



VIVIENDA
Y EDIFICACIONES

CDCRD

CÓDIGO DE CONSTRUCCIÓN
DE LA REPÚBLICA DOMINICANA

**ANÁLISIS Y DISEÑO
ESTRUCTURAL
DE EDIFICACIONES**

TOMO 2



**PRIMERA
EDICIÓN
2025**

VOL. I

6



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



TITULO 6: ESPECIFICACIONES ESPECIALES PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE HORMIGÓN ARMADO DE DUCTILIDAD LIMITADA

(Espacio reservado para título en desarrollo)

*El Título 6, incluido en el Volumen I sobre "Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones" del Código de Construcción de la República Dominicana (CDCRD), establece un **marco técnico** para guiar a los profesionales en la aplicación de criterios de diseño sísmico adecuados para edificaciones basadas en Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada (MHADL). El principal objetivo de este Título es el de proveer las especificaciones técnicas mínimas para garantizar la resistencia estructural y la capacidad de disipación de energía de estos sistemas, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica.*

*En ausencia de un **marco normativo específico** en el país que rija el diseño del sistema de MHADL, actualmente los lineamientos de diseño en la práctica se fundamentan en criterios teóricos, referencias a normativas internacionales reconocidas (ACI 318) y, principalmente, en los consensos técnicos alcanzados tras el análisis de profesionales de reconocida competencia en el país, los cuales se transparentan en una Disposición Administrativa, denominada **Oficio #001: Consensos técnicos sobre Sistema de Muros de Hormigón Armado de Ductilidad Limitada (MHADL)**. 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 en forma de malla electrosoldada—, no es directamente comparable con el sistema tradicional de muros de hormigón armado contemplado en el Título 5: Hormigón Armado, o en los capítulos 11 y 18 del ACI 318-25.

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, actualmente no existen 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 calibrados con la evidencia experimental, 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, hasta tanto se completen los estudios e investigaciones que permitan 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 Daza, 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 y los criterios de detallado aplicables.

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 reales que servirán de base para la clasificación de los arquetipos requeridos por la metodología.

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 de conformidad con las demás partes del CDCRD.

7



Aluminio



TITULO 7: ALUMINIO

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPITULO 7.1. GENERALIDADES.....	3
CAPITULO 7.2. MATERIALES.	3
CAPITULO 7.3. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD.....	5

CAPITULO 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 CAPITULO 7.3.

CAPITULO 7.2. MATERIALES.

7.2.1. GENERALIDADES. El aluminio utilizado para propósitos estructurales en edificios y estructuras deberá cumplir con AA ASM 35 y AA ADM 1. 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.

7.2.2.1. 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.

7.2.2.2. 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.

7.2.2.3. 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.

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 removible 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 2002.4 del FBC 2023. Cada miembro primario también debe ser diseñado para una carga de 1.33 kN aplicada verticalmente hacia abajo a lo largo de 305 mm 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 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.

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, 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.

7.2.6.2.1. 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.

7.2.6.2.2. 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.

7.2.6.2.3. 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.

7.2.6.2.4. 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.

7.2.6.2.5. 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.

CAPITULO 7.3. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD.

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 el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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 1.44 kN/m².

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 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 FABRICACION Y CONSTRUCCION.

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 electro-galvanizado. 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 16 (zonas de huracanes de alta velocidad) del FBC 2023. La deflexión de la cubierta no deberá exceder lo establecido en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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.

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 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 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 ni a menos de 25 mm 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 intrusión de agua en el interior o el revestimiento de aluminio debe ser diseñado y construido con un borde continuo, solapado o costura para prevenir la penetración 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 23 y 24 del FBC 2023 (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.

7.3.6.3.3. Las cubiertas y los revestimientos no estructurales se fijarán como se establece en 7.3.6.3.2, 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 de longitud suficiente para penetrar en los montantes un mínimo de 51 mm. 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 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 el Título 2. 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 el Título 2.

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:

7.3.7.2.1. CATEGORÍA I: Techo o cubierta de un espacio exterior. Se permitirá que las aberturas se cierren con una malla anti-insectos 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.

7.3.7.2.2. 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.

7.3.7.2.3. 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.

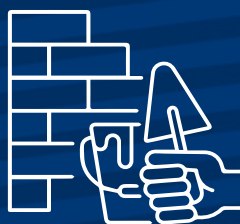
7.3.7.2.4. CATEGORÍA IV: Un techo o una cubierta de un espacio exterior con paredes cerradas. La terraza acristalada está diseñada para ser calentada y/o enfriada por un sistema de control de temperatura independiente y está aislada térmicamente de la estructura principal. La terraza acristalada cumple 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.

7.3.7.2.5. 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.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 8.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	10
CAPÍTULO 8.2. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.	20
CAPÍTULO 8.3. ESPESOR EQUIVALENTE.....	23
CAPÍTULO 8.4. ESPECIFICACIONES SOBRE REFUERZO.....	23
CAPÍTULO 8.5. MUROS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES.	26
CAPÍTULO 8.6. ELEMENTOS DE AMARRE.....	27
CAPÍTULO 8.7. MAMPOSTERÍA A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.....	29
CAPÍTULO 8.8. MAMPOSTERÍA A ESFUERZO CORTANTE.....	34
CAPÍTULO 8.9. MAMPOSTERÍA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO...34	
CAPÍTULO 8.10. CONSIDERACIONES DE APLASTAMIENTO EN MAMPOSTERÍA.....	35
CAPÍTULO 8.11. MUROS DE CONTENCIÓN DE MAMPOSTERÍA.	36
CAPÍTULO 8.12. CONSIDERACIONES DE HUECOS EN MAMPOSTERÍA.....	37

CAPÍTULO 8.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

8.1.1. OBJETIVOS.

8.1.1.1. 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.

8.1.2.1. 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 estructurales principales lo conforman muros de mampostería armada, dispuestos en ambas direcciones principales de la estructura.

8.1.2.2. OTROS ESTANDARES. En los casos donde se exceda el alcance de este Título, o como metodología de diseño alternativa, se permitirá la aplicación de las especificaciones de los capítulos 1 al 7 y del capítulo 9 del estándar TMS 402-22 (*“Building Code Requirements for Masonry Structures”*) para el diseño de estructuras basadas en los sistemas de muros de mampostería definidos en el Título 2.

8.1.3. SANCIONES.

El no cumplimiento a las disposiciones establecidas en este Título conllevará a la aplicación de las sanciones instituidas en los capítulos V y VI de la ley 687.

8.1.4. DEFINICIONES.

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

8.1.4.1. ACI. Instituto Americano del Concreto (American Concrete Institute).

8.1.4.2. 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.

8.1.4.3. ANÁLISIS. Procedimiento mediante el cual se calculan las fuerzas internas y deformaciones en los elementos de una estructura sometida a la acción de las cargas externas.

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

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

8.1.4.6. 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, ASTM A 615 o NORDOM RTD 458.

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

8.1.4.8. CÁMARAS. Huecos del block.

8.1.4.9. CÁMARAS LLENAS. Huecos del block llenos de hormigón.

8.1.4.10. CARGAS ÚLTIMAS O FACTORIZADAS. Cargas que han sido afectadas por un factor de mayoración de carga, como se define en el Título 2.

8.1.4.11. 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.

8.1.4.12. 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.

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

8.1.4.14. 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.

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

8.1.4.16. 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.

8.1.4.17. COLUMNA DE AMARRE. Es un elemento vertical que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería y que debe cumplir con los requisitos de **8.6.2** del **CAPÍTULO 8.6**.

8.1.4.18. CONCRETO. Anglicismo por hormigón.

8.1.4.19. 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.

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

8.1.4.21. 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 ϕ .

8.1.4.22. 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.

8.1.4.23. ENCOFRADO. Estructura provisional de madera o elementos metálicos, 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.

8.1.4.24. ESFUERZO. Intensidad de fuerza por unidad de área.

8.1.4.25. 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.

8.1.4.26. 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.

8.1.4.27. 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 electrosoldada, 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.

8.1.4.28. 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.

8.1.4.29. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA ϕ . Coeficiente que multiplica la resistencia nominal para convertirla en resistencia de diseño.

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

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

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

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

8.1.4.34. 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.

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

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

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

8.1.4.38. 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.

8.1.4.39. 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.

8.1.4.40. 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.

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

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

8.1.4.43. 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.

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

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

8.1.4.46. 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.

8.1.4.47. NUDO. Intersección perpendicular entre muros.

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

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

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

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

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

8.1.4.53. 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.

8.1.4.54. 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.

8.1.4.55. 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.

8.1.4.56. 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.

8.1.4.57. RESISTENCIA DE DISEÑO O RESISTENCIA ÚLTIMA. Resistencia nominal de un elemento, o sección de él, multiplicada por un factor de reducción de resistencia ϕ .

8.1.4.58. 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.

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

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

8.1.4.61. VIGA DE AMARRE. Es un elemento horizontal que se considera unido íntegramente a la pared de mampostería y que debe cumplir con los requisitos de **8.6.3** del **CAPÍTULO 8.6**.

8.1.5. REQUISITOS GENERALES DE APLICACIÓN.

Se aplicará este Título cuando se cumplan los siguientes requisitos:

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

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

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

8.1.5.4. 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.

8.1.5.5. APLICACIÓN TRANSITORIA. El presente Título se ajustará a los requisitos del Título 2: Cargas Mínimas, perteneciente al Volumen I: Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.

8.1.6. DOCUMENTOS DEL PROYECTO.

8.1.6.1. MEMORIA DE CÁLCULOS. En la memoria de cálculos se describirán, con el nivel de detalle suficiente para que puedan ser evaluados por un especialista externo al proyecto, los criterios de configuración de análisis y diseño estructurales adoptados y los principales resultados del análisis y el dimensionado de las secciones de hormigón armado. Se incluirá una justificación del diseño de la cimentación.

Debe incluir, como mínimo, lo siguiente:

- a. Configuración estructural.

- b. Descripción del sistema estructural.
- c. Cargas usadas.
- d. Características y resistencias de todos los materiales estructurales.
- e. Resultados de los análisis y diseños de los elementos estructurales.

8.1.6.2. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS.

El Informe de Mecánica de Suelos debe incluir por lo menos:

- a. El tipo de investigación realizada.
- b. El esfuerzo admisible del terreno.
- c. Las características físicas del terreno, necesarias para calcular los empujes sobre muros de contención si fuese necesario.

8.1.6.3. PLANOS ESTRUCTURALES.

Los planos estructurales deben incluir todos los detalles necesarios para construir la edificación. Además, se debe incluir la siguiente información:

- a. Especificación de resistencia a compresión del block (f'_b).
- b. Resistencia del mortero de pega (f'_j).
- c. Resistencia a compresión a los 28 días del hormigón en cámara (f'_{cm}).
- d. Esfuerzo de fluencia (f_y) del refuerzo a utilizar.
- e. Cargas vivas y muertas usadas para el análisis y diseño de los elementos estructurales.
- f. Esfuerzo admisible del terreno usado para el diseño de las cimentaciones.
- g. Detalles de refuerzo de todos los elementos que conforman el sistema estructural.

8.1.6.4. SISTEMAS DE UNIDADES.

Todos los documentos del proyecto estructural deberán ser preparados usando las unidades del Sistema Internacional (SI).

8.1.7. CLASIFICACION DE LA MAMPOSTERIA ESTRUCTURAL.

8.1.7.1. 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 del **CAPÍTULO 8.4** de este Título.

8.1.8. NOTACIÓN.

- **A.** Altura del bloque comprimido (cm).
- **A_b.** Área bruta evaluada con la longitud del muro y el espesor nominal (cm²).
- **A_e.** Área efectiva evaluada con la longitud del muro y el espesor equivalente (t_e) reducido por efectos de esbeltez (cm²).
- **A_c.** Área de la sección transversal en columnas de amarre (cm²).
- **A_p.** Área en planta de la estructura (cm²).
- **A_{sh}.** Área del refuerzo horizontal distribuido uniformemente (cm²).
- **A_{sl}.** Refuerzo concentrado en el extremo I del muro (cm²).
- **A_{sl}.** Refuerzo concentrado en el extremo J del muro (cm²).
- **A_{sT}.** Refuerzo total vertical en el muro (cm²).
- **A_{sv}.** Área del refuerzo vertical distribuido uniformemente (cm²).
- **A_v.** Área de la sección transversal de vigas de amarre (cm²).
- **b_w.** Ancho de apoyo de viga y/o dintel (cm).
- **C.** Distancia del eje neutro a la fibra extrema en compresión (cm).
- **D.** Carga Muerta.
- **d_b.** Diámetro de barra de refuerzo (cm).
- **E.** Carga Sísmica.
- **E_m.** Módulo de elasticidad longitudinal de la mampostería (kg/cm²).
- **E_v.** Módulo de elasticidad transversal de la mampostería (kg/cm²).
- **f_b.** Resistencia característica a la compresión del block a los 28 días (kg/cm²).
- **f_{cm}.** Resistencia característica a la compresión del hormigón en cámara a los 28 días (kg/cm²).
- **f_j.** Resistencia característica a la compresión del mortero de junta a los 28 días (kg/cm²).
- **f_m.** Resistencia equivalente a la compresión de la mampostería (kg/cm²).

- **F.** Carga debido al peso de Fluidos.
- **F_e.** Factor de reducción del espesor equivalente por efectos de esbeltez.
- **f_{sj}.** Esfuerzo del refuerzo concentrado en el extremo I del muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm²).
- **f_{sj}.** Esfuerzo del refuerzo concentrado en el extremo J del muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm²).
- **f_{sv}.** Esfuerzo en el refuerzo vertical uniformemente distribuido en el muro compatible con el régimen de deformación (kg/cm²).
- **f_y.** Esfuerzo especificado de fluencia del refuerzo (kg/cm²).
- **H.** Altura libre del muro para un entrepiso (cm).
- **He.** Cargas debidas a empuje de suelo o Presión Hidrostática.
- **H_T.** Altura total del muro desde la fundación al techo (cm).
- **K_p.** Coeficiente de Pandeo.
- **L_D.** Longitud de dado de apoyo (cm).
- **L.** Longitud del muro en planta (cm).
- **LL.** Carga Viva.
- **Lr.** Carga Viva sobre la cubierta.
- **M_u.** Momento factorizado en la combinación considerada (kg.cm).
- **P_a.** Resistencia nominal al aplastamiento de la mampostería y/o dado de apoyo (kg).
- **P_u.** Carga axial factorizada en la combinación considerada (kg).
- **Q_m.** Cuantía de muros estructurales en la dirección de análisis considerada.
- **R.** Carga debido a Lluvias.
- **R_N.** Resistencia nominal interna a carga axial, flexión o cortante.
- **t_b.** Espesor nominal del block (cm).
- **t_e.** 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 Reglamento de Cargas Mínimas.
- **V_m.** Resistencia al cortante proporcionada por la mampostería (kg).

- V_n . Resistencia nominal al cortante (kg).
- V_s . Resistencia al cortante proporcionada por el refuerzo (kg).
- V_u . Fuerza cortante factorizada en la combinación considerada.
- y_{sl} . Distancia desde el centroide plástico del muro al centroide del refuerzo concentrado en el extremo I (cm).
- y_{sj} . Distancia desde el centroide plástico del muro al centroide del refuerzo concentrado en el extremo J (cm).
- y_{sv} . 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.
- ϵ_s . Deformación del refuerzo.
- ϕ . Factor de reducción de resistencia
- ν . Poisson.
- ρ_h . Cuantía horizontal del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.
- ρ_v . Cuantía vertical del refuerzo uniformemente distribuido en el muro.

CAPÍTULO 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 ϕ .

$$U \leq \phi R_n$$

8.2.2. DIMENSIONES NOMINALES MÍNIMAS.

8.2.2.1. El espesor nominal en los muros de bloques de hormigón, usados como elementos estructurales sismo resistentes, no deberá ser menor de 0.20 m.

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

8.2.2.3. La cuantía de muros se calculará de acuerdo con las ecuaciones (1) y (2):

$$(1) \quad Q_{mx} = \frac{\Sigma L_x \cdot t_b}{A_p}$$

$$(2) \quad Q_{my} = \frac{\Sigma L_y \cdot t_b}{A_p}$$

8.2.3. FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA. Se deberán usar los siguientes factores de reducción de resistencia en la determinación de la resistencia de diseño de muros de mampostería.

8.2.3.1. El factor de reducción de resistencia a flexión será de $\phi = 0.80$.

8.2.3.2. El factor de reducción de resistencia a la compresión será de $\phi = 0.65$.

8.2.3.3. El factor de reducción de resistencia a combinación de flexión y compresión será determinado mediante la siguiente expresión:

$$(3) \quad \phi = 0.80 - \left(\frac{0.15 \cdot P_u}{0.10 \cdot f'_m L t_b} \right) > 0.65$$

8.2.3.4. El factor de reducción de resistencia a cortante será de $\phi = 0.60$.

8.2.3.5. El factor de reducción de resistencia al aplastamiento será de $\phi = 0.65$.

8.2.4. RESISTENCIA A LA COMPRESION.

8.2.4.1. RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL BLOQUE (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 del bloque, 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 1: Resistencia a la compresión del bloque, f'_b .

TIPO	USO	OBSERVACIÓN	f'_b (MPa)
I	Edificaciones de hasta dos niveles	Bloques industrializados con control de calidad muestreados y ensayados de acuerdo con ASTM C140.	6
II	Edificaciones de más de dos niveles		≥ 7

8.2.4.2. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN HORMIGÓN EN CÁMARA (f'_m). La resistencia característica a compresión a los 28 días del hormigón en las cámaras no deberá ser menor de 12 MPa. El agregado máximo de este hormigón no deberá ser mayor de 13 mm.

8.2.4.3. REVENIMIENTO DEL HORMIGÓN EN CÁMARA. El hormigón en las cámaras de los muros deberá ser de alto revenimiento (≥ 200 mm), que no requiera de equipos especializados de vibración para lograr la compacidad.

8.2.4.4. 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 8 MPa ni requiere ser mayor de 12 MPa. 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).

8.2.4.5. ESPESOR DE JUNTAS. El mortero de las juntas cubrirá totalmente las caras horizontales y verticales de las piezas. Su espesor será el mínimo que permita una capa uniforme de mortero y la alineación de los bloques. El espesor de las juntas no deberá ser mayor 16 mm.

8.2.4.6. 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 2: Resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m .

Resistencia a compresión del bloque f'_b (MPa)	Resistencia del mortero, $f'_j = 8$ MPa			
	Valores de f'_m (en MPa)			
	ÁREA BRUTA (A_b)		ÁREA EFECTIVA (A_p)	
	150 mm (6")	200 mm (8")	150 mm (6")	200 mm (8")
6	2.4	2.4	4.1	4.9
7	2.7	2.7	4.8	5.7

En los valores intermedios se permitirá la interpolación lineal.

Tabla 3: Resistencia a la compresión de la mampostería, f'_m .

Resistencia a compresión del bloque f'_b (MPa)	Resistencia del mortero, $f'_j = 12$ MPa			
	Valores de f'_m (en MPa)			
	ÁREA BRUTA (A_b)		ÁREA EFECTIVA (A_p)	
	150 mm (6")	200 mm (8")	150 mm (6")	200 mm (8")
6	3.3	3.3	5.8	6.9
7	3.8	3.8	6.8	7.9

En los valores intermedios se permitirá la interpolación lineal.

