.c. | 50,50<br>0 | 65,50<br>0 | 76,00<br>0 | 155,0<br>00 | 65,50<br>0 | 85,00<br>0 | 83,500 | 155,000 |

|                      | Espesor (pulgadas) | Revestimiento estructural |        |                        | Estructural I |        |                        |
|----------------------|--------------------|---------------------------|--------|------------------------|---------------|--------|------------------------|
|                      |                    | A-A,A-C                   | Marina | Todos los demás grados | A-A,A-C       | Marina | Todos los demás grados |
| Contrachapado lijado | 1/4                | 24                        | 31     | 24                     | 31            | 31     | 31                     |
|                      | 11/32              | 25,5                      | 33     | 25,5                   | 33            | 33     | 33                     |
|                      | 3/8                | 26                        | 34     | 26                     | 34            | 34     | 34                     |
|                      | 15/32              | 38                        | 49,5   | 38                     | 49,5          | 49,5   | 49,5                   |
|                      | 1/2                | 38,5                      | 50     | 38,5                   | 50            | 50     | 50                     |
|                      | 19/32              | 49                        | 63,5   | 49                     | 63,5          | 63,5   | 63,5                   |
|                      | 5/8                | 49,5                      | 64,5   | 49,5                   | 64,5          | 64,5   | 64,5                   |
|                      | 9/32               | 50,5                      | 65,5   | 50,5                   | 65,5          | 65,5   | 65,5                   |
|                      | 3/4                | 51                        | 66,5   | 51                     | 66,5          | 66,5   | 66,5                   |
|                      | 7/8                | 52,5                      | 68,5   | 52,5                   | 68,5          | 68,5   | 68,5                   |
| 1                    | 73,5               | 95,5                      | 73,5   | 95,5                   | 95,5          | 95,5   |                        |
| 1 1/8                | 75                 | 97,5                      | 75     | 97,5                   | 97,5          | 97,5   |                        |

| CARGA POR SOPORTE <sup>b</sup><br>(LIBRAS) | DENOMINACIONES DE LOS ELEMENTOS DE FIJACIÓN |
|--|---|
|  | Grapa 14-Ga × 2 pulgadas de largo           |
| 60   | 0.011                                       |
| 80   | 0.018                                       |
| 100  | 0.028                                       |
| 120  | 0.04  |
| 140  | 0.053                                       |
| 160  | 0.068                                       |

| TIPO DE PANEL | CALIFICACIÓN DE LAPSO | VALORES DE <i>G</i> (LIBRA / PULG. DE PROFUNDIDAD O ANCHO DEL PANEL) |            |                    |            |                          |            |                    |        |
|---------------|-----------------------|--|------------|--------------------|------------|--------------------------|------------|--------------------|--------|
|               |                       | REVESTIMIENTO ESTRUCTURAL  |            |                    |            | ESTRUCTURAL <sup>i</sup> |            |                    |        |
|               |                       | CONTRACHAPADO  |            |                    |            | CONTRACHAPADO            |            |                    |        |
|               |                       | 3-ply  | 4-ply      | 5-ply <sup>a</sup> | OSB        | 3-ply                    | 4-ply      | 5-ply <sup>a</sup> | OSB    |
| Revestimiento | 24/0                  | 25,00<br>0   | 32,50<br>0 | 37,50<br>0         | 77,50<br>0 | 32,50<br>0               | 42,50<br>0 | 41,500             | 77,500 |
|               | 24/16                 | 27,00<br>0   | 35,00<br>0 | 40,50<br>0         | 83,50<br>0 | 35,00<br>0               | 45,50<br>0 | 44,500             | 83,500 |
|               | 32/16                 | 27,00<br>0   | 35,00<br>0 | 40,50<br>0         | 83,50<br>0 | 35,00<br>0               | 45,50<br>0 | 44,500             | 83,500 |
|               | 40/20                 | 28,50<br>0   | 37,00<br>0 | 43,00<br>0         | 88,50<br>0 | 37,00<br>0               | 48,00<br>0 | 47,500             | 88,500 |
|               | 48/24                 | 31,00<br>0   | 40,50<br>0 | 46,50<br>0         | 96,00<br>0 | 40,50<br>0               | 52,50<br>0 | 51,000             | 96,000 |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 0,1751 N/mm = 1 libra/pulgada.

a. 5-ply se aplica a la madera contrachapada con cinco o más capas. Para el contrachapado de 5 capas con tres capas, utilice los valores de los paneles de 4 capas.

**10.36.4 DEFLEXIÓN DEL MURO CORTANTE.** La deflexión de los muros de corte con estructura de madera se determinará de acuerdo con el AWC SDPWS. La deflexión ( $\Delta_{sw}$ ) de un muro de corte de paneles estructurales de madera bloqueados y fijados uniformemente con grapas se puede calcular de acuerdo

con la Ecuación 36.

$$\Delta_{sw} = \frac{8vh^3}{EAb} + \frac{vh}{Gt} + 0.75he_n + d_a \frac{h}{b}$$

$$\text{Para SI: } \Delta_{sw} = \frac{vh^3}{3EAb} + \frac{vh}{Gt} + \frac{he_n}{407.6} + d_a \frac{h}{b}$$

(Ecuación 36)

donde:

A = Área de la sección transversal del poste extremo, en pulgadas cuadradas (mm<sup>2</sup>).

b = Longitud del muro cortante, en pies (mm).

da = Alargamiento vertical total del sistema de anclaje del muro (incluyendo el deslizamiento del sujetador, el alargamiento del dispositivo, el alargamiento de la varilla, etc.) en el cortante unitario inducido en el muro de corte (v).

E = Módulo de elasticidad de los postes extremos, en libras por pulgada cuadrada (N/mm<sup>2</sup>).

en = Deslizamiento de la grapa, en pulgadas (mm) [véase la tabla 9.5.2(1)].

Gt = Rigidez del panel a través del espesor, en libras por pulgada (N/mm) de ancho o profundidad del panel [ver Tabla 9.5.2(2)].

h = Altura del muro de corte, en pies (mm).

v = Corte unitario inducido, en libras por pie lineal (N/mm).

$\Delta_{sw}$  = Deflexión máxima del muro de corte determinada por el análisis elástico, en pulgadas (mm).

## CAPÍTULO 10.37 DISEÑO DE ESFUERZOS PERMISIBLES

**10.37.1 DISEÑO DE ESFUERZOS PERMISIBLES.** El diseño y la construcción de elementos de madera en estructuras que utilicen el diseño de esfuerzos per-

misibles deberán estar de acuerdo con las siguientes normas aplicables:

| <b>CONSEJO AMERICANO DE MADERA (AWC)</b>   |  |
|--|--|
| NDS  | Especificación Nacional de Diseño para la Construcción en Madera                               |
| SDPWS  | Disposiciones especiales de diseño para viento y sismo   |
| <b>INSTITUTO AMERICANO DE CONSTRUCCIÓN EN MADERA</b>   |  |
| AITC 104   | Detalles típicos de construcción   |
| AITC 110   | Grados de apariencia estándar para madera laminada estructural                                 |
| AITC 113   | Norma para las dimensiones de la madera laminada encolada estructural                          |
| AITC 119   | Especificaciones estándar para madera laminada encolada estructural de especies de madera dura |
| AITC 200   | Manual de inspección   |
| <b>SOCIEDAD AMERICANA DE INGENIEROS AGRÍCOLAS Y BIOLÓGICOS</b>   |  |
| ASABE EP 484.2   | Diseño de Diafragmas de Edificios Rectangulares con Revestimiento Metálico y Post-Estructura   |
| ASABE EP 486.2   | Diseño de cimientos de postes poco profundos   |
| ASABE 559.1  | Requisitos de diseño y propiedades de flexión para columnas laminadas mecánicamente            |
| <b>ASOCIACIÓN DE MADERA DE INGENIERÍA</b>  |  |
| ANSI 117   | Madera laminada encolada de especies de coníferas  |
| ANSI A190.1  | Madera laminada estructural  |
| Especificación de diseño de paneles  |  |
| Suplemento de la especificación de diseño de madera contrachapada 1-Diseño y fabricación de paneles curvos de madera contrachapada |  |
| Suplemento de la especificación de diseño de madera contrachapada 2-Diseño y fabricación de vigas de madera contrachapada encolada |  |

|  |  |
|--|--|
| Suplemento de la Especificación de Diseño de Madera Contrachapada 3-Diseño y fabricación de paneles de madera contrachapada con piel tensada |  |
| Suplemento de la especificación de diseño de madera contrachapada 4-Diseño y fabricación de paneles sándwich de madera contrachapada         |  |
| Suplemento de la especificación de diseño de madera contrachapada 5-Diseño y fabricación de vigas de madera contrachapada                    |  |
| EWS APA T300   | Detalles de conexión de vigas laminadas  |
| EWS APA S560   | Muestras y taladros en campo para vigas de madera laminada encolada                                |
| EWS APA S475   | Tablas de diseño de vigas laminadas encoladas  |
| EWS APA X450   | Guía de construcción de vigas laminadas en edificios residenciales                                 |
| EWS APA X440   | Guía de productos y aplicaciones: Vigas laminadas  |
| EWS APA R540   | Consejos para constructores: Almacenamiento y manipulación adecuados de las vigas laminadas        |
| <b>INSTITUTO DE PLACAS DE CERCHAS</b>  |  |
| TPI 1  | Norma nacional de diseño para la construcción de cerchas de madera conectadas con placas metálicas |

**10.37.2 VIGAS Y CABRÍOS.** Se permite que el diseño de los vanos de las vigas sea de acuerdo con el STJR del AWC.

**10.37.3 SUELOS DE TABLAS Y VIGAS.** Se permite que el diseño de los suelos de tablas y vigas se realice de acuerdo con los datos de construcción de madera nº 4 del AWC.

**10.37.3 AJUSTES DE TENSIÓN DE LA MADERA TRATADA.** Las tensiones unitarias admisibles para la madera tratada con conservantes no necesitan ningún ajuste por el tratamiento, pero están sujetas a otros ajustes.

Las tensiones unitarias admisibles para la madera tratada con retardante del fuego, incluidos los valores de los elementos de fijación, se desarrollarán a partir de un método de investigación aprobado que considere los efectos de la temperatura y la humedad previstas a las que estará sometida la madera tratada con retardante del fuego, el tipo de tratamiento y el proceso de secado.

Son aplicables otros ajustes, salvo que no se aplicará la duración de la carga de impacto.

**10.37.4 TABLADOS DE MADERA.** La capacidad de las cubiertas de madera dispuestas según los patrones descritos en la sección 10.35.10 será la menor de las capacidades determinadas para la flexión y la deflexión según las fórmulas de la tabla 10.37.4.

**TABLA 10.37.4 CARGAS ADMISIBLES PARA CUBIERTAS DE MADERA**

| PATRÓN                                    | AREA DE CARGA ADMISIBLE <sup>a, b</sup>   |   |
|---|---|---|
|   | FLEXIÓN   | DESVIACION  |
| Espaciado Simple                          | $\sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6}$     | $\sigma_b = \frac{384\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{5l^4 12} = \frac{384\Delta E \omega^2}{5l^4 12}$ |
| Continuo de 2 tramos                      | $\sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6}$     | $\sigma_b = \frac{185\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{115\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |
| Combinación simple y dos tramos continuos | $\sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{8F_b d^2}{l^2 6}$     | $\sigma_b = \frac{131\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{131\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |
| Piezas en voladizo mezcladas              | $\sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6}$ | $\sigma_b = \frac{105\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{105\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |
| <b>COLOCACIÓN ALEATORIA CONTROLADA</b>    |   |   |
| Cubierta laminada mecánicamente           | $\sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6}$ | $\sigma_b = \frac{100\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{100\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |
| Cubierta de 2 pulgadas                    | $\sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6}$ | $\sigma_b = \frac{100\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{100\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |
| Cubiertas de 3 y 4 pulgadas               | $\sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6} \quad \sigma_b = \frac{20F_b d^2}{3l^2 6}$ | $\sigma_b = \frac{116\Delta E d^3 \sigma_\Delta}{l^4 12} = \frac{116\Delta E \omega^2}{l^4 12}$   |

Para el SI: 1 pulgada = 25,4 mm.

a.  $\sigma_b$  = Carga total uniforme admisible limitada por la flexión.

$\sigma_\Delta$  = Carga uniforme total admisible limitada por la flexión.

b.d = Espesor real de la cubierta.

l = Anchura de la cubierta.

Fb' = Esfuerzo de flexión admisible ajustado por los factores aplicables.

E' = Módulo de elasticidad ajustado por los factores aplicables.

**10.37.5 DIAFRAGMAS DE MADERA.** Los diafragmas de entramado de madera deben diseñarse y construirse de acuerdo con el AWC SDPWS. Cuando los paneles se sujetan a los miembros del armazón con grapas, deben cumplirse los requisitos y las limitaciones del AWC SDPWS y se permitirán los valores de corte permisibles establecidos en la Tabla 10.37.5(1) o 10.37.5(2). Se permite aumentar en un 40% los valores de cortante admisibles de las tablas 10.37.5(1) y 10.37.5(2) para el diseño por viento.

**TABLA 10.37.5 (1) VALORES DE CORTE PERMITIDOS (LIBRAS POR PIE) PARA DIÁFRAGOS DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA QUE UTILIZAN PLANTILLAS CON ENMARCADO DE ABETO DE DOUGLAS O PINO DEL SUR a PARA CARGAS DE VIENTO O SÍSMICAS f**

| GRADO DEL PANEL   | LONGITUD Y CALIBRE DE LA PIEZA d | FIJACIÓN MÍNIMA A PENETRACION EN EL MARCO (pulgadas) | ESPESOR NOMINAL MÍNIMO DEL PANEL (pulgadas) | ANCHURA NOMINAL MÍNIMA DE LOS MIEMBROS DEL MARCO EN LOS BORDES Y LÍMITES DEL PANEL ADJUNTO e (pulgadas) | DIAFRAGMAS BLOQUEADOS   |      |       |     | DIAFRAGMAS NO BLOQUEADOS  |  |
|---|----------------------------------|--|---|---|---|------|-------|-----|---|--|
|   |                                  |  |   |   | Distancia de los tornillos (pulgadas) en los límites del diafragma (todos los casos), en los bordes del panel continuo paralelos a la carga (casos 3 y 4) y en todos los bordes del panel (casos 5 y 6) b |      |       |     | Sujetadores con una distancia máxima de 6 a los bordes soportados b   |  |
|   |                                  |  |   |   | 6   | 4    | 21/2c | 2c  |   |  |
|   |                                  |  |   |   | Distancia de los sujetadores (pulgadas) en otros bordes del panel (casos 1, 2, 3 y 4) b   |      |       |     | Caso 1 (Bordes no bloqueados o juntas continuas paralelas a la carga) | Todas las demás configuraciones (casos 2, 3, 4, 5 y 6) |
| 6   | 6                                | 4  | 3   |   |   |      |       |     |   |  |
| Grados estructurales I  | 11/2 16 cal.                     | 1  | 3/8   | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 115  |
|   |                                  |  |   | 3   | 200   | 26/5 | 395   | 450 | 175   | 130  |
|   |                                  |  | 15/32                                       | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 120  |
|   |                                  |  |   | 3   | 200   | 26/5 | 395   | 450 | 175   | 130  |
| Revestimiento, piso único y otros grados cubiertos en DOC PS 1 y PS 2 | 11/2 16 Cal.                     | 1  | 3/8   | 2   | 160   | 21/0 | 315   | 360 | 140   | 105  |
|   |                                  |  |   | 3   | 180   | 9.5  | 355   | 400 | 160   | 120  |
|   |                                  |  | 7/16  | 2   | 165   | 22/5 | 335   | 380 | 150   | 110  |
|   |                                  |  |   | 3   | 190   | 25/0 | 375   | 425 | 165   | 125  |
|   |                                  |  | 15/32                                       | 2   | 160   | 21/0 | 315   | 360 | 140   | 105  |
|   |                                  |  |   | 3   | 180   | 9.5  | 355   | 405 | 160   | 120  |
|   |                                  |  | 19/32                                       | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 115  |
|   |                                  |  |   | 3   | 200   | 26/5 | 395   | 450 | 175   | 130  |

Para el SI: 1 pulgada = 25,4 mm, 1 libra por pie = 14,5939 N/m.

- a. Para entramados de otras especies: (1) Encuentre la gravedad específica para las especies de madera en ANSI/AWC NDS. (2) Para las grapas, encuentre el valor de corte de la tabla anterior para los paneles estructurales I (independientemente de la calidad real) y multiplique el valor por 0,82 para las especies con una gravedad específica de 0,42 o superior, o por 0,65 para todas las demás especies.
- b. Espacie los sujetadores a un máximo de 12 pulgadas en el centro a lo largo de los miembros intermedios del marco (6 pulgadas en el centro donde los soportes están espaciados 48 pulgadas en el centro).
- c. Los marcos en los bordes de los paneles contiguos deben ser de 3 pulgadas nominales o más anchos.
- d. Las grapas deben tener un ancho mínimo de corona de 7/16 pulgadas y deben ser instaladas con sus coronas paralelas a la dimensión larga de los miembros del marco.
- e. El ancho nominal mínimo de los miembros del armazón que no estén ubicados en los límites o en los bordes del panel contiguo será de 2 pulgadas.
- f. Para las cargas de corte de duración normal o permanente según la definición de la NDS de ANSI/AWC, los valores de la tabla anterior se multiplicarán por 0,63 o 0,56, respectivamente.

**TABLA 10.37.5(2) VALORES DE ESTIRAMIENTO ADMISIBLES (LIBRAS POR PIE) PARA DIÁFRAGOS DE TABLEROS ESTRUCTURALES DE MADERA QUE UTILIZAN MÚLTIPLES FILAS DE PLANTILLAS (DIÁFRAGOS DE CARGA ALTA) CON ENMARCADO DE ALGARROBO DOUGLAS O PINO DEL SUR a PARA CARGAS DE VIENTO O SÍSMICAS b, g, h**

| GRADO DEL PANEL   | LONGITUD Y CALIBRE DE LA PIEZA | FIJACIÓN MÍNIMA A PENETRACIÓN EN EL MARCO (pulgadas) | ESPESOR NOMINAL MÍNIMO DEL PANEL (pulgadas) | ANCHURA NOMINAL MÍNIMA DE LOS MIEMBROS DEL MARCO EN LOS BORDES Y LÍMITES DEL PANEL ADJUNTO e (pulgadas) | DIAFRAGMAS BLOQUEADOS   |      |       |     | DIAFRAGMAS NO BLOQUEADOS  |  |
|---|--------------------------------|--|---|---|---|------|-------|-----|---|--|
|   |                                |  |   |   | Distancia de los tornillos (pulgadas) en los límites del diafragma (todos los casos), en los bordes del panel continuo paralelos a la carga (casos 3 y 4) y en todos los bordes del panel (casos 5 y 6) b |      |       |     | Sujetadores con una distancia máxima de 6 a los bordes soportados b   |  |
|   |                                |  |   |   | 6   | 4    | 21/2c | 2c  |   |  |
|   |                                |  |   |   | Distancia de los sujetadores (pulgadas) en otros bordes del panel (casos 1, 2, 3 y 4) b   |      |       |     | Caso 1 (Bordes no bloqueados o juntas continuas paralelas a la carga) | Todas las demás configuraciones (casos 2, 3, 4, 5 y 6) |
| 6   | 6                              | 4  | 3   |   |   |      |       |     |   |  |
| Grados estructurales I  | 11/2 16 cal.                   | 1  | 3/8   | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 115  |
|   |                                |  |   | 3   | 200   | 26.5 | 395   | 450 | 175   | 130  |
|   |                                |  | 15/32                                       | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 120  |
|   |                                |  |   | 3   | 200   | 26.5 | 395   | 450 | 175   | 130  |
| Revestimiento, piso único y otros grados cubiertos en DOC PS 1 y PS 2 | 11/2 16 Cal.                   | 1  | 3/8   | 2   | 160   | 21.0 | 315   | 360 | 140   | 105  |
|   |                                |  |   | 3   | 180   | 9.5  | 355   | 400 | 160   | 120  |
|   |                                |  | 7/16  | 2   | 165   | 22.5 | 335   | 380 | 150   | 110  |
|   |                                |  |   | 3   | 190   | 25.0 | 375   | 425 | 165   | 125  |
|   |                                |  | 15/32                                       | 2   | 160   | 21.0 | 315   | 360 | 140   | 105  |
|   |                                |  |   | 3   | 180   | 9.5  | 355   | 405 | 160   | 120  |
|   |                                |  | 19/32                                       | 2   | 175   | 9.5  | 350   | 400 | 155   | 115  |
|   |                                |  |   | 3   | 200   | 26.5 | 395   | 450 | 175   | 130  |

Para el SI: 1 pulgada = 25,4 mm, 1 libra por pie = 14,5939 N/m.

a. Para entramados de otras especies: (1) Encuentre la gravedad específica para las especies de madera en ANSI/AWC NDS. (2) Para las grapas, encuentre el valor de corte de la tabla anterior para los paneles estructurales I (independientemente de la calidad real) y multiplique el valor por 0,82 para las especies con una gravedad específica de 0,42 o superior, o por 0,65 para todas las demás especies.

- b. Espacie los sujetadores a un máximo de 12 pulgadas en el centro a lo largo de los miembros intermedios del marco (6 pulgadas en el centro donde los soportes están espaciados 48 pulgadas en el centro).
- c. Los marcos en los bordes de los paneles contiguos deben ser de 3 pulgadas nominales o más anchos.
- d. Las grapas deben tener un ancho mínimo de corona de 7/16 pulgadas y deben ser instaladas con sus coronas paralelas a la dimensión larga de los miembros del marco.
- e. El ancho nominal mínimo de los miembros del armazón que no estén ubicados en los límites o en los bordes del panel contiguo será de 2 pulgadas.
- f. Para las cargas de corte de duración normal o permanente según la definición de la NDS de ANSI/AWC, los valores de la tabla anterior se multiplicarán por 0,63 o 0,56, respectivamente.

**TABLA 10.37.5(2) VALORES DE ESTIRAMIENTO ADMISIBLES (LIBRAS POR PIE) PARA DIÁFRAGOS DE TABLEROS ESTRUCTURALES DE MADERA QUE UTILIZAN MÚLTIPLES FILAS DE PLANTILLAS (DIÁFRAGOS DE CARGA ALTA) CON ENMARCADO DE ALGARROBO DOUGLAS O PINO DEL SUR a PARA CARGAS DE VIENTO O SÍSMICAS b, g, h**

| GRADO DEL PANEL c   | CALIBRE DE LA GRAPA A | PENETRACIÓN MÍNIMA DE LA FIJACIÓN EN EL COCINO (pulgadas) | ESPESOR NOMINAL MÍNIMO DEL PISO (pulgadas) | ANCHURA NOMINAL MÍNIMA DEL MARCO EN LOS CUADROS Y LOS LÍMITES DE ENTRADA e | LÍNEAS DE TENSORES | DIAFRAGMAS BLOQUEADOS   |       |       |       |       |       |
|---|-----------------------|---|--|--|--------------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|
|   |                       |   |  |  |                    | Casos 1 y 2 d   |       |       |       |       |       |
|   |                       |   |  |  |                    | Espacio entre sujetadores por línea en los límites (pulgadas) |       |       |       |       |       |
|   |                       |   |  |  |                    | 4   | 2 1/2 | 2     |       |       |       |
| Espacio de los sujetadores por línea en otros bordes del panel (pulgadas) |                       |   |  |  |                    | 4   | 4     | 3     | 3     | 2     |       |
| Grados estructurales I  | 14 grapas de calibre  | 2   | 15/32                                      | 3  | 2                  | 600   | 600   | 860   | 960   | 1,06  | 1,2   |
|   |                       |   |  | 4  | 3                  | 860   | 900   | 1,16  | 1,295 | 1,295 | 1,4   |
|   |                       |   |  | 3  | 2                  | 600   | 600   | 875   | 960   | 1,075 | 1,2   |
|   |                       |   |  | 4  | 3                  | 875   | 900   | 1,175 | 1,44  | 1,475 | 1,795 |
|   |                       |   | 19/32                                      | 3  | 2                  | 600   | 600   | 875   | 960   | 1,075 | 1,2   |
|   |                       |   |  | 4  | 3                  | 875   | 900   | 1,175 | 1,44  | 1,475 | 1,795 |

|  |                      |   |       |   |   |     |     |       |       |       |       |
|--|----------------------|---|-------|---|---|-----|-----|-------|-------|-------|-------|
| Revestimiento de un solo piso y otros grados cubiertos en el DOC PS 1 y PS 2 | 14 grapas de calibre | 2 | 15/32 | 3 | 2 | 540 | 540 | 735   | 865   | 915   | 1,08  |
|  |                      |   |       | 4 | 3 | 735 | 810 | 1,005 | 1,105 | 1,105 | 1,195 |
|  |                      |   | 19/32 | 3 | 2 | 600 | 600 | 865   | 960   | 1,065 | 1,2   |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 14,5939 N/m = 1 libra por pie.

a. Para entramados de otras especies: (1) Encuentre la gravedad especí-

fica para las especies de madera de entramado en ANSI/AWC NDS. (2) Para las grapas, encuentre el valor de corte de la tabla anterior para los paneles estructurales I (independientemente del grado real) y multiplique el valor por 0,82 para las especies con gravedad específica de 0,42 o mayor, o 0,65 para todas las demás especies.

b. Fijación a lo largo de los miembros intermedios del marco: Espacie los sujetadores a un máximo de 12 pulgadas en el centro, excepto 6 pulgadas en el centro para vanos mayores de 32 pulgadas.

c. Paneles conformes a PS 1 o PS 2.

d. Esta tabla da los valores de corte para los casos 1 y 2 como se muestra en la Tabla 9.6.2(1). Los valores mostrados son aplicables a los Casos 3, 4, 5 y 6 como se muestra en la Tabla 9.6.2(1), siempre y cuando los sujetadores en todos los bordes continuos del panel estén espaciados de acuerdo con el espacio de los sujetadores límite.

e. La profundidad nominal mínima de los miembros del armazón será de 3 pulgadas nominales. El ancho nominal mínimo de los miembros del marco que no estén ubicados en los límites o en los bordes de los paneles contiguos debe ser de 2 pulgadas.

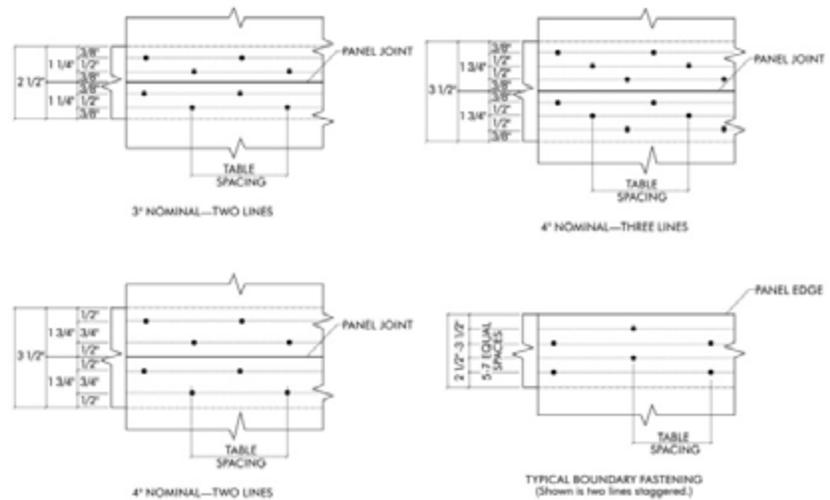
f. Las grapas deben tener un ancho mínimo de corona de 7/16 pulgadas, y deben ser instaladas con sus coronas paralelas a la dimensión larga de los miembros del marco.

g. Reservado.

h. Para las cargas de corte de duración normal o permanente según la definición de la NDS de ANSI/AWC, los valores de la tabla anterior se multiplicarán por 0,63 o 0,56, respectivamente.