8.2.5. MÓDULO DE ELASTICIDAD.

8.2.5.1. MÓDULO ELÁSTICO DE LA MAMPOSTERÍA.

$$(4) \quad E_m = 900 \cdot f'_m$$

8.2.5.2. MÓDULO DE CORTANTE DE LA MAMPOSTERÍA. Se determinará según la ecuación (5), en la cual el módulo de elasticidad se tomará igual al indicado en la ecuación (4), y el módulo de Poisson se fijará en 0.25.

$$(5) \quad E_v = \frac{E_m}{2(1 + \nu)}$$

CAPÍTULO 8.3. ESPESOR EQUIVALENTE.

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 4.

Tabla 4: Espesor equivalente para muros de mampostería, f'_m .

Espaciamiento de cámaras llenas de concreto	Espesores equivalentes	
	Bloques de hormigón de 200 mm	Bloques de hormigón de 150 mm
@ 200 mm	193 mm	142 mm
@ 400 mm	147 mm	114 mm
@ 600 mm	132 mm	104 mm
@ 800 mm	124 mm	79 mm

CAPÍTULO 8.4. ESPECIFICACIONES SOBRE REFUERZO.

8.4.1. ESPECIFICACIONES GENERALES.

8.4.1.1. El refuerzo vertical para utilizarse en el diseño de muros de mampostería consistirá en barras redondas corrugadas de acero, y deberá estar embebido en el hormigón de la cámara.

8.4.1.2. El refuerzo horizontal para utilizarse en el diseño por cortante de muros de mampostería consistirá en barras redondas corrugadas de acero. Estas deberán disponerse en bloques especiales con forma de U, tipo “*viga-block*”.

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 libres 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 9.5 mm (N10).

8.4.1.7. Se permitirá una desviación horizontal del refuerzo siempre que no sea mayor de 25 mm por cada 150 mm de desarrollo vertical.

8.4.2. RESISTENCIA A LA FLUENCIA DE REFUERZO.

8.4.2.1. El esfuerzo de fluencia del refuerzo (f_y), no se deberá ser mayor de 420 MPa.

8.4.3. DIÁMETRO MÍNIMO DE REFUERZO.

8.4.3.1. El diámetro del refuerzo vertical uniformemente distribuido no será menor de 9.5 mm (N10) ni mayor de 19 mm (N19). Sin embargo, no se permitirá diámetros mayores de 13 mm (N13) para muros de mampostería con espesores nominales menores de 200 mm.

8.4.3.2. El diámetro de refuerzo horizontal uniformemente distribuido no será menor de 9.5 mm (N10) ni mayor de 13 mm (N13).

8.4.3.3. Para la evaluación de la resistencia fuera del plano, según el **CAPÍTULO 8.10**, el refuerzo uniformemente distribuido, no será mayor de 13 mm (N13).

8.4.4. ESPACIAMIENTO MÁXIMO DE REFUERZO VERTICAL.

8.4.4.1. El refuerzo para disponer en las cámaras de los muros nunca tendrá un espaciamiento mayor de 1200 mm.

8.4.5. EMPALME DEL REFUERZO.

8.4.5.1. La longitud de empalme por traslape de las barras de refuerzos se tomará igual a la dada por la siguiente expresión, pero nunca deberá tomarse menor de 300 mm.

$$(6) \quad \ell_a = \frac{1.57d_b^2 f_y}{K\sqrt{f'_m}}$$

El valor de K no deberá exceder el menor entre: el recubrimiento libre mínimo especificado, el espaciamiento libre entre empalmes de barras adyacentes y $9d_b$.

8.4.6. GANCHOS PARA EL REFUERZO. El doblado del refuerzo longitudinal y del refuerzo para estribos y grapas deberá estar de conformidad con las especificaciones de la **Tabla 5** y **Tabla 6**.

Tabla 5: Geometría de ganchos estándar para barras de refuerzo.

Tipo de gancho estándar	Denominación de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta del gancho, ℓ_{ext} , en mm
Gancho a 90°	N10 a la N19	$6d_b$	$12d_b$
Gancho a 180°	N10 a la N25	$6d_b$	El mayor entre $4d_b$ y 65 mm

Tabla 6: Geometría de ganchos estándar para estribos y grapas.

Tipo de gancho estándar	Denominación de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta del gancho, ℓ_{ext} , en mm
Gancho a 90°	N10 a la N13	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm
Gancho a 135°	N10 a la N13	$4d_b$	El mayor entre $6d_b$ y 75 mm
Gancho a 180°	N10 a la N13	$4d_b$	El mayor entre $4d_b$ y 65 mm

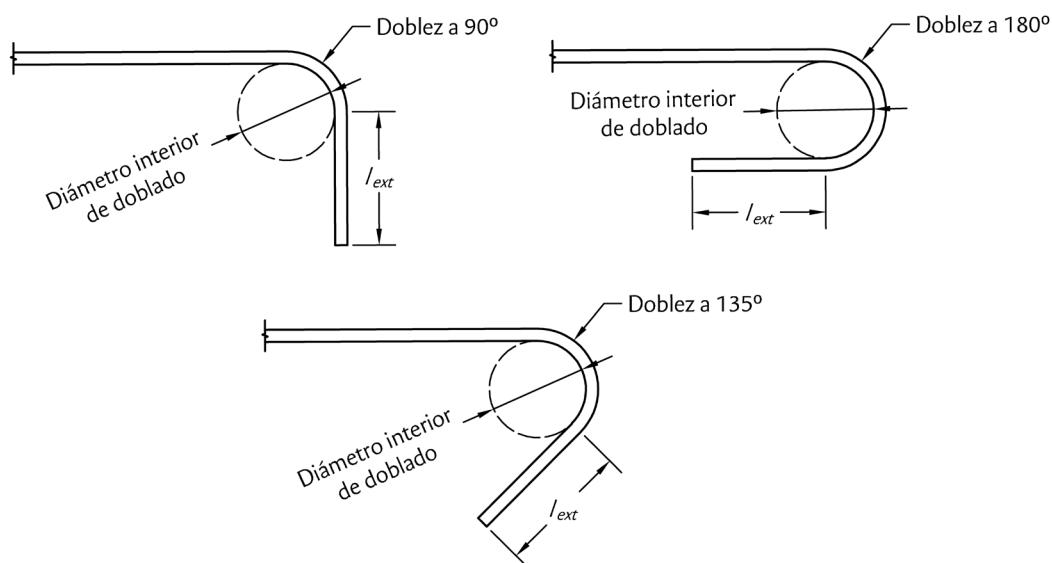


Figura 1: Doblado de barras de refuerzo.

CAPÍTULO 8.5. MUROS ARMADOS EN DOS DIRECCIONES.

8.5.1. REQUISITOS GENERALES. Los muros diseñados como elementos resistentes a fuerzas laterales deberán ser armados vertical y horizontalmente y además cumplir con las especificaciones de 8.5.2 hasta 8.5.5.

Los requisitos de las Secciones 8.5.1 a 8.5.4 del CAPÍTULO 8.5 se pueden ignorar, si se demuestra que el cortante último (V_u), no es mayor que el umbral de cortante definido por la siguiente expresión:

$$(7) \quad 0.25 \cdot \sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

8.5.2. CUANTÍA MÍNIMA VERTICAL. La relación mínima del área de acero de refuerzo vertical uniformemente distribuido y referido al área bruta del muro, deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$(8) \quad \rho_v = \frac{\sum A_{sv}}{t_b \cdot L} \geq 0.0006$$

8.5.3. CUANTÍA MÍNIMA HORIZONTAL. La relación mínima del área de acero de refuerzo horizontal uniformemente distribuido y referido al área bruta del muro, deberá satisfacer la siguiente expresión.

$$(9) \quad \rho_h = \frac{\sum A_{sv}}{t_b \cdot L} \geq 0.0006$$

8.5.4. CUANTÍA MÍNIMA COMBINADA. La cuantía de refuerzo combinada deberá satisfacer la siguiente expresión:

$$(10) \quad \rho_v = \frac{\sum A_{sv}}{t_b \cdot L} \geq 0.0006$$

8.5.5. ESPACIAMIENTO MÁXIMO.

8.5.5.1. El espaciamiento máximo para el refuerzo vertical no deberá ser mayor a 1200 mm.

8.5.5.2. El espaciamiento máximo para el refuerzo horizontal no deberá ser mayor a 600 mm.

CAPÍTULO 8.6. ELEMENTOS DE AMARRE.

8.6.1. ESPECIFICACIONES GENERALES.

8.6.1.1. 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.

8.6.1.2. Los muros con elementos de amare no deberán tener un espesor menor de 15 cm (6”).

8.6.1.3. La resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días en los elementos de amarre no será menor de 180 Kg/cm².

8.6.1.4. Las vigas y columnas de amarre deberán cumplir con los requisitos del “Título 5 sobre Hormigón Armado, perteneciente al Volumen I: Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones”.

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 400 cm².

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 5 m.

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. Ecuación (9) $0.01A_c$
- 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 1/4”.
- 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 300 cm².

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.

8.6.3.5.1. REFUERZO LONGITUDINAL.

El refuerzo mínimo en toda la longitud del eje de la viga será el valor mayor de las condiciones siguientes:

a. Ecuación (10) $\frac{14A_v}{f_y}$

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 1/4”.
- b. El espaciamiento del estribo no será mayor a 20 cm.

CAPÍTULO 8.7. MAMPOSTERÍA A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

Las disposiciones del **CAPÍTULO 8.7** 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.

8.7.1. SUPOSICIONES DE DISEÑO.

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 **CAPÍTULO 8.3** y reducido para tomar en cuenta los efectos de esbeltez según la **Sección 8.7.2.**

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 E_s veces la deformación (ϵ_s) 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/t_b) sea mayor a 28, se proveerán elementos rigidizadores 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 (t_b) 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 **CAPÍTULO 8.3** de este Título.

$$\text{Ecuación (11)} A_e = L \cdot t_e \cdot F_e$$

$$\text{Ecuación (12)} \frac{K_p \cdot H}{t_b} \leq 28 \rightarrow F_e = 1 - \left(\frac{K_p \cdot H}{40 \cdot t_b} \right)^2$$

$$\text{Ecuación (13)} \frac{K_p \cdot H}{t_b} > 28 \rightarrow F_e = \left[\frac{20 \cdot t_b}{K_p \cdot H} \right]^2$$

8.7.2.3. Para la evaluación del coeficiente de pandeo (K_p) en las ecuaciones 11 y 13, se empleará el criterio establecido a continuación:

- a. Para muros en edificios con losas de hormigón vaciadas sobre estos y donde el refuerzo vertical del muro cruza la entrecara de apoyo entre la mampostería y el hormigón, $K_p = 0.85$.
- b. 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 8.7.3.2 y 8.7.3.3**.

8.7.3.2. La resistencia a compresión máxima de muros de mampostería sometidos a carga axial céntrica será de acuerdo con la ecuación 14:

$$\text{Ecuación (14)} \varphi P_n MAX = 0.80 \cdot \varphi \left[0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + (A_{st} \cdot f_y) \right]$$

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 15 y 16, donde φP_n y φM_n se obtienen tomando en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo a las hipótesis mencionadas en la **Sección 8.7.1**, las cuales permiten desarrollar un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia y de esbeltez según las **Secciones 8.2.3 y 8.7.2**.

$$\text{Ecuación (15)} \varphi P_n = \varphi \left[0.85 f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot F_e \pm (A_{SI} f_{SI}) \pm (A_{SJ} f_{SJ}) \pm \sum (A_{SV} f_{SV}) \right] \leq \varphi P_n MAX$$

$$\text{Ecuación (16)} \varphi M_n = \varphi \left[0.85 f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot \left(\frac{L}{2} - \frac{a}{2} \right) \pm (A_{SI} f_{SI} \cdot Y_{SI}) \pm (A_{SJ} f_{SJ} \cdot Y_{SJ}) \pm \sum (A_{SV} f_{SV} \cdot Y_{SV}) \right]$$

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

- a) Para $P_u \leq 0.10 \cdot f'_m \cdot A_b$

$$\text{Ecuación (17)} \phi M_n = \phi \left[0.85 f'_m \cdot a \cdot t_e \cdot \left(0.8L - \frac{a}{2} \right) \right]$$

$$\text{Ecuación (18)} a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot t_e \cdot F_e}$$

Donde:

$A_s = \text{Min} (A_{s1}, A_{s2})$ y no necesita ser mayor que la ecuación 19.

$$\text{Ecuación (19)} A_s \leq \frac{M_u}{\phi \cdot f_y \cdot 0.8 \cdot L}$$

b) Para $P_u > 0.10 \cdot f'_m \cdot A_b$ la resistencia a flexión será evaluada de acuerdo con la **sección 8.7.3.3**.

8.7.3.5. El término $t_e \cdot F_e$ expresado en las ecuaciones 11,15,16 a la 18, corresponden al espesor equivalente por esbeltez y pueden ser tomados en conformidad a los valores indicados en las tablas 5 y 6.

TABLA 5
ESPESORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ EN MUROS de $t_b = 200 \text{ mm (8")}$

ALTURA EFECTIVA DEL MURO $K_p \cdot H(\text{m})$	Valores De Espesores Equivalentes por Esbeltez ($t_e \cdot F_e$)			
	Espaciamento De Cámaras Llenas de Concreto			
	@ 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	12.3	11.58
2.20	17.8	13.62	12.22	11.51
2.30	17.6	13.51	12.12	11.42
2.40	17.37	13.38	12.01	11.33
2.50	17.12	13.24	11.9	11.23
2.60	16.86	13.09	11.78	11.13
2.70	16.59	12.93	11.66	11.02
2.80	16.32	12.77	11.54	10.92
2.90	16.04	12.61	11.42	10.82
3.00	15.76	12.45	11.31	10.71
3.10	15.49	12.29	11.19	10.61
3.20	15.23	12.13	11.08	10.51

3.30	14.97	11.97	10.97	10.41
3.40	14.72	11.81	10.86	10.32
3.50	14.48	11.65	10.76	10.22
3.60	14.25	11.5	10.65	10.13
3.70	15.03	11.35	10.55	10.04
3.80	14.59	11.41	10.23	9.64

TABLA 6
ESPEORES EQUIVALENTES POR ESBELTEZ EN MUROS de $t_b = 150 \text{ mm}$ (6")

ALTURA EFECTIVA DEL MURO $K_p \cdot H$ (m)	Valores De Espesores Equivalentes por Esbeltez ($t_e \cdot F_e$)			
	Espaciamiento De Cámaras Llenas de Concreto			
	@ 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

CAPÍTULO 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:

$$\text{Ecuación (20)} \quad V_n = V_m + V_s$$

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

$$\text{Ecuación (21)} \quad \frac{H_T}{L} \geq 2 \rightarrow V_m = 0.60\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

$$\text{Ecuación (22)} \quad 1.5 < \frac{H_T}{L} < 2 \rightarrow V_m = 0.725\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

$$\text{Ecuación (23)} \quad \frac{H_T}{L} \leq 1.5 \rightarrow V_m = 0.85\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

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

$$\text{Ecuación (24)} \quad V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_y \cdot 0.8L}{S}$$

→ Donde

$$V_s \leq 2\sqrt{f'_m} \cdot 0.8L \cdot t_e$$

CAPÍTULO 8.9. MAMPOSTERÍA A FLEXIÓN FUERA DEL PLANO.

Las disposiciones del **CAPÍTULO 8.9** 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.**

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

$$\text{Ecuación (25)} \quad \varphi P_{nMAX} = 0.80 \cdot \varphi [0.85 f'_m (A_e - A_{st}) + (A_{st} \cdot f_y)]$$

Donde

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

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

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

$$\text{Ecuación (26)} \quad \varphi M_n = \varphi \cdot 0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \left(\frac{t_b}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

$$\text{Ecuación (27)} \quad a = \frac{\sum A_{SV} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot L \cdot F_e}$$

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

La resistencia a carga axial y de flexión combinadas en muros de mampostería se tomará según las ecuaciones 28 y 29, donde φP_n y φM_n se obtienen tomando en cuenta la interacción entre momento y carga axial, de acuerdo a las hipótesis mencionadas en la **Sección 8.7.1**, las cuales permiten desarrollar un diagrama de interacción del muro, empleando el coeficiente de reducción de resistencia y de esbeltez según las **Secciones 8.2.3** y **8.7.2**.

$$\text{Ecuación (28)} \quad \varphi P_n = \varphi \left[0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \pm \sum (A_{SV} f_{SV}) \right] \leq \varphi P_{nMAX}$$

$$\text{Ecuación (29)} \quad \varphi M_n = \varphi \left[0.85 f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \left(\frac{t_b}{4} - \frac{a}{2} \right) \pm \sum (A_{SV} f_{SV} \cdot Y_{SV}) \right]$$

CAPÍTULO 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 la **Sección 8.10.2**. Cuando los apoyos de vigas y/o dinteles no satisfacen los requisitos de resistencia de aplastamiento, se podrá usar datos 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 las **Secciones 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 de la **Sección 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 30:

$$\text{Ecuación (30)} \quad \varphi P_a = \varphi \cdot 0.85 \cdot f'_m \cdot t_b \cdot b_w$$

8.10.3. Resistencia al aplastamiento del dado de apoyo se evaluará según la fórmula (31):

$$\text{Ecuación (31)} \quad \varphi P_a = \varphi \cdot 0.85 \cdot f'_m \cdot t_b \cdot L_D$$

Donde

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.

8.10.4. El dado de apoyo debe cumplir con las especificaciones mínimas de refuerzo de vigas de amarre, especificado en la **Sección 8.6.3.5**.

8.10.5. El valor de la resistencia calculada de la mampostería (f'_m), en las ecuaciones 30 y 31, deben ser tomadas con relación al área bruta de la pared. (Véase tablas 2 y 3).

CAPÍTULO 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 mínimo-especificados en las **Secciones 8.11.2 a la 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 a las especificaciones del **CAPÍTULO 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 3/8”.

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 8.6.2.**

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 8.6.3.**

8.11.8. La sobre cargas sobre el relleno del muro no podrá ser mayor de 500 kg/m².

8.11.9. Las especificaciones de las **Secciones 8.11.1** a la **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 la **Sección 8.2.1.**

CAPÍTULO 8.12. CONSIDERACIONES DE HUECOS EN MAMPOSTERÍA.

8.12.1. En todo el perímetro de las aberturas de puertas y ventanas se deberán colocar al menos dos barras de 1/2” tanto vertical como horizontalmente, y cuya longitud debe ser tal que sobrepase la dimensión de la abertura al menos 30 cm a ambos lados.

9



Acero



TITULO 9: ACERO

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.....	38
CAPITULO 9.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	39
CAPITULO 9.2. REQUERIMIENTOS BASICOS DE DISEÑO.	57
CAPITULO 9.3. DISEÑO PARA ESTABILIDAD.....	65
CAPITULO 9.4. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCION.....	69
CAPITULO 9.5. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESION.	75
CAPITULO 9.6. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXION.....	86
CAPITULO 9.7. DISEÑO DE MIEMBROS PARA CORTANTE.	108
CAPITULO 9.8. DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZA AXIAL Y FLEXION COMBINADAS.	114
CAPITULO 9.9. DISEÑO DE MIEMBROS PARA TORSION Y TORSION COMBINADA CON OTRAS FUERZAS.	117
CAPITULO 9.10. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS.	119
CAPITULO 9.11. DISEÑO DE CONEXIONES.....	145
CAPITULO 9.12. DISEÑO PARA SERVICIABILIDAD.....	175
CAPITULO 9.13. FABRICACION Y MONTAJE.	176
CAPITULO 9.14. CONTROL DE CALIDAD.....	180

CAPITULO 9.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

9.1.1. OBJETIVO. El presente Título establece los criterios para el diseño, fabricación, montaje y control de calidad de sistemas estructurales de acero, o de sistemas de acero que actúen de forma compuesta con elementos de hormigón armado. Para todos los casos donde las condiciones particulares de la estructura no estén cubiertas por las especificaciones dadas en este Título, se deberán aplicar los criterios correspondientes en los Estándares de Referencia indicados en 9.1.7.

Si las condiciones particulares de la estructura no son cubiertas por las especificaciones dadas en este Título ni por las especificaciones dadas en los Estándares de Referencia indicados en 9.1.7, se permitirá que el diseño esté basado en pruebas o análisis, las cuales estarán sujetas a la aprobación de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED.

9.1.2. DISEÑO SISMICO. Para el diseño sísmico de los sistemas estructurales de acero y compuestos designados para resistir fuerza sísmica, se deberán aplicar los criterios de diseño de la edición más reciente de las Provisiones Sísmicas para Edificaciones de Acero del AISC: **“Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341).”**

9.1.3. DOCUMENTOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION. Todos los documentos de diseño y de construcción deberán estar basados en los criterios de este Título y de los demás títulos aplicables del CDCRD. Como mínimo, se deberán especificar las siguientes informaciones:

- (a) Declaración del método de diseño usado: LRFD o ASD.
- (b) Identificación del sistema de resistencia a fuerzas laterales (sísmicas y de viento).
- (c) Identificación de los elementos estructurales que no han sido designados como parte del sistema de resistencia a fuerzas laterales.
- (d) Identificación de los diafragmas de piso y colectores/distribuidores.
- (e) Ubicación, tamaño y grado de los conectores de cortante.
- (f) Ubicación, tamaño, distancias y grado de los anclajes.
- (g) Sección, grado, tamaño y ubicación de todos los elementos estructurales. En el caso de columnas, se deberá indicar el centro de éstas y los ángulos y/o desplazamientos respecto de los ejes estructurales.
- (h) Geometría general de la edificación.
- (i) Niveles de las bases de columnas, pisos y techos.
- (j) Detalles de todas las uniones entre elementos y de refuerzos localizados en los miembros estructurales, incluyendo, sin ser limitativos: posición, tamaño y tipo de soldadura; posición, grado y dimensiones de placas, barras y láminas; dimensiones y tipos de agujeros; distancias

entre pernos; distancias de pernos al borde de elementos conectados; tamaños y grados de pernos; tolerancias, entre otros.

- (k) Magnitud, dirección y ubicación de contraflechas requeridas.
- (l) Ubicación y dimensionamiento de aberturas requeridas en secciones de elementos estructurales.
- (m) Identificación de elementos y conexiones sujetos a fatiga.
- (n) Cualquier información adicional requerida por la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED.

9.1.4. DEFINICIONES. Las siguientes definiciones aplican para la correcta interpretación del contenido del presente Título.

9.1.4.1. ANCLAJE [PERNO, BARRA]: Dispositivo mecánico embebido en concreto o adherido mecánica o químicamente al concreto con el propósito de servir para el anclaje de elementos estructurales.

9.1.4.2. ADHERENCIA DIRECTA: En una sección compuesta, es el mecanismo mediante el cual los esfuerzos se transfieren entre el acero y el concreto por medio de esfuerzos de adherencia.

9.1.4.3. ANALISIS DE PRIMER ORDEN: Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio son formuladas sobre la estructura no deformada, por lo que los efectos de segundo orden son despreciados.

9.1.4.4. ANALISIS ELASTICO: Análisis estructural basado en la suposición de que la estructura recupera su forma original luego de retirar las cargas.

9.1.4.5. ANALISIS INELASTICO [PLASTICO]: Análisis estructural que toma en cuenta el comportamiento inelástico o plástico del material.

9.1.4.6. ANALISIS PLASTICO: Análisis estructural basado en la asunción de un comportamiento rígido-plástico de los miembros estructurales. En ese análisis se considera que la estructura está en equilibrio y que los esfuerzos de todos los elementos estructurales son iguales o están por debajo de los esfuerzos de fluencia del material.

9.1.4.7. ANCHO EFECTIVO: En placas o losas, es el ancho reducido para el cual se asume que actúa una distribución uniforme de esfuerzos, la cual produce los mismos efectos sobre el comportamiento de un miembro estructural que si se considerara el ancho total y los esfuerzos reales distribuidos de manera no uniforme.

9.1.4.8. APLASTAMIENTO [FLUENCIA LOCAL]: Estado límite de fluencia local por compresión debido a la acción de un elemento que aplasta otro elemento o superficie.

9.1.4.9. APLASTAMIENTO DEL CONCRETO: Estado límite de falla por compresión del concreto cuando éste ha alcanzado la deformación unitaria última.

9.1.4.10. APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA: Estado límite consistente en una falla localizada del alma en la vecindad inmediata de una carga o reacción concentrada.

9.1.4.11. AREA NETA EFECTIVA: Area neta que ha sido modificada para tomar en cuenta el efecto del retraso de cortante.

9.1.4.12. ARRIOSTRAMIENTO LATERAL: Miembro o sistema diseñado para inhibir el pandeo lateral o laterotorsional de elementos estructurales.

9.1.4.13. ARRIOSTRAMIENTO LOCAL: Miembro o sistema que provee rigidez y resistencia para restringir el movimiento fuera del plano de otro elemento estructural en el punto de arriostramiento.

9.1.4.14. ARRIOSTRAMIENTO PUNTUAL: Es un elemento de arriostramiento que limita el giro o desplazamiento lateral independientemente de otros arriostramientos ubicados en otros puntos de arriostramiento adyacentes.

9.1.4.15. ARRIOSTRAMIENTO TORSIONAL: Tipo de arriostramiento que previene o restringe el giro de la sección de una viga o columna.

9.1.4.16. ATIESADOR [RIGIDIZADOR]: Elemento estructural, generalmente en forma de placa, que se adhiere a un miembro estructural con la finalidad de distribuir cargas concentradas o prevenir pandeo local.

9.1.4.17. ATIESADOR TRANSVERSAL: Atiesador (rigidizador) unido al alma del miembro de forma perpendicular a los patines.

9.1.4.18. BASE DE COLUMNA [CONEXIÓN]: Ensamble de miembros estructurales, placas, arandelas, tuercas, conectores y pernos de anclaje en la base de una columna, que sirve para transmitir las fuerzas entre la superestructura de acero y las fundaciones de concreto.

9.1.4.19. BLOQUE DE CORTE [RUPTURA]: En una conexión, es el estado límite de ruptura por tensión a lo largo de una trayectoria junto con fluencia por cortante a lo largo de otra trayectoria.

9.1.4.20. CARGA CICLICA: Carga repetida transitoria con una magnitud y frecuencia suficientes para producir esfuerzos capaces de iniciar y propagar el agrietamiento del material por fatiga.

9.1.4.21. CARGAS DE DISEÑO: Son las cargas aplicadas que son determinadas mediante las combinaciones de diseño especificadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

9.1.4.22. CARGA MAYORADA [FACTORIZADA]: Es la carga nominal multiplicada por el factor de carga (LRFD).

9.1.4.23. COLECTOR/DISTRIBUIDOR: Elemento o miembro estructural que forma parte del diafragma, usado para transferir cargas entre el diafragma y los elementos verticales del sistema resistente a cargas laterales.

9.1.4.24. CONCENTRACION DE ESFUERZOS: Esfuerzos localizados que son considerablemente mayores en magnitud que los esfuerzos promedio en la vecindad del área, y que ocurren producto de un cambio abrupto de geometría del miembro y/o por la presencia de cargas concentradas en un área relativamente pequeña.

9.1.4.25. CONEXIÓN: Combinación de elementos estructurales y uniones para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.

9.1.4.26. CONEXIÓN ARTICULADA: Es una unión que transmite un momento de flexión despreciable o nulo entre los elementos conectados.

9.1.4.27. CONEXIÓN A MOMENTO PARCIALMENTE RESTRINGIDA: Es toda conexión capaz de transferir momento permitiendo una rotación relativa no despreciable entre los elementos conectados.

9.1.4.28. CONEXIÓN DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO: Es una unión apernada diseñada para resistir movimiento a través del desarrollo de fricción estática entre las superficies conectadas, la cual se logra por la fuerza de sujeción de los pernos.

9.1.4.29. CONEXIÓN TIPO APLASTAMIENTO: Conexión apernada donde las fuerzas son transmitidas por aplastamiento entre el perno y los elementos de conexión.

9.1.4.30. CONEXIÓN TOTALMENTE RESTRINGIDA: Conexión capaz de transferir momento entre dos miembros presentando una rotación relativa despreciable entre los miembros conectados.

9.1.4.31. CONTRAFLECHA: Curvatura proporcionada a una viga o cercha para compensar las deflexiones esperadas.

9.1.4.32. CONTROL DE CALIDAD: Son las inspecciones y controles aplicados por el fabricante y/o erector de la estructura, para asegurar que los materiales provistos y los trabajos ejecutados estén de conformidad con los requerimientos de los documentos de construcción y los estándares de referencia.

9.1.4.33. EFECTO [ACCIÓN] DE PALANCA: En conexiones apernadas, es el incremento de la tensión en un perno producto de la acción de palanca que ocurre entre el punto de aplicación de la carga, el perno y la reacción de los elementos conectados.

9.1.4.34. EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN: Son los efectos de las cargas que actúan sobre la configuración deformada de la misma. Estos efectos se separan en efectos tipo $P - \delta$ y $P - \Delta$.

9.1.4.35. EJE DÉBIL: Eje centroidal principal menor de una sección. Es el eje principal alrededor del cual se tiene el menor momento de inercia.

9.1.4.36. EJE FUERTE: Eje centroidal principal mayor de una sección. Es el eje principal alrededor del cual se tiene el mayor momento de inercia.

9.1.4.37. ELEMENTO ATIESADO: Elemento plano en compresión con elementos adyacentes fuera del plano a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la carga.

9.1.4.38. ELEMENTO NO ATIESADO: Elemento plano en compresión con un elemento adyacente fuera del plano a lo largo de uno de los bordes paralelos a la dirección de la carga.

9.1.4.39. EMPALME: Es una conexión entre los extremos de dos miembros estructurales para formar un único elemento de mayor longitud.

9.1.4.40. ESFUERZO DE FLUENCIA: Punto de fluencia o resistencia a la fluencia.

9.1.4.41. ESFUERZO DE FLUENCIA MINIMO ESPECIFICADO: Límite inferior del esfuerzo de fluencia especificado para un material de acuerdo con el estándar ASTM aplicable.

9.1.4.42. ESTABILIDAD: Es la condición de un componente estructural o estructura para la cual un cambio pequeño en las condiciones de carga o de geometría de éstos no producen desplazamientos o deformaciones grandes.

9.1.4.43. ESTADO LIMITE: Condición a partir de la cual una estructura o componente estructural se vuelve inadecuado para servicio, ya sea porque se considera no apto para satisfacer los criterios de serviciabilidad o porque no cuenta con resistencia suficiente para resistir las cargas últimas de diseño.

9.1.4.44. ESTADO LIMITE DE SERVICIABILIDAD: Es la condición límite que afecta la capacidad de una estructura para mantener su función, durabilidad, seguridad, percepción y comodidad de sus ocupantes, bajo su uso y ocupación regular.

9.1.4.45. FACTOR DE LONGITUD EFECTIVA, K: Relación por cociente entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada del miembro.

9.1.4.46. FATIGA: Estado límite de iniciación, crecimiento y propagación de agrietamiento resultante de la aplicación repetitiva de cargas vivas.

9.1.4.47. FLUENCIA: Estado límite de deformación inelástica que ocurre cuando se alcanza el esfuerzo de fluencia.

9.1.4.48. FLUENCIA LOCAL: Fluencia del acero que ocurre en un área local de un elemento.

9.1.4.49. JUNTA PRETENSADA: Unión donde se emplean pernos de alta resistencia que se pretensan hasta alcanzar el nivel mínimo de pretensado.

9.1.4.50. LAMINA COLABORANTE [STEEL DECK]: En construcción compuesta, es una lámina de acero conformada en frío, generalmente con un perfil acanalado, usada como formaleta permanente de losas compuestas.

9.1.4.51. LONGITUD EFECTIVA: Longitud equivalente de un miembro en compresión con la misma resistencia cuando se analiza con condiciones de extremos articulados.

9.1.4.52. LONGITUD NO ARRIOSTRADA: Distancia entre puntos de arriostamiento de un miembro, medidos entre los centros de gravedad de los elementos de arriostamiento.

9.1.4.53. MARCO ARRIOSTRADO: Marco o pórtico con elementos diagonales de arriostamiento, diseñados para resistir fuerzas laterales.

9.1.4.54. MODELO DE DISEÑO: Modelo digital tridimensional de una estructura utilizado para realizar el análisis y/o diseño estructural.

9.1.4.55. MODULO DE SECCION EFECTIVO: Es el módulo de sección reducido para tomar en cuenta el pandeo de elementos esbeltos en compresión.

9.1.4.56. MOMENTO DE FLUENCIA: En un miembro estructural sujeto a flexión, es el momento para el cual la fibra extrema de la sección alcanza el esfuerzo de fluencia.

9.1.4.57. MOMENTO PLASTICO: Resistencia a momento teórica que resulta de asumir que la sección transversal completa del miembro está plastificada.

9.1.4.58. MURO COMPUESTO DE PLACA DE ACERO Y CONCRETO: Muro estructural compuesto por placas estructurales de acero, anclajes de acero y concreto estructural que actúan como una unidad.

9.1.4.59. PANDEO: Estado límite donde la geometría de un miembro estructural o una de sus partes cambia súbitamente su geometría bajo una condición de carga dada.

9.1.4.60. PANDEO FLEXO-TORSIONAL: Modo de pandeo en el cual un miembro en compresión se flexiona y gira simultáneamente sin presentar un cambio en la forma de la sección transversal.

9.1.4.61. PANDEO FUERA DEL PLANO: Estado límite de una viga, columna o viga-columna que implica pandeo lateral o laterotorsional.

9.1.4.62. PANDEO LATERAL DEL ALMA: Estado límite de pandeo lateral del patín en tracción que se ubica en el lado opuesto de la ubicación de una fuerza concentrada de compresión.

9.1.4.63. PANDEO LATEROTORSIONAL: Modo de pandeo de un elemento en flexión que implica una deflexión del miembro fuera de su plano de flexión, y que ocurre simultáneamente con un giro de la sección alrededor del centro de cortante de la sección transversal.

9.1.4.64. PANDEO LOCAL: Estado límite de pandeo de un elemento a compresión de la sección transversal de un miembro estructural.

9.1.4.65. PANDEO POR CORTANTE [ALABEO]: Modo de pandeo en el cual una placa, alma de una viga, o elemento similar, se deforma producto de la aplicación de fuerzas cortantes en el plano del elemento.

9.1.4.66. PANDEO POR FLEXION: Modo de pandeo donde un miembro en compresión se deflecta lateralmente de forma súbita sin que se produzca torcedura o cambio de la forma de la sección transversal.

9.1.4.67. PANDEO TORSIONAL: Modo de pandeo donde un miembro en compresión gira alrededor del eje de centro de cortante de la sección.

9.1.4.68. PERNO PRETENSADO: Perno que ha sido apretado hasta alcanzar el nivel mínimo de pretensado.

9.1.4.69. PLACA DE PANEL: Placa paralela al alma de la viga o columna, que se adhiere para incrementar la resistencia a cortante en lugares donde se esperan concentraciones de esfuerzos.

9.1.4.70. PLACA NODAL: Placa de acero que conecta elementos de una cercha o que conecta un puntal o arriostramiento a una viga o columna de pórtico.

9.1.4.71. PLANCHUELA [RELLENO]: Es una capa fina de material usada para rellenar el espacio de separación entre las superficies de dos elementos.

9.1.4.72. PORTICO A MOMENTO: Sistema estructural conformado por la unión de vigas y columnas, capaz de resistir cargas laterales mediante esfuerzos de cortante y flexión de los elementos conectados y sus conexiones.

9.1.4.73. PUNTO DE FLUENCIA: Valor del primer esfuerzo en un material para el cual ocurre un incremento en la deformación unitaria longitudinal sin un incremento en el esfuerzo, de acuerdo con lo definido en el estándar ASTM aplicable.

9.1.4.74. RAZON DE ESBELTEZ: También conocida como relación de esbeltez, para un elemento en la sección, es la relación por cociente del ancho del elemento entre el espesor, usado para clasificar las secciones como compactas, no compactas y esbeltas, según sea el caso.

9.1.4.75. RESISTENCIA A LA RUPTURA: Es la resistencia limitada por el rompimiento o desgarre de miembros o elementos conectados.

9.1.4.76. RESISTENCIA A LA FLUENCIA: Esfuerzo para el cual un material presenta una desviación especificada de la ley de proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones unitarias longitudinales, como se define por ASTM.

9.1.4.77. RESISTENCIA MINIMA A LA TRACCION ESPECIFICADA: Límite inferior de la resistencia a la tracción especificada para un material de acuerdo con el estándar ASTM aplicable.

9.1.4.78. RESISTENCIA ULTIMA A LA TRACCION: Esfuerzos máximos a tracción que un material puede desarrollar de acuerdo con lo especificado en el estándar ASTM aplicable.

9.1.4.79. RETRASO DE CORTANTE: Dígase de la distribución no uniforme de esfuerzos axiales de tensión en un miembro, que ocurre en la proximidad de la conexión con otro componente.

9.1.4.80. ROTULA PLASTICA: Zona totalmente plastificada que se forma en un elemento estructural cuando se alcanza el momento plástico.

9.1.4.81. RUPTURA POR TRACCION Y CORTE: En pernos y otros conectores similares, es el estado límite consistente en ruptura del material producto de la acción simultánea de tracción y corte.

9.1.4.82. SECCION [MIEMBRO] ARMADA: Sección [miembro] fabricada a partir de elementos estructurales de acero que son unidos mediante soldadura o pernos para actuar como una unidad.

9.1.4.83. SECCION COMPACTA: Sección de un miembro estructural que puede alcanzar la resistencia axial plástica a la compresión o el momento plástico previo a la ocurrencia de pandeo local de los elementos de acero. Estos miembros se clasifican como compactos cuando la relación ancho-espesor de los elementos de acero es menor o igual que el valor límite de λ_p .