#### **TABLA 10.37.5 (2) - CONTINUACIÓN**

**VALORES DE ESFUERZO CORTANTE ADMISIBLES (LIBRAS POR PIE) PARA DIAFRAGMAS BLOQUEADOS DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA QUE UTILIZAN MÚLTIPLES FILAS DE GRAPAS (DIAFRAGMAS DE ALTA CARGA) CON ARMAZÓN DE ABETO DOUGLAS-ALERCE O PINO DEL SUR PARA CARGAS SÍSMICAS O DE VIENTO**



**NOTA:** ESPACIAR EL EXTREMO DEL PANEL Y LA JUNTA DEL BORDE 1/8 DE PULGADA. REDUZCA EL ESPACIO ENTRE LAS LÍNEAS DE CLAVOS SEGÚN SEA NECESARIO PARA MANTENER UN MÍNIMO DE 3/8 DE PULGADA. MÁRGENES DE LOS BORDES DE LOS CLAVOS, EL ESPACIO MÍNIMO ENTRE LÍNEAS ES DE 3/8 DE PULGADA.

**10.37.6 TECHOS DE DIAFRAGMA DE PLACAS DE YESO.** Los techos de diafragma de placas de yeso deben cumplir con las normas internacionales para instalación de paneles de yeso.

**10.37.7 MUROS DE CORTE CON ESTRUCTURA DE MADERA.** Los muros de

corte con estructura de madera deberán diseñarse y construirse de acuerdo con el AWC SDPWS. Cuando los paneles se sujetan a los miembros del armazón con grapas, deben cumplirse los requisitos y las limitaciones del AWC SDPWS y se permitirán los valores de corte permisibles establecidos en la Tabla 10.37.7 (1), 10.37.7 (2) o 10.37.7 (3). Los valores de cizalladura admisibles de las tablas 10.37.7(1) y 10.37.7(2) pueden incrementarse en un 40% para el cálculo del viento. Se permitirá que los paneles que cumplan con la norma ANSI/APA PRP-210 utilicen los valores de diseño para el Revestimiento de Madera Contrachapada en el AWC SDPWS.

**TABLA 10.37.7(1) VALORES DE ESTIRAMIENTO ADMISIBLES (LIBRAS POR PIE) PARA PAREDES DE ESTIRAMIENTO DE PANELES ESTRUCTURALES DE MADERA QUE UTILIZAN ESTILOS CON ENMARCADO DE ABETO DE DOUGLAS O PINO DEL SUR a PARA CARGAS DE VIENTO O SÍSMICAS b, f, g, i**

| GRADO DE LOS PANELES      | ESPEOR NOMINAL MÍNIMO DEL PANEL (pulgadas) | PENETRACIÓN MÍNIMA DEL FIJADOR EN EL MARCO (pulgadas) | PANELES APLICADOS DIRECTAMENTE A LA ESTRUCTURA |  |             |         | PANELES APLICADOS SOBRE REVESTIMIENTO DE YESO DE 1/2" O 5/8" |  |             |         |             |         |
|---------------------------|--|---|--|--|-------------|---------|--|--|-------------|---------|-------------|---------|
|                           |  |   | Tamaño de las grapas h                         | Espacio entre grapas en los bordes de los paneles (pulgadas) |             |         | Tamaño de las grapas h                                       | Espacio entre grapas en los bordes de los paneles (pulgadas) |             |         |             |         |
|                           |  |   |  | 6  | 4           | 3       |  | 2d   | 6           | 4       | 3           | 2d      |
| Revestimiento estructural | $\frac{3}{8}$                              | 1   | 11/2<br>16<br>Cal.                             | 15<br>5  | 9.<br>5     | 31<br>5 | 400  | 2 16<br>cal.   | 1<br>5<br>5 | 9.<br>5 | 3<br>1<br>0 | 40<br>0 |
|                           | $\frac{7}{16}$                             |   |  | 17<br>0  | 2<br>6<br>0 | 34<br>5 | 440  |  | 1<br>5<br>5 | 9.<br>5 | 3<br>1<br>0 | 40<br>0 |
|                           | $\frac{15}{32}$                            |   |  | 18<br>5  | 2<br>8<br>0 | 37<br>5 | 475  |  | 1<br>5<br>5 | 9.<br>5 | 3<br>0<br>0 | 40<br>0 |

|   |                    |              |              |       |       |      |     |           |       |       |       |      |
|---|--------------------|--------------|--------------|-------|-------|------|-----|-----------|-------|-------|-------|------|
| Revestimiento, madera contrachapada e excepto Grupo 5 Especies ANSI/APA PRP 210 revestimiento | $5/16$ c o $1/4$ c | 1            | 11/2 16 cal. | 14 5  | 2 2 0 | 29 5 | 375 | 2 16 cal. | 1 1 0 | 1 6 5 | 2 2 0 | 28 5 |
|   | $3/8$              |              |              | 14 0  | 2 1 0 | 28 0 | 360 |           | 1 4 0 | 2 1 0 | 2 8 0 | 36 0 |
|   | $7/16$             |              |              | 15 5  | 9.    | 31 0 | 395 |           | 1 4 0 | 2 1 0 | 2 8 0 | 36 0 |
|   | $15/32$            |              |              | 17 0  | 2 5 5 | 33 5 | 430 |           | 1 4 0 | 2 1 0 | 2 8 0 | 36 0 |
|   | $19/32$            | 13/4 16 cal. | 18 5         | 2 8 0 | 37 5  | 475  | —   | —         | —     | —     |       |      |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 14,5939 N/m = 1 libra por pie.

- Para entramado de otras especies: (1) Encuentre la gravedad específica para las especies de madera en ANSI/AWC NDS. (2) Para las grapas, encuentre el valor de corte de la tabla anterior para los paneles estructurales I (independientemente del grado real) y multiplique el valor por 0,82 para las especies con gravedad específica de 0,42 o superior, o por 0,65 para todas las demás especies.
- Bordes de los paneles respaldados con marcos de 2 pulgadas nominales o más anchos. Instale los paneles en forma horizontal o vertical. Espacie los sujetadores a un máximo de 6 pulgadas en el centro a lo largo de los miembros intermedios del marco para los paneles de  $3/8$  de pulgada y  $7/16$  de pulgada instalados en montantes espaciados 24 pulgadas en el centro. Para otras condiciones y espesores de paneles, espacie los sujetadores a un máximo de 12 pulgadas en el centro de los soportes intermedios.
- El grosor de los paneles de  $3/8$  pulgadas o el revestimiento con una separación de 16 pulgadas al centro es el mínimo recomendado cuando se aplica directamente al bastidor como revestimiento exterior. Para el revestimiento de paneles ranurados, el espesor nominal del panel es el espesor del panel medido en el punto de fijación.
- Los marcos en los bordes de los paneles adyacentes deben ser de 3 pulgadas nominales o más anchos.

e. Los valores se aplican a la madera contrachapada totalmente enchapada. El espesor en el punto de fijación en los bordes del panel rige los valores de corte.

f. Cuando los paneles se apliquen en ambas caras de un muro y la separación de los sujetadores sea menor a 6 pulgadas en el centro en cualquiera de los lados, las juntas de los paneles deberán compensarse para que caigan en diferentes miembros del armazón, o el armazón deberá ser de 3 pulgadas nominales o más grueso en los bordes de los paneles adyacentes.

g. En las Categorías de Diseño Sísmico D, E o F, donde los valores de diseño de corte exceden las 350 libras por pie lineal, todos los miembros del armazón que reciban la fijación de los bordes de los paneles contiguos deberán ser no menos que un solo miembro nominal de 3 pulgadas, o dos miembros nominales de 2 pulgadas fijados juntos de acuerdo con la Sección 9.6.1 para transferir el valor de corte de diseño entre los miembros del armazón. Las juntas de los paneles estructurales de madera y el clavado de la placa de umbral deberán estar escalonados en todos los bordes del panel. Consulte ANSI/AWC SDPWS para conocer el tamaño de la placa de umbral y los requisitos de anclaje.

h. Las grapas deberán tener un ancho de corona mínimo de 7/16 pulgadas y deberán instalarse con sus coronas paralelas a la dimensión larga de los miembros del armazón.

i. Para las cargas de corte de duración normal o permanente, tal como se define en el ANSI/AWC NDS, los valores de la tabla anterior se multiplicarán por 0,63 o 0,56, respectivamente.

**TABLA 10.37.7 (2) VALORES ADMISIBLES DE ESTIRAMIENTO (plf) PARA LA CARGA DE VIENTO O SÍSMICA EN LAS PAREDES DE ESTIRAMIENTO DE LA CONSTRUCCIÓN DE CARTON DE FIBRA QUE UTILIZAN ESTILOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL TIPO V SOLAMENTE a, b, c, d, e**

| ESPESOR Y GRADO              | TAMAÑO DEL SUJETADOR  | VALOR DE ESTIRAMIENTO PERMITIDO (libras por pie lineal) ESPACIO DE LA MANZANA EN LOS BORDES DEL PANEL (pulgadas) a |     |     |
|------------------------------|---|--|-----|-----|
|                              |   | 4  | 3   | 2   |
| 1/2" o 25/32"<br>Estructural | Grapa galvanizada de calibre 16, corona de 7/16, longitud de 1 3/4 pulgadas | 150  | 200 | 225 |
|                              | Grapa galvanizada de calibre 16, corona de 1", longitud de 1 3/4 pulgadas   | 220  | 290 | 325 |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 14,5939 N/m. = 1 libra por pie

- a. El revestimiento de tableros de fibra no debe usarse para apuntalar paredes de concreto o mampostería.
- b. Los bordes de los paneles deben estar respaldados por marcos de 2 pulgadas o más de ancho de abeto Douglas o pino del sur. Para los marcos de otras especies: (1) Encuentre la gravedad específica para las especies de madera de entramado en ANSI/AWC NDS. (2) Para las grapas, multiplique el valor de cizallamiento de la tabla anterior por 0,82 para las especies con gravedad específica de 0,42 o superior, o por 0,65 para todas las demás especies.
- c. Los valores mostrados son para el revestimiento de tableros de fibra en un solo lado con la dimensión del panel largo ya sea paralelo o perpendicular a los montantes.
- d. Los sujetadores deben estar espaciados 6 pulgadas al centro a lo largo de los miembros intermedios del marco.
- e. Los valores no están permitidos en las categorías de diseño sísmico D, E o F.

**TABLA 10.37.7 (3) VALORES DE CORTE ADMISIBLES PARA FUERZAS DE VIENTO O SÍSMICAS PARA MUROS DE CORTE DE ENSAMBLAJES DE PAREDES DE MADERA CON LISTONES Y YESO O PANELES DE YESO QUE UTILIZAN GRAPAS**

| TYPE OF MATERIAL  | THICKNESS OF MATERIAL      | WALL CONSTRUCTION              | STAPLE SPACING <sup>b</sup> MAXIMUM (inches) | SHEAR VALUE <sup>a,c</sup> (plf) | MINIMUM STAPLE SIZE <sup>f,g</sup>    |   |
|---|----------------------------|--------------------------------|--|----------------------------------|---------------------------------------|---|
| 1. Expanded metal or woven wirelath and Portland cement plaster             | 7/8"                       | Unblocked                      | 6  | 180                              | No. 16 gage galv. staple, 7/8" legs   |   |
| 2. Gypsum lath, plain or perforated   | 3/8" lath and 1/2" plaster | Unblocked                      | 5  | 100                              | No. 16 gage galv. staple, 1 1/8" long |   |
| 3. Gypsum sheathing   | 1/2" x 2' x 8'             | Unblocked                      | 4  | 75                               | No. 16 gage galv. staple, 1 3/4" long |   |
|   | 1/2" x 4'                  | Blocked <sup>d</sup> Unblocked | 47   | 175100                           |                                       |   |
| 4. Gypsum board, gypsum veneer base or water-resistant gypsum backing board | 1/2"                       | Unblocked <sup>d</sup>         | 7  | 75                               | No. 16 gage galv. staple, 1 1/2" long |   |
|   |                            | Unblocked <sup>d</sup>         | 4  | 110                              |                                       |   |
|   |                            | Unblocked                      | 7  | 100                              |                                       |   |
|   |                            | Unblocked                      | 4  | 125                              |                                       |   |
|   |                            | Blocked <sup>e</sup>           | 7  | 125                              |                                       |   |
|   |                            | Blocked <sup>e</sup>           | 4  | 150                              |                                       |   |
|   | 5/8"                       | Unblocked <sup>d</sup>         |  | 7                                | 115                                   | No. 16 gage galv. staple, 1 1/2" legs, 1 5/8" long<br>No. 15 gage galv. staple, 2 1/4" long |
|   |                            |                                |  | 4                                | 145                                   |   |
|   |                            | Blocked <sup>e</sup>           |  | 7                                | 145                                   |   |
|   |                            |                                |  | 4                                | 175                                   |   |
|   |                            | Blocked <sup>e</sup> Two-ply   | Base ply: 9<br>Face ply: 7                   | 250                              |                                       |   |

Para el SI: 25,4 mm = 1 pulgada, 304,8 mm = 1 pie, 14,5939 N/m = 1 libra por pie.

- a. Estos muros de corte no deben utilizarse para resistir las cargas impuestas por los muros de mampostería o de concreto (véase el AWC SDPWS). Los valores mostrados son para cargas a corto plazo debidas al viento o a la carga sísmica. Los muros que resistan cargas sísmicas estarán sujetos a las limitaciones de la sección 12.2.1 de ASCE 7. Los valores indicados se reducirán en un 25% para cargas normales.
- b. Se aplica a la fijación en los montantes, las placas superiores e inferiores y el bloqueo.
- c. Salvo lo indicado, los valores de corte se basan en una separación máxima del armazón de 16 pulgadas al centro.
- d. Espacio máximo entre marcos de 24 pulgadas al centro.
- e. Todos los bordes están bloqueados, y la fijación de los bordes se realiza en todos los soportes y en todos los bordes del panel.
- f. Las grapas deben tener un ancho mínimo de corona de 7/16 pulgadas, medido por fuera de las patas, y deben ser instaladas con sus coronas paralelas a la dimensión larga de los miembros del marco.
- g. Las grapas para la fijación de los listones de yeso y los listones de alambre tejido deberán tener un ancho de corona mínimo de 3/4 de pulgada, medido por fuera de las patas.

## **CAPÍTULO 10.38 DISEÑO DEL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA**

**10.38.1 DISEÑO DEL FACTOR DE CARGA Y RESISTENCIA.** El diseño y la construcción de elementos y estructuras de madera que utilicen el diseño del factor de carga y resistencia deberán estar de acuerdo con ANSI/AWC NDS y AWC SDPWS.

## **CAPÍTULO 10.39 MANUAL DE CONSTRUCCIÓN CON ARMAZÓN DE MADERA**

**10.39.1 MANUAL DE CONSTRUCCIÓN CON ARMAZÓN DE MADERA.** Se permitirá el diseño estructural de acuerdo con el WFCM del AWC para edificios

asignados a la Categoría de Riesgo I o II, sujeto a las limitaciones de la Sección 1.1.3 del WFCM del AWC y a las hipótesis de carga contenidas en ella. Los elementos estructurales que superen estas limitaciones se diseñarán de acuerdo con las prácticas de ingeniería aceptadas.

## CAPÍTULO 10.40 ESTRUCTURAS PROVISIONALES

### ASPECTOS GENERALES

**10.40.1** Será obligatorio el análisis y diseño estructural de los encofrados y andamios de madera que no cumplan con los requisitos mínimos que se definen a continuación, al igual que la presentación de sus memorias de cálculos y planos estructurales ante la SEOPC (Oficina de Tramitación de Planos correspondiente) de acuerdo a los requerimientos de los Artículos del 26 al 33 de este código.

## CAPÍTULO 10.41 ENCOFRADOS

**10.41.1** Para la construcción de los encofrados se deberán cumplir lo requisitos mínimos establecidos en las Tablas 12 A, B, C y D:

**TABLA 10.41.1 (A) REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE LOSAS**

|   | 0.07≤E≤0.10 | 0.10<E≤0.12 | 0.12<E<0.15 | 0.15≤E≤0.17 | 0.17<E<0.19 | 0.19≤E≤0.20 |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Espesores Mínimos de Forro o Duela de Contacto (plywood o madera maciza)                  | ¾"          | ¾"          | ¾"          | ¾"          | ¾"          | ¾"          |
| Separación máx. entre ejes de Costillas usando 2" x 4"                                    | 0.80 m      | 0.80 m      | 0.80 m      | 0.60 m      | 0.60 m      | 0.60 m      |
| Separación máx. de puntales usando 2" x 4" con H≤2.44 m arriostrados en ambas direcciones | 0.80 m      | 0.80 m      | 0.80 m      | 0.75 m      | 0.70 m      | 0.60 m      |
| Separación máx. cargaderas de 2" x 4"   | 1.20 m      | 1.00 m      |

**Notas :**

1. En todos los muros de carga se colocara una cinta de apoyo al encofrado con dimensiones mínimas de 1" x 4" clavadas al muro con clavos de acero.
2. Independientemente del espaciamiento de las costillas el forro deberá estar apoyado en sus bordes.
3. En losas pequeñas, tales como pasillos y closets, se utilizarán por lo menos una línea de puntales en su centro.
4. Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2" x 4". Si se usan piezas de dimensiones diferentes éstas deberán ser diseñadas de acuerdo a la sección 10.41.4.

**TABLA 10.41.1 (B) REQUISITOS MINIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE MUROS**

| PRESION MAXIMA EN EL MURO KG/M2   |  |  |                                    |                   |
|---|--|--|------------------------------------|-------------------|
| Usando Forros de 1" en madera o 3/4" en plywood                         |  |  |                                    |                   |
|   |  |  | 3<br>0<br>0<br>0                   | 4<br>5<br>0<br>0  |
|   |  |  | Espaciamiento máximo de las piezas |                   |
| Virotos verticales 2"x 4" (Vease fig. 30b)                              |  |  | 0<br>.5<br>0<br>"                  | 0<br>.4<br>0<br>" |
| Largueros horizontales 2"x 4" (Vease fig. 30b)                          |  |  | 0<br>.6<br>0<br>"                  | 0<br>.5<br>0<br>" |
| Separacion de tornillos o alambre #10 con resistencia mínima de 1,300kg |  |  | 0<br>.7<br>5<br>"                  | 0<br>.5<br>0<br>" |
| Separacion max. Pie de amigo 2"x 4"                                     |  |  | 1<br>.2<br>0<br>"                  | 1<br>.2<br>0<br>" |

**Notas :**

1. Al usar alambre para el amarre de los largueros se colocaran tantos hilos como sean necesarios para soportar una fuerza de por lo menos 1,300 kg.
2. Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2" x 4". Si se usan piezas de dimensiones diferentes estas deberán ser diseñadas de acuerdo a la sección 10.41.4.

**TABLA 10.41.1 (C) REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE COLUMNAS**

| Separación Virotes 2" x 4" usando forro de 1" bruta o plywood 3/4" |                |        |        |        |        |          |
|--|----------------|--------|--------|--------|--------|----------|
| Dimension mayor de la columna rectangular                          |                |        |        |        |        |          |
|  | 0.20 m o menos | 0.3 m  | 0.4 m  | 0.5 m  | 0.6 m  | 0.80 m   |
| Espaciamiento máximo de las piezas                                 |                |        |        |        |        |          |
| H= 2.44 m  | 0.40 m         | 0.40 m | 0.30 m | 0.30 m | 0.25 m | 0.25 m * |
| H= 1.80 m  | 0.45 m         | 0.45 m | 0.45 m | 0.40 m | 0.35 m | 0.35 m * |
| H= 1.22 m  | 0.60 m         | 0.60 m | 0.55 m | 0.50 m | 0.50 m | 0.50 m * |

**Nota:**

1. Se deben colocar los pies de amigo en por lo menos dos caras perpendiculares de la columna.
2. En columnas de 0.8 m o más se colocara un larguero vertical con su respectivo pie de amigo en el centro de la caras que sean mayores de 0.8 m
3. Se usara alambre o tornillos para el amarre de los largueros a un espaciamiento no mayor de 0.60 m. se colocaran tantos hilos como sean necesarios para soportar una fuerza de por lo menos 1,300 kg.
4. Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2" x 4". Si se usan piezas de dimensiones diferentes estas deberán ser diseñadas de acuerdo a la sección 10.41.4.

**TABLA 10.41.1 (D) REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE VIGAS**

| Separación Virotos y costillas 2" x 4" usando forro de 1" bruta o plywood 3/4" |  |        |        |        |        |
|--|--|--------|--------|--------|--------|
| Vigas con fondos de 0.20, 0.25 y 0.30 m de ancho                               | Espesor de la losa   |        |        |        |        |
|  | 0.10 m   | 0.12 m | 0.15 m | 0.17 m | 0.20 m |
| h por debajo de la losa  | Espaciamiento máximo de las piezas de la losa                                  |        |        |        |        |
| (h = 0.2 m)  | 0.54 m   | 0.50 m | 0.48 m | 0.46 m | 0.44 m |
| (h = 0.4 m)  | 0.50 m   | 0.48 m | 0.46 m | 0.45 m | 0.40 m |
| (h = 0.6 m)  | 0.47 m   | 0.45 m | 0.43 m | 0.40 m | 0.30 m |
| h de la viga   | Separación puntales 2" x 4" con altura menor de 2.20 m y cargaderas de 2" x 4" |        |        |        |        |
| (h = 0.2 m)  | 0.80 m   | 0.75 m | 0.70 m | 0.65 m | 0.60 m |
| (h = 0.4 m)  | 0.70 m   | 0.65 m | 0.60 m | 0.60 m | 0.55 m |
| (h = 0.6 m)  | 0.60 m   | 0.60 m | 0.55 m | 0.50 m | 0.50 m |

**Notas:**

1. Para vigas con  $h = 0.60$  m o más se colocara en sentido longitudinal un 2" x 4" a mitad de la altura, en ambas cara de la viga amarrado por dos hilos de alambre #10.
2. Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2" x 4". Si se usan piezas de dimensiones diferentes estas deberán ser diseñadas de acuerdo a la sección 10.41.4.
3. Es posible utilizar espaciamientos mayores en los puntales usando cargaderas mayores de 2" x 4" y puntales metálicos o arriestrándolos para disminuir su longitud libre en cualquiera de los casos se deberá calcular los mismos.

**10.41.2 ESPECIFICACIONES GENERALES.** Los elementos a utilizar para formar sistemas de encofrados deberán ser perfectamente compatibles entre si y cumplir con los requisitos siguientes:

- a) Deberán tener la resistencia y rigidez suficientes para soportar las cargas a las que estarán sometidos durante el vaciado del hormigón y las cargas constructivas.
- b) La madera usada en los elementos de encofrados deberá estar en buen

estado y no podrá tener ningún tipo de aberturas, fisuras, orificios o rajaduras, por donde pueda salirse el hormigón fresco.

c) Las uniones de los encofrados deberán garantizar su eficiencia y resistencia, sin que se afecte el comportamiento de los elementos que las conforman.

**10.41.2.1** Para fines de evaluación de cargas en los encofrados, además de la carga que aporta el hormigón deberá considerarse un valor de carga muerta constructiva de 50 kg/m<sup>2</sup> y un valor de carga viva de construcción de 250 kg/m<sup>2</sup>.

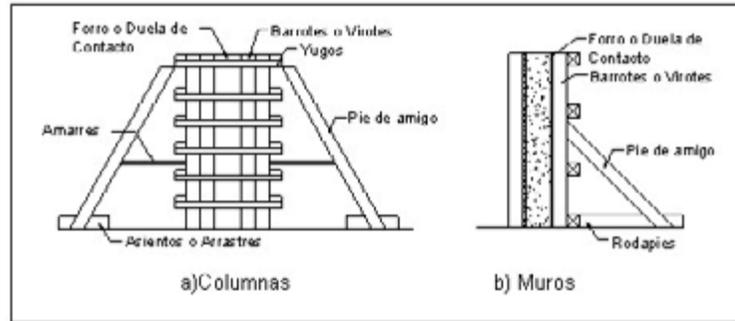
**10.41.2.2** Bajo ninguna circunstancia se podrán tener en zona alguna de la estructura en construcción, cargas que excedan las combinaciones de cargas para las cuales fue diseñada.

**10.41.2.3** En los cálculos estructurales deberá tenerse en cuenta los efectos de cargas que puedan tener los encofrados en las estructuras existentes o ya fraguadas, por ejemplo los efectos que un encofrado de un piso superior pueda tener sobre pisos inferiores u otros durante el proceso constructivo.

**10.41.3 REQUISITOS DE CONSTRUCCIÓN.** La madera empleada para forros o duelas de contacto no deberá tener más de seis usos, los demás elementos que conforman el encofrado podrán ser usados hasta diez veces.

**10.41.3.1** Se deberá evitar el uso de maderas tropicales, rollizos u otro tipo de madera no clasificada como madera estructural en este Reglamento de acuerdo a la sección 10.5.1.1

**10.41.3.2** El terreno donde se han de colocar los asientos o arrastres de los puntales deberá tener la estabilidad necesaria para garantizar la seguridad estructural. No se deberán emplear bloques de hormigón o piedras como arrastres (véase Fig. 30).

**FIGURA 30 ELEMENTOS DE ENCOFRADOS DE COLUMNAS Y MUROS**


**10.41.3.3** El proceso de desencofrado se podrá iniciar luego de que el hormigón haya alcanzado un grado de resistencia tal que no se afecten sus propiedades (véase Reglamento para Construcciones de Hormigón Armado). Este deberá realizarse de manera que no se perjudiquen la seguridad estructural y las condiciones de servicio de los elementos vaciados.

**10.41.3.4** Se deberán programar y establecer los procedimientos para el retiro de los puntales y el reapuntalamiento, para etapas futuras de vaciados.