9.1.4.84. SECCION COMPUESTA: Sección donde los elementos de acero y concreto actúan como una unidad en la distribución de esfuerzos internos.

9.1.4.85. SECCION COMPUESTA COMPACTA: Sección compuesta rellena de concreto que puede alcanzar el esfuerzo axial plástico de compresión o el momento plástico de flexión previo a que se presente falla por pandeo local de los elementos de acero. Estos miembros compuestos se clasifican como compactos cuando la relación ancho-espesor de los elementos de acero es menor o igual que el valor límite de λ_p .

9.1.4.86. SECCION COMPUESTA ESBELTA: Es una sección compuesta rellena de concreto cuya capacidad axial o a flexión está limitada por el pandeo local de un elemento de acero, debido a que el concreto de relleno no provee un confinamiento suficiente para alcanzar la resistencia a compresión confinada. Estos elementos compuestos se clasifican como esbeltos cuando la relación ancho-espesor del elemento de acero en la sección es mayor que λ_r .

9.1.4.87. SECCION COMPUESTA NO COMPACTA: Sección compuesta rellena de concreto que no es capaz de desarrollar la resistencia axial plástica a compresión debido a que el concreto no provee confinamiento suficiente. Estos miembros se clasifican como no compactos cuando la relación ancho-espesor de los elementos de acero es mayor que el valor límite de λ_p y menor que λ_r .

9.1.4.88. SECCION ESBELTA: Es una sección cuya resistencia está limitada por el pandeo local de un elemento de acero. Estos elementos se clasifican como esbeltos cuando la relación ancho-espesor del elemento de acero en la sección es mayor que λ_r .

9.1.4.89. SECCION NO COMPACTA: Sección que no es capaz de desarrollar la resistencia axial plástica a compresión antes de que ocurra el pandeo local. Estos miembros se clasifican como no compactos cuando la relación ancho-espesor de los elementos de acero es mayor que el valor límite de λ_p y menor que λ_r .

9.1.4.90. SECCION TIPO CAJON: Miembro de sección cuadrada o rectangular doblemente simétrica construido a partir de cuatro placas unidas entre sí mediante soldadura en las esquinas, de manera tal que resista cargas como una unidad.

9.1.4.91. SECCION TUBULAR [HSS]: Elemento de sección hueca cuadrado, rectangular o circular, producido de acuerdo con una de las especificaciones dadas en 9.1.8.1.

9.1.4.92. SISTEMA RESISTENTE A FUERZA SISMICA: Es el conjunto de elementos estructurales que han sido diseñados y dispuestos para proveer la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas prescritas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. Similarmente, este sistema debe ser capaz de proveer a la estructura la estabilidad, rigidez y ductilidad requeridas.

9.1.4.93. SOLDADURA DE FILETE: Cordón de soldadura de sección generalmente triangular que se hace entre superficies de elementos que se interceptan.

9.1.4.94. SOLDADURA DE PENETRACION COMPLETA: Soldadura en la cual el metal se extiende a través del espesor de la junta.

9.1.4.95. SOLDADURA DE PENETRACION PARCIAL: Soldadura en la cual la penetración es menor que el espesor total del elemento conectado.

9.1.4.96. SOLDADURA DE RANURA: Soldadura dispuesta en una ranura entre elementos conectados.

9.1.4.97. SOLDADURA DE RANURA ACAMPANADA: Cordón de soldadura dispuesto entre un miembro con una superficie curva en contacto con la superficie plana de otro miembro.

9.1.4.98. SOLDADURA DE RANURA EN V ACAMPANADA: Cordón de soldadura dispuesto entre dos miembros con superficies curvas.

9.1.4.99. SOLDADURA DE TAPON: Soldadura donde el metal de soldadura se funde en un hueco circular realizado en un elemento, y que se usa para unir ese elemento con otro elemento.

9.1.4.100. ZONA DE PANEL: En una conexión viga-columna, se define como el área del alma de la columna delimitada por la proyección de los patines de la columna y de la viga a través de la conexión, y que transmite momento a través del panel de cortante.

9.1.5. ABREVIATURAS. Las siguientes abreviaturas pueden estar presentes en este Título y/o en los estándares o especificaciones de referencia. Todas son abreviaturas originales en inglés.

- (a) ACI: American Concrete Institute;
- (b) AISC: American Institute of Steel Construction;
- (c) AISI: American Iron and Steel Institute;
- (d) ANSI: American National Standards Institute;

- (e) ASCE: American Society of Civil Engineers;
- (f) ASD: Allowable Stress Design;
- (g) AWS: American Welding Society;
- (h) ASTM: American Society for Testing and Materials;
- (i) CJP: Complete Joint Penetration;
- (j) PJP: Partial Joint Penetration;
- (k) HSS: Hollow Structural Section;
- (l) LRFD: Load and Resistance Factor Design.

9.1.6. NOTACIONES. A continuación, se definen las definiciones para los símbolos principales utilizados en el presente Título. En la mayoría de las especificaciones dadas aquí, dado que hay símbolos que tienen significados múltiples según sea el caso, se incorpora un resumen complementario con las definiciones de los términos implicados en las ecuaciones en cuestión. En todo caso, regirán las definiciones que acompañen las ecuaciones en cada caso.

- A_{BM} : Área del metal base;
- A_b : Área del perno o parte roscada;
- A_c : Área del concreto;
- A_e : Área neta efectiva;
- A_{fc} : Área del patín en compresión;
- A_{fg} : Área bruta del patín en tracción;
- A_{fn} : Área neta del patín en tracción;
- A_{ft} : Área del patín en tracción;
- A_g : Área bruta;
- A_{gv} : Área bruta del alma;
- A_n : Área neta;
- A_{nt} : Área neta en tracción;
- A_{nv} : Área neta en cortante directo;
- A_{pb} : Área proyectada en aplastamiento;
- A_s : Área de la sección del perfil de acero;
- A_{sa} : Área de la sección transversal del conector de cortante con cabeza;
- A_{sf} : Área de la trayectoria de falla por cortante;
- A_{sr} : Área del refuerzo longitudinal continuo;
- A_{sw} : Área de las placas de acero en la dirección del cortante;

- A_t : Área neta en tracción;
- A_v : Área en cortante de la porción de acero en un miembro compuesto;
- A_w : Área del alma;
- A_{we} : Área efectiva de la soldadura;
- A_{wel} : Área efectiva de los cordones de soldadura de filete cargados longitudinalmente;
- A_{wet} : Área efectiva de los cordones de soldadura de filete cargados transversalmente;
- A_1 : Ver definición en Título 5: Hormigón Armado;
- A_2 : Ver definición en Título 5: Hormigón Armado;
- B : Ancho total de la sección tubular (HSS);
- B_1 : Multiplicador para tomar en cuenta efectos $P - \delta$;
- B_2 : Multiplicador para tomar en cuenta efectos $P - \Delta$;
- C : Constante torsional del tubular (HSS);
- C_b : Factor de modificación por pandeo laterotorsional para diagramas de momento no uniformes cuando ambos extremos del segmento están arriostrados;
- C_m : Factor de momento uniforme equivalente, asumiendo que no existe traslación relativa de los extremos del miembro estructural;
- C_r : Factor de reducción para ruptura por cortante en miembros conectados por pasadores;
- C_{v1} : Factor de resistencia a cortante del alma;
- C_{v2} : Factor de pandeo por cortante del alma;
- C_w : Constante de alabeo (cortante);
- C_1 : Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos embebidos;
- C_2 : Incremento de distancia al borde;
- C_3 : Coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de miembros compuestos rellenos en compresión;
- D : Carga muerta nominal;
- D : Diámetro exterior de tubular circular (HSS);
- D_u : Multiplicador que refleja la razón de la pretensión media instalada entre la pretensión mínima especificada de pernos instalados;
- E : Módulo de elasticidad del acero (200 GPa);
- E_c : Módulo de elasticidad del concreto (Ver Título 5: Hormigón Armado);
- E_s : Módulo de elasticidad del acero (200 GPa);
- $(EI)_{eff}$: Rigidez efectiva a flexión de una sección compuesta;
- F_{ca} : Esfuerzo axial disponible en el punto en consideración;
- F_{cbw} : Esfuerzo a flexión disponible en el punto en consideración;
- F_{cbz} : Esfuerzo a flexión disponible en el punto en consideración;

- F_{cr} : Esfuerzo crítico;
- F_e : Esfuerzo de pandeo elástico;
- F_{el} : Esfuerzo de pandeo elástico determinado mediante un análisis de pandeo elástico;
- F_{EXX} : Clasificación de resistencia del metal de aporte (soldadura);
- F_{in} : Esfuerzo nominal de adherencia (secciones compuestas);
- F_L : Esfuerzo nominal de compresión en el patín por encima del cual aplica el estado límite de pandeo;
- F_n : Esfuerzo nominal;
- F_{nBM} : Esfuerzo nominal del metal base;
- F_{nt} : Esfuerzo nominal de tracción;
- F'_{nt} : Esfuerzo nominal de tracción para tomar en cuenta los efectos del esfuerzo cortante;
- F_{nv} : Esfuerzo nominal en cortante;
- F_{nw} : Esfuerzo nominal en el metal de soldadura;
- F_u : Resistencia a la tracción mínima especificada;
- F_y : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado;
- F_{yff} : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del patín;
- F_{ysr} : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero refuerzo;
- F_{yst} : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del material del atiesador;
- F_{yw} : Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma;
- G : Módulo de cortante del acero (77.2 GPa);
- G_c : Módulo de cortante del concreto, igual a $0.4E_c$;
- G_s : Módulo de cortante del acero (77.2 GPa);
- H : Altura total de la sección tubular rectangular (HSS);
- I : Momento de inercia en el plano de flexión;
- I_c : Momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;
- I_s : Momento de inercia de la sección del perfil de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;
- I_{sr} : Momento de inercia de las barras de refuerzo de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;
- I_{st} : Momento de inercia de los atiesadores transversales alrededor de un eje en el centro del alma del elemento atiesado (para atiesadores a ambos lados) o alrededor de la cara del alma en contacto con el atiesador (para atiesador de un sólo lado);
- I_{st1} : Momento de inercia mínimo de atiesadores transversales requeridos para desarrollar la resistencia total a cortante por pandeo de los paneles de alma atiesados;
- I_{st2} : Momento de inercia mínimo de atiesadores transversales requeridos para desarrollar la resistencia a cortante por pandeo del alma;

- I_x : Momento de inercia de la sección alrededor del eje principal x;
- I_y : Momento de inercia de la sección alrededor del eje principal y;
- I_{yc} : Momento de inercia del patín en compresión alrededor del eje y;
- I_{yt} : Momento de inercia del patín en tracción alrededor del eje y;
- J : Constante torsional;
- K : Factor de longitud efectiva;
- K_x : Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje x;
- K_y : Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje y;
- K_z : Factor de longitud efectiva para pandeo alrededor del eje longitudinal;
- L : Carga viva nominal;
- L : Longitud no arriostrada del miembro;
- L : Longitud del miembro;
- L_b : Distancia entre puntos arriostrados contra desplazamiento lateral de la zona en compresión o arriostrados para prevenir el giro de la sección;
- L_c : Longitud efectiva del miembro;
- L_{cx} : Longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje x;
- L_{cy} : Longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje y;
- L_{cz} : Longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje longitudinal;
- L_{in} : Longitud de introducción de la carga en miembros compuestos;
- L_p : Longitud no arriostrada lateralmente que sirve como límite para el estado límite de fluencia de la sección;
- L_r : Longitud no arriostrada lateralmente que sirve como límite para el estado límite de pandeo latero-torsional inelástico;
- L_v : Distancia desde el punto de fuerza cortante máxima hasta el punto de fuerza cortante cero;
- L_x : Longitud no arriostrada del miembro respecto del eje x;
- L_y : Longitud no arriostrada del miembro respecto del eje y;
- L_z : Longitud no arriostrada del miembro respecto del eje z;
- M_A : Momento absoluto a una distancia de una cuarta parte (1/4) de la longitud del segmento entre puntos consecutivos arriostrados;
- M_B : Momento absoluto a una distancia de la mitad (1/2) de la longitud del segmento entre puntos consecutivos arriostrados;
- M_C : Momento absoluto a una distancia de tres cuartas partes (3/4) de la longitud del segmento entre puntos consecutivos arriostrados;
- M_c : Resistencia disponible a flexión;
- M_{cr} : Momento de pandeo latero-torsional elástico;

- M_{cx} : Resistencia latero-torsional a flexión alrededor del eje principal mayor;
- M_{max} : Valor absoluto del máximo momento en el segmento entre puntos consecutivos arriostrados;
- M_n : Resistencia nominal a flexión;
- M_p : Momento plástico;
- M_{pf} : Momento plástico de una sección compuesta por el patín y un segmento del alma con profundidad d_e ;
- M_r : Resistencia a flexión requerida;
- M_{rx} : Resistencia a flexión requerida;
- M_{ry} : Resistencia a flexión requerida;
- M_y : Momento de fluencia alrededor del eje de flexión;
- M_{yc} : Momento de fluencia en el patín en compresión;
- M_{yt} : Momento de fluencia en el patín en tracción;
- M_1 : Menor momento en el extremo del segmento no arriostrado;
- M_2 : Mayor momento en el extremo del segmento no arriostrado;
- N_i : Carga ficticia aplicada en el nivel i ;
- P_c : Resistencia disponible a la compresión;
- P_{cy} : Resistencia disponible a la compresión fuera del plano de flexión;
- P_e : Carga axial crítica de pandeo elástico;
- P_n : Resistencia nominal a la compresión;
- P_{no} : Resistencia nominal a la compresión axial sin tomar en cuenta los efectos de longitud del elemento;
- P_{ns} : Resistencia a la compresión de la sección transversal;
- P_{nt} : Fuerza axial de primer orden obtenida para la estructura restringida contra el desplazamiento lateral;
- P_p : Resistencia nominal al aplastamiento;
- P_r : Resistencia a la compresión requerida;
- P_y : Resistencia axial por fluencia de la sección de la columna;
- Q_{ct} : Resistencia disponible a la tracción;
- Q_{cv} : Resistencia disponible a cortante;
- Q_n : Resistencia nominal a cortante de un conector de cortante con cabeza;
- Q_{ne} : Resistencia nominal obtenida mediante ensayo de la conexión a cortante;
- Q_{nt} : Resistencia nominal a la tracción del conector de cortante con cabeza;
- Q_{nv} : Resistencia nominal a cortante del conector de cortante con cabeza;
- Q_{rt} : Resistencia requerida a tracción;

- Q_{rv} : Resistencia requerida a cortante;
- R_a : Resistencia requerida según las combinaciones de diseño del método ASD;
- R_n : Resistencia nominal;
- R_{pc} : Factor de plastificación del alma;
- R_{pg} : Factor de reducción de resistencia a flexión;
- R_{pt} : Factor de plastificación del alma correspondiente al estado límite de fluencia por tracción del patín;
- R_u : Resistencia requerida según las combinaciones de diseño del método LRFD;
- S : Módulo elástico de la sección;
- S_c : Módulo elástico de la sección;
- S_e : Módulo elástico efectivo de la sección;
- S_{min} : Módulo elástico mínimo de la sección respecto del eje de flexión;
- S_x : Módulo elástico de la sección alrededor del eje x;
- S_y : Módulo elástico de la sección alrededor del eje y;
- T_a : Tracción requerida según el método ASD;
- T_b : Pretensión mínima de pernos;
- T_c : Resistencia disponible a torsión;
- T_u : Tracción requerida según el método LRFD;
- T_r : Resistencia torsional requerida;
- U : Factor de retraso de cortante;
- V' : Fuerza cortante nominal que se transfiere entre los conectores de cortante y la viga de acero;
- V_c : Resistencia disponible a cortante;
- V_n : Resistencia nominal a cortante;
- V_r : Resistencia a cortante requerida;
- V'_r : Fuerza cortante que requiere ser transferida al concreto o al acero;
- Y_i : Fuerza de gravedad aplicada en el nivel i ;
- Z : Módulo plástico de la sección;
- Z_x : Módulo plástico de la sección alrededor del eje x;
- Z_y : Módulo plástico de la sección alrededor del eje y.

9.1.7. ESPECIFICACIONES Y ESTANDARES DE REFERENCIA. En el presente Título se hace referencia a los siguientes Estándares de Referencia y/o manuales de diseño. Para todos los casos donde se exceda el alcance de este Título, deberán ser aplicadas las disposiciones que correspondan, dadas en éstos.

(a) American Concrete Institute, ACI.

ACI 318: *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.*

(b) American Institute of Steel Construction, AISC.

AISC 360: *Specification for Structural Steel Buildings.*

AISC 341: *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.*

AISC 358: *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications.*

(c) American Standard for Testing and Materials, ASTM.

ASTM A36/A36M: *Standard Specification for Carbon Structural Steel.*

ASTM A194/A194M: *Standard Specification for Carbon Steel, Alloy Steel, and Stainless-Steel Nuts for Bolts for High Pressure or High Temperature Service, or Both.*

ASTM A500/A500M: *Standard Specification for Cold-Formed Welded and Seamless Carbon Steel Structural Tubing in Rounds and Shapes.*

ASTM A529/A529M: *Standard Specification for High-Strength Carbon-Manganese Steel of Structural Quality.*

ASTM A563/A563M: *Standard Specification for Carbon and Alloy Steel Nuts (Inch and Metric).*

ASTM A572/A572M: *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Columbium-Vanadium Structural Steel.*

ASTM A588/A588M: *Standard Specification for High-Strength Low-Alloy Structural Steel, up to 50 ksi [345 MPa] Minimum Yield Point, with Atmospheric Corrosion Resistance.*

ASTM A709/A709M: *Standard Specification for Structural Steel for Bridges.*

ASTM A992/A992M: *Standard Specification for Structural Steel Shapes.*

ASTM A1043/A1043M: *Standard Specification for Structural Steel with Low Yield to Tensile Ratio for Use in Buildings.*

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

ASTM F1554: *Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength.*

ASTM F3125/F3125M: *Standard Specification for High Strength Structural Bolts and Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, Inch Dimensions 120 ksi and 150 ksi Minimum Tensile Strength, and Metric Dimensions 830 MPa and 1040 MPa Minimum Tensile Strength.*

ASTM F3148: *Standard Specification for High Strength Structural Bolt Assemblies, Steel and Alloy Steel, Heat Treated, 144 ksi Minimum Tensile Strength, Inch Dimensions.*

(d) **American Welding Society, AWS.**

AWS B5.1: *Specification for the Qualification of Welding Inspectors.*

AWS D1.1/D1.1M: *Structural Welding Code—Steel.*

AWS D1.3/D1.3M: *Structural Welding Code—Sheet Steel.*

(e) **Steel Deck Institute, SDI.**

ANSI/SDI QA/QC: *Standard for Quality Control and Quality Assurance for Installation of Steel Deck.*

(f) **AISC Steel Construction Manual.**

(g) **AISC Seismic Design Manual, AISC 327.**

9.1.8. MATERIALES. Los materiales de acero estructural deberán estar de conformidad con esta sección.

9.1.8.1. MIEMBROS ESTRUCTURALES, PLACAS, BARRAS Y LAMINAS. Los materiales de acero estructural permitidos en miembros estructurales, placas, barras y láminas, deben constatar conformidad con los estándares indicados en la **Tabla 1**.

Tabla 1: Materiales de secciones, placas, barras y láminas.

Estándar aplicable	Grados permitidos (MPa)
Secciones laminadas en caliente	
ASTM A36/A36M	N/A
ASTM A529/529M	345 o 380
ASTM A572/572M	290, 345, 380, 415 o 450
ASTM A588/A588M	N/A
ASTM A992/A992M	N/A
ASTM A1043/A1043M	250 o 345
Secciones tubulares (HSS)	
ASTM A53/A53M	B
ASTM A500/A500M	B, C o D
ASTM A1085/A1085M	A
Placas	
ASTM A36/A36M	N/A
ASTM A529/529M	345 o 380
ASTM A572/572M	290, 345, 380, 415 o 450
ASTM A588/A588M	N/A
ASTM A709/A709M	250, 345, 345W, HPS 345W, HPS 345W, HPS 485W o HPS 690W
ASTM A1043/A1043M	250 o 345

Barras	
ASTM A36/A36M	N/A
ASTM A529/529M	345 o 380
ASTM A572/572M	290, 345, 380, 415 o 450
ASTM A709/A709M	250, 345, 345W, HPS 345W o HPS 345W
Láminas o planchas	
ASTM A1011/A1011M	205 hasta 550

9.1.8.2. ACERO NO IDENTIFICADO. Todo el acero estructural no identificado, libre de defectos, se podrá utilizar en elementos no estructurales.

9.1.8.3. PERNOS, ARANDELAS, TUERCAS Y PERNOS DE ANCLAJE. El material de pernos, arandelas, tuercas y anclajes deberá estar de conformidad con la **Tabla 2**.

Tabla 2: Materiales de pernos, arandelas y tuercas.

(a) Pernos
ASTM A307
ASTM A354
ASTM A449
ASTM F3125/F3125M
ASTM F3148
(b) Tuercas
ASTM A194/A194M
ASTM A563/A563M
(c) Arandelas
ASTM F436/F436M
ASTM A844
(d) Pernos de anclaje
ASTM A36/A36M
ASTM F1554
ASTM A449
ASTM A572/A572M
ASTM A588/A588M

9.1.8.4. MATERIALES PARA SOLDADURA. Los materiales de relleno y fundentes deberán estar de conformidad con las especificaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (AWS). Para tales fines, se requerirá al fabricante una certificación la conformidad con los siguientes estándares, según apliquen:

- (a) AWS A5.1/A5.1M
- (b) AWS A5.5/A5.5M
- (c) AWS A5.17/A5.17M
- (d) AWS A5.18/A5.18M
- (e) AWS A5.20/A5.20M

- (f) AWS A5.23/A5.23M
- (g) AWS A5.25/A5.25M
- (h) AWS A5.26/A5.26M
- (i) AWS A5.28/A5.28M
- (j) AWS A5.29/A5.29M
- (k) AWS A5.32/A5.32M

9.1.8.5. CONECTORES DE CORTANTE. Los conectores de cortante de acero con cabeza deberán estar de conformidad con los requerimientos de la Sociedad Americana de Soldadura. Para tales fines, el fabricante deberá proveer una certificación de conformidad con AWS D1.1/D1.1M.

CAPITULO 9.2. REQUERIMIENTOS BASICOS DE DISEÑO.

9.2.1. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO. El diseño de todos los miembros estructurales y sus conexiones deberá ser consistente con el comportamiento esperado de la estructura y con las suposiciones y/o simplificaciones que son asumidas en el análisis estructural.

9.2.2. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS. Las cargas y combinaciones de cargas usadas para analizar y diseñar estructuras deberán corresponderse con las indicadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. Se permitirá el Diseño por Esfuerzos Admisibles (Allowable Strength Design, ASD) y el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load and Resistance Factor Design, LRFD).

Todos los métodos, criterios y requerimientos de diseño sísmico especial dados en el estándar de referencia indicado en 9.1.2, deberán aplicarse en adición a los requerimientos básicos de análisis dados en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

9.2.3. BASES DE DISEÑO. El diseño de todos los miembros estructurales y uniones deberá realizarse de modo tal que no se excedan los estados límites de resistencia o serviciabilidad aplicables cuando la estructura se somete a todas las combinaciones de carga de diseño aplicables, de conformidad con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural y/o a los niveles de carga de diseño esperados de acuerdo con los criterios especiales de diseño sísmico especificados en el estándar de referencia de 9.1.2.

9.2.3.1. DISEÑO PARA RESISTENCIA POR METODO LRFD. La resistencia de diseño, ϕR_n , de componentes y miembros estructurales, deberá exceder la resistencia requerida, R_u , calculada mediante las combinaciones de carga de diseño del método LRFD:

$$1) \quad R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u : es la resistencia requerida usando las combinaciones de carga del método LRFD.

R_n : es la resistencia nominal.

ϕR_n : es la resistencia de diseño.

ϕ : es el factor de reducción de resistencia para el estado límite que corresponda.

9.2.3.2. DISEÑO PARA RESISTENCIA POR METODO ASD. La resistencia admisible de diseño, R_n/Ω , de componentes y miembros estructurales, deberá exceder la resistencia requerida, R_a , calculada mediante las combinaciones de carga de diseño del método ASD:

$$2) \quad R_a \leq R_n/\Omega$$

Donde:

R_a : es la resistencia requerida usando las combinaciones de carga del método ASD.

R_n : es la resistencia nominal.

R_n/Ω : es la resistencia admisible de diseño.

Ω : es el factor de seguridad para el estado límite que corresponda.

9.2.3.3. DISEÑO DE CONEXIONES. Las conexiones entre elementos estructurales deberán diseñarse de acuerdo con las especificaciones del CAPITULO 9.11. Las fuerzas y deformaciones de las conexiones, usadas en el diseño, deben corresponderse con el desempeño esperado de la conexión y con las suposiciones realizadas en el diseño de la estructura.

9.2.3.3.1. CONEXIONES ARTICULADAS. En el análisis estructural se permitirá el uso de conexiones articuladas, para las cuales se asume que existe libre rotación relativa entre los elementos conectados, es decir, que no transmiten momento. En todo caso, las conexiones articuladas deberán ser diseñadas y detalladas para que permitan la totalidad de la rotación relativa requerida según el análisis estructural.

9.2.3.3.2. CONEXIONES A MOMENTO. Las conexiones a momento se clasificarán en totalmente restringidas y parcialmente restringidas, como sigue:

9.2.3.3.2.1. CONEXIONES TOTALMENTE RESTRINGIDAS. Una conexión totalmente restringida permite una rotación relativa despreciable entre los elementos conectados. En el análisis estructural, se permitirá modelar este tipo de conexión como infinitamente rígida. Todas las conexiones totalmente restringidas deberán ser diseñadas y detalladas para que mantengan el ángulo inicial entre los miembros conectados para los estados límite de resistencia.

9.2.3.3.2.2. CONEXIONES PARCIALMENTE RESTRINGIDAS. Una conexión parcialmente restringida es capaz de transmitir momento presentando una rotación relativa entre los elementos conectados que no es despreciable. En el análisis estructural, este tipo de conexiones deberá ser modelada incorporando sus propiedades de respuesta momento-rotación. Las propiedades de respuesta momento-rotación incorporadas al análisis estructural deberán estar respaldadas por bibliografía técnica desarrollada basándose en medios analíticos o experimentales. Los componentes de una conexión parcialmente restringida deberán tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación para que se alcance al menos la resistencia requerida de la conexión.

9.2.3.3.3. DISEÑO DE ANCLAJES AL CONCRETO. El anclaje entre acero y concreto que actúan de forma compuesta deberá ser diseñado de acuerdo con el CAPITULO 9.10. Las bases de columna y pernos de anclaje deberán ser diseñados de acuerdo con el CAPITULO 9.11.

9.2.3.4. DISEÑO PARA ESTABILIDAD. Toda la estructura y los elementos que la componen deberán ser diseñados para estabilidad de acuerdo con el CAPITULO 9.3.

9.2.3.5. DISEÑO PARA SERVICIABILIDAD. Toda la estructura y los miembros estructurales que la componen deberán ser evaluados para cumplir con los criterios de serviciabilidad establecidos en el CAPITULO 9.12.

9.2.3.6. DISEÑO PARA INTEGRIDAD ESTRUCTURAL. En general, como requisitos básicos de integridad estructural, se deberá cumplir con (a) hasta (c):

- (a) Los empalmes de columnas deberán tener una resistencia nominal a la tracción igual o mayor que $D + L$ para el área tributaria de la columna entre el empalme y el empalme o base de columna inmediatamente inferior. D es la carga muerta nominal y L es la carga viva nominal.
- (b) Las conexiones en los extremos de vigas principales deberán tener una resistencia axial nominal mínima a la tracción igual a dos tercios ($2/3$) de la resistencia a cortante requerida para diseño, pero no menor a 44.5 kN.
- (c) Las conexiones en los extremos de miembros de arriostamiento de columnas deberán tener una resistencia nominal a la tracción igual o mayor que el 1% de dos tercios ($2/3$) de la resistencia requerida de la columna en ese nivel.

9.2.3.7. RESISTENCIA A LA CORROSION. En los casos donde se prevé que la corrosión pueda afectar la resistencia o serviciabilidad de la estructura, los componentes estructurales deberán ser diseñados para tolerar la corrosión o en su lugar deberán estar protegidos contra ésta.

9.2.3.8. DISEÑO POR FATIGA. El diseño de miembros y conexiones que requieran consideraciones de fatiga deberá cumplir con el apéndice 3 del AISC 360-22.

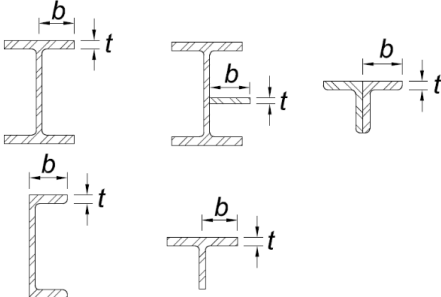
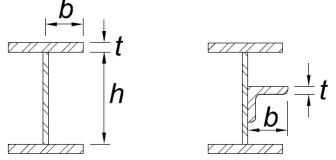
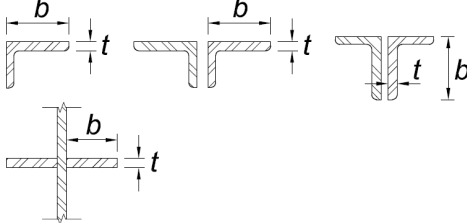
9.2.3.9. DISEÑO CONTRA INCENDIO. El diseño contra incendio de estructuras metálicas deberá basarse en las disposiciones del Título 5: Seguridad y Protección Contra Incendios, del Volumen 5 del CDCRD. De forma complementaria, aplicarán los requerimientos del apéndice 4 del AISC 360-2.

9.2.4. PROPIEDADES DE LOS MIEMBROS.

9.2.4.1. CLASIFICACION DE SECCIONES POR PANDEO LOCAL. Para todos los miembros sujetos a compresión axial, las secciones se clasificarán como esbeltas o no esbeltas. Para que una sección se considere como no esbelta, la relación ancho-espesor de sus elementos en compresión no deberán exceder el valor umbral λ_r de la **Tabla 3**. Las secciones donde la relación ancho-espesor de cualquier elemento de la sección excede el valor umbral λ_r se considerarán como esbeltas.

Para todos los miembros sujetos a flexión, las secciones se clasificarán como compactas, no compactas o esbeltas. Para todas las secciones que se dan en la **Tabla 4**, los patines deben estar continuamente conectados al alma. Para que una sección se considere compacta, la relación ancho-espesor de sus elementos en compresión no deberá exceder el umbral λ_p indicado en la **Tabla 4**. Si cualquiera de los elementos en compresión de la sección tiene una relación ancho-espesor que excede el valor de λ_p pero que es menor que λ_r de la **Tabla 4**, la sección se considerará como no compacta. Para los casos donde cualquiera de los elementos en compresión de la sección tiene una relación ancho-espesor que excede el valor de λ_r de la **Tabla 4**, la sección se considerará como esbelta.

Tabla 3: Razones de esbeltez en elementos en compresión de miembros sometidos a compresión axial.

Caso	Descripción del elemento en la sección	Razón ancho-espesor	Razón ancho-espesor límite, λ_r	Ejemplos
1	(1) Patines de secciones laminadas en forma de I; (2) Placas que se proyectan desde secciones laminadas en forma de I; (3) Alas sobresalientes de angulares dobles conectados en contacto continuo; (4) Patines de secciones tipo canal; (5) Patines de T.	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
2	(1) Patines de secciones armadas en forma de I; (2) Placas o patas de angulares proyectadas de secciones armadas en forma de I;	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$	
3	(1) Patas de angulares simples; (2) Patas de angulares dobles con separadores; (3) Todos los demás elementos no atiesados.	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

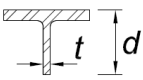
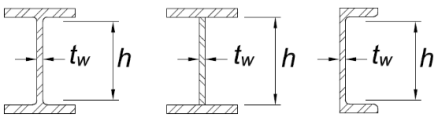
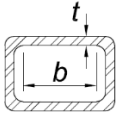
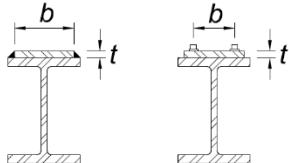
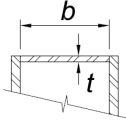
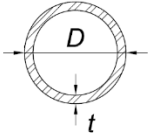
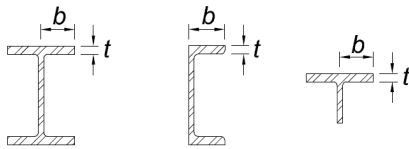
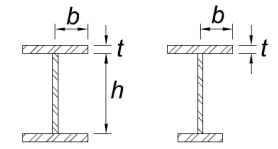
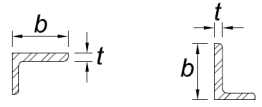
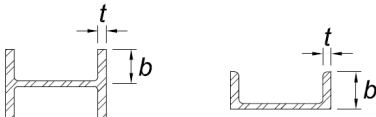
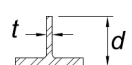
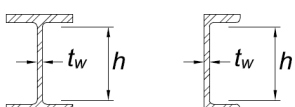
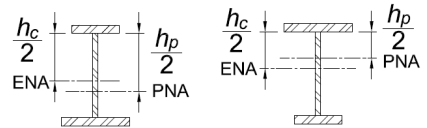
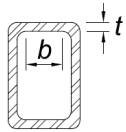
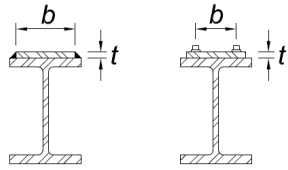
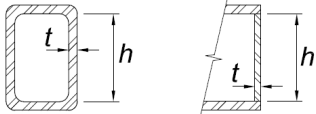
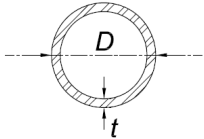
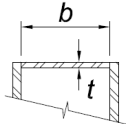
	4	Almas se secciones en T	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
El	5	Almas de secciones laminadas y armadas doblemente simétricas y secciones tipo canal	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Paredes de secciones tubulares (HSS) rectangulares	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Placas de cubierta de patín entre líneas de pernos o entre cordones de soldadura	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	Todos los demás elementos atiesados	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Secciones tubulares circulares (HSS)	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	
	<p>* $k_c = 4\sqrt{t_w/h}$. No deberá ser tomado menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para fines de cálculos.</p>				

Tabla 4: Razones de esbeltez en elementos en compresión de miembros sometidos a flexión.

Caso	Descripción del elemento en la sección	Razón ancho-espesor	Razón ancho-espesor límite		Ejemplos	
			λ_p	λ_r		
El	10	(1) Patines de secciones laminadas en forma de I; (2) Patines de secciones tipo canal; (3) Patines de T.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	11	Patines de secciones armadas con uno o dos ejes de simetría en forma de I.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	12	Patatas de angulares simples.	b/t	$0.54 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	13	Patines de todas las secciones en forma de I y secciones en forma de canal que se flexionan alrededor del eje principal menor.	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	14	Almas de T.	d/t	$0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
El	15	Almas de secciones en forma de I y canales.	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	16	Almas de secciones en forma de I con un sólo eje de simetría.	h_c/t_w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} / \left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09 \right) \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

17	Patines de tubulares (HSS) rectangulares.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
18	Placas de cubierta entre líneas de conectores o entre líneas de soldaduras.	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
19	Almas de tubulares (HSS) rectangulares y secciones tipo cajón.	h/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
20	Tubulares (HSS) circulares	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
21	Patines de secciones tipo cajón	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

9.2.4.1.1. ELEMENTOS NO ATIESADOS. Para elementos no atiesados que estén soportados a lo largo de un solo borde paralelo a la dirección de la carga de compresión, el ancho será tomado como se indica desde (a) hasta (d).

- (a) Para patines de miembros con forma de I y T, el ancho, b , será la mitad del ancho total b_f .
- (b) Para los lados de angulares y patines de secciones tipo canal y Z, el ancho b es el ancho total del lado o del patín, respectivamente.
- (c) Para placas, el ancho b es la distancia medida desde el borde libre hasta la primera fila de pernos o hasta el primer cordón de soldadura.
- (d) Para el alma de secciones en forma de T, d es el peralte total de la sección.

9.2.4.1.2. ELEMENTOS ATIESADOS. Para elementos atiesados, donde se tiene soporte a lo largo de los dos bordes paralelos a la dirección de la carga de compresión, el ancho será tomado como se indica desde (a) hasta (c).

- (a) Para almas de secciones laminadas en caliente, h es la distancia libre entre los patines menos la dimensión del filete en ambos patines. h_c es dos veces la distancia desde el centroide hasta la cara interna del patín en compresión menos la dimensión del filete
- (b) Para almas de secciones armadas, cuando se usan pernos, h es la distancia entre las filas adyacentes de pernos; cuando se usa soldadura, h es la distancia libre entre los patines. Cuando se usan pernos, h_c es dos veces la distancia desde el centroide hasta la fila de pernos más próxima en el patín en compresión; cuando se usa soldadura, h_c es dos veces la distancia desde el centroide hasta la cara interna del patín en compresión. Cuando se usan pernos, el valor de h_p es igual a dos veces la distancia desde el eje neutro plástico a la fila de pernos más próxima en el patín de compresión; cuando se usa soldadura, h_p es igual a dos veces la distancia del eje neutro plástico hasta la cara interior del patín en compresión.
- (c) Para patines de secciones armadas, el ancho b es la distancia entre filas adyacentes de pernos o la distancia entre cordones adyacentes de soldadura.

9.2.4.1.3. Para secciones donde el alma no esté continuamente unida a los patines, se deberá evaluar la esbeltez de la sección usando un análisis de pandeo de placas donde se consideren las condiciones de borde reales de los elementos que conformen la sección.