**10.41.4 REQUISITOS DE DISEÑO. SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE APOYOS.** A fin de garantizar las condiciones de servicio, los elementos de madera para encofrados no deberán tener una separación entre los apoyos, mayor que las que se especifican a continuación:

**a) Flexión**

Para madera maciza o contrachapada:

$$X_f = 2.83 \sqrt{\frac{F_b S}{W}}$$

Para uno o dos claros) Ecuación (37)

$$X_f = 3.15 \sqrt{\frac{F_b S}{W}}$$

(Para tres o más claros) Ecuación (38)

### b) Fuerza Cortante

- Para madera maciza:

$$X_c = \frac{F_v A}{0.95W} + 2h$$

(Para un claro) Ecuación (39)

$$X_c = \frac{F_v A}{0.95W} + 2h$$

(Para más de un claro) Ecuación (40)

- Para madera contrachapada o plywood:

$$X_c = \left[ \frac{2F_v}{W} * \frac{Ib}{Q} \right] + 2h$$

(Para un claro) Ecuación (41)

$$X_c = \left[ \frac{2F_v}{W} * \frac{Ib}{Q} \right] + 2h$$

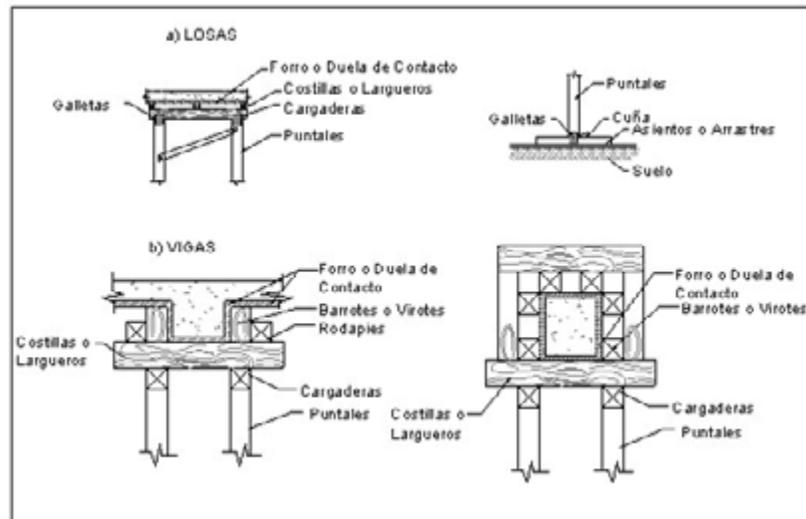
(Para más de un claro) Ecuación (42)

Los valores de  $\left(\frac{Ib}{Q}\right)$  se dan en la tabla 10.41.6.2

### c) Deflexiones

Los elementos de encofrados tales como forros o duelas de contacto, largueros, cargaderas y barrotes o virotos (véase Fig. 31) deberán ser diseñados de manera que cumplan con las deflexiones máximas permisibles bajo condiciones de servicio que se presentan a continuación:

FIGURA 31 ELEMENTOS DE ENCOFRADOS DE LOSAS Y VIGAS



$$L_{\Delta} = 0.58 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$$

(Para un claro) Ecuación (43)

$$L_{\Delta} = 0.60 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$$

(Para más de un claro) Ecuación (44)

- Para hormigón común o a pañetar,  $\frac{Lu}{360}$

$$L_{\Delta} = 0.60 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$$

(Para un claro) Ecuación (45)

$$L_{\Delta} = 0.78 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$$

(Para más de un claro) Ecuación (46)

- Para Forros o Duelas de Contacto de madera maciza o contrachapada, cuya deflexión elástica máxima admisible es  $\Delta_{adm} = 1/16''$

$$L_{\Delta} = 1.87 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para un claro) Ecuación (47)

$$L_{\Delta} = 2.28 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para más de un claro) Ecuación (48)

- Para madera a usarse como Costillas o Largueros, cuya deflexión elástica máxima admisible es  $\Delta_{adm} = 1/8''$

$$L_{\Delta} = 2.25 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para un claro) Ecuación (49)

$$L_{\Delta} = 2.75 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para más de un claro) Ecuación (50)

- Para madera a usarse como Cargaderas, cuya deflexión elástica máxima admisible es  $\Delta_{adm} = 1/4''$

$$L_{\Delta} = 2.66 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para un claro) Ecuación (51)

$$L_{\Delta} = 3.24 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$$

(Para más de un claro) Ecuación (52)

La separación entre apoyos ( $L\Delta$ ) a utilizar será el menor valor calculado, de acuerdo a las expresiones anteriores, para cada caso.

**10.41.5 CARGAS HORIZONTALES.** Para el diseño de sistemas de arriostramiento lateral, se deberá tomar el mayor de los siguientes valores:

- a. 150 Kg/m del lado del elemento.
- b. 2% de la carga muerta total, distribuida como carga uniforme a lo largo del elemento.

**10.41.5.1** Para encofrados de muros, se deberá tomar en cuenta el empuje del viento, en cuyo caso la presión no podrá ser menor de 100 Kg/m<sup>2</sup>. La fuerza de viento, por unidad lineal, aplicada en la parte superior del encofrado, (igual a la presión del viento multiplicada por la altura total del muro entre 2), no podrá ser menor que 150 Kg/m.

**10.41.6 PRESIÓN LATERAL EN COLUMNAS.** Durante el proceso del vaciado de hormigón se presentan presiones dinámicas que deben tomarse en cuenta en el diseño del encofrado. Las siguientes expresiones, basadas en reglas empíricas podrán aplicarse a hormigones normales, con un peso volumétrico de 2,400 Kg/m<sup>3</sup>, con un revenimiento inferior a 10 cm y con vibrado interno normal (vibrador mecánico). Si el vibrado se realiza manualmente con una varilla, la presión lateral,  $P_{lat}$  podrá reducirse en un 10%. El valor de  $T_h$  a emplearse para fines de diseño, será de 30°C. En caso de emplear aditivos retardantes, se recomienda reducir la temperatura en unos 5oC. Si se emplean aditivos acelerantes no será necesario modificar la temperatura. Para la presión lateral,  $P_{lat}$ , deberá regir el menor de los siguientes valores:

$$P_{lat1} = \left[ 732 + \frac{4500Rv}{0.056T_h + 1} \right] f$$

Ecuación (53)

$$P_{lat2} = \gamma_h * H_1 * f$$

Ecuación (54)

$$f = \frac{\gamma_h'}{\gamma_h}$$

Ecuación (55)

**PÁRRAFO:** Los valores de  $P_{Lat}$  calculados según las Ecuaciones 52 y 53 no deberán ser mayores de 14,640 Kg/m<sup>2</sup>, ni de 2,400 H1.

10.41.6.1 Las Ecuaciones 51 y 52 son aplicables siempre y cuando ninguna de las dimensiones de la sección transversal de la columna sean mayores que 1.20 m. En caso contrario, se deberá analizar el encofrado como el de un muro de hormigón.

**10.41.6.2** Para madera contrachapada o plywood, podrán utilizarse las propiedades de las secciones de la Tabla 10.41.6.2 que se presenta a continuación, para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas, éstas se calcularán considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo.

**TABLA 10.41.6.2 PROPIEDADES EFECTIVAS PARA MADERA CONTRACHAPADA O PLYWOOD**

| ESPESOR NOMINAL (pulg) | PESO APROXIMADO (kg/m <sup>2</sup> ) | ESPESOR EFECTIVO (cm) | Propiedades Efectivas para Cálculo de esfuerzos paralelos a las fibras de las capas extremas |                      |                      |                         | Propiedades efectivas para el cálculo de esfuerzos perpendiculares a las fibras de las capas externas |                      |                      |                         |
|------------------------|--------------------------------------|-----------------------|--|----------------------|----------------------|-------------------------|---|----------------------|----------------------|-------------------------|
|                        |                                      |                       | Area (cm <sup>2</sup> )  | I (cm <sup>4</sup> ) | S (cm <sup>3</sup> ) | Ib/Q (cm <sup>2</sup> ) | Area (cm <sup>2</sup> )   | I (cm <sup>4</sup> ) | S (cm <sup>3</sup> ) | Ib/Q (cm <sup>2</sup> ) |
| 5/16                   | 4.9                                  | 0.90                  | 50.3   | 3.4                  | 7.7                  | 54.3                    | 25.1  | 0.3                  | 1.6                  | -                       |
| 3/8                    | 5.4                                  | 0.94                  | 47.1   | 5.6                  | 10.5                 | 65.8                    | 30.4  | 0.4                  | 2.3                  | -                       |
| 1/2                    | 7.3                                  | 1.38                  | 61.5   | 12.4                 | 17.1                 | 95.2                    | 49.2  | 2.3                  | 7.8                  | 54.5                    |
| 5/8                    | 8.8                                  | 1.82                  | 73.3   | 21.4                 | 23.5                 | 126.9                   | 61.9  | 7.1                  | 14.4                 | 68.5                    |
| 3/4                    | 10.7                                 | 1.90                  | 93.3   | 33.7                 | 30.8                 | 149.1                   | 62.2  | 11.6                 | 19.8                 | 78.3                    |
| 7/8                    | 12.7                                 | 1.97                  | 92.9   | 47.2                 | 37.1                 | 147.1                   | 74.3  | 26.2                 | 31.4                 | 107.7                   |
| 1                      | 14.6                                 | 2.76                  | 110.1  | 72.2                 | 49.6                 | 180.2                   | 137.6   | 50.0                 | 52.0                 | 147.9                   |
| 1 1/8                  | 16.1                                 | 2.84                  | 140.8  | 102.6                | 62.6                 | 191.8                   | 117.3   | 68.7                 | 60.8                 | 183.6                   |

**10.41.6.3** Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la fibra perpendicular al esfuerzo, se deberán multiplicar las propiedades obtenidas por los valores de la constante C de la Tabla 10.41.6.3. Para obtener la resistencia a cortante a través del espesor, deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

**TABLA 10.41.6.3 VALORES DE (C) PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA O PLYWOOD**

| Número de Chapas | Orientación | Para Módulo de Sección | Para Momento de Inercia |
|------------------|-------------|------------------------|-------------------------|
| 3                | 90°         | 2.0                    | 1.5                     |
| 4 o más          | 90°         | 1.0                    | 1.2                     |
| Todas las chapas | 0°          | 1.0                    | 1.0                     |

**10.41.7 PRESIÓN LATERAL EN MUROS.** La presión lateral,  $P_{lat}$ , que ejerce el hormigón fresco durante el vaciado en las paredes del encofrado de muros de hormigón armado no deberá exceder de 10,000 kg/m<sup>2</sup>. Esta deberá determinarse por medio de los criterios siguientes:

Cuando  $Rv < 2 \text{ m/hr}$  :

$P_{lat}$ , deberá ser calculada según la Ecuación 52

Cuando  $3 \text{ m/hr} > Rv \geq 2 \text{ m/hr}$  :

$P_{lat}$ , deberá ser calculada según la siguiente ecuación:

$$P_{lat1} = \left[ 732 + 1406 \frac{4.7 + Rv}{0.056T_h + 1} \right] f$$

Ecuación (55)

□ Cuando  $Rv > 3 \text{ m/hr}$  :

$P_{lat}$ , deberá ser calculada según la Ecuación 53

**PÁRRAFO:** Los valores de  $P_{lat}$  calculados con las Ecuaciones 52 y 55 no deberán ser mayores que el valor de  $P_{lat}$ , calculado con la Ecuación 53 (para el caso de muros).

## CAPÍTULO 10.42 ANDAMIOS

**TABLA 10.42 REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ANDAMIOS**

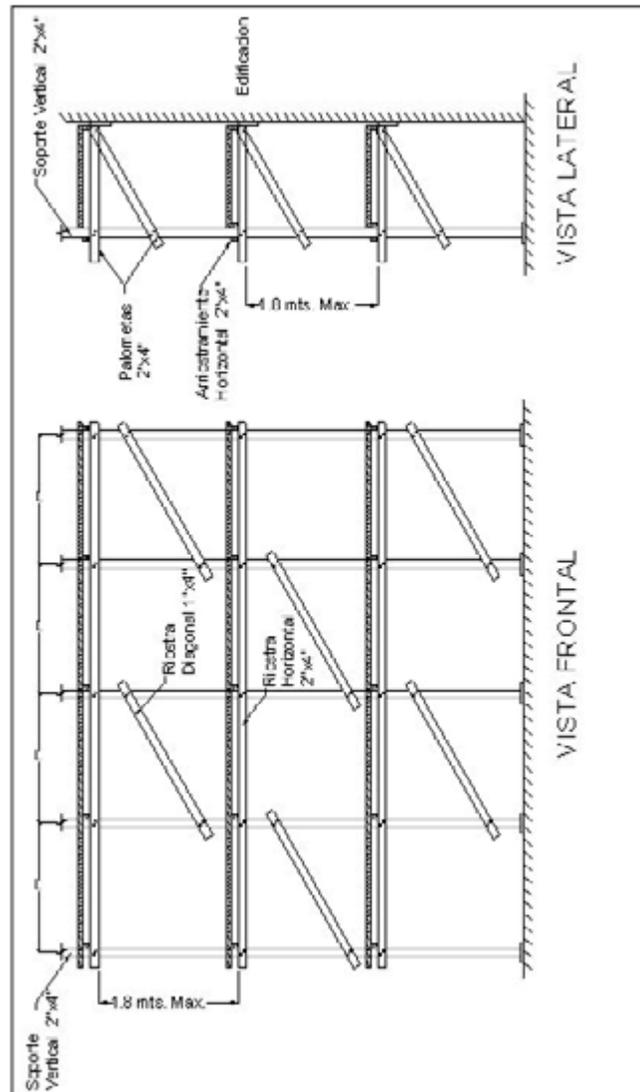
|  | <b>Edificios de 4 Niveles o menos</b> | <b>Edificios de 4 a 6 Niveles</b> |
|--|---------------------------------------|-----------------------------------|
| <b>Separación máxima para los elementos de soporte 2" x 4"</b>                               | <b>1.80 m</b>                         | <b>1.20 m</b>                     |
| <b>Separación vertical máx. entre Elementos de arriostramiento horizontal usando 2" x 4"</b> | <b>1.80 m</b>                         | <b>1.80 m</b>                     |
| <b>Dimensión mínima de tablones</b>  | <b>2" x 10"</b>                       | <b>2" x 12"</b>                   |
| <b>Separación vertical máx. de las palometas 2" x 4"</b>                                     | <b>1.80 m</b>                         | <b>1.80 m</b>                     |

### Notas:

Para edificaciones mayores de 6 niveles no se permitirá el uso de andamios de madera.

Se proveerá arriostramiento diagonal con 1 "x 4" de forma intercalada (checkerboard), en todo el frente del andamio.

**FIGURA 32  
ANDAMIO TÍPICO**



## CAPÍTULO 10.43 TÉCNICAS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

### CAPÍTULO 10.43.1 ASPECTOS GENERALES

**10.43.1.1** Las técnicas y detalles que se presentan en este Título tienen la finalidad de aclarar y sintetizar algunas alternativas de protección, diseño y construcción de los elementos y sistemas de las edificaciones de madera. Estos

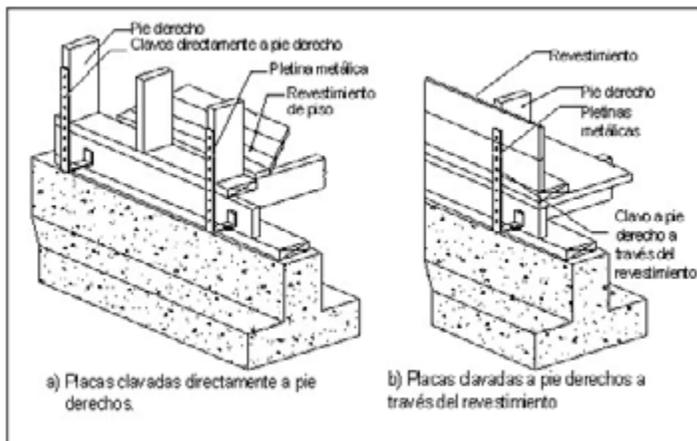
detalles son solamente de carácter ilustrativo, la resistencia y disposición de los elementos estructurales y sus uniones deberán verificarse de acuerdo a las especificaciones de los Títulos anteriores del presente Reglamento.

## CAPÍTULO 10.44 CIMENTACIONES

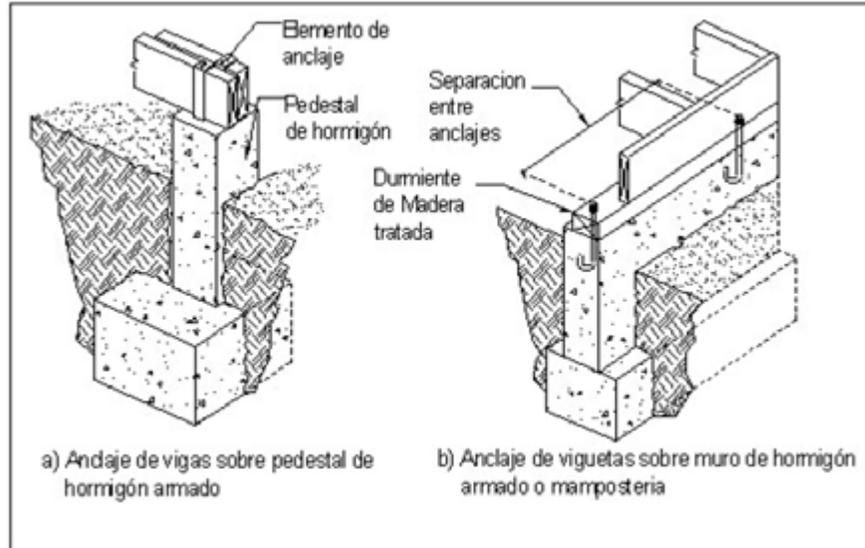
**10.44.1** Las cimentaciones de las estructuras de madera podrán ser aisladas, corridas, escalonadas o plateas (losas de cimentación) de hormigón armado y postes o pilotes de hormigón, madera o acero. El análisis y diseño de las mismas deberá regirse de acuerdo a lo especificado en los Reglamentos correspondientes a cada material y las uniones y/o anclajes de los elementos de madera con los de su cimentación deberán hacerse de acuerdo a los requerimientos del Título 4. Se presentan en la sección 10.44.2 algunos detalles constructivos de anclajes y formas de protección de estas estructuras, relacionadas con sus cimentaciones.

**10.44.2 ANCLAJES.** Los pisos y entrepisos de madera deberán anclarse a la cimentación de la edificación y unirse a las paredes de corte (en caso de que estas existan) de manera que se forme una unidad entre ellos. (Véase Figs. 33, 34, 35, 36 y 37).

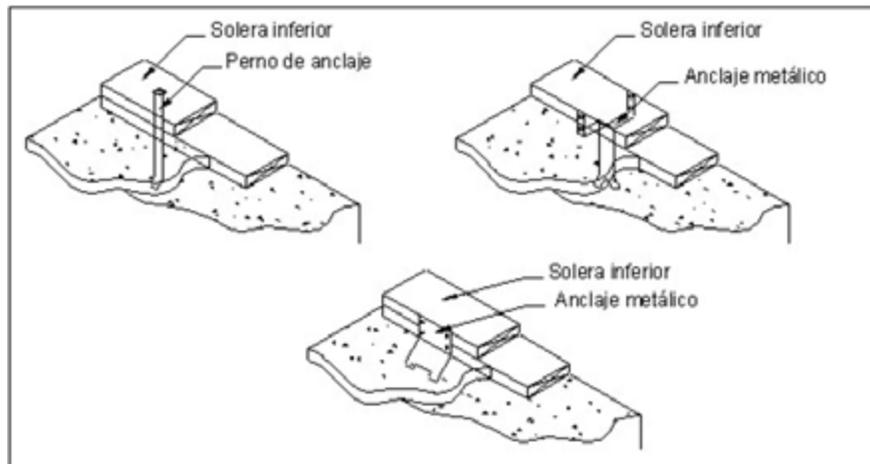
**FIGURA 33**  
**CIMENTACIÓN EN TRAMADO DE PARED DE CORTE**



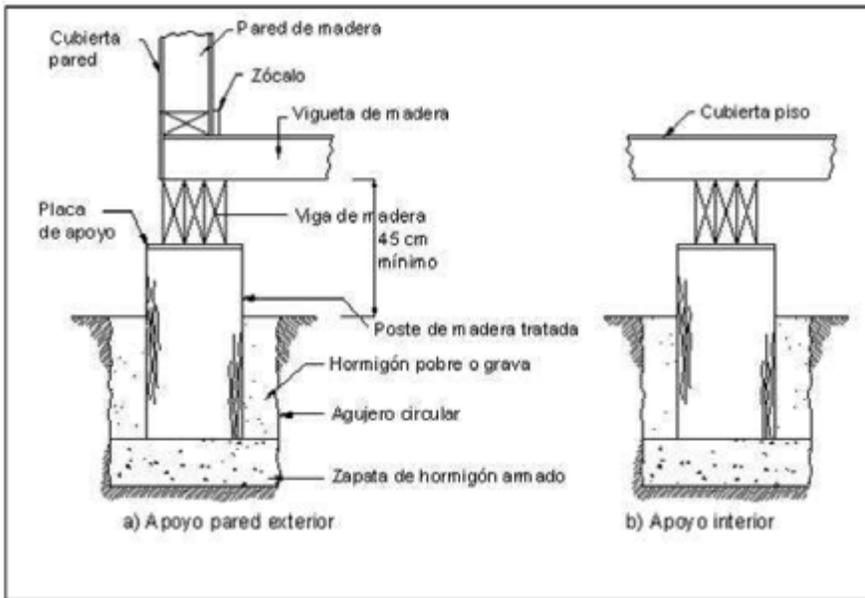
**FIGURA 34 ANCLAJES DE VIGAS Y VIGUETAS**



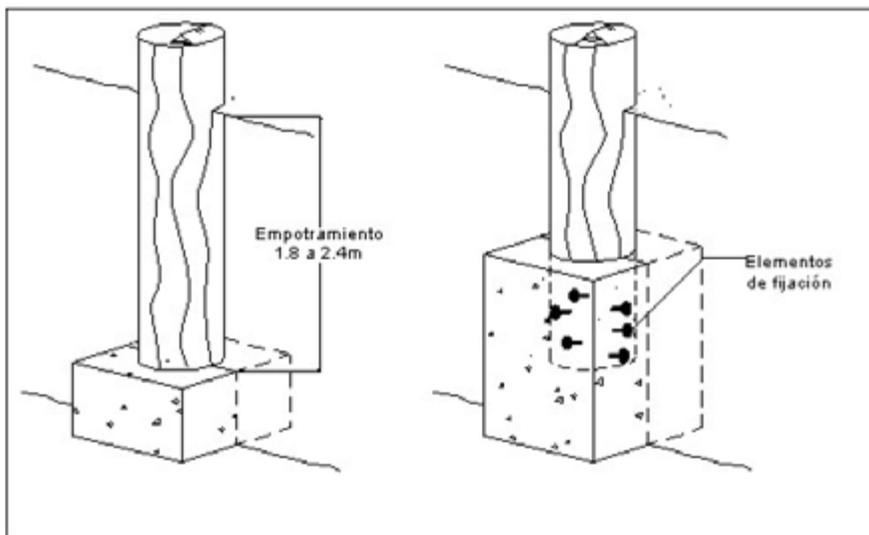
**FIGURA 35 ALTERNATIVAS DE ANCLAJES EN LOSAS DE CIMENTACIÓN O CIMENTOS CORRIDOS**



**FIGURA 36**  
**CIMENTACIÓN CON POSTES DE MADERA**

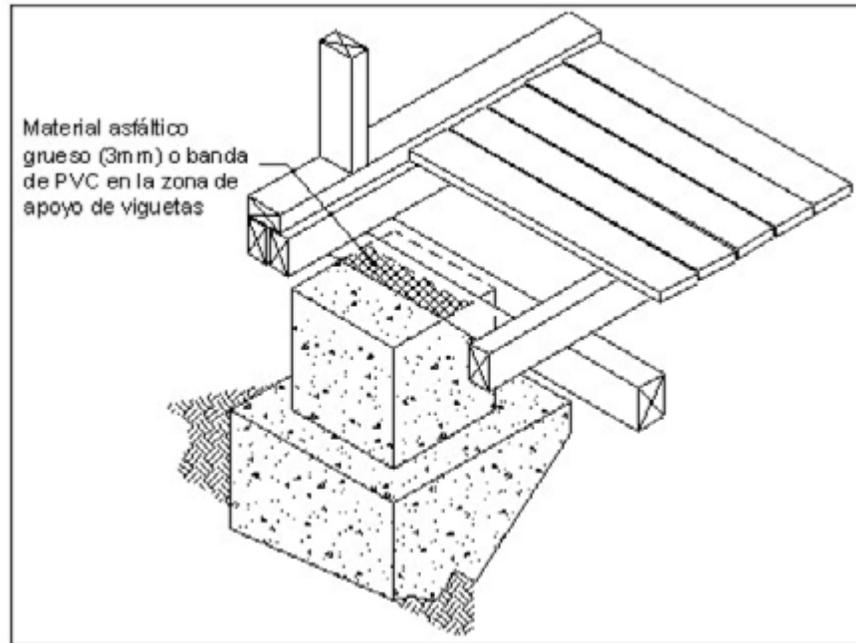


**FIGURA 37**  
**ANCLAJE POSTES DE MADERA**

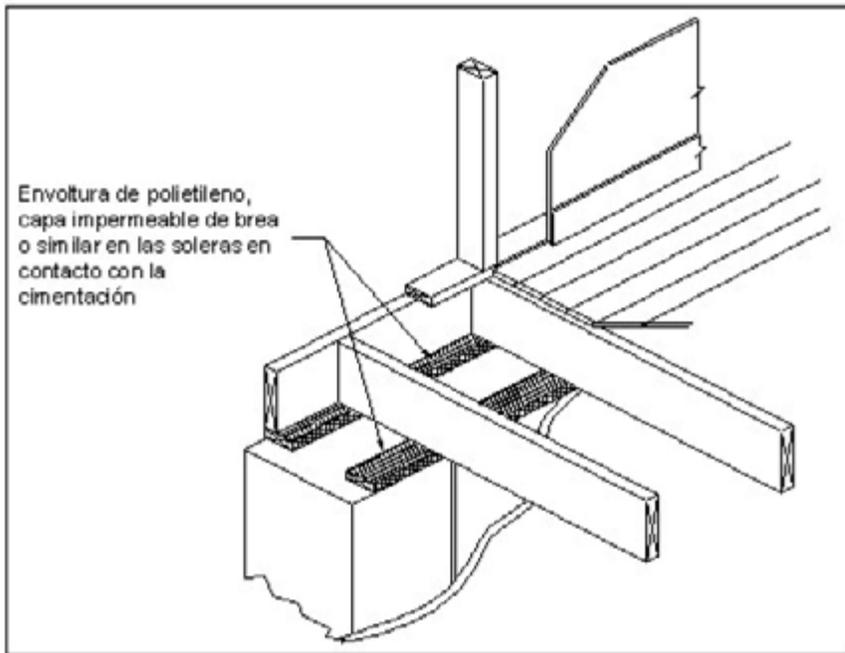


**10.44.3 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** Para proteger de la humedad la madera en contacto con los cimientos deberá disponerse de materiales impermeables (véase sección 12.2.34.2) entre esta y la cimentación. (Véase Figs. 38 y 39).

**FIGURA 38 AISLAMIENTO DE LA HUMEDAD EN PISOS SOBRE PEDESTALES DE HORMIGÓN ARMADO (CIMENTACIÓN AISLADA)**

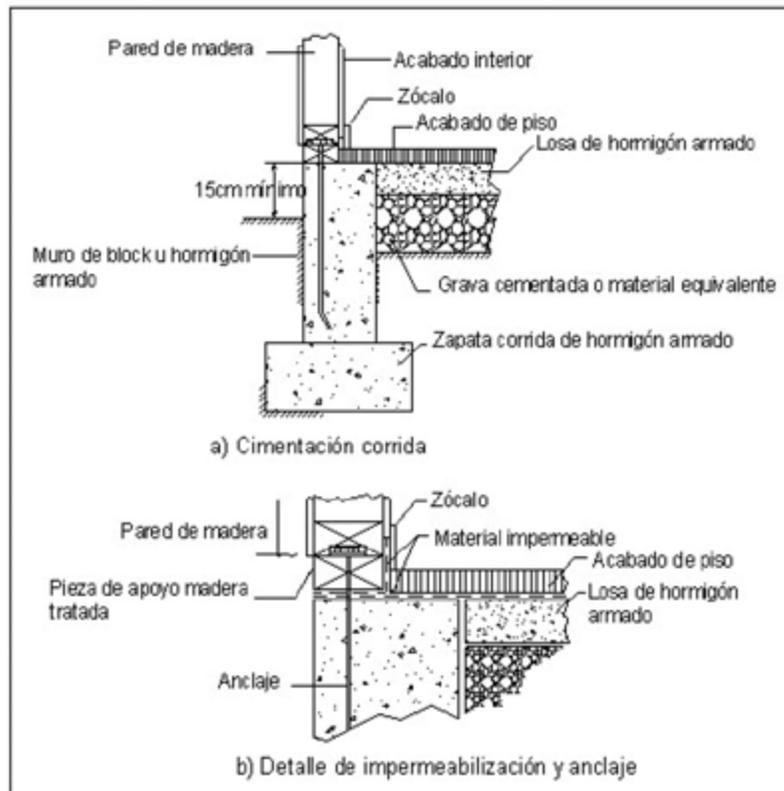


**FIGURA 39 AISLAMIENTO DE LA HUMEDAD EN PISOS Y ENTREPISOS SOBRE MUROS (CIMENTACIÓN CORRIDA)**



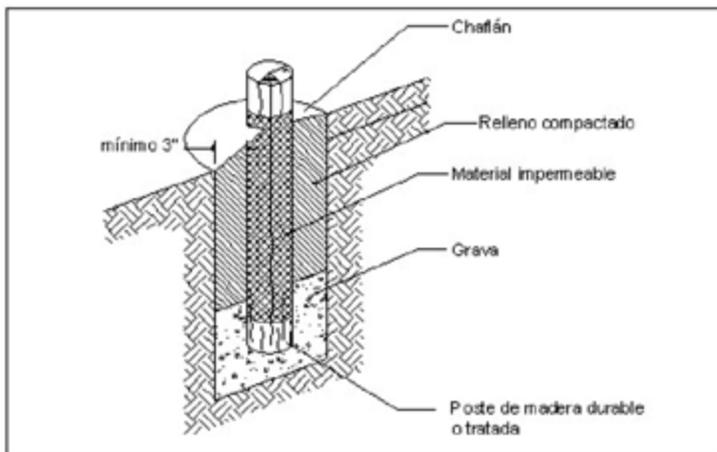
**10.44.3.1** Cuando se proyecte el uso de revestimientos de madera para pisos, sobre losas de hormigón armado o plateas, antes de colocar los acabados de madera, deberá extenderse una capa de material impermeable, el cual podrá ser polietileno, manto asfáltico u otro, para proteger la madera de la humedad (véase Fig. 40).