9.2.4.2. ESPESOR DE PARED DE DISEÑO PARA SECCIONES HSS. En los cálculos que involucren el espesor de pared, se deberá usar el espesor de pared de diseño de secciones tipo HSS, t . El espesor t es igual al espesor nominal para la sección producida de acuerdo con los estándares ASTM A1065/A1065M o ASTM A1085/A1085M. Para otras secciones tipo HSS, el espesor de pared de diseño, t , se deberá tomar como 0.93 veces el espesor nominal de pared de la sección.

9.2.4.3. AREA BRUTA Y AREA NETA.

9.2.4.3.1. AREA BRUTA. El área bruta de un miembro, A_g , será igual al área total de la sección transversal del miembro.

9.2.4.3.2. AREA NETA. El área neta de un miembro, A_n , es la suma de los productos de los espesores y el ancho neto de cada elemento que conforma la sección.

9.2.4.3.2.1. Para el cálculo del área neta para tracción y cortante, el ancho de un agujero para pernos deberá ser tomado como 2 mm mayor que el diámetro nominal del agujero.

9.2.4.3.2.2. Para una cadena de agujeros que se extiende a lo largo de un patrón diagonal o en forma de zigzag, el ancho neto será obtenido como el ancho bruto menos la suma de los diámetros o dimensiones de todos los agujeros como se indica en 9.2.4.3.2.1, y luego, sumando la cantidad $s^2/4g$ para cada cambio en zigzag en la cadena; g es el gramil, o espaciado transversal CAC entre filas de conectores; s es el espaciado longitudinal CAC de cualesquiera dos conectores consecutivos.

9.2.4.3.2.3. Para angulares, la separación de los agujeros en alas opuestas adyacentes se tomará como la suma de las distancias medidas desde cada agujero respectivo a la espalda del ángulo menos el espesor del ala.

9.2.4.3.2.4. Para secciones tipo HSS ranuradas para colocar una placa nodal, el área neta, A_n , es igual al área bruta de la sección menos el producto del espesor y el ancho total del material que ha sido removido para formar la ranura.

9.2.4.3.2.5. Para determinar el área neta a través de soldaduras de tapón o de ranura, no se podrá considerar que el metal de soldadura depositado aporta al área neta.

9.2.4.3.2.6. Para miembros sin agujeros, el área neta A_n es igual al área bruta A_g .

9.2.5. FABRICACION Y MONTAJE. La fabricación, pintura y montaje de estructuras de acero deberá satisfacer lo indicado en el CAPITULO 9.13.

9.2.6. CONTROL DE CALIDAD. El control de calidad deberá satisfacer los requerimientos del CAPITULO 9.14.

9.2.7. EVALUACION DE ESTRUCTURAS EXISTENTES. Para la evaluación de estructuras existentes, se deberán cumplir los requerimientos del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. Además, aplicarán las disposiciones del apéndice 5 del AISC 360-22.

CAPITULO 9.3. DISEÑO PARA ESTABILIDAD.

9.3.1. REQUISITOS GENERALES PARA ESTABILIDAD. Se deberá proveer estabilidad global a la estructura y a cada uno de sus componentes. Se deberá considerar que los siguientes efectos inciden en la estabilidad de la estructura: (1) las deformaciones axiales, por flexión y por cortante de los miembros estructurales, así como las deformaciones de conexiones y otros componentes que contribuyen al desplazamiento total de la estructura; (2) los efectos de segundo orden ($P - \Delta$ y $P - \delta$); (3) las imperfecciones geométricas de los miembros estructurales; (4) las reducciones de rigidez debido a la plastificación parcial de una sección, la cual puede verse acentuada por la presencia de esfuerzos residuales; (5) incertidumbres asociadas al sistema, a los miembros estructurales y a la resistencia y rigidez de las uniones. Todos los efectos que dependen de las cargas aplicadas deberán ser calculados para niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método LRFD, o en su defecto, a 1.6 veces los niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método ASD.

9.3.2. DISEÑO MEDIANTE ANALISIS DIRECTO. El método de diseño por análisis directo se permitirá para todas las estructuras, y podrá basarse en análisis elástico o inelástico. La resistencia requerida será calculada de acuerdo con 9.3.2.1. La resistencia disponible deberá calcularse de acuerdo con 9.3.2.4.

9.3.2.1. RESISTENCIA REQUERIDA. La resistencia requerida en todos los componentes de la estructura deberá determinarse mediante un análisis elástico de acuerdo con 9.3.2.1.1. Se deberán

considerar las imperfecciones iniciales y los ajustes de la rigidez de acuerdo con 9.3.2.2 y 9.3.2.3 respectivamente.

9.3.2.1.1. REQUERIMIENTOS GENERALES DE ANALISIS. El análisis de la estructura deberá cumplir con los siguientes requerimientos mínimos:

- (a) El análisis estructural realizado deberá incorporar las deformaciones axiales, por flexión y por cortante de los miembros estructurales, así como las deformaciones de conexiones y otros componentes que contribuyen al desplazamiento total de la estructura. Se deberán tomar en cuenta las reducciones en todas las rigideces que se considera que contribuyen a la estabilidad de la estructura.
- (b) El análisis deberá incorporar los efectos de segundo orden ($P - \Delta$ y $P - \delta$), pudiéndose despreciar los efectos de segundo orden tipo $P - \delta$ cuando se cumplan las siguientes condiciones: (1) que la estructura soporte las cargas gravitacionales principalmente por medio de columnas, muros o pórticos verticales; (2) que la relación por cociente de la deriva máxima de segundo orden entre la deriva máxima de primer orden, ambas determinadas para niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método LRFD, o 1.6 veces los niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método ASD, en todos los pisos, con rigideces ajustadas como se indica en 9.3.2.3, sea menor o igual que 1.7; (3) que no más de una tercera parte de la carga gravitacional total que actúa sobre la estructura esté soportada por columnas que formen parte de un sistema de pórticos resistentes a momento, en la dirección de traslación bajo consideración. En todo caso, será necesario tomar en cuenta los efectos $P - \delta$ en todos los miembros estructurales individuales que estén sujetos a flexo-compresión.
- (c) El análisis deberá considerar todas las cargas gravitacionales y cualesquiera otras cargas que afecten la estabilidad de la estructura.
- (d) Para diseño por el método LRFD, el análisis de segundo orden deberá ser realizado para las combinaciones de carga de diseño LRFD. Para diseño por el método ASD, el análisis de segundo orden deberá ser realizado para 1.6 veces las combinaciones de carga de diseño ASD; para obtener las resistencias requeridas de los componentes, los resultados deberán ser divididos entre 1.6.

9.3.2.2. IMPERFECCIONES INICIALES. Se deberá considerar el efecto de imperfecciones iniciales en la posición de puntos de intersección entre elementos estructurales sobre la estabilidad de la estructura, ya sea modelando estas imperfecciones de manera directa, como se indica en 9.3.2.2.1, o mediante la aplicación de cargas ficticias, como se indica en 9.3.2.2.2. En la mayoría de las edificaciones, el desaplome de columnas es el tipo de imperfección más importante. Cuando se tienen miembros con curvatura inicial (imperfecciones de miembros), estas imperfecciones no requieren ser consideradas cuando se aplican los requerimientos de diseño de este Título, ya que son tomadas en cuenta implícitamente en las ecuaciones de diseño.

9.3.2.2.1. MODELADO DIRECTO DE IMPERFECCIONES. En todos los casos, para tomar en cuenta el efecto de las imperfecciones iniciales será permitido modelarlas directamente en el análisis estructural. La estructura deberá ser analizada con puntos de intersección desfasados de sus ubicaciones nominales. La magnitud de los desplazamientos iniciales será la máxima considerada en el diseño; la dirección del desplazamiento de los puntos de intersección será aquella que produzca los efectos más desfavorables para la estabilidad estructural. La magnitud de los desplazamientos deberá estar basada siempre en las tolerancias permisibles de construcción o en los valores exactos de las imperfecciones, si se conocen.

Se permitirá incluir las imperfecciones iniciales en el análisis estructural sólo para las combinaciones de carga de diseño con componentes gravitacionales (es decir, excluyendo las combinaciones que tienen carga lateral), siempre que las cargas gravitacionales estén soportadas principalmente por columnas, muros o pórticos verticales, y que la relación por cociente de la deriva máxima de segundo orden entre la deriva máxima de primer orden, ambas determinadas para niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método LRFD, o 1.6 veces los niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método ASD, en todos los pisos, con rigideces ajustadas como se indica en 9.3.2.3, sea menor o igual que 1.7.

9.3.2.2.2. CARGAS FICTICIAS PARA REPRESENTAR IMPERFECCIONES. Para todas las estructuras que soporten las cargas gravitacionales principalmente mediante columnas, muros o pórticos verticales, se permitirá usar la aplicación de cargas ficticias para representar los efectos de las imperfecciones iniciales, las cuales serán aplicadas en la posición de los puntos de intersección de los miembros, de acuerdo con los requerimientos dados aquí. La carga ficticia deberá ser aplicada al modelo estructural de la edificación basado en su geometría nominal.

- (a) Las cargas ficticias deberán ser aplicadas como cargas laterales en todos los niveles. Las cargas ficticias serán sumadas a las demás cargas laterales y serán incorporadas a todas las combinaciones de carga de diseño, excepto por lo permitido en el inciso (d). La magnitud de las cargas ficticias será:

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

Donde:

Y_i : Es la carga gravitacional aplicada en el nivel i para la combinación de carga aplicable del método LRFD o ASD.

N_i : Es la carga ficticia aplicada en el nivel i .

α : 1.0 para método LRFD; 1.6 para método ASD.

El uso de cargas ficticias conlleva incrementos generalmente pequeños en el cortante basal. El ajuste del cortante basal se obtiene mediante la aplicación de una fuerza adicional en la base de la estructura, de igual magnitud y sentido contrario a la suma de todas las cargas ficticias distribuidas a lo largo de los elementos verticales que soportan cargas gravitacionales en forma proporcional a las cargas gravitacionales que soportan dichos elementos. Las cargas ficticias también implican efectos de vuelco que deben ser considerados en el diseño.

- (b) La carga ficticia en cada nivel, N_i , deberán ser distribuidas en todo el nivel en la misma forma en que se distribuyen las cargas gravitacionales en dicho nivel. Las cargas ficticias deberán ser aplicadas en la dirección que produzca el efecto más desestabilizador. Para combinaciones de carga que no incluyan cargas laterales, las cargas ficticias deberán aplicarse en dos direcciones ortogonales alternativas, en ambos sentidos, positivo y negativo; la dirección debe ser la misma en todos los niveles para cada caso. Para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, se deberán aplicar las cargas ficticias en la misma dirección de la fuerza resultante de todas las cargas laterales implicadas en cada combinación respectiva.
- (c) El coeficiente de 0.002 para el cálculo de la magnitud de N_i , corresponde a un desaplome de columna de 1/500. Si se tiene un desaplome máximo conocido mayor que 1/500, debidamente justificado, el coeficiente de desaplome usado para el cálculo de N_i debe ajustarse de conformidad.
- (d) Para estructuras donde, para todos los pisos, la relación por cociente de la deriva máxima de segundo orden entre la deriva máxima de primer orden, ambas determinadas para niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método LRFD, o 1.6 veces los niveles de carga correspondientes a las combinaciones de carga de diseño del método ASD, en todos los pisos, con rigideces ajustadas como se indica en 9.3.2.3, sea menor o igual que 1.7, se permitirá aplicar la carga ficticia N_i sólo en las combinaciones de carga gravitacionales, excluyendo las combinaciones de carga que tienen componentes de carga lateral.

9.3.2.3. AJUSTES DE RIGIDEZ. La rigidez a flexión EI y la rigidez axial EA , deben ser reducidas para fines de la determinación de las resistencias requeridas de los componentes estructurales, de acuerdo con (a) hasta (d). Las rigideces axial y a flexión no requieren ser reducidas para determinación de otros parámetros de respuesta, como derivas de piso, deflexiones, vibraciones y determinación de los periodos de vibración de la estructura.

- (a) Se deberá aplicar un factor de 0.80 a todas las rigideces que se considera que aportan a la estabilidad de la estructura. En su defecto, se permite aplicar el factor de 0.80 a las rigideces de todos los elementos estructurales.
- (b) Se deberá aplicar un factor adicional de reducción de rigidez, τ_b , a las rigideces a flexión, EI , de todos los miembros cuyas rigideces a flexión contribuyan a la estabilidad de la estructura. Para elementos estructurales no compuestos, el valor de τ_b se definirá como sigue:

$$3) \quad \tau_b = 1.0, \text{ cuando } \alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$$

$$4) \quad \tau_b = 4(\alpha P_r / P_{ns})(1 - \alpha P_r / P_{ns}), \text{ cuando } \alpha P_r / P_{ns} > 0.5$$

Donde:

α : 1.0 para método LRFD; 1.6 para método ASD.

P_r : resistencia axial a la compresión requerida según las combinaciones de diseño aplicables.

P_{ns} : resistencia axial a la compresión de la sección transversal; para elementos de sección no esbelta: $P_{ns} = F_y A_g$; para elementos de sección esbelta: $P_{ns} = F_y A_e$, donde A_e se define en 9.5.7 con $F_n = F_y$.

- (c) Para estructuras donde aplique el inciso (b), en lugar de aplicar un valor de $\tau_b < 1.0$ en los casos donde $\alpha P_r / P_{ns} > 0.5$, se permitirá usar $\tau_b = 1.0$ para todos los elementos no compuestos, siempre que se aplique una carga ficticia igual a $0.001\alpha Y_i$ en todos los niveles, en la dirección especificada en 9.3.2.2(b), para todas las combinaciones de carga de diseño aplicables. Estas cargas ficticias se considerarán adicionales a las cargas ficticias aplicadas por criterio de imperfecciones iniciales, si las hubiere. Estas cargas ficticias adicionales no estarán sujetas a lo indicado en 9.3.2.2(d).
- (d) Cuando se usen componentes estructurales que contribuyan a la estabilidad de la estructura y que no sean de acero, éstos deberán ser afectados por las reducciones de rigidez dadas en esta sección. En caso de que el Título que gobierne el diseño de elementos del material distinto de acero del que se trate indique factores de reducción de rigideces menores que los dados aquí, se deberán aplicar los factores de reducción menores.

9.3.2.4. RESISTENCIA DISPONIBLE. Las resistencias disponibles, o resistencias de diseño de todos los miembros estructurales y sus conexiones, deberán ser calculadas según las especificaciones aplicables dadas desde el CAPITULO 9.4 hasta el CAPITULO 9.11.

La longitud efectiva para consideración de pandeo por flexión de todos los miembros deberá ser tomada igual a la longitud no arriostrada del miembro, salvo que se pueda justificar un valor menor. Los elementos de arriostramiento que se usen para definir las longitudes no arriostradas de miembros estructurales deberán tener suficiente rigidez y resistencia para controlar los movimientos del miembro estructural arriostrado en los puntos de arriostramiento.

CAPITULO 9.4. DISEÑO DE MIEMBROS A TRACCION.

9.4.1. CONSIDERACIONES DE ESBELTEZ. No se consideran limitaciones de esbeltez para miembros estructurales en tracción.

9.4.2. RESISTENCIA ULTIMA A LA TRACCION. La resistencia de diseño a tracción, $\phi_t P_n$, y la resistencia admisible a la tracción, P_n / Ω_t , de elementos sujetos a tracción, será la menor obtenida de acuerdo con los estados límite de fluencia de la sección bruta y ruptura de la sección neta.

9.4.2.1. FLUENCIA EN TRACCION DE LA SECCION BRUTA. La resistencia a la tracción de la sección bruta se calculará como sigue:

$$5) \quad P_n = F_y A_g$$

Donde:

$\phi_t = 0.90$ para método LRFD;

$\Omega_t = 1.67$ para método ASD;

F_y = Esfuerzo de fluencia mínimo especificado;

A_g = Área bruta de la sección.

9.4.2.2. RUPTURA DE LA SECCION NETA. La resistencia a la ruptura en tracción de la sección neta se calculará como sigue:

$$6) \quad P_n = F_u A_e$$

Donde:

$\phi_t = 0.75$ para método LRFD;

$\Omega_t = 2.00$ para método ASD;

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada;

A_e = Área neta efectiva de la sección.

Cuando se usen soldaduras de tapón, ranura o de filete en agujeros circulares o alargados, se deberá usar el área neta efectiva a través de los agujeros.

9.4.3. AREA NETA EFECTIVA. El área bruta, A_g , y el área neta, A_n , de elementos sometidos a tracción, serán determinadas mediante las especificaciones de 9.2.4.3. El área neta efectiva, A_e , será calculada como sigue:

$$7) \quad A_e = A_n U$$

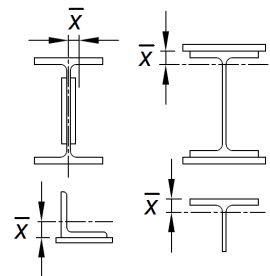
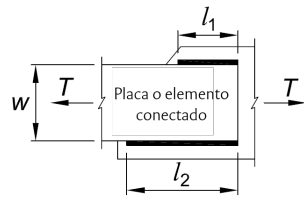
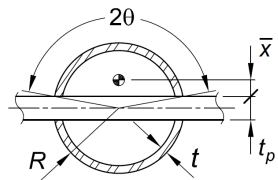
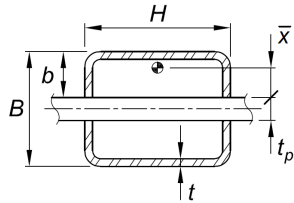
Donde:

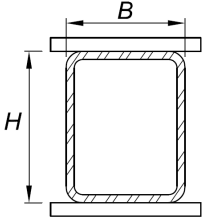
U : es el factor de retraso de cortante, como se indica en la **Tabla 5**.

Para elementos de sección abierta, como secciones tipo W, WT, M, S, ST, C, HP y angulares simples y dobles, el factor de retraso de cortante U no requiere ser menor que la relación por cociente del área bruta de los elementos conectados entre el área bruta de la sección del miembro. Esta especificación no es aplicable a secciones cerradas como las tubulares tipo HSS, ni a placas.

Tabla 5: Valor del factor de retraso de cortante, U , para conexiones de miembros en tracción.