**FIGURA 40**  
**CIMENTACIÓN CORRIDA CON ACABADO DE PISO DE MADERA SOBRE**  
**LOSA DE HORMIGÓN ARMADO**



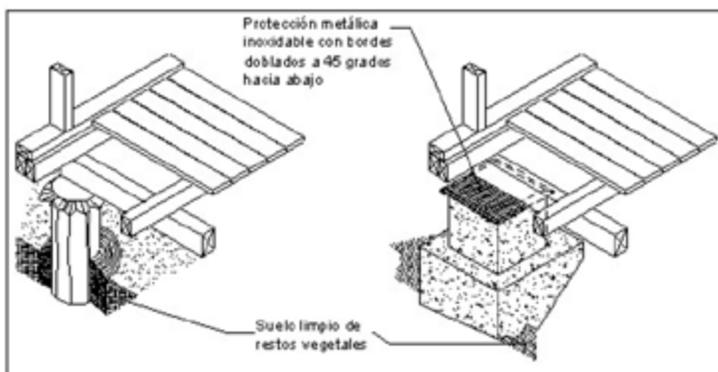
**10.44.3.2** La madera que tenga que estar enterrada en el suelo, deberá ser de durabilidad reconocida, preservada a presión o cubierta por un material aislante impermeable, como la brea, el alquitrán u otro. Véase Fig. 41

**FIGURA 41 PROTECCIÓN DE LA HUMEDAD EN CIMENTACIÓN DE POSTE DE MADERA EMPOTRADA**

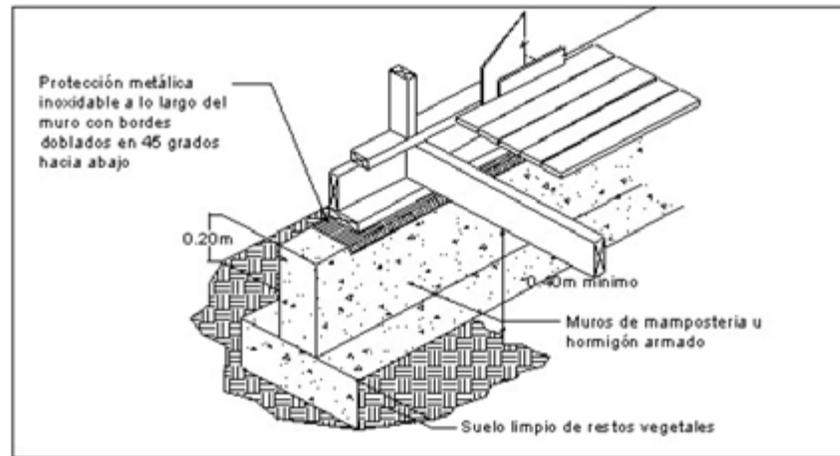


**10.44.4 PROTECCIÓN CONTRA INSECTOS.** En construcciones donde sea necesaria la protección contra termitas subterráneas (comején) y/o gorgojos deberá acondicionarse el suelo de cimentación con insecticidas y usarse recubrimientos metálicos en la parte de la cimentación que esté en contacto con la madera (véase Sección 10.2.5.3). Estos recubrimientos podrán hacerse por medio de planchas de aluminio, acero u otro metal inoxidable, sobresaliendo 5 cm de los apoyos y con los bordes doblados hacia abajo en 45°, para impedir que los insectos puedan construir canales de acceso desde el suelo hasta la madera como se muestra en las Figs. 42 y 43.

**FIGURA 42 PROTECCIÓN CONTRA TERMITAS SUBTERRÁNEAS EN POSTES, PILOTES Y PEDESTALES**



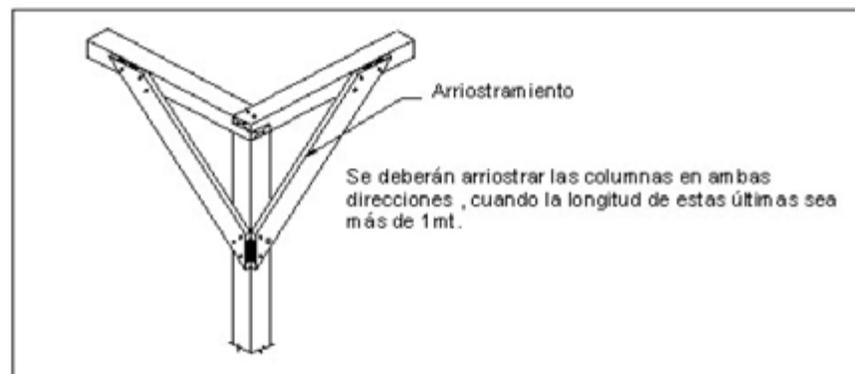
**FIGURA 43 PROTECCIÓN CONTRA TERMITAS SUBTERRÁNEAS EN CIMENTACIÓN CORRIDA**



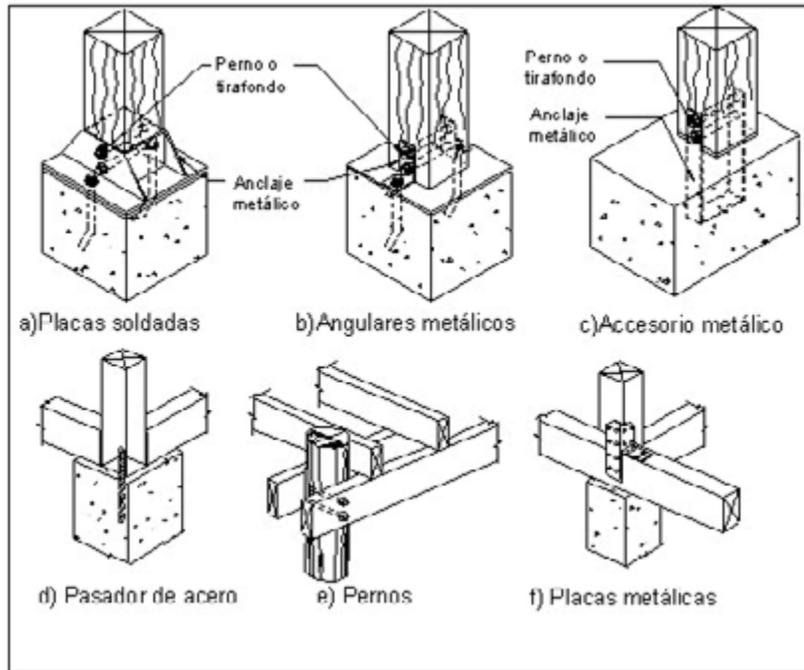
## CAPÍTULO 10.31 COLUMNAS

**10.44.1 ANCLAJES Y ARRIOSTRAMIENTOS.** Deberán garantizarse la eficacia y funcionalidad de los anclajes y arriostramientos entre las columnas de madera y los demás elementos de la edificación, los cuales podrán realizarse por medio de piezas de madera o metal fijadas con accesorios metálicos, clavos, tornillos, pernos u otros elementos de unión. Véase Figs. 44 y 45.

**FIGURA 44 ARRIOSTRAMIENTOS DE COLUMNAS**



**FIGURA 45 ANCLAJES DE COLUMNAS**



**10.44.2 UNIONES ENTRE COLUMNAS Y VIGAS.** En las Figs. 46 se ilustran diversos tipos de uniones entre columnas y vigas. Las Figs. 46-c y 46-e, muestran la utilización de una cubierta de piso trabajando en conjunto, lo que garantiza la estabilidad lateral del sistema. Tanto en las Figuras 46, como en las 47 se presentan algunos de los accesorios metálicos que pueden utilizarse para estas uniones.

**10.44.2 UNIONES ENTRE COLUMNAS Y VIGAS.** En las Figs. 46 se ilustran diversos tipos de uniones entre columnas y vigas. Las Figs. 46-c y 46-e, muestran la utilización de una cubierta de piso trabajando en conjunto, lo que garantiza la estabilidad lateral del sistema. Tanto en las Figuras 46, como en las 47 se presentan algunos de los accesorios metálicos que pueden utilizarse para estas uniones.

**FIGURA 46**  
**UNIONES ENTRE VIGAS Y COLUMNAS**

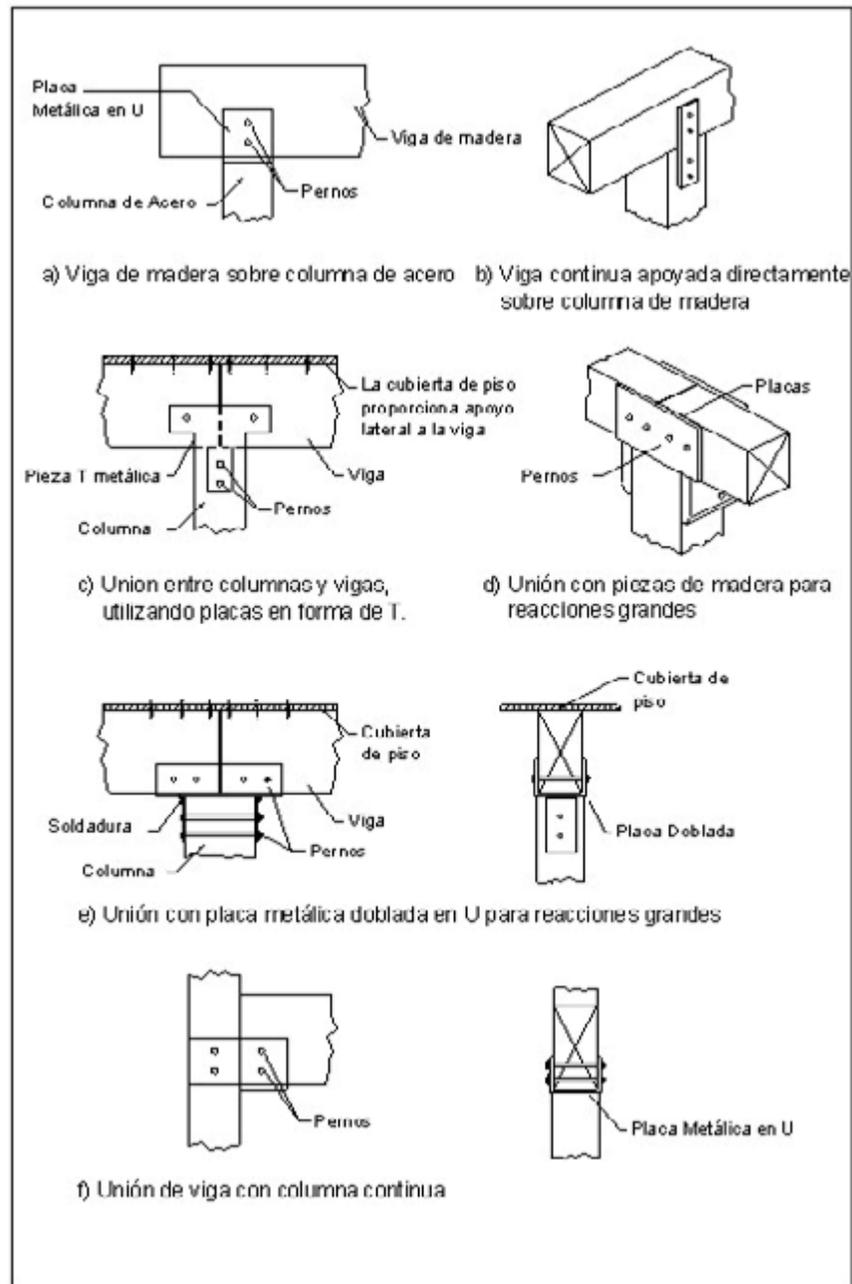
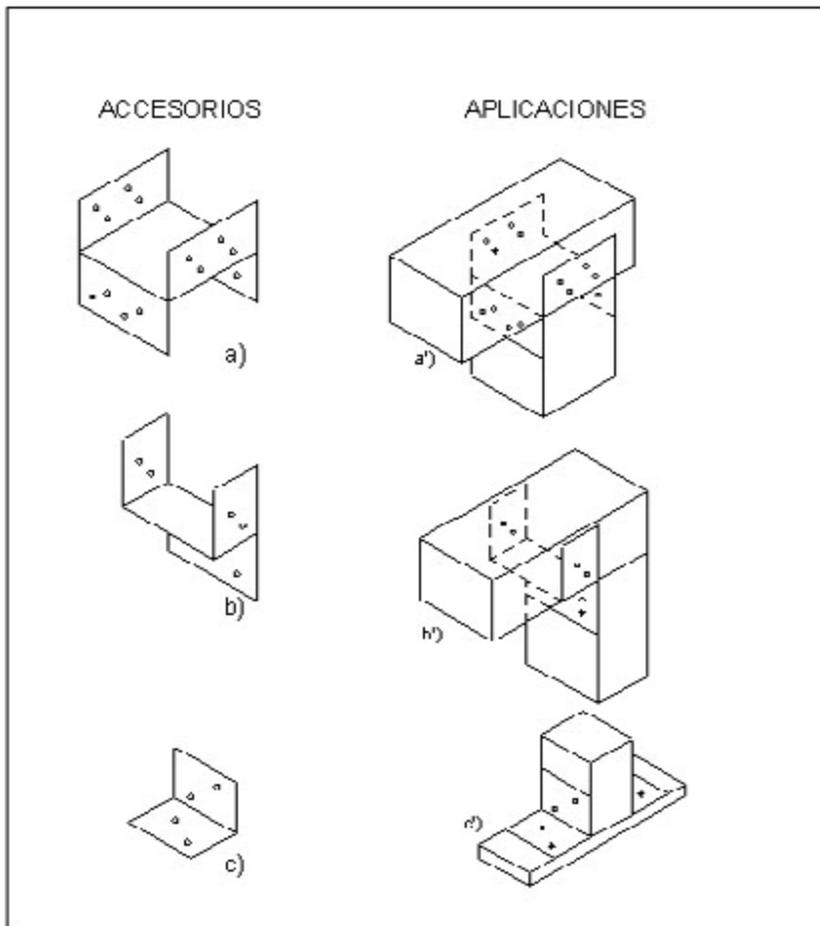


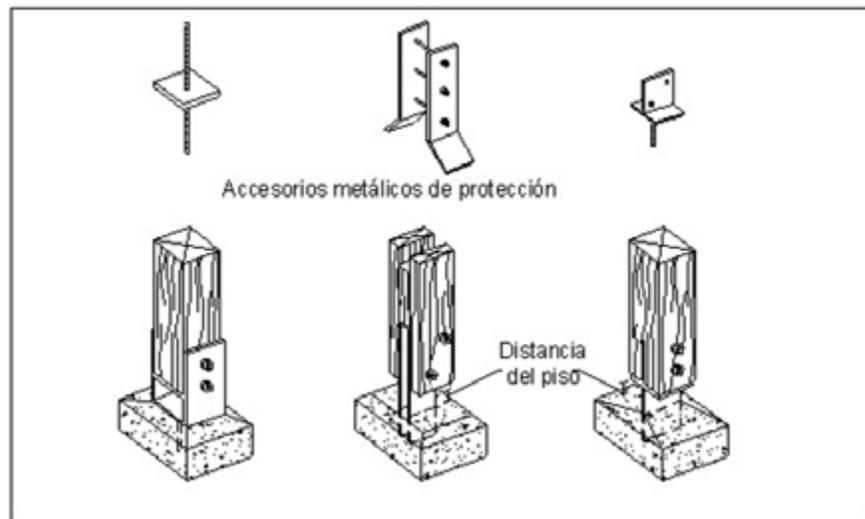
FIGURA 47

ACCESORIOS METÁLICOS UNIONES COLUMNAS Y VIGAS DE MADERA



**10.44.3 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** Las columnas de madera deberán separarse del contacto con el piso como se muestra en la Figura 48, con el fin de aislarlas de la humedad; en caso contrario, deberán colocarse debajo de ellas dos capas superpuestas de protección, la primera de material impermeable (manto asfáltico u otro) en contacto con el hormigón y sobre esta, otra de metal anticorrosivo en contacto con la madera.

**FIGURA 48 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD EN COLUMNAS DE MADERA**



## CAPÍTULO 10.45 VIGAS Y VIGUETAS

**10.45.1** En este capítulo se presentan detalles constructivos y especificaciones técnicas que deberán ser tomados en cuenta para la confección de los detalles de los planos estructurales y su construcción, de las uniones de vigas (Figs. 49 y 50), algunos accesorios metálicos usados en estas uniones, junto a su aplicación (Fig. 51), uniones con elementos de hormigón armado o mampostería (Figs. 52 y 53) y varias técnicas constructivas para la colocación de vigas y viguetas en entrepisos y techos.

**10.45.2 UNIONES.** Debido a la estructura y a las propiedades particulares de la madera, las vigas y viguetas deberán colocarse de manera que las fibras queden orientadas perpendicularmente a las cargas que soportan, según se ilustra en las Figuras 49, 50 y 51; adicionalmente deberán usarse accesorios metálicos en las uniones, de acuerdo a los diferentes tipos que puedan presentarse.

FIGURA 49 DETALLE DE VIGAS CON CARGAS SUSPENDIDAS

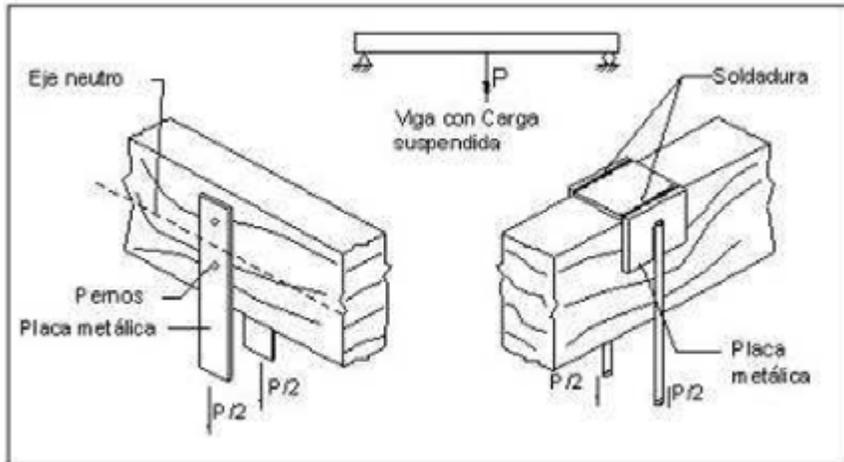
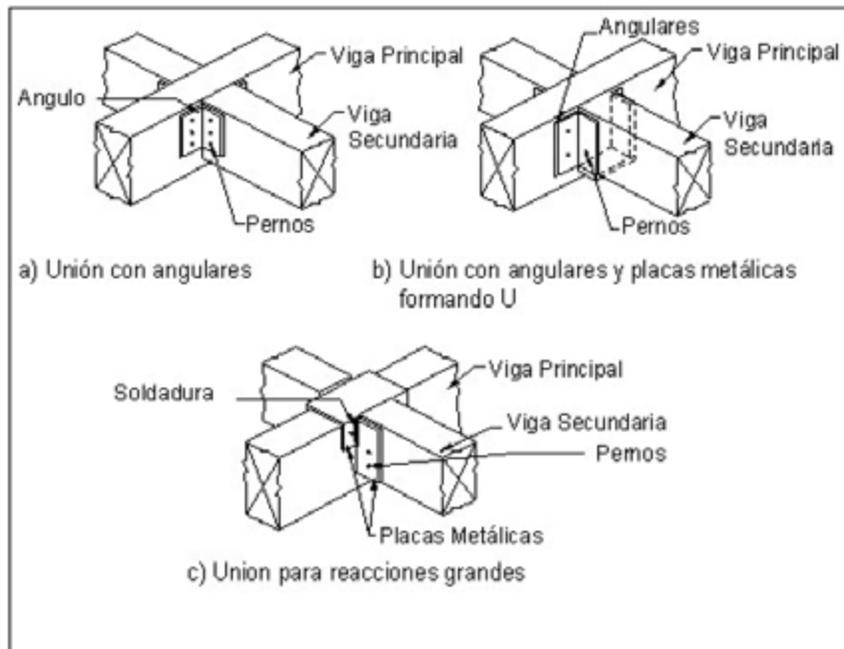
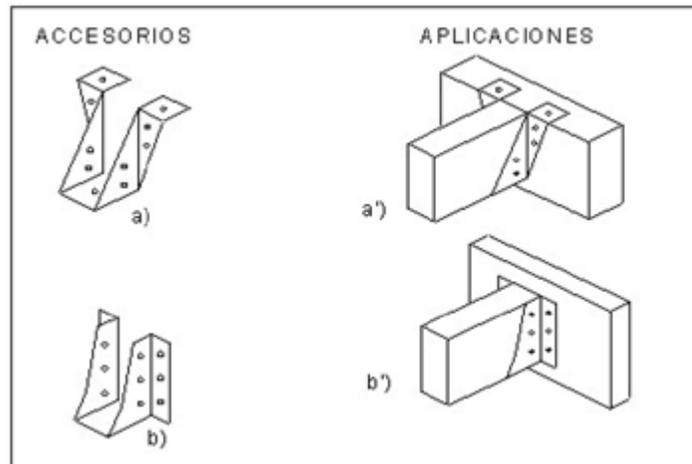


FIGURA 50 UNIONES ENTRE VIGAS

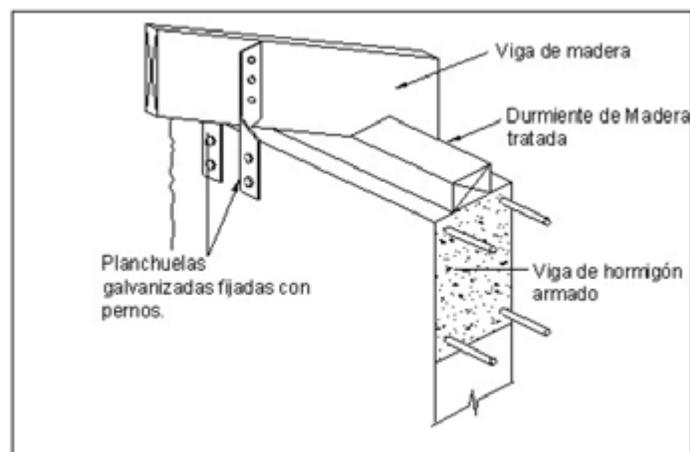


**FIGURA 51 ACCESORIOS METÁLICOS, UNIONES VIGAS Y VIGUETAS DE MADERA**



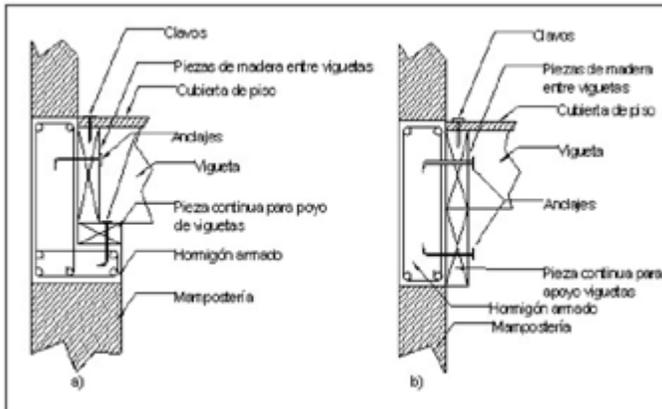
**10.45.2.1** Para apoyos de viguetas de madera sobre elementos de hormigón, mampostería u otros, mediante durmientes, éstos deberán ser tratados con preservantes y será obligatorio el uso de fijaciones que puedan garantizar el buen comportamiento en la unión de ambos materiales ante las cargas que pudieren presentarse en la estructura. Véase Fig. 52.

**FIGURA 52 APOYO VIGA DE MADERA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO**



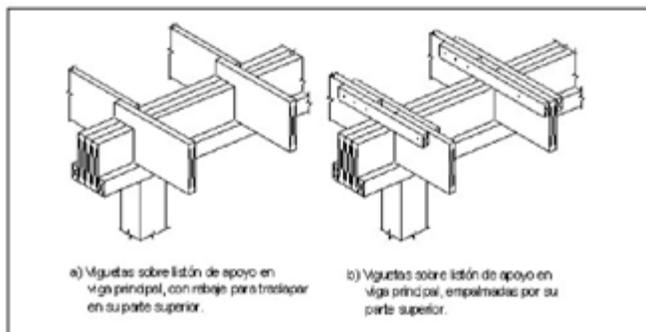
10.45.2.2 En uniones en que los pisos, entrepisos o techos de una estructura actúen como diafragmas horizontales, podrán utilizarse uniones como las mostradas en las Figs. 53 (a y b), éstas ilustran dos alternativas posibles de uniones entre viguetas y elementos de hormigón armado o mampostería, que también son aplicables a uniones entre viguetas y paredes de madera.

**FIGURA 53 UNIONES VIGUETAS DE MADERA CON HORMIGÓN ARMADO**



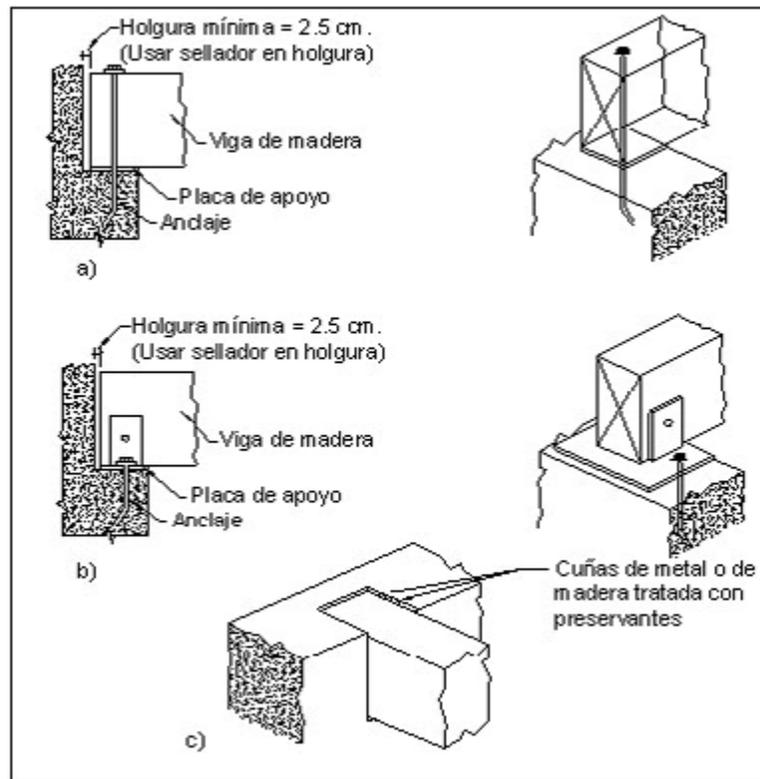
10.45.2.3 Las Figs. 54 (a y b) muestran dos formas de apoyar viguetas de madera, mediante listones sobre una viga principal, para lo que deberá garantizarse la funcionalidad de la unión entre los listones y la viga y entre las viguetas y los listones de apoyo, ya sea con elementos de madera o con accesorios metálicos.

**FIGURA 54 UNIONES DE VIGUETAS DE ENTREPISOS**



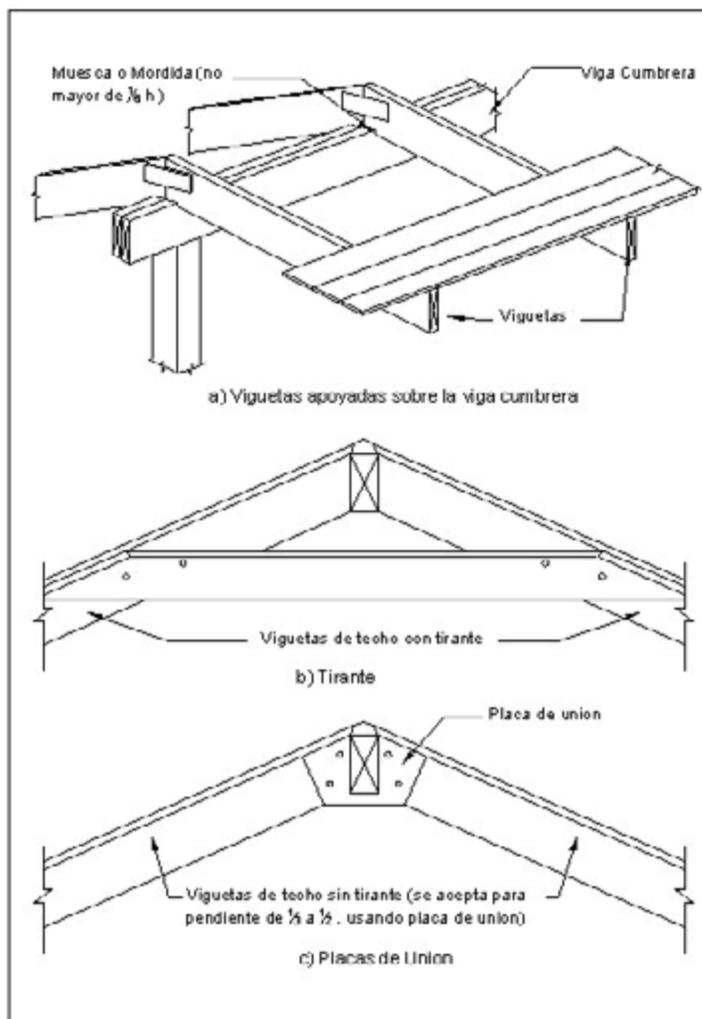
**10.45.2.4** En uniones entre vigas de madera y elementos de hormigón armado o mampostería, deberá evitarse el contacto directo entre los dos materiales, para prevenir problemas de humedad. Para esto se usará un material impermeable, como manto asfáltico u otro, o se apoyarán las vigas sobre placas de acero, conservando una holgura mínima de 2.5 cm entre extremos de elementos o entre el extremo de los elementos de hormigón o mampostería y la cara superior de la viga (en caso de tener muros continuos por encima de las vigas), tal que dicha holgura quede llena con sellador como se muestra en las Figs. 55-a y 55-b. En uniones como las de la Fig. 55-c, podrá garantizarse la estabilidad de las vigas mediante cuñas de metal o del mismo material debidamente preservado, como se muestra en dicha figura.

**FIGURA 55 APOYOS DE VIGAS SOBRE MUROS DE HORMIGÓN ARMADO O BLOCKS**



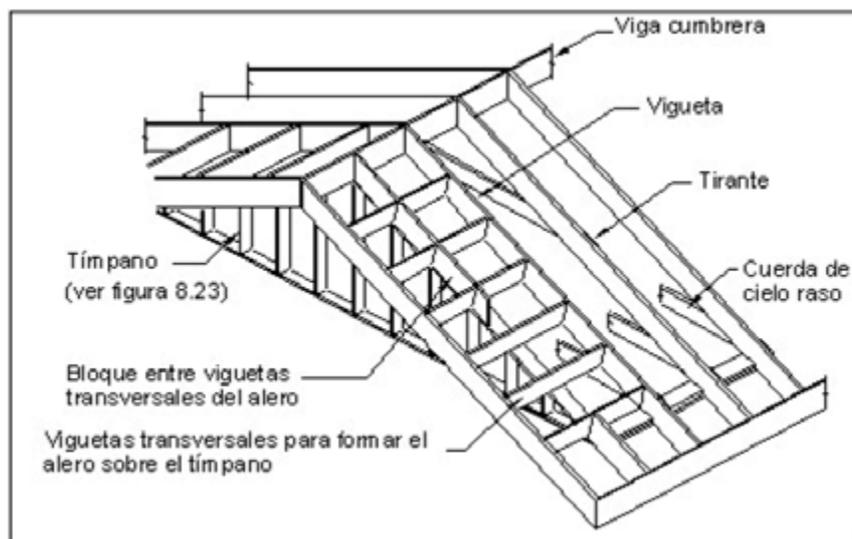
**10.45.2.5** En uniones entre viguetas apoyadas sobre vigas cumbreras como la mostrada en la Fig. 56-a, no deberán hacerse muescas o mordidas en las viguetas, mayores de un sexto de su altura ( $1/6h$ ). En techos con pendientes de  $1/3$  a  $1/2$  (véase Fig. 56-c), podrán utilizarse placas en las uniones entre viguetas y la viga cumbreira, de tener pendientes menores deberá recurrirse a tirantes entre viguetas como los mostrados en la Fig. 56-b u otros.

**FIGURA 56 UNIONES ENTRE VIGUETAS Y LA VIGA CUMBRERA**

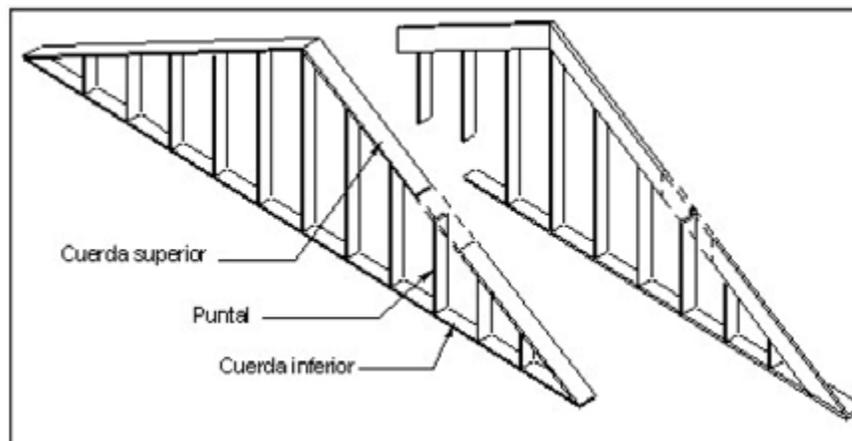


**10.45.2.6** En construcciones en que los aleros se formen mediante viguetas transversales a las viguetas de techo, la longitud mínima de las viguetas transversales deberá ser dos veces la del vuelo y deberán usarse elementos de madera entre ellas (bloques) para fines de refuerzo. Véase Fig. 57.

**FIGURA 57 VIGUETAS TRANSVERSALES EN ALERO SOBRE TÍMPANO**

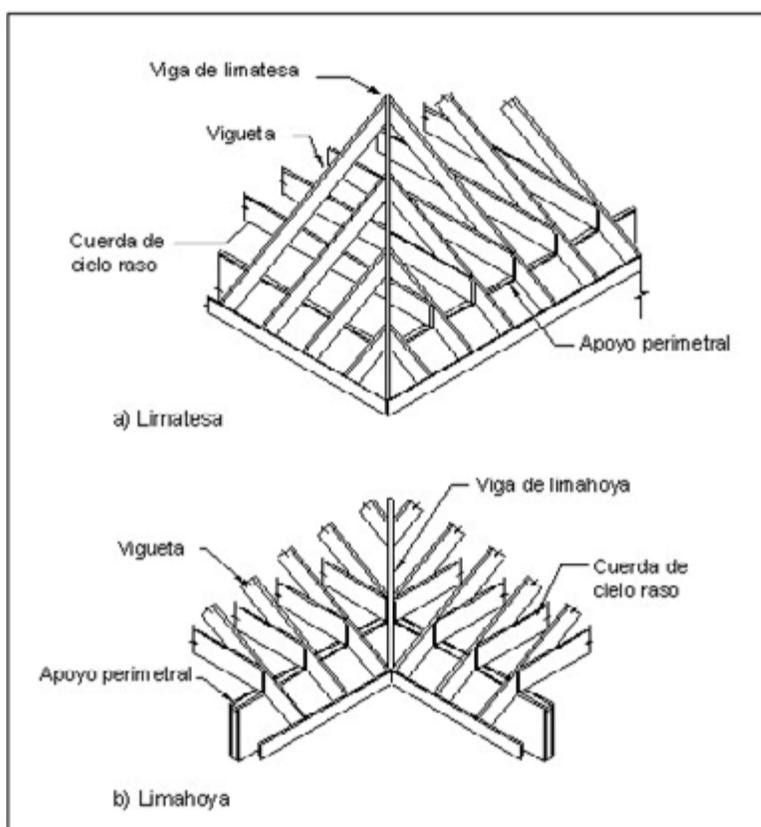


**FIGURA 58 DETALLES DE TÍMPANOS**



**10.45.2.7** Las vigas entre vertientes (limatesas o limahoyas) deberán tener un incremento de 2 pulgadas en el peralte, respecto a las demás viguetas o también podrán ser dobles. Véase Fig. 59.

**FIGURA 59**  
**VIGAS EN VERTIENTES DE TECHO**

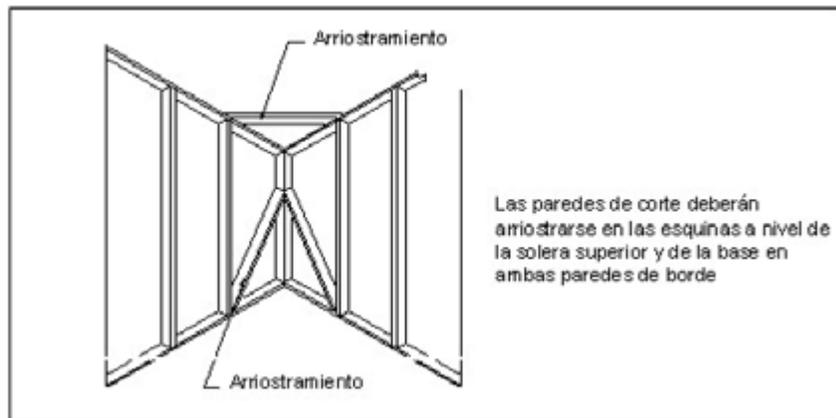


## CAPÍTULO 10.46 PAREDES DE CORTE

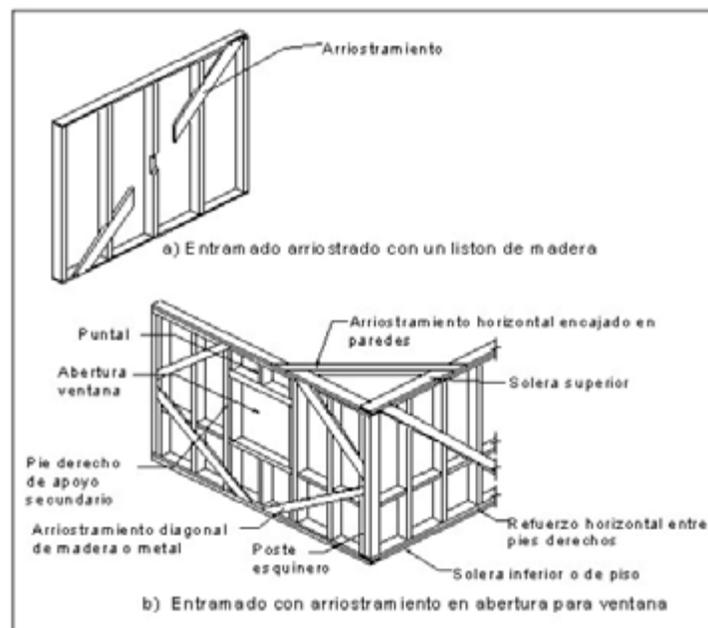
**10.46.1 ARRIOSTRAMIENTOS.** Los arriostramientos de paredes de corte (en su propio plano y en los encuentros de paredes en esquinas), podrán hacerse mediante elementos rigidizadores de madera o metálicos, encajados en la cara que da al exterior de la edificación, con una inclinación de 45°, aproximada-

mente. Estos arriostramientos deberán partir desde un vértice común superior y bajar hacia cada lado de la edificación, formando triángulos. Véase Figs. 60 y 61

**FIGURA 60 ARRIOSTRAMIENTOS DE PAREDES DE CORTE EN LAS ESQUINAS**



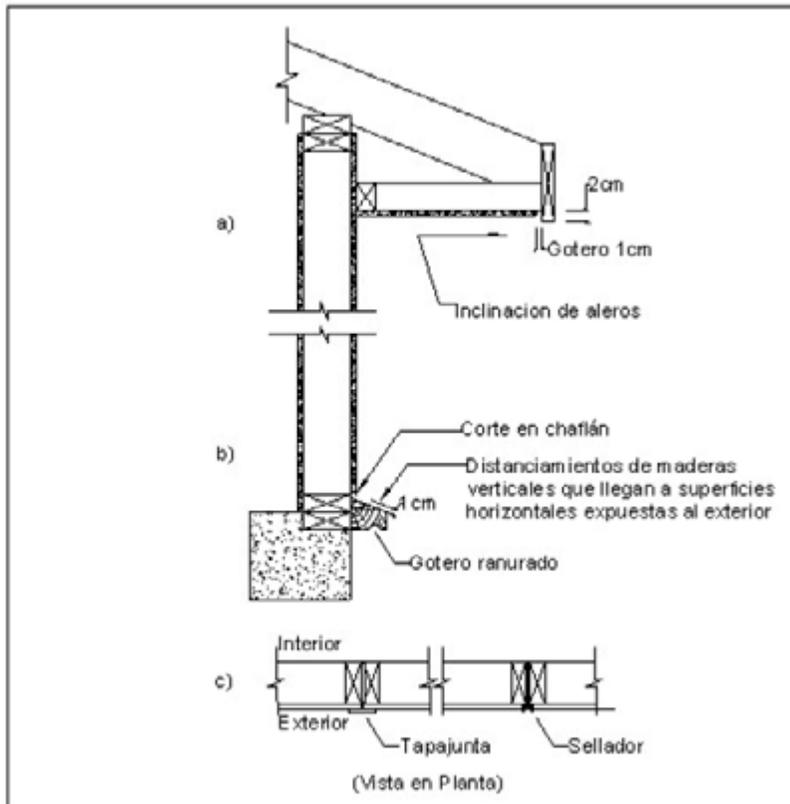
**FIGURA 61 ARRIOSTRAMIENTOS ENTRAMADOS DE PARED DE CORTE**



**10.46.2 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** Para la protección de la humedad en las paredes exteriores de corte, deberá disponerse de aleros con una ligera inclinación hacia un gotero, de manera que el agua escurra y se precipite (véase Fig. 62-a), de igual manera, las piezas de maderas verticales que lleguen a superficies horizontales expuestas al exterior, deberán distanciarse a 1 cm de estas, y los extremos inferiores de dichas piezas, deberán ser cortados en chafán como se muestra en la Figura 62- b.

**10.46.2.1** Deberán evitarse las aberturas (juntas, grietas o fisuras) en paredes de corte exteriores; de ser necesario el uso de juntas verticales, deberán ser bloqueadas mediante el uso de tapajuntas o selladores. Véase Fig. 62-c.

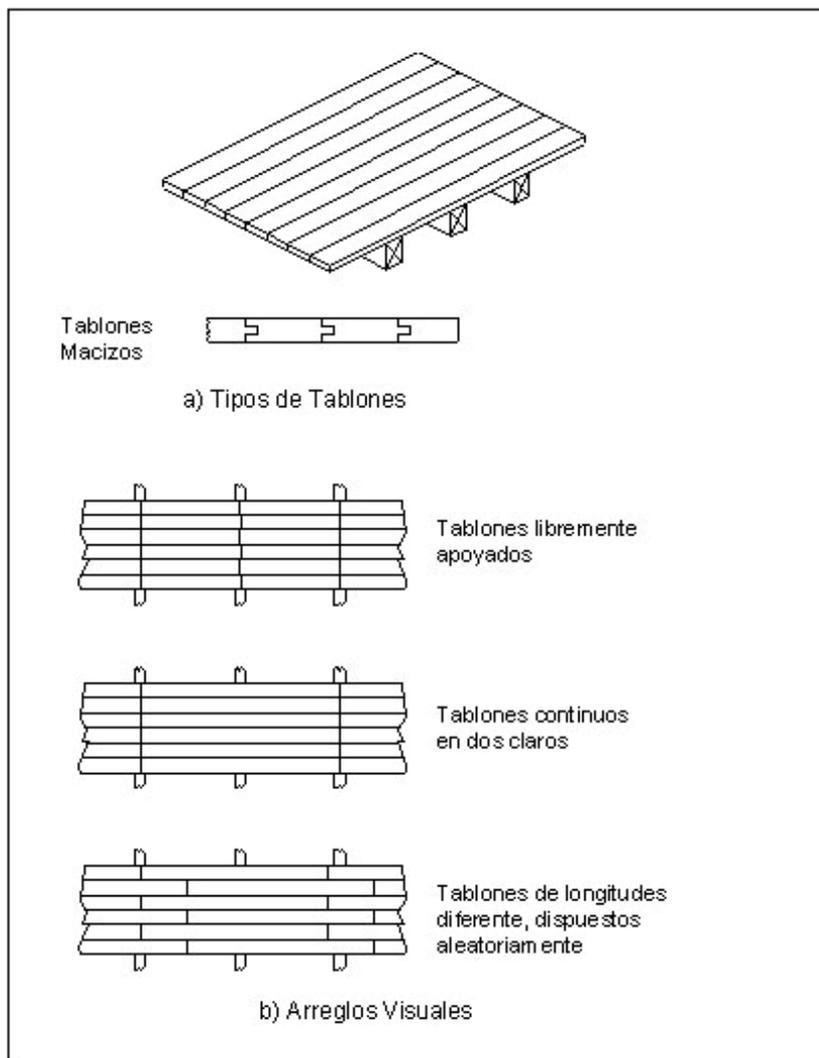
**FIGURA 62 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD EN PAREDES EXTERIORES**



## CAPÍTULO 10.47 PISOS Y ENTREPISOS

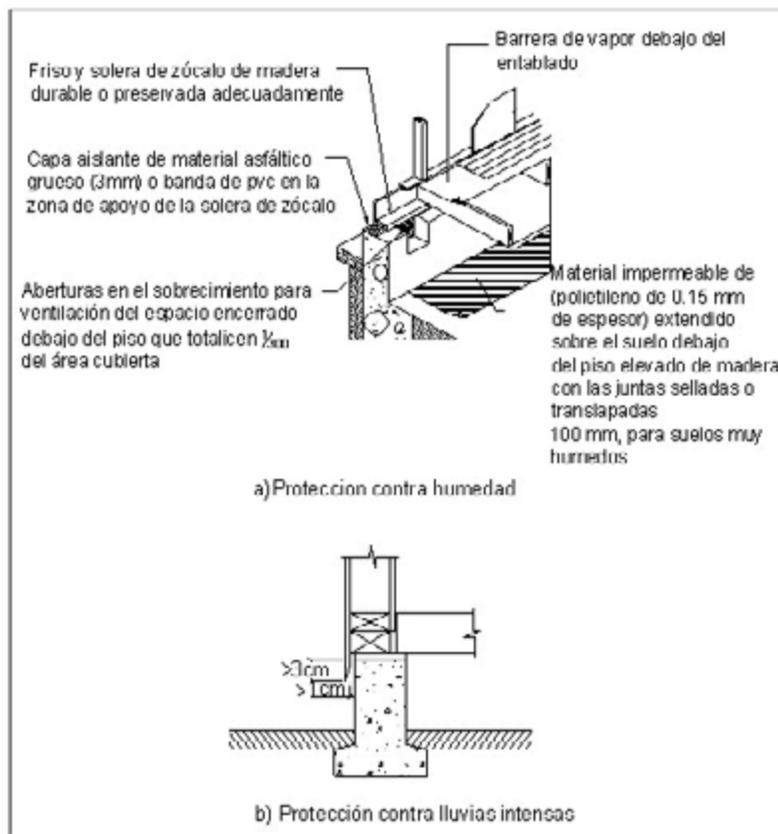
**10.47.1** Para pisos de madera, podrán disponerse de tablones de diversas formas y tamaños. Para un mejor comportamiento ante cargas concentradas se recomienda el uso de tablones machihembrados (véase Fig. 63) previo diseño, de acuerdo con los requerimientos del Título III.

**FIGURA 63 ENTREPISO DE VIGUETAS Y TABLONES**



**10.47.2 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** En suelos muy húmedos, debajo de los pisos elevados de madera, deberá colocarse un material impermeable, como polietileno (de 0.15 mm mínimo), con traslapes de 100 mm o mayores, para su protección (véase Fig. 64).

**FIGURA 64 PISOS ELEVADOS DE MADERA**



## CAPÍTULO 10.48 CUBIERTAS DE TECHO

**10.48.1 FIJACIÓN DE LAS CUBIERTAS.** Las planchas onduladas deberán colocarse de abajo hacia arriba, lateralmente en sentido contrario a la dirección del viento predominante. Los traslapes mínimos entre planchas deberán ser:

**a. Longitudinales:**

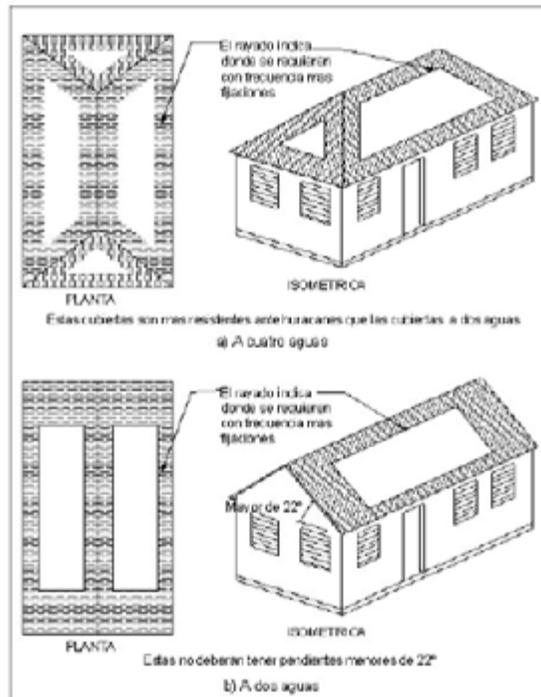
- Para pendientes de 25 y 30 % : 20 cm
- Para pendientes de 35, 40 y 45 %: 15 cm

**b. Laterales:**

- Para planchas con profundidad de ondas igual a 2.5 cm o menores: una onda completa
- Para planchas con profundidad de ondas mayores de 2.5 cm: consultar especificaciones del fabricante.

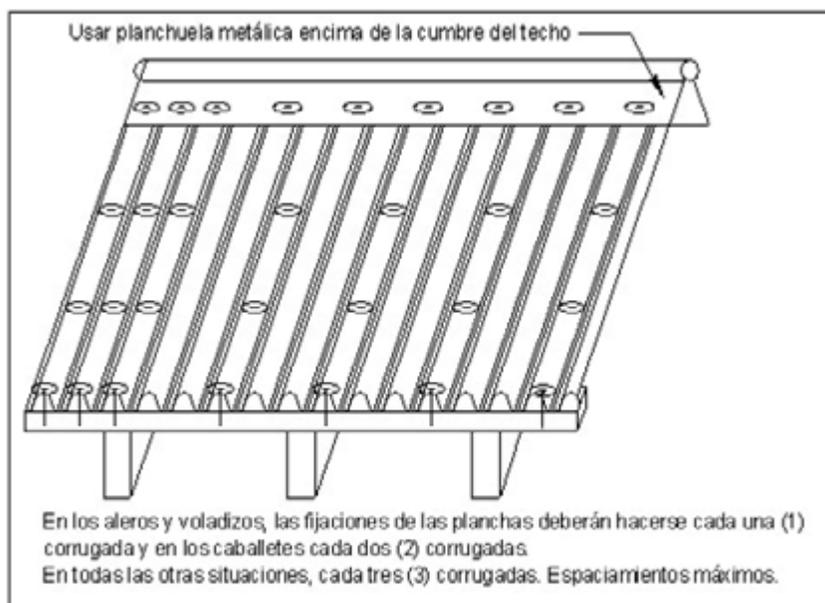
**10.48.1.1** La fijación de las cubiertas de techo con planchas galvanizadas u otras, deberá realizarse de acuerdo con las especificaciones siguientes:

- a.** Para cubiertas de techos a dos y cuatro aguas, deberán usarse mayor número de fijaciones en las zonas indicadas en la Figura 65. Mientras más delgadas sean las planchas, mayor número de fijaciones requerirán.



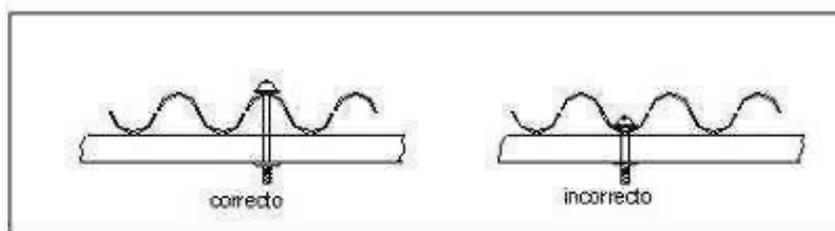
b. Para cubiertas de techo con planchas galvanizadas acanaladas, se recomiendan los espesores iguales o mayores a los correspondientes al calibre 24, de usarse planchas de espesores menores, deberán fijarse como se indica en la Figura 66.

**FIGURA 66 CUBIERTAS DE PLANCHAS ACANALADAS**



c. Como elementos de fijación podrán utilizarse clavos (preferiblemente galvanizados) con arandelas anchas (de goma u otro) o con cabeza de domo, los cuales deberán ser lo suficientemente largos para doblarlos debajo de la estructura de techo. Podrán utilizarse también, tornillos con arandelas bajo las cabezas, para los que se requerirá una longitud de penetración no menor de 2 pulgadas en la estructura de techo o pernos fijados correctamente (véase Fig. 67). En estos dos últimos casos las perforaciones en las planchas galvanizadas deberán hacerse por medio de taladros.

**FIGURA 67 FORMA DE FIJAR LAS PLANCHAS ACANALADAS CON PER-  
NOS**



**10.48.2 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD.** Las cubiertas de techos deberán poseer aleros para proteger las paredes exteriores y tímpanos de madera de la lluvia. Las proyecciones de los voladizos, en bordes o aleros no deberán tener menos de 45 cm.

**10.48.2.1** Los techos deberán tener un buen sistema de desagüe, especialmente en los encuentros de techos inclinados (limatesas y limahoyas), con canalatas de metal inoxidable o de algún otro material similar.

**10.48.2.2** Antes de la colocación de la cubierta de techo, deberá disponerse de una capa de material impermeable debajo de esta, con el fin de evitar filtraciones. Véase Figs. 68 y 69, 70 y 71.