Caso	Descripción del elemento	Factor de retraso de cortante, U	Ejemplo
1	Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida directamente a cada uno de los elementos de la sección por conectores o soldaduras, con excepción de los casos 3 al 6.	$U = 1$	-

2	<p>Todos los miembros en tracción, excepto los tubulares, donde la carga es transmitida por sólo algunos de los elementos de la sección por medio de conectores o soldaduras.</p> <p>Alternativamente, el caso 7 es permitido para perfiles W, M, S y HP. Para ángulos se permite el uso del caso 8.</p>	$U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	
3	<p>Todos los miembros en tracción donde la carga es transmitida por soldaduras transversales a sólo algunos de los elementos de la sección.</p>	$U = 1$	-
4*	<p>Planchas, ángulos, canales con soldaduras en los bordes extremos, secciones tipo T y doble T con elementos adosados donde la tracción es transmitida sólo por cordones de soldadura longitudinales.</p>	$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l}\right)$	
5	<p>Tubos redondos y rectangulares (HSS) con sólo una placa nodal centralizada, donde el tubo se ranura para dar paso a la placa nodal.</p>	$\bar{x} = \frac{R \sin \theta}{\theta} - \frac{t_p}{2}$ $U = \left[1 + \left(\frac{\bar{x}}{l} \right)^{3.2} \right]^{-10}$	
		$\bar{x} = b - \frac{2b^2 + tH - 2t^2}{2H + 4b - 4t}$ $U = 1 - \frac{\bar{x}}{l}$	

6	Tubos rectangulares (HSS) conectados por los laterales mediante dos placas nodales.		$U = \frac{BU_B + HU_H}{B + H}$ $U_B = \frac{3l^2}{3l^2 + B^2}$ $U_H = \frac{3l^2}{3l^2 + H^2}$	
7	Perfiles tipo W, M, S o HP o secciones T cortadas a partir de estos perfiles.	Con el patín conectado mediante tres (3) o más conectores por línea en la dirección de la carga.	$b_f \geq \frac{2}{3}d, U = 0.90$ $b_f < \frac{2}{3}d, U = 0.85$	-
		Con el alma conectada con cuatro (4) o más conectores en la dirección de la carga.	$U = 0.70$	

8	Angulares simples y dobles. Si el valor de U se calcula por el caso 2 se permitirá el uso del mayor valor obtenido.	Con cuatro (4) o más conectores por línea en la dirección de la carga.	$U = 0.80$	-
		Con dos (2) o (3) conectores por línea en la dirección de la carga. Para menos de tres (3) conectores por línea en la dirección de la carga se deberá usar el caso 2.	$U = 0.60$	

* $l = (l_1 + l_2)/2$, donde l_1 y l_2 no deberán ser menores que cuatro (4) veces el tamaño de la soldadura.

B: se define como el ancho total del miembro tubular rectangular, medido en dirección ortogonal al plano de la conexión;

D: es el diámetro externo de la sección tubular cilíndrica;

H: es la altura total de la sección tubular rectangular, la cual se mide en la misma dirección del plano de la conexión;

d: es la profundidad de la sección de la cual es cortada la sección T;

l: es la longitud de la conexión;

w: es el ancho de la placa;

\bar{x} : es la excentricidad de la conexión.

9.4.4. SECCIONES ARMADAS. Para las limitaciones dadas para los conectores entre elementos en contacto continuo consistentes en una placa y una sección estructural, o dos placas, se deberán verificar las especificaciones de 9.11.3.6.

Los conectores, planchas de asiento sin enlace y planchas de cubierta perforadas, pueden ser utilizados en los lados abiertos de miembros armados en tracción. Las planchas de asiento deben tener una longitud mayor o igual que dos terceras partes (2/3) de la distancia entre los cordones de soldadura o conectores que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de estas placas de asiento deberá ser mayor o igual que una cincuentava parte (1/50) de la distancia entre estos cordones de soldadura o conectores. El espaciamiento longitudinal de cordones de soldadura intermitentes o de conectores individuales en placas de asiento no deberá exceder 150 mm.

9.4.5. MIEMBROS CONECTADOS POR PASADORES. La resistencia de diseño a la tracción, $\phi_t P_n$, o la resistencia admisible a la tracción, P_n/Ω_t , será limitada por el menor valor obtenido de los estados límites de ruptura por tracción, ruptura por cortante, aplastamiento y fluencia de la sección bruta.

9.4.5.1. RUPTURA POR TRACCION. La resistencia nominal a la ruptura por tracción se calculará como sigue:

$$8) \quad P_n = F_u(2tb_e)$$

Donde:

$\phi_t = 0.75$, para método LRFD; 2.00 para método ASD;

t : espesor de la placa;

$b_e = 2t + 16$ mm, pero no mayor que la distancia real del borde del agujero al borde de la parte, medida en dirección normal a la dirección de aplicación de la fuerza.

9.4.5.2. RUPTURA POR CORTANTE. La resistencia nominal a la ruptura por cortante se calculará como sigue:

$$9) \quad P_n = 0.6C_rF_uA_{sf}$$

Donde:

$\phi_{sf} = 0.75$, para método LRFD; 2.00 para método ASD;

C_r : factor de reducción para ruptura por cortante en miembros conectados por pasadores, que vale 1.0 cuando $d_h - d \leq 1$ mm, o 0.95 cuando $1 \text{ mm} < d_h - d \leq 2$ mm.

d_h : diámetro del agujero;

d : diámetro del pasador;

$A_{sf} = 2t(a + d/2)$: es el área de trayectoria de falla por cortante igual;

a : distancia desde el borde del agujero del pasador hasta el borde del miembro, medida en la dirección de la carga aplicada.

9.4.5.3. APLASTAMIENTO. Para la determinación de la resistencia al aplastamiento contra el agujero en el área proyectada del pasador se deberán aplicar las especificaciones de 9.11.7.

9.4.5.4. FLUENCIA DE LA SECCION BRUTA. Para la determinación de la resistencia por fluencia en tracción de la sección bruta, véase 9.4.2.1.

9.4.6. REQUERIMIENTOS DIMENSIONALES. Los miembros conectados mediante pasadores deberán satisfacer los requerimientos desde (a) hasta (d):

- (a) El agujero del pasador deberá estar ubicado centralizado respecto de los bordes del miembro, en dirección perpendicular a la dirección de aplicación de la fuerza.
- (b) Cuando el pasador se diseñe para proveer movimiento relativo entre las partes conectadas bajo la acción de la carga total, el diámetro del agujero del pasador no deberá exceder el diámetro del pasador en más de 1 mm para pasadores de menos de 75 mm de diámetro; para pasadores de 75 mm de diámetro o mayores, el diámetro del agujero del pasador no deberá exceder en más de 2 mm el diámetro del pasador.
- (c) El ancho total de la placa donde está el agujero para pasador deberá ser mayor o igual que $2b_e + d$, mientras que la extensión mínima, a , más allá del extremo aplastado del agujero del pasador, medida en la dirección del eje del miembro conectado, deberá ser mayor o igual que $1.33b_e$.
- (d) Se permitirá realizar recortes a 45° a las esquinas más allá del agujero para pasador, medidos con respecto del eje longitudinal del miembro conectado, siempre que el área neta más allá del agujero para pasador, medida sobre un plano perpendicular al recorte, sea mayor o igual que la requerida más allá del agujero en dirección paralela al eje del miembro conectado.

9.4.7. BIELAS. La resistencia a la tracción de bielas deberá ser determinada de acuerdo con 9.4.2, donde el valor de A_g se toma igual al área bruta del cuerpo de la biela. Para fines del cálculo de la resistencia a la tracción, el ancho del cuerpo de la biela no deberá tomarse mayor que ocho (8) veces su espesor.

9.4.7.1. REQUISITOS DIMENSIONALES PARA BIELAS. Las bielas deberán cumplir con los requerimientos dimensionales dados desde (a) hasta (f).

- (a) Las bielas deberán tener espesor uniforme, y no deberán estar reforzadas en los agujeros para pasador. Además, deberán tener cabezas circulares con su periferia concéntrica con el agujero.
- (b) El radio de transición entre la cabeza circular y el cuerpo de la biela no deberá ser menor que el diámetro de la cabeza.
- (c) El diámetro del pasador no deberá ser menor que siete octavas (7/8) partes el ancho del cuerpo de la biela. El diámetro del agujero para pasador no deberá exceder el diámetro del pasador en más de 1 mm.
- (d) Para aceros con F_y mayor que 485 MPa, el diámetro del agujero no deberá exceder cinco (5) veces el espesor de la placa y el ancho del cuerpo de la biela deberá ser reducido de conformidad.

- (e) Se permitirá un espesor de menos de 13 mm solo en los casos donde se provean tuercas externas para fijar y proporcionar contacto por apriete a las placas del pasador y planchuelas de relleno.
- (f) El ancho medido desde el borde del agujero hasta el borde de la placa perpendicular a la dirección de la carga aplicada deberá ser mayor que dos terceras (2/3) partes y, para fines de cálculos, no mayor que tres cuartas (3/4) partes del ancho del cuerpo de la biela.

CAPITULO 9.5. DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESION.

9.5.1. ESPECIFICACIONES GENERALES. La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible a compresión, P_n/Ω_c , se deberá basar considerando el valor más bajo obtenido para la resistencia nominal a la compresión, P_n , determinada para los diferentes estados límite de pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo flexo-torsional. $\phi_c = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_c = 1.67$ para método ASD.

9.5.1.1. REQUERIMIENTOS APLICABLES POR TIPO DE SECCIÓN TRANSVERSAL. A continuación, se resumen los requerimientos aplicables de este capítulo a cada tipo de miembro estructural basados en la geometría de su sección transversal.

- (1) Miembros estructurales con sección en forma de I doblemente simétricos:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3 y 9.5.4.
- (2) Miembros estructurales con sección en forma de I con un solo eje de simetría y secciones tipo canal:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3 y 9.5.4.
- (3) Miembros estructurales tubulares (HSS) rectangulares:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3.
- (4) Miembros estructurales tubulares (HSS) circulares:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3.
- (5) Miembros estructurales en forma de T:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;

- (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3 y 9.5.4.
- (6) Miembros estructurales consistentes en angulares dobles:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.6 y 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3, 9.5.4 y 9.5.6.
- (7) Miembros estructurales consistentes en angulares simples:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.5 y 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.3, 9.5.4 y 9.5.5.
- (8) Miembros estructurales consistentes en barras rectangulares o circulares:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.3;
- (9) Miembros estructurales con secciones asimétricas distintas de angulares simples:
 - (a) Con elementos esbeltos en la sección: 9.5.7;
 - (b) Sin elementos esbeltos en la sección: 9.5.4.

9.5.2. LONGITUD EFECTIVA. La longitud efectiva, L_c , usada para el calculo de la relación de esbeltez, L_c/r , será determinada basados en el factor K .

K : factor de longitud efectiva;

L : longitud no arriostrada lateralmente del miembro;

r : radio de giro de la sección transversal.

9.5.2.1. Para miembros diseñados para resistir compresión, la relación de esbeltez L_c/r deberá limitarse a 200. De forma alternativa al factor de longitud efectiva, K , la longitud efectiva L_c podrá ser determinada mediante análisis de pandeo.

9.5.3. PANDEO POR FLEXION DE MIEMBROS NO ESBELTOS. Para miembros estructurales en compresión con secciones sin elementos esbeltos, definidos como se indica en 9.2.4.1, la resistencia nominal a la compresión, P_n , limitada por pandeo por flexión, se calculará como sigue:

$$10) \quad P_n = F_n A_g$$

Donde el esfuerzo nominal, F_n , se determina como sigue:

$$(a) \quad \text{Cuando } L_c/r \leq 4.71\sqrt{E/F_y}, \text{ o cuando } F_y/F_e \leq 2.25,$$

$$11) \quad F_n = (0.658^{F_y/F_e})F_y$$

$$(b) \quad \text{Cuando } L_c/r > 4.71\sqrt{E/F_y}, \text{ o cuando } F_y/F_e > 2.25,$$

$$12) F_n = 0.877F_y$$

Donde:

A_g : es el área bruta del miembro;

E : es el módulo elástico del acero;

F_e : es el esfuerzo elástico de pandeo determinado como sigue, o alternativamente mediante un análisis de pandeo elástico:

$$13) F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2}$$

F_y : es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado;

r : es el radio de giro de la sección.

9.5.4. PANDEO TORSIONAL Y PANDEO FLEJO-TORSIONAL DE ANGULARES SIMPLES NO ESBELTOS.

Los requisitos de esta sección aplicarán a miembros simétricos respecto de un eje, asimétricos, algunos miembros con dos ejes de simetría, como cruciformes o miembros armados, y para miembros con dos ejes de simetría cuando la longitud no arriostrada torsionalmente exceda la longitud no arriostrada lateralmente, en todo caso, sin elementos esbeltos. Además, estas especificaciones abarcarán los ángulos simples con $b/t > 0.71\sqrt{E/F_y}$, donde b es el ancho del lado más grande del angular y t es el espesor.

El valor de la resistencia nominal a la compresión, P_n , estará limitada por el menor valor que resulte de evaluar los estados límites de pandeo torsional y flexo-torsional.

$$14) P_n = F_n A_g$$

El esfuerzo nominal, F_n , se deberá determinar mediante la ecuación 11 o 12, pero tomando el esfuerzo elástico de pandeo torsional o flexo-torsional dados a continuación.

(a) Para miembros con dos ejes de simetría que giran respecto del centro de cortante:

$$15) F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y}$$

(b) Para miembros con un solo eje de simetría que giran respecto del centro de cortante, donde el eje y es el eje de simetría:

$$16) F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left(1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right)$$

Para miembros con un solo eje de simetría donde el eje x es el eje de simetría, como secciones tipo canal, la ecuación 16 es aplicable intercambiando el término F_{ey} por F_{ex} .

(c) Para miembros asimétricos que giran alrededor del centro de cortante, el valor de F_e es la menor raíz de la siguiente ecuación de tercer grado:

$$17) (F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2(F_e - F_{ey})\left(\frac{x_o}{\bar{r}_o}\right)^2 - F_e^2(F_e - F_{ex})\left(\frac{y_o}{\bar{r}_o}\right)^2 = 0$$

Donde:

C_w : es la cortante de alabeo;

G : es el módulo de cortante del material;

H : es la constante de flexión;

I_x : es el momento de inercia alrededor del eje principal x ;

I_y : es el momento de inercia alrededor del eje principal y ;

J : constante torsional;

K_x : factor de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor del eje x ;

K_y : factor de longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor del eje y ;

K_z : factor de longitud efectiva para pandeo torsional alrededor del eje longitudinal;

$L_{cx} = K_x L_x$: longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje x ;

$L_{cy} = K_y L_y$: longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje y ;

$L_{cz} = K_z L_z$: longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje longitudinal;

L_x : longitud no arriostrada lateralmente respecto del eje x ;

L_y : longitud no arriostrada lateralmente respecto del eje y ;

L_z : longitud no arriostrada lateralmente respecto del eje longitudinal;

\bar{r}_o : radio polar de giro alrededor del centro de cortante;

$$\bar{r}_o^2 = x_o^2 + y_o^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g}$$

r_x : radio de giro respecto del eje x ;

r_y : radio de giro respecto del eje y ;

x_o, y_o : coordenadas del centro de cortante respecto del centroide de la sección;

$$18) F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x}\right)^2}$$

$$19) F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2}$$

$$20) F_{ez} = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{A_g \bar{r}_o^2}$$

Para miembros con forma de I con dos ejes de simetría, el valor de C_w podrá ser tomado igual a $I_y h_o^2/4$, donde el valor de h_o es la distancia entre los centroides de los patines. Para secciones en forma de T y angulares dobles, el término que incluye a C_w puede ser omitido para el cálculo de F_{ez} .

(d) Para secciones con forma de I con dos ejes de simetría y con arriostramiento lateral respecto del eje principal menor desfasado respecto del centro de cortante:

$$21) F_e = \left[\frac{\pi^2 E I_y}{L_{cz}^2} \left(\frac{h_o^2}{4} + y_a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A_g r_o^2}$$

Donde:

$$22) r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_a^2 + y_a^2$$

h_o : es la distancia entre los centroides de los patines;

$x_a = 0$: es la distancia de desfase de los arriostramientos, medida en la dirección del eje x ;

y_a : es la distancia de desfase de los arriostramientos, medida en la dirección del eje y ;

(e) Para secciones con forma de I con dos ejes de simetría y con arriostramiento lateral respecto del eje principal mayor desfasado respecto del centro de cortante:

$$23) F_e = \left[\frac{\pi^2 E I_y}{L_{cz}^2} \left(\frac{h_o^2}{4} + x_a^2 \frac{I_x}{I_y} \right) + GJ \right] \frac{1}{A_g r_o^2}$$

Donde:

$$24) r_o^2 = r_x^2 + r_y^2 + x_a^2 + y_a^2$$

h_o : es la distancia entre los centroides de los patines;

x_a : es la distancia de desfase de los arriostramientos, medida en la dirección del eje x ;

$y_a = 0$: es la distancia de desfase de los arriostramientos, medida en la dirección del eje y ;

(f) Para todos los demás miembros que tengan arriostramiento lateral desfasado respecto del centro de cortante, el esfuerzo efectivo de pandeo, F_e , será determinado mediante análisis.

9.5.5. ANGULARES SIMPLES EN COMPRESION. La resistencia nominal a la compresión, P_n , de angulares simples estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de pandeo por flexión y pandeo flexo-torsional. No se requiere evaluar el pandeo flexo-torsional cuando la relación b/t es menor que $0.71\sqrt{E/F_y}$. Se podrán omitir los efectos de la excentricidad en angulares simples,

pudiéndose evaluar como miembros cargados axialmente usando una de las relaciones de esbeltez dadas en 9.5.5(a) o (b), siempre que se satisfagan las condiciones siguientes:

- (1) Los miembros están cargados a compresión por sus extremos a través de la misma ala del angular;
- (2) Los miembros están conectados mediante soldadura o conexiones de al menos dos pernos;
- (3) No existen cargas transversales aplicadas entre los puntos extremos del miembro;
- (4) El valor de L_c/r no excede 200;
- (5) En el caso de angulares con alas diferentes, la relación por cociente del ancho del ala larga entre el ancho del ala corta es menor que 1.7.

Los angulares simples que no satisfagan todas las condiciones (1) a la (5) anteriormente descritas, o que no satisfagan los requerimientos de los incisos 9.5.5(a) o (b), deberán ser evaluados para fuerza axial combinada con flexión, de acuerdo con las especificaciones del CAPITULO 9.8.

(a) Para angulares que sean elementos individuales o que trabajen como miembros diagonales o montantes de cerchas planas, donde dichos elementos individuales están conectados al mismo lado de la placa nodal o cordón de la tija:

(1) Para angulares con alas iguales o con alas diferentes pero conectados por el ala más grande:

1.1) Para $L/r_a \leq 80$:

$$25) \quad \frac{L_c}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_a}$$

1.2) Para $L/r_a > 80$:

$$26) \quad \frac{L_c}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_a}$$

(2) Para angulares de alas diferentes conectados por el ala más pequeña, el valor de L_c/r en las ecuaciones 25 y 26 deberá ser incrementado en una cantidad igual a $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$. El valor de L_c/r no requiere ser menor de $0.95L/r_z$.

(b) Para angulares que trabajen como miembros diagonales o montantes de cerchas tridimensionales, donde los miembros individuales adyacentes están conectados por el mismo lado de la placa nodal o del cordón de la tija:

(1) Para angulares con alas iguales o con alas diferentes pero conectados por el ala más grande:

1.1) Para $L/r_a \leq 75$:

$$27) \quad \frac{L_c}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_a}$$

1.2) Para $L/r_a > 75$:

$$28) \quad \frac{L_c}{r} = 45 + \frac{L}{r_a}$$

(2) Para angulares de alas diferentes conectados por el ala más pequeña, y con una relación del ancho del ala más grande entre el ancho del ala más pequeña menor que 1.7, el valor de L_c/r en las ecuaciones 27 y 28 deberá ser incrementado en una cantidad igual a $6[(b_l/b_s)^2 - 1]$. El valor de L_c/r no requiere ser menor de $0.82L/r_z$.