**FIGURA 68 PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD EN TECHOS**

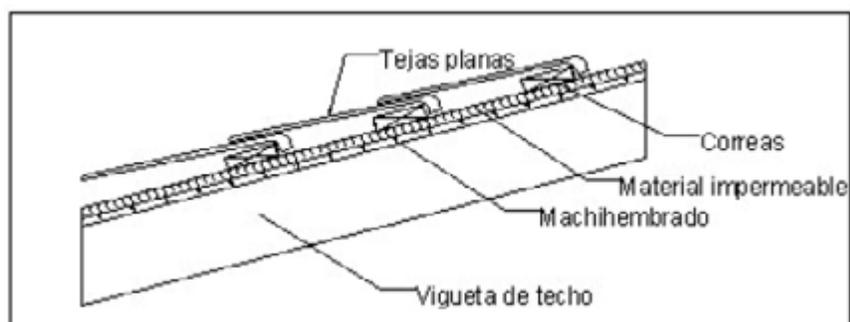


FIGURA 69 CUBIERTAS DE TEJA CERAMICA

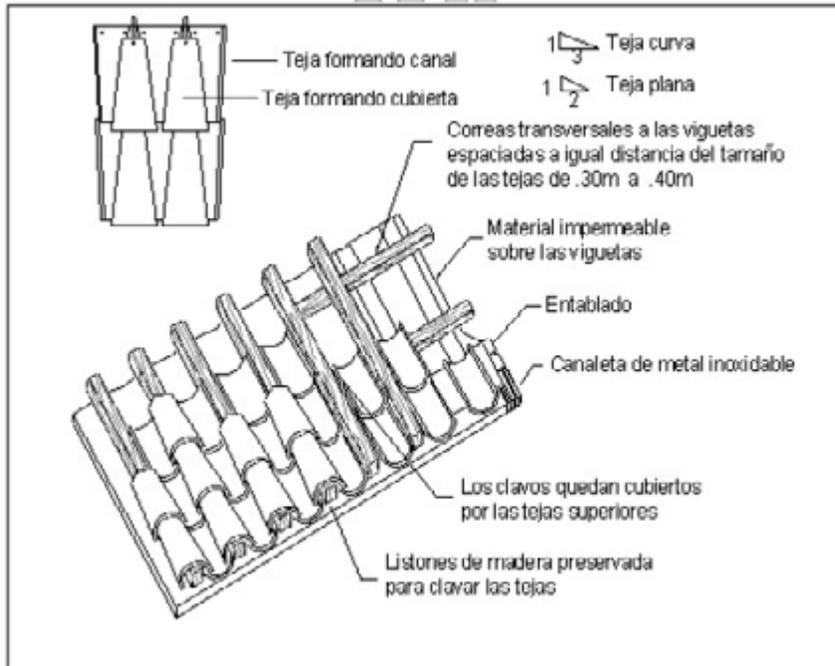
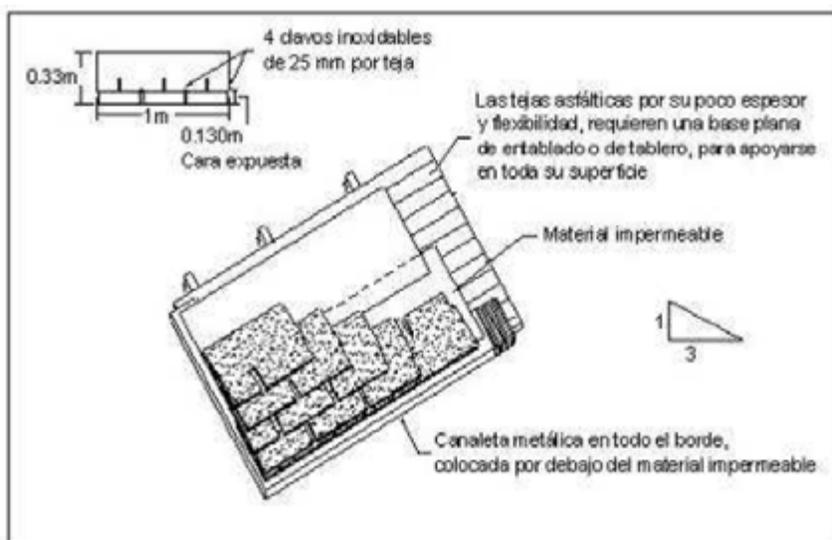
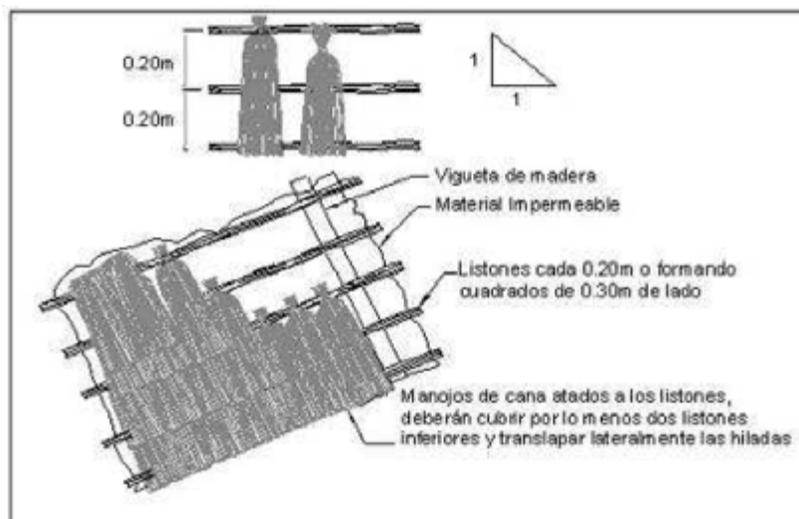


FIGURA 70 CUBIERTA DE TEJA ASFÁLTICA

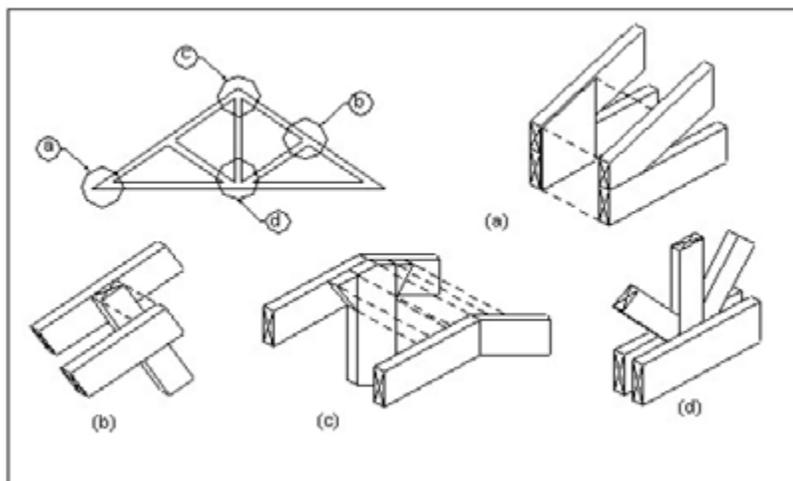


**FIGURA 71 CUBIERTA DE CANA**



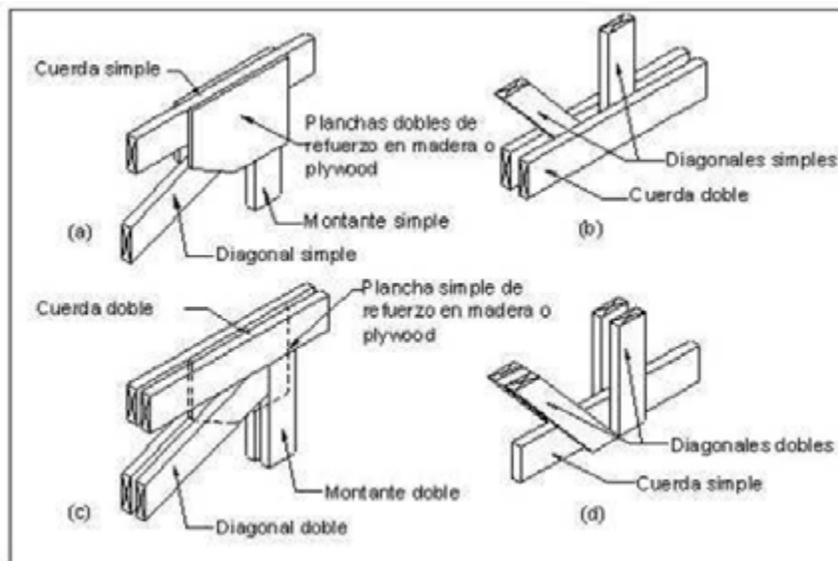
**CAPÍTULO 10.49 TIJERILLAS O CERCHAS**

**10.49.1 ELEMENTOS Y UNIONES DE TIJERILLAS O CERCHAS.** En tijerillas o cerchas de madera podrán utilizarse elementos simples y/o múltiples, de acuerdo con la magnitud de las cargas, de las luces por cubrir y de las uniones adoptadas (véase Fig. 72).



**10.49.1.1** Las uniones de las tijerillas o cerchas cuando se utilicen elementos simples, deberán hacerse mediante planchas de refuerzos en madera, plywood u otros (véase Fig.73-a). Si se combinan elementos dobles y simples simultáneamente, las uniones podrán realizarse directamente entre ellos mediante clavos o pernos (véase Figs. 73-(b y d)). Si se usan diagonales y cuerdas dobles, se requerirá del uso de elementos interiores de refuerzo para las uniones, los cuales podrán ser de madera, plywood u otro (Fig. 73-c)

**FIGURA 73 ELEMENTOS Y UNIONES DE UNA CERCHA**





# 11



## Vidrio y Acrystalado



## TÍTULO 11 VIDRIO Y ACRISTALADOS

### CAPÍTULO 11.1 GENERALIDADES

**11.1.1 ÁMBITO DE APLICACIÓN.** Las disposiciones del presente capítulo regularán los materiales, el diseño, la construcción y la calidad de los paneles de vidrio, de cerámica transmisora de luz y de plástico transmisor de luz para uso exterior e interior en aplicaciones verticales e inclinadas en edificios y estructuras.

**EXCEPCIÓN:** Los edificios y estructuras ubicados dentro de la zona de huracanes de alta velocidad también deberán cumplir con las disposiciones de las Secciones 11.1 a 11.1.5, excluyendo la Sección 11.5.5.

**11.1.2 SUSTITUCIÓN DE CRISTALES.** La instalación de vidrios de repuesto será la requerida para las instalaciones nuevas.

### CAPÍTULO 11.2 DEFINICIONES

#### 11.2.1 DEFINICIONES.

- **VIDRIO DALLE.** Un material de acristalamiento compuesto decorativo hecho de piezas individuales de vidrio que se incrustan en una matriz fundida de hormigón o epoxi.
- **VIDRIO DECORATIVO.** Vidrio tallado, emplomado o Dalle o material de acristalamiento cuyo propósito sea decorativo o artístico, no funcional; cuyo color, textura u otras cualidades de diseño o componentes no puedan eliminarse sin destruir el material de acristalamiento y cuya superficie, o conjunto en el que se incorpore, esté dividida en segmentos.

### SECCIÓN 11.3 REQUISITOS GENERALES PARA EL VIDRIO

**11.3.1 IDENTIFICACIÓN.** Cada cristal deberá llevar la marca del fabricante que designe el tipo y el espesor del vidrio o del material de acristalamiento. La identificación no se omitirá a menos que se apruebe y el contratista de acristalamiento presente una declaración jurada que certifique que cada luz está acristalada de acuerdo con los documentos de construcción aprobados que

cumplen con las disposiciones de este capítulo. El acristalamiento de seguridad se identificará de acuerdo con la sección 11.6.3.

Cada panel de vidrio templado, excepto el vidrio templado para tímpanos, deberá ser identificado permanentemente por el fabricante. La marca de identificación deberá estar grabada al ácido, con chorro de arena, cocida con cerámica, grabada con láser, grabada en relieve o de un tipo que, una vez aplicada, no pueda ser retirada sin ser destruida.

Los vidrios templados deberán estar provistos de una marca de papel removible por el fabricante.

**11.3.2 SOPORTES DE VIDRIO.** Cuando uno o más lados de cualquier panel de vidrio no estén firmemente apoyados, o estén sujetos a condiciones de cargas inusuales, los documentos de construcción detallados, los planos de taller detallados y los análisis o datos de prueba que garanticen un rendimiento seguro para la instalación específica serán preparados por un profesional de diseño registrado.

**11.3.3 ENMARCADO.** Para que se consideren firmemente apoyados, los elementos del armazón para cada cristal individual deben estar diseñados de manera que la deflexión del borde del cristal perpendicular al cristal no exceda de  $\frac{1}{175}$  de la longitud del borde del cristal o de 19,1mm (3/4 de pulgada), lo que sea menor, cuando se somete a la mayor de las cargas positivas o negativas cuando las cargas se combinan como se especifica en la Sección 2.5.

**11.3.4 ZONAS INTERIORES ACRISTALADAS.** Cuando el acristalamiento interior se instala junto a una superficie para caminar, la deflexión diferencial de dos bordes adyacentes no soportados no debe ser mayor que el espesor de los paneles cuando se aplica una fuerza de 50 libras por pie lineal (plf) (730 N/m) horizontalmente a un panel en cualquier punto hasta 1.067mm (42 pulgadas) por encima de la superficie para caminar.

**11.3.5 VENTANAS DE PERSIANA O CELOSÍAS.** Los vidrios flotantes, alambrados y estampados en las ventanas de persiana y celosías no serán más delgados que 4,8mm (3/16 pulgadas) nominales y no serán más largos que 1219mm (48 pulgadas). Los bordes expuestos del vidrio deberán ser lisos.

- En las ventanas de persiana o celosías no se utilizarán vidrios con alambres expuestos en sus bordes longitudinales.

- Cuando se utilicen otros tipos de vidrio, el diseño se presentará al funcionario de la construcción para su aprobación.

## CAPÍTULO 11.4 VIENTO, NIEVE, SISMO Y CARGAS MUERTAS SOBRE EL VIDRIO

**11.4.1 VIDRIO VERTICAL.** El vidrio con una inclinación de 15 grados (0,26 rad) o menos respecto a la vertical en ventanas, muros cortina y ventanas, puertas y otras aplicaciones exteriores deberá estar diseñado para resistir las cargas de viento debidas a la velocidad máxima del viento de diseño,  $V_{ult}$ , en la Sección 2.7 para componentes y revestimientos. El vidrio de los muros cortina acristalados, de los escaparates acristalados y de los tabiques acristalados deberá cumplir con los requisitos sísmicos del Título 2 de este Reglamento. La resistencia a la carga del vidrio bajo carga uniforme se determinará de acuerdo con la norma ASTM E1300.

El diseño del acristalamiento vertical se basará en la ecuación 11-1.

$$0.6F_{gw} \leq F_{ga}$$

(Ecu.1)

**Donde:**

**$F_{gw}$**  = Carga de viento sobre el vidrio debida a la velocidad del viento de diseño final,  $V_{ult}$ , calculada de acuerdo con la Sección 2.9.

**$F_{ga}$**  = Carga de corta duración sobre el vidrio, determinada según la norma ASTM E1300.

**11.4.2 VIDRIO INCLINADO.** Los vidrios inclinados más de 15 grados (0,26 rad) con respecto a la vertical en claraboyas, cuartos de sol, techos inclinados y otras aplicaciones exteriores deberán estar diseñados para resistir las combinaciones más críticas de cargas determinadas por las ecuaciones 11-2, 11-3 y 11-4.

$$Fg = 0.6Wo - D$$

(Ecu.2)

$$Fg = 0.6Wi + D + 0.5S$$

(Ecu.3)

$$Fg = 0.3Wi + D + S$$

(Ecu.4)

**donde:****D** = Carga muerta del vidrio, psf (kN/m<sup>2</sup>).

Para vidrios con una inclinación de 30 grados (0,52 rad) o menos con respecto a la horizontal,

= 13 tg (Para SI: 0,0245 tg)

Para vidrios con una inclinación superior a 30 grados (0,52 rad) respecto a la horizontal,

= 13 tg cos  $\theta$  (Para SI: 0,0245 tg cos  $\theta$ )**Fg** = Carga total, psf (kN/m<sup>2</sup>) sobre el vidrio.**S** = Carga de nieve, psf (kN/m<sup>2</sup>) determinada en la sección 2.8.**Tg** = Espesor total del vidrio, en pulgadas (mm) de los cristales y las capas.**Wi** = Fuerza del viento hacia adentro, psf (kN/m<sup>2</sup>) debido a la velocidad del viento de diseño final, Vult, como se calcula en la Sección 2.9.**Wo** = Fuerza del viento hacia el exterior, psf (kN/m<sup>2</sup>) debida a la velocidad del viento de diseño final, Vult, calculada en la sección 2.9. $\theta$  = Ángulo de inclinación respecto a la horizontal.**EXCEPCIÓN:** El grado de rendimiento de los tragaluces unitarios y de los dispositivos tubulares de iluminación natural se determinará de acuerdo con la sección 11.5.5.

El diseño del acristalamiento inclinado se basará en la ecuación 5.

$$F_g \leq F_{ga}$$

(Ecu.5)

**donde:**

**F<sub>g</sub>** = Carga total sobre el vidrio determinada por las ecuaciones 2, 3 y 4.

**F<sub>ga</sub>** = La resistencia a la carga de corta duración del vidrio, determinada de acuerdo con la norma ASTM E1300 para las ecuaciones 2 y 3; o la resistencia a la carga de larga duración del vidrio, determinada de acuerdo con la norma ASTM E1300 para la ecuación 11-4.

### 11.4.3 VIDRIO ALAMBRADO, ESTAMPADO Y ARENADO.

**11.4.3.1 VIDRIO ALAMBRADO VERTICAL.** El vidrio alambrado con una inclinación de 15 grados (0,26 rad) o menos con respecto a la vertical en ventanas, muros cortina y ventanas, puertas y otras aplicaciones exteriores se diseñará para resistir las cargas de viento de la sección 2.9 para componentes y revestimientos de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$0.6F_{gw} < 0.5F_{ge}$$

(Ecu.6)

**donde:**

**F<sub>gw</sub>** = Carga de viento sobre el vidrio debida a la velocidad del viento de diseño final, *V<sub>ult</sub>*, calculada de acuerdo con la Sección 2.7 de este Reglamento.

**F<sub>ge</sub>** = Carga no calculada a partir de la norma ASTM E1300 utilizando una designación de espesor para el vidrio monolítico que no es mayor que el espesor del vidrio alambrado.

**11.4.3.2 VIDRIO ALAMBRADO INCLINADO.** Los vidrios alambrados inclinados más de 15 grados (0,26 rad) con respecto a la vertical en claraboyas, espacios solares, techos inclinados y otras aplicaciones exteriores deberán estar diseñados para resistir la más crítica de las combinaciones de cargas de la sección 11.4.2.

Para las ecuaciones 2 y 3:

$$F_g < 0.5F_{ge}$$

(Ecu.7)

Para la ecuación 11-4:

$$F_g < 0.3F_{ge}$$

(Ecu.8)

**donde:**

**F<sub>g</sub>** = Carga total sobre el vidrio, determinada por las ecuaciones 2, 3 y 4.

**F<sub>ge</sub>** = Carga no factorizada de acuerdo con la norma ASTM E1300. El valor para el vidrio con patrón se basará en la parte más delgada del vidrio. Se permitirá la interpolación entre las tablas de carga no calculada de la norma ASTM E1300.

**11.4.3.3 VIDRIO CON PATRÓN VERTICAL.** Los vidrios con una inclinación de 15 grados (0,26 rad) o menos con respecto a la vertical en ventanas, muros cortina y ventanas, puertas y otras aplicaciones exteriores deben estar diseñados para resistir las cargas de viento de la Sección 2.7 para componentes y revestimientos de acuerdo con la Ecuación 9.

$$F_g < 1.0F_{gw}$$

(Ecu.9)

**donde:**

**F<sub>gw</sub>** = Carga de viento sobre el vidrio debida a la velocidad del viento de diseño final, *V<sub>ult</sub>*, calculada de acuerdo con la Sección 2.7.

**F<sub>ge</sub>** = Carga no factorizada de acuerdo con la norma ASTM E1300. El valor para el vidrio con patrón se basará en la parte más delgada del vidrio. Se permitirá la interpolación entre las tablas de carga no calculada de la norma ASTM E1300.

**11.4.3.4 CRISTAL INCLINADO CON DISEÑO.** Los vidrios con una inclinación superior a 15 grados (0,26 rad) con respecto a la vertical en las claraboyas, los

espacios solares, los tejados inclinados y otras aplicaciones exteriores deberán estar diseñados para resistir la más crítica de las combinaciones de cargas del apartado 11.4.2.

Para las ecuaciones 2 y 3:

$$F_g < 1.0F_{ge}$$

**(Ecu.10)**

Para la ecuación 4:

$$F_g < 0.6F_{ge}$$

**(Ecu.11)**

**donde:**

**F<sub>g</sub>** = Carga total sobre el vidrio determinada por las ecuaciones (2, 3 y 4).

**F<sub>ge</sub>** = Carga no factorizada de acuerdo con la norma ASTM E1300. El valor para el vidrio con diseño se basará en la parte más delgada del vidrio. Se permitirá la interpolación entre las tablas de carga no calculada de la norma ASTM E1300.

**11.4.3.5 VIDRIO ARENADO VERTICAL.** El vidrio arenado con una inclinación de 15 grados (0,26 rad) o menos con respecto a la vertical en ventanas, muros cortina y ventanas, puertas y otras aplicaciones exteriores, deberá estar diseñado para resistir las cargas de viento de la Sección 2.7 para componentes y revestimientos de acuerdo con la Ecuación 11-12.

$$0.6F_{gw} < 0.5F_{ge}$$

**(Ecu.12)**

**donde:**

**F<sub>g</sub>** = Carga de viento sobre el vidrio debida a la velocidad del viento de diseño

final, Vult, calculada de acuerdo con la Sección 2.9.

Fge = Carga no factorizada de acuerdo con la norma ASTM E1300. El valor para el vidrio arenado es para niveles moderados de arenado.

**11.4.3.6 OTROS DISEÑOS.** En el caso de los diseños que queden fuera del ámbito de esta sección, un profesional de diseño registrado deberá preparar un análisis o datos de prueba para la instalación específica.

## **CAPÍTULO 11.5 ACRISTALAMIENTO INCLINADO Y CLARABOYAS**

**11.5.1 ALCANCE.** Esta sección se aplica a la instalación de vidrio y otros materiales de acristalamiento transparentes, translúcidos u opacos instalados con una inclinación superior a 15 grados (0.26 rad) con respecto al plano vertical, incluidos los materiales de acristalamiento en claraboyas, tejados y paredes inclinadas.

**11.5.2 MATERIALES DE ACRISTALAMIENTO ADMISIBLES Y LIMITACIONES.** El acristalamiento inclinado deberá ser de cualquiera de los siguientes materiales, sujeto a las limitaciones enumeradas.

1. En el caso de los sistemas de acristalamiento monolítico, el material de acristalamiento de la luz o capa única será vidrio laminado con una capa intermedia de butiral de polivinilo (o equivalente) de 30 milésimas de pulgada como mínimo, vidrio armado, materiales plásticos transmisores de luz que cumplan los requisitos de la Sección 11.7, vidrio reforzado con calor o vidrio totalmente templado.

2. En el caso de los sistemas de acristalamiento de varias capas, cada luz o capa estará formada por cualquiera de los materiales de acristalamiento especificados en el punto 1 anterior.

Se permite el uso de vidrio recocido según lo especificado en las excepciones 2 y 3 de la sección 11.5.3.3.

Para los requisitos adicionales para las claraboyas de plástico, véase la Sección

12.11. La construcción de bloques de vidrio debe cumplir con los requisitos de la Sección 7.11.1.

**11.5.3 CRIBADO.** Las pantallas de retención de vidrios rotos, cuando se requieran, deberán:

1. Ser capaz de soportar el doble del peso del acristalamiento;
2. Estar firme y sustancialmente fijado a los miembros del marco; y
3. Estar instalado a menos de 102 mm (4 pulgadas) del vidrio.

Las rejillas estarán construidas con un material incombustible no más fino que el calibre 12 B&S (0,0808 pulgadas) con una malla no mayor de 25 mm por 25 mm (1 pulgada por 1 pulgada). En una atmósfera corrosiva, se utilizarán materiales de pantalla no corrosivos estructuralmente equivalentes.

**11.5.3.1 PANTALLAS BAJO ACRISTALAMIENTO MONOLÍTICO.** Los vidrios termo endurecidos y los vidrios totalmente templados deberán tener pantallas instaladas por debajo de toda la superficie del material de acristalamiento.

**11.5.3.2 PANTALLAS BAJO ACRISTALAMIENTO MULTICAPA.** Los vidrios termo endurecidos, los vidrios totalmente templados y los vidrios alambrados utilizados como capa inferior de vidrio deberán tener pantallas instaladas por debajo de toda la superficie del material de acristalamiento.

**11.5.3.3 NO SE NECESITAN PANTALLAS.** Para todos los demás tipos de acristalamiento que cumplan con la Sección 11.5.2, no se requerirán pantallas de retención.

**EXCEPCIONES:** En los sistemas de acristalamiento monolítico y multicapa inclinado, se aplica lo siguiente:

1. Se permitirá la instalación de vidrios totalmente templados sin pantallas de retención cuando se acristalen entre pisos intermedios con una inclinación de 30 grados (0,52 rad) o menos con respecto al plano vertical, y teniendo el punto más alto del vidrio a 3.048 mm (10 pies) o menos por encima de la superficie de paso.
2. No se exigirán pantallas de retención debajo de ningún material de acristalamiento, incluido el vidrio recocado, cuando la superficie de paso por debajo del material de acristalamiento esté permanentemente protegida del riesgo de caída del vidrio o la zona por debajo del material de acristalamiento no sea una superficie de paso.

3. No se exigirán pantallas de retención debajo de ningún material de acristalamiento, incluido el vidrio recocido, en los sistemas de acristalamiento inclinados de invernaderos comerciales o independientes no combustibles utilizados exclusivamente para el cultivo de plantas y no abiertos al público, siempre que la altura del invernadero en la cumbrera no supere los 9.144 mm (30 pies) sobre el nivel del suelo.

4. No se exigirán pantallas de retención en las unidades de vivienda individuales cuando se utilice vidrio totalmente templado como acristalamiento único o como ambos cristales en una unidad de vidrio aislante, y se cumplan todas las condiciones siguientes:

4.1. Cada cristal tiene una superficie de 16 pies cuadrados (1,5 m<sup>2</sup>) o menos.

4.2. El punto más alto del vidrio está a 3658 mm (12 pies) o menos por encima de cualquier superficie para caminar u otra área accesible.

4.3. El espesor del vidrio es de 4,8 mm ( 3/4 pulgadas) o menos.

5. No se exigirán pantallas de retención para el vidrio laminado con una capa intermedia de butiral de polivinilo de 15 milésimas de pulgada (o equivalente) utilizado en unidades de vivienda individuales, cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

5.1. Cada cristal tiene una superficie de 16 pies cuadrados (1,5 m<sup>2</sup>) o menos.

5.2. El punto más alto del vidrio está a 3658 mm (12 pies) o menos por encima de una superficie para caminar u otra área accesible.

**11.5.4 ENMARCADO.** En las construcciones de tipo I y II, los marcos de los cristales inclinados y de las claraboyas deberán estar contruidos con materiales incombustibles. En las estructuras en las que los humos ácidos perjudiciales para el metal son incidentales al uso de los edificios, se permite el uso de madera tratada a presión u otros materiales no corrosivos aprobados para las hojas y los marcos. Los marcos que soportan el acristalamiento inclinado y las claraboyas deberán estar diseñados para resistir las cargas tributarias de la cubierta del Título 2 . Las claraboyas situadas en un ángulo inferior a 45 grados (0,79 rad) con respecto al plano horizontal se montarán al menos a 102 mm (4 pulgadas) por encima del plano del tejado en un bordillo construido como se

exige para el marco. Las claraboyas no se instalarán en el plano del tejado cuando la inclinación del mismo sea inferior a 45 grados (0,79 rad) con respecto a la horizontal.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá la instalación de una claraboya sin bordillo en tejados con una inclinación mínima de 14 grados (tres unidades verticales en 12 unidades horizontales) en ocupaciones del Grupo R-3. Todas las claraboyas unitarias instaladas en un tejado con una inclinación inferior a 14 grados (0,25 rad) se montarán al menos a 102 mm (4 pulgadas) por encima del plano del tejado en un bordillo construido como se requiere para el marco, a menos que se especifique lo contrario en las instrucciones de instalación del fabricante.

**11.5.5 TRAGALUCES UNITARIOS Y DISPOSITIVOS TUBULARES DE ILUMINACIÓN NATURAL.** Los tragaluces unitarios y los dispositivos tubulares de iluminación natural deberán ser ensayados y etiquetados como conformes a la norma AAMA/WDMA/CSA 101/I.S./A440. En la etiqueta se indicará el nombre del fabricante, la agencia de etiquetado aprobada, la designación del producto y el grado de rendimiento especificado en AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440. Cuando el fabricante del producto haya decidido que el grado de rendimiento de la claraboya se califique por separado para la presión de diseño positiva y negativa, la etiqueta deberá indicar ambos grados de rendimiento según lo especificado en AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440 y la claraboya deberá cumplir con la Sección 11.5.5.2. Cuando la claraboya no esté clasificada por separado para presión positiva y negativa, la clasificación de grado de rendimiento que aparece en la etiqueta será la clasificación de grado de rendimiento determinada de acuerdo con AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440 para la presión de diseño positiva y negativa y la claraboya cumplirá con la Sección 11.5.5.1.

**11.5.5.1 TRAGALUCES CON EL MISMO GRADO DE RENDIMIENTO PARA LA PRESIÓN DE DISEÑO POSITIVA Y NEGATIVA.** El diseño de los tragaluces se basará en la ecuación 13.

$$F_g \leq P_G$$

(Ecu.13)

**donde:**

**F<sub>g</sub>** = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de las ecuaciones 2 a 4 de la sección 11.4.2.

**P<sub>G</sub>** = Grado de rendimiento de la claraboya.

**11.5.5.2 TRAGALUCES CLASIFICADOS PARA GRADOS DE DESEMPEÑO SEPARADOS PARA PRESIÓN DE DISEÑO POSITIVA Y NEGATIVA.** El diseño de las claraboyas clasificadas para el grado de rendimiento tanto para presiones de diseño positivas como negativas se basará en las ecuaciones 14 y 15.

$$F_{gi} \leq P_{Gpos}$$

(Ecu.14)

$$F_{go} \leq P_{Gneg}$$

(Ecu.15)

**donde:**

**P<sub>Gpos</sub>** = Grado de rendimiento de la claraboya bajo presión positiva de diseño;

**P<sub>GNeg</sub>** = Grado de rendimiento de la claraboya bajo presión negativa de diseño; y

F<sub>gi</sub> y F<sub>go</sub> se determinan de acuerdo con lo siguiente:

**para  $0.6W_o \geq D$ ,**

**donde:**

**W<sub>o</sub>** = Fuerza del viento hacia el exterior, psf (kN/m<sup>2</sup>) debida a la velocidad del viento de diseño final, Vult, calculada en la sección 2.9.

**D** = El peso propio del acristalamiento, psf (kN/m<sup>2</sup>) determinado en la sección 11.4.2 para el vidrio, o por el peso del plástico, psf (kN/m<sup>2</sup>) para el acristalamiento plástico.

**F<sub>gi</sub>** = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de las ecuaciones 11-3 y 11-4 del apartado 11.4.2.

**F<sub>go</sub>** = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de la ecuación 11-2.

**Para  $0.6W_o < D$ ,**

**donde:**

**W<sub>o</sub>** = La fuerza del viento hacia el exterior, psf (kN/m<sup>2</sup>) debida a la velocidad del viento último de diseño, Vult, tal como se calcula en la Sección 2.9.

**D** = El peso propio del acristalamiento, psf (kN/m<sup>2</sup>) determinado en la Sección 11.4.2 para el vidrio, o por el peso del plástico para el acristalamiento plástico.

**F<sub>gi</sub>** = Carga máxima sobre la claraboya determinada a partir de las ecuaciones 11-2 a 11-4 de la sección 11.4.2.

**F<sub>go</sub>** = 0.

## CAPÍTULO 11.6 ACRISTALAMIENTO DE SEGURIDAD

**11.6.1 CARGAS DE IMPACTO HUMANO.** Las zonas acristaladas individuales, incluidas los espejos de cristal, en las ubicaciones peligrosas definidas en la sección 11.6.4 deberán cumplir las secciones 11.6.1.1 a 11.6.1.4.

**EXCEPCIÓN:** Espejos y otros paneles de vidrio montados o colgados en una superficie que proporcione un soporte continuo.

**11.6.1.1 PRUEBA DE IMPACTO.** Salvo lo dispuesto en los apartados 11.6.1.2 a 11.6.1.4, todos los acristalamientos deberán superar los requisitos de ensayo de impacto del apartado 11.6.2.

**11.6.1.2 ACRISTALAMIENTO DE PLÁSTICO.** El acristalamiento de plástico deberá cumplir los requisitos de resistencia a la intemperie de la norma ANSI Z97.1.

**11.6.1.3 BLOQUE DE VIDRIO.** Las paredes de bloque de vidrio deben cumplir con la sección 7.1.2.5.

**11.6.1.4 VENTANAS DE PERSIANA Y CELOSÍAS.** Las ventanas de persiana y las celosías deben cumplir con la Sección 11.3.5.

**11.6.2 PRUEBA DE IMPACTO.** Cuando así lo requieran otras secciones de este código, los acristalamientos deberán ser ensayados de acuerdo con la CPSC 16 CFR Parte 1201. El acristalamiento deberá cumplir con los criterios de ensayo para la Categoría II, a menos que se indique lo contrario en la Tabla 11.6.2(1).

**EXCEPCIÓN:** El acristalamiento que no se encuentre en puertas o cerramientos de jacuzzis, bañeras de hidromasaje, saunas, salas de vapor, bañeras y duchas podrá ser ensayado de acuerdo con la norma ANSI Z97.1. El acristalamiento deberá cumplir los criterios de ensayo de la clase A, salvo que se indique lo contrario en la tabla 11.6.2(2).

**TABLA 11.6.2(1) CLASIFICACIÓN DE LA CATEGORÍA MÍNIMA DEL ACRISTALAMIENTO SEGÚN EL CPSC 16 CFR PARTE 1201**

| SUPERFICIE EXPUESTA DE UNA CARA DE UNA LUZ | ACLARADO EN TORMENTA O COMBINACIÓN EN PUERTAS (Clase de categoría) | ACRISTALAMIENTO EN PUERTAS (Clase de categoría) | PANELES ACRISTALADOS REGULADOS POR SECCIÓN 11.6.4.3 (Clase de categoría) | PANELES ACRISTALADOS REGULADOS POR SECCIÓN 11.6.4.2 (Clase de categoría) | PUERTAS Y CERRADURAS REGULADAS POR SECCIÓN 11.6.4.5 (Clase de categoría) | CRISTALERÍA DESLIZANTE EN PUERTAS TIPO PATIO (Clase de categoría) |
|--|--|---|--|--|--|---|
| 9 pies cuadrados o menos                   | I  | I   | Ningún Requisito   | I  | II   | II  |
| Más de 9 cuotas cuadradas                  | II   | II  | II   | II   | II   | II  |

Para el SI: 1 pie cuadrado = 0,0929 m<sup>2</sup>.

**TABLA 11.6.2(2) CLASIFICACIÓN DE LA CATEGORÍA MÍNIMA DEL ACRISTALAMIENTO SEGÚN LA NORMA ANSI Z97.1**

| SUPERFICIE EXPUESTA DE UNA LADO DE UNA LUZ | PANELES ACRISTALADOS REGULADOS POR SECCIÓN 11.6.4.3 (Clase de categoría) | PANELES ACRISTALADOS REGULADOS POR LA SECCIÓN 11.6.4.2 (Clase de categoría) | PUERTAS Y CERRAMIENTOS REGULADO POR LA SECCIÓN 11.6.4.5* (Clase de categoría) |
|--|--|---|---|
| 9 pies cuadrados o menos                   | Ningún Requisito   | B   | A   |
| Más de 9 pies cuadrados                    | A  | B   | A   |

Para el SI: pie cuadrado = 0,0929 m<sup>2</sup>.

a. El uso sólo está permitido por la excepción de la sección 11.6.2.

**11.6.3 IDENTIFICACIÓN DEL ACRISTALAMIENTO DE SEGURIDAD.** Salvo lo indicado en el apartado 11.6.3.1, cada acristalamiento de seguridad instalado en lugares peligrosos deberá estar identificado por una designación del fabricante que especifique quién aplicó la designación, el fabricante o instalador y la norma de acristalamiento de seguridad que cumple, así como la información especificada en el apartado 11.3.1. La designación deberá estar grabada al ácido, con chorro de arena, cocida con cerámica, grabada con láser, grabada en relieve o de un tipo que, una vez aplicada, no pueda ser retirada sin ser destruida. Se permitirá una etiqueta que cumpla los requisitos de esta sección en lugar de la designación del fabricante.

**EXCEPCIONES:**

1. Para los vidrios que no sean templados, no se requieren las designaciones del fabricante, siempre que el funcionario de la construcción apruebe el uso de un certificado, declaración jurada u otra evidencia que confirme el cumplimiento de este código.
2. Se permite que los vidrios templados sean identificados por el fabricante con una designación de papel removible.

**11.6.3.1 CONJUNTOS MULTIPANEL.** Los conjuntos acristalados con paneles individuales que no superen 1 pie cuadrado (0,09 m<sup>2</sup>) en áreas expuestas deben tener al menos un panel en el conjunto marcado como se indica en la

Sección 11.6.3. Los demás cristales del conjunto deberán llevar la marca “CPSC 16 CFR Parte 1201” o “ANSI Z97.1”, según corresponda.

**11.6.4 LUGARES PELIGROSOS.** Los lugares especificados en las secciones 11.6.4.1 a 11.6.4.7 se considerarán lugares peligrosos específicos que requieren materiales de acristalamiento de seguridad.

**11.6.4.1 ACRISTALAMIENTO EN PUERTAS.** El acristalamiento de todos los paneles fijos y operables de las puertas batientes, correderas y plegables se considerará un lugar peligroso.

**EXCEPCIONES:**

1. Aberturas acristaladas de un tamaño tal que no pueda pasar una esfera de 76 mm (3 pulgadas) de diámetro.
2. Acristalamiento decorativo.
3. Materiales de acristalamiento utilizados como paneles acristalados curvados en puertas giratorias.
4. Puertas acristaladas de armarios frigoríficos comerciales.

**11.6.4.2 ACRISTALAMIENTO ADYACENTE A LAS PUERTAS.** El acristalamiento en un panel individual fijo o manejable adyacente a una puerta donde el borde vertical más cercano del acristalamiento está dentro de un arco de 610 mm (24 pulgadas) de cualquiera de los bordes verticales de la puerta en posición cerrada y donde el borde inferior expuesto del acristalamiento está a menos de 1.524 mm (60 pulgadas) por encima de la superficie de paso se considerará una ubicación peligrosa.

**EXCEPCIONES:**

1. Acristalamiento decorativo.
2. Cuando haya una pared intermedia u otra barrera permanente entre la puerta y el acristalamiento.
3. Cuando el acceso a través de la puerta sea a un armario o área de almacena-

miento de 914 mm (3 pies) o menos de profundidad. El acristalamiento en esta aplicación deberá cumplir con la Sección 11.6.4.3.

4. Acristalamiento en paredes en el lado del pestillo y perpendicular al plano de la puerta en posición cerrada en viviendas unifamiliares y bifamiliares o dentro de unidades de vivienda del Grupo R-2.

**11.6.4.3 ACRISTALAMIENTO EN VENTANAS.** El acristalamiento en un panel individual fijo o manejable que cumpla todas las condiciones siguientes se considerará un lugar peligroso:

1. El área expuesta de un panel individual es superior a 9 pies cuadrados (0,84 m<sup>2</sup>).
2. El borde inferior del acristalamiento está a menos de 457 mm (18 pulgadas) por encima del suelo.
3. El borde superior del acristalamiento está a más de 914 mm (36 pulgadas) por encima del suelo.
4. Una o más superficies de paso están a menos de 914 mm (36 pulgadas), medidas horizontalmente y en línea recta, del plano del acristalamiento.

**EXCEPCIONES:**

1. Acristalamiento decorativo.
2. Cuando se instala un riel horizontal en el lado(s) accesible(s) del acristalamiento de 864 a 965 mm (34 a 38 pulgadas) por encima de la superficie de paso. El riel deberá ser capaz de soportar una carga horizontal de 50 libras por pie lineal (730 N/m) sin entrar en contacto con el vidrio y tener una altura mínima de 38 mm (1 1/2 pulgadas) en la sección transversal.
3. Los cristales exteriores de las unidades de vidrio aislante o de los acristalamientos múltiples en los que el borde inferior expuesto del vidrio esté a 7.620 mm (25 pies) o más por encima de cualquier grado, techo, superficie de paso u otra superficie horizontal o inclinada (dentro de los 45 grados de la horizontal) (0,79 rad) adyacente al exterior del vidrio.

**11.6.4.4 ACRISTALAMIENTO EN PROTECCIONES Y BARANDILLAS.** El acristalamiento en guardas y barandillas, incluidos los paneles estructurales de balaustres y los paneles no estructurales de relleno, independientemente de la superficie o la altura por encima de una superficie de paso, se considerará un lugar peligroso.

**11.6.4.5 ACRISTALAMIENTO Y SUPERFICIES HÚMEDAS.** El acristalamiento en paredes, recintos o vallas que contengan o den a bañeras de hidromasaje, spas, bañeras de hidromasaje, saunas, salas de vapor, bañeras, duchas y piscinas interiores o exteriores en las que el borde inferior expuesto del acristalamiento esté a menos de 1.524 mm (60 pulgadas) medido verticalmente por encima de cualquier superficie en la que se esté de pie o se camine se considerará un lugar peligroso. Esto se aplicará a los acristalamientos simples y a todos los cristales de los acristalamientos múltiples.

**EXCEPCIONES:**

1. Acristalamiento que esté a más de 1.524 mm (60 pulgadas), medido horizontalmente y en línea recta, del borde del agua de una bañera, jacuzzi, spa, bañera de hidromasaje o piscina.
2. Cristales de sacrificio exteriores en unidades de vidrio aislante laminado en paredes donde el exterior de la unidad no está expuesto a ninguna de las ubicaciones peligrosas especificadas en la sección 11.6.4.3 o 11.6.4.5.

**11.6.4.6 ACRISTALAMIENTO ADYACENTE A ESCALERAS Y RAMPAS.** Los acristalamientos en los que el borde inferior expuesto del acristalamiento esté a menos de 1.524 mm (60 pulgadas) por encima del plano de la superficie de paso adyacente de las escaleras, los rellanos entre tramos de escaleras y las rampas se considerarán lugares peligrosos.

**EXCEPCIONES:**

1. El lado de una escalera, rellano o rampa que tenga una protección que cumpla con las disposiciones de la Sección 2.6.8, y el plano del vidrio esté a más de 457 mm (18 pulgadas) de la barandilla.

2. Acristalamiento de 914 mm (36 pulgadas) o más medido horizontalmente desde la superficie de paso.

**11.6.4.7 ACRISTALAMIENTO ADYACENTE AL RELLANO DE LA PARTE INFERIOR DE LA ESCALERA.** El acristalamiento adyacente al rellano de la parte inferior de una escalera cuando el acristalamiento está a menos de 1.524 mm (60 pulgadas) por encima del rellano y dentro de un arco horizontal de 1524 mm (60 pulgadas) que está a menos de 180 grados (3,14 rad) del borde inferior del peldaño se considerará una ubicación peligrosa.

**EXCEPCIÓN:** Acristalamientos protegidos por una protección que cumpla con la Sección 2.6.8 cuando el plano del vidrio esté a más de 457 mm (18 pulgadas) de la protección.

**11.6.5 PANELES DE ACCESO AL DEPARTAMENTO DE BOMBEROS.** Los paneles de acceso al cuerpo de bomberos deben ser de vidrio templado. En el caso de las unidades de vidrio aislante, todos los cristales serán de vidrio templado.

## **CAPÍTULO 11.7 VIDRIO EN BARANDILLAS Y PROTECCIONES**

**11.7.1 MATERIALES.** El vidrio utilizado en un pasamanos, barandilla o sección de protección deberá ser vidrio laminado construido con vidrio totalmente templado o reforzado con calor y deberá cumplir con la Categoría II o CPSC 16 CFR Parte 1201 o Clase A de ANSI Z97.1. El acristalamiento de los paneles de relleno de las barandillas deberá ser de un material de acristalamiento de seguridad aprobado que se ajuste a las disposiciones de la sección 11.6.1.1. Para todos los tipos de acristalamiento, el espesor nominal mínimo será de 6,4 mm (1/4 de pulgada).

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá el uso de vidrio simple totalmente templado que cumpla con la Categoría II de la CPSC 16 CFR Parte 1201 o la Clase A de la ANSI Z97.1 en barandillas y pasamanos cuando no haya una superficie para caminar

debajo de ellas o la superficie para caminar esté permanentemente protegida del riesgo de caída de vidrio.

**11.7.1.1 CARGAS.** Los paneles y su sistema de soporte deben estar diseñados para soportar las cargas especificadas en la Sección 2.6.8 utilizando un factor de seguridad de cuatro.

**11.7.1.2 PANELES DE BALAUSTRÉ DE VIDRIO ESTRUCTURAL.** Las protecciones con paneles de balaustres de vidrio estructural se instalarán con una barandilla superior o pasamanos adjuntos. La barandilla superior o el pasamano deben estar soportados por no menos de tres paneles de balaustres de vidrio, o deben estar soportados de otra manera para permanecer en su lugar en caso de que un panel de balaustres de vidrio falle.

**EXCEPCIÓN:** No se requiere una barandilla superior o pasamanos cuando los paneles del balaustre de vidrio sean de vidrio laminado con dos o más capas de vidrio de igual grosor y del mismo tipo de vidrio. Los paneles deben ser probados para permanecer en su lugar como una barrera después de un impacto o rotura de vidrio de acuerdo con la norma ASTM E2353.

**11.7.1.3 APARCAMIENTOS.** No se instalarán materiales de acristalamiento en las barandillas o protecciones de los garajes, excepto en las zonas peatonales no expuestas al impacto de los vehículos.

**11.7.1.4 ACRISTALAMIENTO EN ZONAS DE VIENTO.** Los acristalamientos instalados en paneles de relleno o balaustres en las regiones donde hay viento, deben cumplir con lo siguiente:

**11.7.1.4.1 BALAUSTRÉS Y PANELES DE RELLENO.** El vidrio instalado en los paneles de relleno de las barandillas exteriores o en los balaustres debe ser un vidrio laminado que cumpla con la Categoría II de la CPSC 16 CFR Parte 1201 o con la Clase A de la ANSI Z97.1.

**11.7.1.4.2 VIDRIO QUE SOPORTA LA BARANDILLA SUPERIOR.** Cuando el riel superior está soportado por vidrio, el conjunto debe ser ensayado de acuerdo con los requisitos de impacto de la Sección 2.15. El riel superior deberá permanecer en su lugar después del impacto.

## **CAPÍTULO 11.8 ACRISTALAMIENTO EN INSTALACIONES DEPORTIVAS**

**11.8.1 GENERALIDADES.** El acristalamiento en instalaciones deportivas y usos similares sujetos a cargas de impacto, que forme secciones de paredes completas o parciales o que se utilice como puerta o parte de una puerta, deberá cumplir con esta sección.

### **11.8.2 PISTAS DE RAQUETBOL Y SQUASH.**

**11.8.2.1 PRUEBAS.** Los métodos de prueba y las cargas para las áreas acristaladas individuales en las canchas de raquetbol y squash sujetas a cargas de impacto se ajustarán a los de la CPSC 16 CFR Parte 1201 o ANSI Z97.1 con impactos aplicados a una altura de 1499 mm (59 pulgadas) por encima de la superficie de juego a una instalación de pared de vidrio real o simulada con accesorios, herrajes y métodos de montaje idénticos a los utilizados en la práctica.

Las paredes de vidrio deberán cumplir con las siguientes condiciones:

1. Una pared de vidrio en una cancha de raquetbol o squash, o un uso similar sujeto a cargas de impacto, deberá permanecer intacta después de un impacto de prueba.
2. La deflexión de estas paredes no debe ser superior a 38 mm (1 1/2 pulgadas) en el punto de impacto para una altura de caída de 1.219 mm (48 pulgadas).

Las puertas de vidrio deberán cumplir con las siguientes condiciones

1. Las puertas de vidrio deberán permanecer intactas después de un impacto de prueba a la altura prescrita en el centro de la puerta.
2. La deflexión relativa entre el borde de una puerta de vidrio y la pared adyacente no debe exceder el grosor de la pared más 12,7 mm (1/2 pulgada) para una altura de caída de 1.219 mm (48 pulgadas).

**11.8.3 GIMNASIOS Y CANCHAS DE BALONCESTO.** El acristalamiento de los gimnasios polivalentes, las canchas de baloncesto y otras instalaciones deportivas similares sujetas a cargas de impacto humano deberá cumplir con la Categoría II de la CPSC 16 CFR Parte 1201 o la Clase A de la ANSI Z97.1.

## **CAPÍTULO 11.9 VIDRIO EN LAS PASARELAS, HUECOS DE ASCENSOR Y CABINAS DE ASCENSOR**

**11.9.1 PASARELAS DE VIDRIO.** El vidrio instalado como parte de un conjunto de piso/techo como superficie para caminar y construido con vidrio laminado debe cumplir con la norma ASTM E2751 o con los requisitos de carga especificados en el Título 2. Dichos conjuntos deberán cumplir con los requisitos de clasificación y marcado de resistencia al fuego de este código, cuando corresponda.

**11.9.2 VIDRIO EN LOS RECINTOS DE LA CAJA DEL ASCENSOR.** El vidrio de los cerramientos de la caja del ascensor y de las puertas de la caja del ascensor debe ser un vidrio laminado que cumpla con la norma ANSI Z97.1 o con la norma CPSC 16 CFR Parte 1201.

**11.9.2.1 VÍAS DE ACCESO CON RESISTENCIA AL FUEGO.** Los vidrios instalados en las cajas de ascensores y en las puertas de las cajas de ascensores en las que se requiera que la caja de ascensores tenga una clasificación de resistencia al fuego también deben cumplir con la Sección 716 del Florida Building Code, a la ausencia de un Reglamento Local de Resistencia al Fuego.

**11.9.2.2 PUERTAS DE LA CAJA DEL ASCENSOR DE VIDRIO.** El vidrio de las puertas de la caja del ascensor no debe ser inferior al 60 por ciento de la superficie total visible del panel de la puerta visto desde el lado del rellano.

**11.9.3 PANELES DE VISIÓN EN LAS PUERTAS DE LA CAJA DEL ASCENSOR.** El vidrio de los paneles de visión de las puertas de la caja del ascensor podrá ser

de cualquier material de acristalamiento transparente de un grosor no inferior a 6,4 mm (1/4 de pulgada) que cumpla con la Clase A de acuerdo con la norma ANSI Z97.1 o la Categoría II de acuerdo con la norma CPSC 16 CFR Parte 1201. El área de cualquier panel de visión individual no será inferior a 15.484 mm<sup>2</sup> (24 pulgadas cuadradas) y el área total de uno o más paneles de visión en cualquier puerta de la caja del ascensor no será superior a 54.839 mm<sup>2</sup> (85 pulgadas cuadradas).

**11.9.4 VIDRIO EN LAS CABINAS DE LOS ASCENSORES.** Los vidrios de las cabinas de los ascensores deberán ser conformes a esta sección.

**11.9.4.1 TIPOS DE VIDRIO.** El vidrio de los cerramientos de las cabinas de los ascensores, las puertas de vidrio de las cabinas de los ascensores y el vidrio utilizado para revestir las paredes y los techos de las cabinas de los ascensores deberá ser vidrio laminado conforme a la Clase A de acuerdo con la norma ANSI Z97.1 o la Categoría II de acuerdo con la norma CPSC 16 CFR Parte 1201.

**EXCEPCIÓN:** Se permitirá el uso de vidrio templado para revestir las paredes y los techos de las cabinas de los ascensores, siempre que

1. El vidrio esté adherido a un revestimiento no polimérico, a una lámina o a un soporte de película que tenga la integridad física necesaria para mantener los fragmentos cuando el vidrio se rompa.
2. El vidrio no sea sometido a ningún tratamiento posterior, como el chorro de arena, el grabado, el tratamiento térmico o la pintura, que pueda alterar las propiedades originales del vidrio.
3. El vidrio se somete a los criterios de aceptación del vidrio laminado especificados para la Clase A de acuerdo con la norma ANSI Z97.1 o la Categoría II de acuerdo con la norma CPSC 16 CFR Parte 1201.

**11.9.4.2 SUPERFICIE.** El vidrio de las puertas de cristal de las cabinas de los ascensores no debe ser inferior al 60 por ciento de la superficie total visible del panel de la puerta visto desde el lado de la cabina.

## **CAPÍTULO 11.10 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD-GENERALIDADES**

11.10.1 El revestimiento exterior de las paredes, el revestimiento y el acristalamiento, en caso de que se proporcione, deben ser como se establece en las secciones 11.10 a 11.15.

11.10.2 El revestimiento exterior de las paredes, el recubrimiento y el acristalamiento deben ser diseñados y construidos para resistir suficientemente la presurización total de las cargas de viento prescritas en el título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad) y las cargas concentradas que resultan de los escombros generados por el viento de los huracanes.

1. El revestimiento de la pared exterior, el recubrimiento y el acristalamiento, dentro de los 30 pies (9,1m) más bajos de las paredes exteriores del edificio, serán lo suficientemente fuertes como para resistir los grandes impactos de misiles como se indica en el título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

2. Los revestimientos exteriores de las paredes, las superficies y los vidrios situados por encima de los 9,1 metros (30 pies) más bajos de las paredes exteriores del edificio deberán tener la resistencia suficiente para resistir los pequeños impactos de misiles, tal como se indica en el título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

**EXCEPCIÓN:** El revestimiento de paredes exteriores, el revestimiento y el acristalamiento cuando están protegidos por persianas o pantallas fijas, operables o portátiles que tienen la aprobación del producto para resistir la presurización completa de las cargas de viento, así como los impactos de misiles grandes y pequeños como se indica en las disposiciones de huracanes de alta velocidad del título 2, sin deformarse hasta el punto de que el sustrato que se protege se vea comprometido.

11.10.3 Todos los revestimientos exteriores de las paredes, los revestimientos, las puertas de los garajes, las claraboyas y las ventanas operativas y no operativas deberán tener la aprobación del producto.

## CAPÍTULO 11.11 ZONAS DE ALTA VELOCIDAD DE HURACANES - VENTANAS, PUERTAS, VIDRIOS Y ACRISTALAMIENTOS

### 11.11.1 Generalidades.

**11.11.1.1** Las ventanas, las puertas, los vidrios y los acristalamientos deben ser los establecidos en esta sección.

**11.11.1.2** El vidrio debe cumplir con los requisitos de la norma ASTM C1036 para vidrio plano Tipo I y II y la norma GSA DD-G-451c para vidrio, plano y corrugado, para acristalar espejos y otros usos.

**11.11.1.3** El vidrio tímpano reforzado térmicamente y con revestimiento cerámico debe cumplir con la norma ASTM C1048.

**11.11.1.4** El vidrio instalado no debe ser inferior a la calidad B de resistencia simple, a menos que el funcionario de la construcción apruebe lo contrario, y cuando los bordes queden expuestos deben estar unidos o esmerilados.

**11.11.1.5** Cuando una luz de vidrio tenga una altura tal sobre el nivel que el 50 por ciento superiores o más se encuentre en una zona de mayor carga de viento, el área de toda la luz se limitará como para la mayor altura sobre el nivel.

**11.11.1.6** La sustitución de cualquier acristalamiento o parte del mismo se diseñará y construirá de acuerdo con el título 2 0 Disposiciones sobre edificios existentes para zonas de alta velocidad de huracanes.

**11.11.1.7** El acristalamiento fijo utilizado como componente exterior requerirá la aprobación del producto. Puede aceptarse un análisis comparativo de conformidad con la Sección 11.11.3.2.4 realizado por un ingeniero o arquitecto registrado en Florida cuando las condiciones reales de presión y geometría difieran de las condiciones indicadas en la aprobación.

**11.11.1.8** Los cristales exteriores de una unidad de vidrio aislante deben ser de seguridad.

**Excepciones:**

1. Conjuntos acristalados resistentes al impacto de misiles de gran tamaño.
2. Unidades no resistentes al impacto de misiles protegidas con persianas.

**11.11.2 VIDRIOS FIJOS EN PAREDES EXTERIORES.**

**11.11.2.1 LÍMITES DEL TAMAÑO DEL VIDRIO.**

**11.11.2.1.1** El espesor mínimo de los materiales de acristalamiento flotante recocido utilizados en las paredes exteriores debe determinarse y no debe ser inferior a lo establecido en la norma ASTM E1300.

**11.11.2.1.2** Para los materiales de acristalamiento que no sean flotantes recocidos se utilizarán los factores de resistencia de los materiales de acristalamiento utilizados en la norma ASTM E1300.

**11.11.2.1.3** El vidrio ondulado y otros vidrios especiales deben limitarse a los vanos que se determinen mediante análisis y ensayos para resistir las cargas establecidas en el Título 2 (Zonas de Viento Fuerte), basándose en tensiones de fibra que no excedan los 4000 psi (27,58 MPa).

**11.11.2.1.4** El bloque de vidrio debe tener la aprobación del producto.

**11.11.3 PUERTAS Y VENTANAS OPERATIVAS EN MUROS EXTERIORES.**

**11.11.3.1 DISEÑO Y APROBACIÓN.**

**11.11.3.1.1** El diseño y la aprobación de puertas corredizas, puertas batientes y ventanas operativas en muros exteriores, incluidos los elementos de soporte, se basarán en la altura de uso propuesta sobre el nivel del suelo de acuerdo con el Título 2 (Zonas de alta velocidad de huracanes).

**11.11.3.1.2** Los tamaños máximos de vidrio deben cumplir con la norma ASTM E1300.

11.11.3.1.3 Se requerirá que el arquitecto o ingeniero profesional del registro especifique la presión de viento de diseño, determinada de acuerdo con el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad), para todas las puertas de garaje, claraboyas, ventanas operativas y vidrios fijos. La presión de viento de diseño para cada componente de la superficie exterior del edificio se incorporará al plano de diseño del edificio, de manera que el fabricante respectivo pueda dimensionar el conjunto prefabricado para las presiones de viento adecuadas.

**11.11.3.1.4** Las puertas exteriores de los garajes deberán estar diseñadas y construidas para bloquearse activa o pasivamente en la posición de cierre cuando estén sometidas a una presión lateral uniforme superior al 50 por ciento de la presión de viento de diseño, tal como se prescribe en el Título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

**11.11.3.1.5** El arquitecto o ingeniero profesional registrado deberá detallar en los planos presentados para el permiso, las dimensiones aproximadas de las aberturas, el marco de soporte, el método de fijación y los procedimientos de impermeabilización para todas las puertas de garaje, puertas de paso, claraboyas, ventanas operativas y no operativas en paredes exteriores. Dicho marco y el método de fijación deberán ser diseñados y construidos de manera que resistan suficientemente las presiones de viento de diseño como se indica en el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad).

**EXCEPCIÓN:** Cuando se admitan en el momento de la solicitud del permiso planos de taller detallados, junto con los avisos de aprobación del producto, elaborados por el ingeniero especializado del fabricante y aprobados por el arquitecto o el ingeniero profesional del registro, que identifiquen completamente las aberturas en bruto, la estructura de soporte, el método de fijación y los procedimientos de impermeabilización, y que lleven la firma y el sello de un ingeniero profesional.

### 11.11.3.2 PRUEBAS.

**11.11.3.2.1** Los conjuntos de puertas y ventanas operativas deben ensayarse de acuerdo con los requisitos de esta sección, TAS 202 del Florida Building Code y los requisitos de resistencia a la entrada forzada de AAMA/WDMA/CSA 101/I.S.2/A440.

#### EXCEPCIONES:

1. Los conjuntos de puertas instalados en zonas no habitables, donde el conjunto de la puerta y la zona están diseñados para aceptar la infiltración de agua, no necesitan ser probados para la infiltración de agua.
2. Los conjuntos de puertas instalados en los que la relación de voladizo (OH) es igual o superior a 1 no necesitan someterse a pruebas de infiltración de agua. La relación de voladizo se calculará mediante la siguiente ecuación

**Relación OH** = Longitud OH/Altura OH

#### donde:

**Longitud OH** = La medida horizontal de la distancia que un voladizo sobre una puerta sobresale de la superficie de la puerta.

**Altura OH** = La medida vertical de la distancia desde el umbral de la puerta hasta la parte inferior del voladizo sobre una puerta.

3. Las ventanas pasantes para dar servicio desde una cocina unifamiliar, cuando estén protegidas por un voladizo del techo de 1,5 m o más, estarán exentas de los requisitos de la prueba de infiltración de agua.

**11.11.3.2.1.1** Los sistemas de muros cortina acristalados, de muros ventana y de fachadas deben ser ensayados de acuerdo con los requisitos de esta sección y con los requisitos de los ensayos de laboratorio de la norma 501 de la Asociación Americana de Fabricantes de Arquitectura (AAMA), siguiendo la secuencia

y la duración de las cargas de ensayo indicadas en la norma TAS 202.

**11.11.3.2.2** Dichos conjuntos con barras de muntin permanentes deben probarse con las barras de muntin colocadas.

**11.11.3.2.3** Estos conjuntos deben instalarse de acuerdo con las condiciones de ensayo y aprobación.

**11.11.3.2.4** Se permitirá que las presiones de diseño de la carga de viento estructural para las unidades de ventanas y puertas que no sean del tamaño ensayado de acuerdo con la Sección 11.11.3.2.1 sean diferentes del valor de diseño de la unidad ensayada, siempre que dichas presiones diferentes se determinen mediante un análisis de ingeniería aceptado o se validen mediante un ensayo adicional de la unidad de ventana o puerta a la presión de diseño diferente de acuerdo con la Sección 11.11.3.2.1. Todos los componentes de la unidad de tamaño alternativo serán los mismos que los de la unidad ensayada o etiquetada.

i. Las ventanas y puertas de vidrio operables clasificadas de esta manera deberán cumplir con lo siguiente:

1. En el caso de las ventanas y puertas (que no sean correderas o plegables), la superficie del marco de la unidad de tamaño alternativo no debe superar la superficie del marco de la unidad homologada probada.
2. En el caso de las puertas correderas o plegables, el área del panel de la unidad de tamaño alternativo no debe exceder el área del panel de la unidad aprobada probada y si los montantes de la puerta o los enclavamientos no cumplen con la Sección 2.16.3.1(6), el área máxima permitida del marco de la unidad se limitará a 1,5 veces el área del marco probado.
3. Deberá variar con respecto a la unidad probada y aprobada sólo en cuanto a la anchura, la altura o los requisitos de carga.
4. No deberá exceder el 100 por ciento de la deflexión proporcional y la tensión de la fibra de los miembros intermedios de la unidad aprobada.
5. No deberá exceder el 100 por ciento de la carga concentrada en la unión de los miembros intermedios y el marco de la unidad aprobada.

6. No deberá exceder la resistencia a la infiltración de aire y agua de la unidad aprobada ensayada.

7. No deberá superar la presión cíclica máxima de la unidad homologada ensayada según las normas TAS 201 y TAS 203.

ii. Las ventanas y puertas de vidrio no operativas calificadas de esta manera deberán cumplir con lo siguiente:

1. El área del marco de la unidad de tamaño alternativo no excederá el área del marco de la unidad aprobada ensayada.

2. Deberá variar con respecto a la unidad homologada ensayada únicamente en cuanto a la anchura, la altura o los requisitos de carga.

3. La máxima distribución de carga uniforme (ULD) de cualquier lado será igual a la carga uniforme soportada por el lado dividido por la longitud del mismo.

4. El ULD de cualquier miembro no deberá exceder el ULD del miembro correspondiente de la unidad aprobada probada.

5. El ULD de cada miembro se calculará de acuerdo con el análisis de ingeniería estándar.

6. No deberá exceder la resistencia a la infiltración de aire y agua de la unidad aprobada ensayada.

7. No deberá superar la presión cíclica máxima de la unidad homologada ensayada según las normas TAS 201 y 203 del Florida Building Code.

**11.11.3.3 DETALLES DE CONSTRUCCIÓN.** Los detalles constructivos de los vidrios fijos deben cumplir con los requisitos de este párrafo, excepto que el acristalamiento estructural, no necesita cumplir con esta sección, sino que debe cumplir con la Sección 11.15.

**11.11.3.3.1** Cada luz de vidrio fijo de más de 3 pies (914 mm) de ancho debe tener dos bloques de fijación aprobados o abrazaderas de suspensión aprobadas. Los bloques de ajuste deben ser de neopreno con una dureza de 70-90 Shore A o un equivalente aprobado.

**11.11.3.3.2** Las luces fijas de vidrio deben colocarse en marcos metálicos resis-

tentes a la corrosión y deben cumplir con los requisitos aplicables del Título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad) para las cargas de viento, los esfuerzos permitidos y las pruebas de carga. Las luces fijas de vidrio pueden colocarse en marcos de madera, metal u hormigón, según lo permitido para los tipos de construcción por los capítulos 3 a 6.

**11.11.3.3.3** La madera debe haber sido tratada con conservantes o debe ser de una especie duradera como se define en la Sección 10.4.12.

**11.11.3.3.4** La fijación debe ser como se establece en el título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad) y debe ser resistente a la corrosión.

**11.11.3.3.5** Los vidrios de las luces fijas deben estar sostenidos de manera segura y continua en el perímetro de cada hoja, a menos que el diseño se base en uno o más bordes sin soporte. Los elementos de soporte, como las barras de división y los montantes, se diseñarán mediante un análisis racional para soportar las presiones de viento establecidas en el título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad). Las barras de soporte se fijarán en los extremos para resistir las cargas establecidas en el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad).

**11.11.3.3.6** La profundidad del rebajo del acristalamiento y la profundidad de encaje en el rebajo, para el vidrio fijo, se basará en la consideración de la reducción dimensional por deflexión y los cambios dimensionales causados por la temperatura.

**11.11.3.3.7** Los cristales exteriores de una unidad de vidrio aislante deben ser de seguridad.

**EXCEPCIONES:**

1. Grandes conjuntos acristalados resistentes al impacto de misiles.
2. Unidades no resistentes al impacto de misiles protegidas con persianas.

**11.11.3.4** Las juntas utilizadas en los sistemas de acristalamiento deben cumplir con las siguientes normas, según corresponda:

1. ASTM C864, Dense Elastomeric Compression Seal Gaskets, Setting Blocks, and Spacers.
2. ASTM C509, Juntas preformadas celulares elastoméricas y material de sellado.
3. ASTM C1115, juntas y accesorios de caucho elastomérico denso de silicona.
4. ASTM E2203, Elastómeros termoplásticos densos utilizados para sellos de compresión, juntas, bloques de ajuste, espaciadores y accesorios.

## **CAPÍTULO 11.12 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD - CHAPA DE CRISTAL**

**11.12.1** La chapa de vidrio debe ser como se establece en esta sección.

**11.12.2 DIMENSIONES.** Las unidades de enchapado de vidrio deberán tener un grosor no menor a 8.7 mm (11/32 pulgadas). Ninguna unidad deberá tener un área mayor de 10 pies cuadrados (0,93 m<sup>2</sup>) cuando esté a 15 pies (4,6 m) o menos por encima del nivel directamente inferior, ni mayor de 6 pies cuadrados (0,56 m<sup>2</sup>) cuando esté a más de 15 pies (4,6 m) por encima del nivel directamente inferior.

**11.12.3 FIJACIÓN.** Cada unidad de chapa de vidrio se fijará al soporte con cemento de masilla aprobado y con amarres resistentes a la corrosión y se apoyará en ángulos de estantería.

**11.12.3.1** Cuando se encuentre a más de 1.829 mm (6 pies) por encima del nivel del suelo, la chapa de madera deberá estar soportada por ángulos de estantería, y se utilizarán tirantes en las juntas horizontales y verticales.

**11.12.3.2** Por debajo de un punto de 1.829 mm (6 pies) sobre el nivel del suelo, el enchape de vidrio debe apoyarse en ángulos de estantería. El enchapado no debe apoyarse en una construcción que no sea parte integral del muro, y sobre las aceras debe apoyarse en un ángulo de repisa a no menos de 6,4 mm (1/4 de pulgada) por encima del nivel.

**11.12.3.3** Todos los bordes del enchape de vidrio deben ser rectificadas.

#### **11.12.4 MASILLA.**

**11.12.4.1** La masilla debe cubrir no menos de la mitad del área de la unidad después de que ésta haya sido colocada en su lugar y no debe tener un espesor menor de 6,4 mm (1/4 de pulgada) ni mayor de 12,7 mm (1/2 pulgada).

**11.12.4.2** La masilla debe ser insoluble en agua y no debe perder sus cualidades adhesivas cuando esté seca.

**11.12.4.3** Las superficies absorbentes deben ser selladas con una capa de adhesión antes de aplicar la masilla. La capa de adherencia debe ser cohesiva con la masilla.

**11.12.4.4** Las superficies de chapa de vidrio a las que se aplique la masilla deben estar limpias y sin recubrimiento.

**11.12.4.5** El espacio entre los bordes de la chapa de vidrio debe ser rellenado uniformemente con un compuesto de señalización de tipo aprobado.

#### **11.12.5 ÁNGULOS DE ESTANTERÍA Y AMARRES.**

**11.12.5.1** Los ángulos de las repisas deben ser de material resistente a la corrosión y capaces de soportar cuatro veces el ancho de la chapa soportada. Los ángulos de la repisa deben estar espaciados verticalmente en juntas horizontales alternas, pero no más de 914 mm (3 pies) de distancia. Los ángulos de la repisa se fijarán a la pared a intervalos no superiores a 610 mm (2 pies) con pernos resistentes a la corrosión de un diámetro no inferior a 6,4 mm (1/4 de pulgada). Los pernos deben colocarse en la mampostería y asegurarse con escudos de plomo.

**11.12.5.2** Los amarres deben ser de metal resistente a la corrosión, fabricado especialmente para sujetar las láminas de chapa de vidrio a las superficies de mampostería. Debe haber no menos de un amarre aprobado por cada 2 pies cuadrados (0,19 m<sup>2</sup>) de superficie de chapa.

**11.12.6 REVESTIMIENTO.** El revestimiento exterior de vidrio se aplicará únicamente sobre mampostería, hormigón o estuco.

**11.12.7 JUNTAS DE DILATACIÓN.** Las unidades de revestimiento de vidrio deberán estar separadas entre sí y de los materiales adyacentes por una junta de dilatación de al menos 1,6 mm (1/16 de pulgada) de espesor. Deberá haber un espacio libre de al menos 0,4 mm (1/64 pulgadas) entre los pernos y el vidrio adyacente.

## **CAPÍTULO 11.13 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- PERSIANAS PARA TORMENTAS/DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN EXTERNA**

**11.13.1 GENERALIDADES.** A menos que los componentes de las paredes exteriores, incluyendo pero sin limitarse al acristalamiento estructural, las puertas y las ventanas de los edificios cerrados tengan una aprobación específica del producto para preservar la envoltura del edificio cerrado contra las cargas de impacto, tal como se establece en el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad), todos estos componentes deberán estar protegidos por persianas contra tormentas con aprobación del producto.

**11.13.2** Las contraventanas deben ser diseñadas y construidas para asegurar una separación mínima de 25 mm (1 pulgada) a la máxima deflexión con los componentes y marcos de los componentes que van a proteger, a menos que los componentes y el marco estén específicamente diseñados para recibir la carga de las contraventanas, y deben ser diseñadas para resistir las presiones del viento como se establece en el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad) por métodos que admitan un análisis racional basado en principios de diseño establecidos. Las persianas contra tormentas también se diseñarán para

cumplir con los requisitos de carga de impacto incluidos en el Título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

**11.13.3** Los cálculos del diseño de la persiana contra tormentas y los planos detallados, incluida la fijación a la estructura principal, serán preparados por un ingeniero delegado calificado y registrado en Florida, y llevarán su sello, o si está calificado para preparar dicho diseño, por el ingeniero o arquitecto de registro, que deberá ser competente en diseño estructural. El arquitecto o ingeniero de registro deberá, en todos los casos, revisar y aprobar los documentos preparados por el ingeniero delegado.

**11.13.4** Las persianas contra tormentas deben ser aprobadas por el organismo de certificación y deben llevar el nombre de la empresa grabado en cada sección del sistema.

**11.13.5** La deflexión no debe exceder los límites establecidos en el título 2 (Zonas de huracanes de alta velocidad).

**11.13.6** Los postigos utilizados para proteger las aberturas por encima del primer piso de cualquier edificio o estructura deben estar instalados de manera permanente y poder cerrarse desde el interior del edificio o estructura, a menos que dichas aberturas sean accesibles sin el uso de una escalera o ascensor, o que los postigos puedan instalarse desde el interior del edificio o estructura.

**EXCEPCIÓN:** Residencias unifamiliares del grupo R3 que no superen las dos plantas.

**11.13.7** Las persianas contra tormentas deben cubrir completamente una abertura en todas las direcciones.

**11.13.7.1** En cualquier lado de una abertura, la distancia lateral máxima entre la persiana y una pared o superficie empotrada debe ser de 6,4 mm (1/4 de pulgada). Cualquier distancia superior a 6,4 mm (1/4 de pulgada) debe requerir el cierre del extremo o la superposición de la persiana, cuando corresponda.

**11.13.7.2** El solapamiento de la persiana debe ser como mínimo 1,5 veces la distancia lateral entre la persiana y la pared.

**11.13.7.3** Los cierres de extremo deben ser diseñados para resistir las cargas de viento especificadas en el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad), con base en un análisis racional.

## **CAPÍTULO 11.14 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- PAREDES DE CORTINA**

**11.14.1 ALCANCE.** Esta sección prescribe los requisitos para los muros cortina de los edificios o estructuras regulados por este código.

**11.14.2 DEFINICIÓN.** Un muro cortina es cualquier conjunto prefabricado de varios componentes para encerrar un edificio, generalmente fijado y/o sostenido por el armazón del edificio, que no sea una sola puerta o ventana, unidades de mampostería, hormigón vertido en el lugar y revestimiento de metal de membrana única, madera o plástico.

**11.14.3** Los muros cortina, tal como se definen en la sección 11.14.2, deben diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos de esta sección.

**11.14.4** El acristalamiento estructural de los muros cortina también debe cumplir con los requisitos de la sección 11.15.

### **11.14.5 GENERALIDADES.**

**11.14.5.1** Todos los elementos estructurales de los sistemas de muro cortina y sus fijaciones (incluyendo los empotramientos) al marco estructural principal deben ser diseñados y llevar el sello de un ingeniero delegado calificado y registrado en Florida, o si está calificado para preparar dicho diseño, por el ingeniero o el arquitecto de registro, cuyo arquitecto o ingeniero debe ser competente en diseño estructural. El ingeniero de registro deberá, en todos los casos, revisar y aprobar los documentos preparados por el ingeniero delegado.

**11.14.5.2** Los sistemas de muros cortina soportados desde más de dos pisos adyacentes deben ser diseñados para soportar todas las cargas impuestas sin exceder las tensiones permitidas en caso de destrucción o falla de un solo tramo del sistema. Los documentos para el permiso del edificio principal deben incluir detalles suficientes que describan la fijación del sistema de muro cortina a la estructura principal. Esta parte de los documentos contractuales, si no ha sido preparada por el ingeniero o el arquitecto calificado del registro, debe llevar la firma y el sello del ingeniero delegado calificado, registrado en Florida, encargado de la responsabilidad del diseño del sistema de muro cortina.

**11.14.5.3** Los montantes individuales que actúan como un miembro continuo deben transferir las cargas a través de los soportes de no más de tres pisos adyacentes.

**11.14.5.4 MATERIALES.** Los materiales utilizados en cualquier muro cortina deben cumplir con las disposiciones aplicables de este código.

## **CAPÍTULO 11.15 ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD-SISTEMAS DE ACRISTALAMIENTO ESTRUCTURAL**

**11.15.1 ALCANCE.** Esta sección prescribe los requisitos para los sistemas de acristalamiento estructural de los edificios o estructuras regulados por este código.

### **11.15.2 APLICACIÓN.**

**11.15.2.1** El acristalamiento estructural, tal como se define en la sección **11.14.2**, debe diseñarse y construirse de acuerdo con los requisitos de esta sección.

**11.15.2.2** Los sistemas de acristalamiento estructural utilizados en los muros cortina también deben cumplir con los requisitos de la Sección 11.14.

**11.15.3 DEFINICIÓN.** Los términos utilizados en esta sección se definirán según lo establecido en el Título 1.

**11.15.4 NORMAS.** Los adhesivos y selladores utilizados en los sistemas de acristalamiento estructural deben cumplir con las siguientes normas:

ASTM C794, Método de prueba para la adherencia en la piel de los selladores de juntas elastoméricas.

ASTM C920, Especificación para selladores de juntas elastoméricas.

ASTM D412, Método de prueba de las propiedades del caucho en tensión.

ASTM D624, Método de prueba de las propiedades del caucho - resistencia al desgarro.

ASTM D2240, Método de prueba de las propiedades del caucho - Dureza del durómetro. Especificaciones federales TT-S-001543A y TT-S-00230C.

ASTM E331, Método de prueba para la penetración de agua en ventanas exteriores, muros cortina y puertas.

ASTM E330, Test Method for Structural Performance of Exterior Windows, Curtain Walls and Doors.

### **11.15.5 DISEÑO.**

**11.15.5.1 GENERALIDADES.** Los sistemas de acristalamiento estructural deberán ser diseñados por un ingeniero profesional registrado en Florida y llevar su sello.

### **11.15.5.2 MATERIALES.**

**11.15.5.2.1 IDENTIFICACIÓN.** Todos los materiales deberán estar claramente identificados en cuanto al fabricante y al número de producto del fabricante.

### **11.15.5.2.2 ADHESIVOS Y SELLADORES.**

**11.15.5.2.2.1** Sólo se deben utilizar adhesivos y selladores de elastómero de silicona aprobados para fijar las luces de vidrio y otros paneles al marco del muro cortina.

**11.15.5.2.2.2** Dichos adhesivos y selladores deben ser de un polímero 100% de silicona.

**11.15.5.2.2.3** Los adhesivos y selladores deben haber sido probados de acuerdo con las normas establecidas en la sección 11.15.4.

### **11.15.5.3 PRUEBAS, RECOMENDACIONES Y APROBACIÓN DEL FABRICANTE.**

**11.15.5.3.1** La compatibilidad de todos los componentes y procedimientos de fabricación de los sistemas de acristalamiento estructural debe ser probada, aprobada y recomendada por escrito por el fabricante del adhesivo; el fabricante del revestimiento, ya sea anodizado, horneado o aplicado de otra manera y el fabricante del panel de vidrio.

**11.15.5.3.2** Los ensayos, la recomendación y la aprobación del fabricante deberán abordar, pero no estarán limitados en su alcance por las siguientes secciones.

**11.15.5.3.2.1** La compatibilidad del sellador con el metal, los materiales de acristalamiento, las cuñas, los espaciadores, los bloques de fijación, las varillas de soporte, las juntas y otros materiales.

**11.15.5.3.2.2** La adhesión a los sustratos designados y la adhesión de los sustratos al metal base.

**11.15.5.3.2.3** El diseño y la capacidad estructural de las juntas y secciones transversales de silicona.

## 11.15.5.4 REQUISITOS ESTRUCTURALES.

### 11.15.5.4.1 DISEÑO DE LAS JUNTAS ESTRUCTURALES.

**11.15.5.4.1.1** El esfuerzo de diseño de la silicona estructural no debe exceder de 20 psi (138 kPa) para materiales que tengan una resistencia mínima de 100 psi (690 kPa) en el elemento más débil de la línea de esfuerzo.

**11.15.5.4.1.2** Este esfuerzo de diseño también debe prever un factor de seguridad no inferior a 5,0.

**11.15.5.4.1.3** Los factores de seguridad superiores a 5,0 serán especificados por el ingeniero cuando lo requiera o recomiende el fabricante.

**11.15.5.4.1.4** El sello estructural de silicona debe tener un módulo de elasticidad máximo que no permita más del 25 por ciento de movimiento del ancho de la junta a una tensión de 20 psi (138 kPa).

**11.15.5.4.1.5** En las unidades de vidrio aislante, la junta de silicona secundaria debe estar diseñada para soportar un mínimo de la mitad de la carga negativa de viento de diseño aplicable a las luces exteriores.

**11.15.5.4.2 LÍMITES DE ADHESIÓN.** El acristalamiento estructural se limitará a la unión adhesiva en una cara o en dos caras opuestas de un panel o luces de vidrio de relleno.

**EXCEPCIÓN:** El encolado de tres o cuatro lados sólo se permitirá cuando las unidades de acristalamiento estructural se fabriquen y acristalen en taller.

### 11.15.5.4.3 RECUBRIMIENTO EN EL LUGAR DE TRABAJO.

**11.15.5.4.3.1** El recubrimiento en el lugar de trabajo sólo se permitirá cuando se realice siguiendo un procedimiento aprobado por escrito por el fabricante de la silicona estructural correspondiente.

**11.15.5.4.3.2** El reemplazo debe ser realizado únicamente por personas o empresas aprobadas o certificadas por el fabricante de la silicona.

### **11.15.6 INSPECCIONES, PRUEBAS Y RECERTIFICACIÓN.**

**11.15.6.1** Un mínimo del 1 por ciento de los paneles estructuralmente acristalados debe ser ensayado para determinar la capacidad de carga y la adherencia del sellador de acuerdo con el Título 2 (Zonas de Huracanes de Alta Velocidad) y la norma ASTM E330.

**11.15.6.2** Los paneles estructuralmente vidriados deben ser inspeccionados por un arquitecto o ingeniero profesional registrado en Florida para verificar la conformidad con el diseño aprobado y los procedimientos de instalación determinados por la autoridad competente antes de la instalación de dichos paneles y después del período de curado del sello establecido por el fabricante de la silicona.

**11.15.6.3** Será responsabilidad del contratista verificar la adherencia del sellador curado periódicamente durante toda la aplicación para asegurar el cumplimiento de las especificaciones del fabricante y la calidad de la aplicación.

**11.15.6.4** Los sistemas de acristalamiento estructural en los edificios con umbral deben ser recertificados por el propietario según lo especificado por la autoridad competente a intervalos de seis meses durante el primer año después de la instalación. Posteriormente, dichos sistemas deberán ser recertificados cada cinco años a intervalos regulares.

**11.15.6.5** Estas recertificaciones deben determinar el estado estructural y la capacidad de adhesión del sellador de silicona.