Donde:

L : es la longitud del miembro medida entre los puntos de intersección de eje del miembro con los ejes centroidales de los cordones de la cercha;

L_c : es la longitud efectiva del miembro para pandeo alrededor del eje principal menor;

b_l : es el ancho del ala más grande del angular;

b_s : es el ancho del ala más pequeña del angular;

r_a : es el radio de giro alrededor del eje paralelo al ala conectada;

r_z : es el radio de giro alrededor del eje principal menor.

9.5.6. SECCIONES ARMADAS. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a todos los miembros de sección armada compuestos por la unión de dos elementos interconectados mediante soldadura o pernos, así como también a los miembros de sección armada con al menos un lado abierto interconectado mediante placas de cubierta perforadas o enlaces con placas de asiento. Las conexiones en los extremos deberán ser soldadas o con pernos pretensionados para proveer resistencia contra el deslizamiento de las partes.

El esfuerzo nominal a la compresión de miembros de sección armada compuestos por dos elementos interconectados por soldadura o mediante pernos deberá ser determinado usando las especificaciones de 9.5.3, 9.5.4 o 9.5.7, incorporando las modificaciones dadas en esta sección. En lugar de hacer un análisis más riguroso, si el modo de pandeo implica deformaciones relativas que producen fuerzas cortantes en los conectores entre las partes individuales, el valor de L_c/r debe reemplazarse por $(L_c/r)_m$, el cual se calcula como se indica a continuación:

(a) Para conectores intermedios con ajuste apretado:

$$29) \quad \left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2}$$

(b) Para conectores intermedios que estén soldados o conectados por medio de pernos pretensionados con superficies en contacto clase A o B (deslizamiento crítico):

b.1) Cuando $a/r_i \leq 40$:

$$30) \left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \left(\frac{L_c}{r}\right)_o$$

b.2) Cuando $a/r_i > 40$:

$$31) \left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2}$$

Donde:

$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m$: es la relación de esbeltez modificada del miembro armado;

$\left(\frac{L_c}{r}\right)_o$: es la relación de esbeltez del miembro armado actuando como una unidad en la dirección considerada;

L_c : Es la longitud efectiva del miembro armado;

K_i : 0.50 para angulares espalda con espalda; 0.75 para secciones tipo canal espalda con espalda; 0.86 para los demás casos;

a : distancia entre los conectores;

r_i : radio de giro mínimo del componente individual.

9.5.6.1. REQUISITOS GENERALES. Los elementos de sección armada deberán cumplir con los requerimientos desde (a) hasta (e).

(a) Los elementos individuales de miembros en compresión que estén compuestos por dos o más secciones estructurales, deberán estar conectados entre ellos a intervalos de distancia, a , de manera tal que la relación de esbeltez, a/r_i , de cada una de las secciones estructurales, medida entre los conectores, no exceda tres cuartas (3/4) partes el límite inferior de relación de esbeltez del miembro armado. Se deberá usar el radio de giro mínimo, r_i , en la determinación de la relación de esbeltez de cada parte componente.

(b) En los extremos de los miembros armados en compresión que se apoyen sobre placas base o superficies terminadas, todos los componentes en contacto entre si deberán ser conectados mediante un cordón de soldadura con una longitud no menor que el ancho máximo del miembro, o mediante pernos espaciados longitudinalmente a no más de cuatro diámetros de perno, dentro de una distancia igual a una vez y media (1.5) el ancho máximo del miembro.

A lo largo de la longitud de miembros armados en compresión entre las conexiones de extremo requeridas en el párrafo anterior, el espaciamiento longitudinal de soldaduras intermitentes o de pernos deberá ser suficiente para proveer la resistencia requerida. Para otras limitaciones relacionadas al espaciamiento longitudinal de conectores entre elementos en contacto

continuo, consistentes en una placa y una sección estructural, o en dos placas, se deberá consultar la sección 9.11.3.6. Cuando un componente de un elemento de sección armada consista en una placa externa, y se proveen cordones de soldadura intermitentes o conectores a lo largo de los bordes de los componentes, el espaciamiento máximo de éstos no deberá exceder una cantidad igual al menor valor entre el producto del espesor de la placa externa más delgada por $0.75\sqrt{E/F_y}$ o 300 mm. Si los conectores se colocan en tresbolillo, espaciamiento longitudinal máximo de los conectores en cada fila no deberá exceder una cantidad igual al producto del espesor de la placa externa más delgada por $1.12\sqrt{E/F_y}$ o 450 mm.

- (c) Los lados abiertos de miembros armados en compresión contruidos a partir de placas o secciones estructurales deberán tener placas de cubierta perforadas con una sucesión de aberturas de acceso. El ancho no soportado de estas placas en las aberturas de acceso, como se define en 9.2.4.1, se asume que contribuye a la resistencia disponible si se cumple desde (1) hasta (4):
- (1) La relación por cociente del ancho entre el espesor se deberá limitar a lo indicado en 9.2.4.1.
 - (2) La relación por cociente de la longitud en la dirección del esfuerzo entre el ancho del agujero no deberá exceder 2.
 - (3) La distancia libre entre agujeros en la dirección del esfuerzo no será menor que la distancia transversal entre filas de conectores o cordones de soldadura más próximos entre sí.
 - (4) La periferia de los agujeros en cualquier punto deberá tener un radio de al menos 38 mm.
- (d) Como alternativa a placas de cubierta perforadas, cuando se interrumpe el enlace, se permitirá enlazar con placas de asiento en extremos y puntos intermedios. Las placas de asiento deberán estar lo más próximo posible a los extremos. En miembros que proveen resistencia, las placas de asiento extremas deberán tener una longitud no menor que la distancia entre filas de conectores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. Las placas de asiento intermedias deberán tener una longitud mínima igual a la mitad de la distancia entre filas de conectores o soldaduras que las conectan a los componentes del miembro. El espesor de las placas de asiento no deberá ser menor que una cincuentava (1/50) parte de la distancia entre filas de soldadura o conectores que las conectan a los segmentos de los miembros. En construcción soldada, la longitud de soldadura en cada línea que conecta una placa de asiento deberá ser al menos una tercera parte (1/3) de la longitud de la placa. En construcción con pernos, el espaciamiento de éstos en las placas de asiento, medida en la dirección del esfuerzo, no deberá exceder seis (6) diámetros y las placas de asiento deberán estar conectadas a cada segmento mediante al menos tres (3) pernos.
- (e) Los enlaces, incluyendo placas planas, angulares, secciones tipo canal y otros perfiles, deberán estar espaciadas de manera tal que el valor de L/r del elemento del ala incluido entre sus

conectores no exceda tres cuartas (3/4) partes la relación de esbeltez más crítica para el miembro como una unidad. Se deberán proporcionar los enlaces de manera que provean una resistencia a cortante normal al eje del miembro igual al 2% de la resistencia disponible a compresión del miembro. La relación L/r para barras de enlace dispuestas en sistemas individuales no debe exceder 140. Para enlaces dobles la razón L/r no debe exceder 200. Las barras de enlace doble deberán estar unidas en sus intersecciones. Para barras de enlace en compresión, la longitud L para enlaces simples se puede tomar como la longitud no soportada de la barra de enlace medida entre soldaduras o conectores que las conectan a los componentes del miembro armado; para enlaces dobles se puede tomar como el 70% de la longitud no soportada de la barra de enlace medida entre soldaduras o conectores que las conectan a los componentes del miembro armado.

El ángulo entre las barras de enlace y el eje longitudinal del miembro no debe ser inferior a 60° para enlaces simples y a 45° para enlaces dobles. Cuando la distancia entre las líneas de soldadura o filas de sujetadores en las alas es mayor que 380 mm, el enlace debe preferiblemente duplicarse o ser hecho con angulares.

9.5.7. MIEMBROS CON ELEMENTOS ESBELTOS. Las disposiciones de esta sección aplicarán a miembros en compresión cuyas secciones tienen elementos esbeltos, como se define en 9.2.4.1, para elementos en compresión uniforme. La resistencia nominal a compresión, P_n , será el menor valor determinado por los estados límite de pandeo por flexión, torsional o flexo-torsional en interacción con el pandeo local.

$$32) \quad P_n = F_n A_e$$

Donde:

A_e : es la suma de áreas efectivas de la sección transversal del miembro basado en los anchos efectivos reducidos, b_e , d_e o h_e , o el área dada por las ecuaciones 35 o 36.

F_n : es el esfuerzo nominal determinado de acuerdo con la sección 9.5.3 o 9.5.4. Para angulares simples, el valor de F_n se determina de acuerdo con 9.5.3 únicamente.

9.5.7.1. MIEMBROS CON SECCIONES DISTINTAS DE TUBULARES CIRCULARES. Con excepción de los miembros de sección tubular (HSS) cilíndrica, el ancho efectivo, b_e , d_e o h_e , para elementos esbeltos se determina como sigue:

(a) Cuando $\lambda \leq \lambda_r \sqrt{F_y/F_n}$:

$$33) \quad b_e = b$$

(b) Cuando $\lambda > \lambda_r \sqrt{F_y/F_n}$:

$$34) \quad b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_n}}$$

Donde:

b : es el ancho del elemento en cuestión (d para secciones tipo T, h para almas de sección);

c_1 : es el factor de ajuste por imperfección del ancho efectivo determinado de la **Tabla 6**;

$$c_2: \frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1}$$

λ : Relación de ancho entre espesor del elemento como se define en 9.2.4.1.

λ_r : Relación límite de ancho entre espesor como se define en 9.2.4.1.

$$F_{el}: \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y$$

Es el esfuerzo de pandeo local elástico determinado mediante la ecuación anterior o por un análisis de pandeo local elástico.

Tabla 6: Valores de los factores de ajuste de imperfecciones de ancho efectivo, c_1 y c_2 .

Caso	Elemento esbelto	c_1	c_2
(a)	Elementos atiesados con excepción de las paredes de secciones tubulares rectangulares y cuadradas (HSS).	0.18	1.31
(b)	Paredes de secciones tubulares rectangulares y cuadradas (HSS).	0.20	1.38
(c)	Todos los demás elementos.	0.22	1.49

9.5.7.2. MIEMBROS CON SECCIONES TUBULARES CIRCULARES. El área neta efectiva, A_e , se determinará como sigue:

(a) Cuando $D/t \leq 0.11E/F_y$:

$$35) A_e = A_g$$

(b) Cuando $0.11E/F_y < D/t < 0.45E/F_y$:

$$36) A_e = \left(\frac{2}{3} + \frac{0.038E}{F_y D/t} \right) A_g$$

Donde:

D : es el diámetro exterior de la sección tubular circular;

t : es el espesor de pared de la sección tubular circular.

CAPITULO 9.6. DISEÑO DE MIEMBROS EN FLEXION.

9.6.1. CAMPO DE APLICACIÓN. Las especificaciones dadas en este capítulo aplicarán a miembros estructurales sujetos a flexión alrededor de un eje principal. Bajo este supuesto, el miembro está cargado en un plano paralelo al eje principal del miembro que pasa por el centro del cortante de la sección transversal, o en su defecto, que esté restringido contra el giro en los apoyos y en todos los puntos de aplicación de cargas.

9.6.1.1. REQUERIMIENTOS APLICABLES POR TIPO DE SECCIÓN TRANSVERSAL. A continuación, se resumen los requerimientos aplicables de este capítulo a cada tipo de miembro estructural basados en la geometría de su sección transversal.

- (1) Miembros estructurales con sección en forma de I doblemente simétricos y secciones tipo canal con flexión alrededor del eje de simetría: **9.6.3.**
- (2) Miembros estructurales con sección en forma de I doblemente simétrica con alma compacta y patines no compactos o esbeltos: **9.6.4.**
- (3) Otros miembros estructurales con sección en forma de I con almas compactas o no compactas con flexión alrededor del eje principal mayor: **9.6.5.**
- (4) Miembros con sección en forma de I con uno o dos ejes de simetría y con almas esbeltas: **9.6.6.**
- (5) Miembros estructurales en forma de I y secciones tipo canal con flexión alrededor de su eje principal menor: **9.6.7.**
- (6) Miembros estructurales con secciones tubulares (HSS) cuadradas o armadas tipo cajón: **9.6.8.**
- (7) Miembros estructurales con secciones tubulares (HSS) circulares: **9.6.9.**
- (8) Miembros estructurales con secciones tipo T y angulares dobles cargados en su plano de simetría: **9.6.10.**
- (9) Miembros estructurales consistentes en angulares simples: **9.6.11.**
- (10) Miembros estructurales consistentes en barras rectangulares y redondas: **9.6.12.**
- (11) Miembros estructurales con secciones asimétricas distintas de angulares simples: **9.6.13.**

9.6.2. REQUISITOS GENERALES. La resistencia a flexión de diseño, $\phi_b M_n$, o la resistencia admisible a flexión, M_n/Ω_b , será determinada como sigue:

- (a) En todo caso, $\phi_b = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_b = 1.67$ para método ASD.
- (b) Las provisiones de este capítulo están basadas en el supuesto de que los extremos de las vigas están restringidos contra rotación alrededor de su eje longitudinal.

- (c) Para miembros de sección con un eje de simetría en curvatura simple y para todos los miembros con sección doblemente simétrica, el coeficiente de modificación por pandeo latero-torsional, C_b , para diagramas de momento no uniformes donde ambos extremos del segmento están arriostrados, se calcula como sigue:

$$37) \quad C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C}$$

Donde:

M_{max} : es el momento máximo absoluto en el segmento no arriostrado;

M_A : es el momento máximo absoluto a una distancia de una cuarta parte (1/4) de la longitud del segmento no soportado;

M_B : es el momento máximo absoluto en el centro del segmento no soportado;

M_C : es el momento máximo absoluto a una distancia de tres cuartas (3/4) partes de la longitud del segmento no soportado.

Para vigas en voladizo donde se restringe la rotación en el soporte y el extremo libre no está arriostrado, se tiene que $C_b = 1.0$.

- (d) En miembros de sección doblemente simétrica que estén sujetos a doble curvatura por flexión, se deberá revisar la resistencia por pandeo latero-torsional para ambos patines. La resistencia a flexión disponible deberá ser mayor o igual que el máximo momento requerido que causa compresión en el patín en consideración.

9.6.3. MIEMBROS EN FORMA DE I CON SECCION COMPACTA DOBLEMENTE SIMETRICA Y CANALES, CON FLEXION ALREDEDOR DE SU EJE PRINCIPAL MAYOR.

Se deberán aplicar los requisitos de esta sección a los miembros con sección transversal en forma de I doblemente simétrica y canales que se flexionan respecto de su eje principal mayor, con almas y patines (alas) compactos para flexión de acuerdo con 9.2.4.1. La resistencia nominal a la flexión, M_n , estará limitado por el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia de la sección completa (momento plástico) y pandeo latero-torsional, dados en (1) y (2) respectivamente.

- (1) Para plastificación total de la sección:

$$38) \quad M_n = M_p = F_y Z_x$$

Donde:

F_y : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el material;

Z_x : es el módulo plástico de la sección alrededor del eje principal mayor x .

- (2) Para pandeo latero-torsional:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$39) \quad M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right] \leq M_p$$

(c) Cuando $L_b > L_r$:

$$40) \quad M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

L_b : Es la distancia entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral del patín en compresión o entre puntos que están arriostrados contra el giro de la sección;

$$F_{cr}: \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J_c}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2}$$

Se define como el esfuerzo crítico.

E : Es el módulo elástico del acero (200 GPa);

L_b : Distancia entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral del patín en compresión o arriostrados contra el giro de la sección;

J : Es la constante torsional;

S_x : Es el módulo elástico de la sección alrededor del eje x ;

h_o : Distancia entre los centroides de los patines;

El parámetro L_p se define como la longitud límite no arriostrada lateralmente para el estado límite de fluencia de la sección. Se define como:

$$41) \quad L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Por otro lado, la longitud L_r se define como la longitud límite no arriostrada para el estado límite de pandeo latero-torsional:

$$42) \quad L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J_c}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{J_c}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}}$$

Donde:

r_y : es el radio de giro de la sección alrededor del eje y ;

$$r_{st} = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}$$

El coeficiente c se define como sigue:

(1) Para secciones en forma de I doblemente simétricas:

$$43) \quad c = 1$$

(2) Para secciones tipo canal:

$$44) \quad c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}}$$

Donde I_y es el momento de inercia de la sección alrededor del eje y .

9.6.4. MIEMBROS EN FORMA DE I CON SECCIONES DOBLEMENTE SIMÉTRICAS Y ALMAS COMPACTAS CON PATINES NO COMPACTOS O ESBELTOS, CON FLEXIÓN ALREDEDOR DE SU EJE PRINCIPAL MAYOR. Los requisitos de esta sección aplicarán a miembros con sección en forma de I doblemente simétricos con almas compactas y patines no compactos o esbeltos para flexión, que estén sometidos a flexión alrededor de su eje principal mayor. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de pandeo latero-torsional y pandeo local del patín en compresión.

(1) Para pandeo latero-torsional se deberán aplicar las disposiciones de 9.6.3(2).

(2) Para pandeo del patín en compresión se deberán aplicar las siguientes especificaciones:

(a) Para secciones con patines no compactos:

$$45) \quad M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

(b) Para secciones con patines esbeltos:

$$46) \quad M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2}$$

Donde:

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$, el cual no deberá ser tomado menor que 0.35 ni mayor que 0.76 para fines de cálculos;

h : es la distancia como se define en 9.2.4.1.2;

t_w : es el espesor del alma;

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f};$$

b_f : es el ancho del patín;

t_f : es el espesor del patín;

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: es la relación límite del ancho entre el espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: es la relación límite del ancho entre el espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

9.6.5. OTROS MIEMBROS CON FORMA DE I CON ALMAS COMPACTAS O NO COMPACTAS, CON FLEXION ALREDEDOR DE SU EJE PRINCIPAL MAYOR. Los requerimientos de esta sección aplicarán a miembros con sección en forma de I doblemente simétrica con almas no compactas y a miembros con sección en forma de I con un solo eje de simetría y con almas que conectan en el centro de los patines, con flexión alrededor de su eje principal mayor, con almas compactas o no compactas, como se define en 9.2.4.1 para flexión. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia del patín en compresión, pandeo latero-torsional, pandeo local del patín en compresión, y fluencia del patín en tracción.

(1) Para fluencia del patín en compresión:

$$47) \quad M_n = R_{pc} M_{yc}$$

Donde:

$M_{yc} = F_y S_{xc}$: es el momento de fluencia en el patín en compresión;

R_{pc} : es el factor de plastificación del alma, determinado de acuerdo con las ecuaciones 56, 57 o 58, según aplique;

S_{xc} : es el módulo elástico de la sección referido al patín en compresión.

(2) Para pandeo latero-torsional:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Cuando $L_b < L_b \leq L_r$:

$$48) \quad M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc}$$

(c) Cuando $L_b > L_r$:

$$49) \quad M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc}$$

$$50) \quad M_{yc} = F_y S_{xc}$$

Es el momento de fluencia en el patín en compresión;

$$51) \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2}$$

Es el esfuerzo crítico. Para $I_{yc}/I_y \leq 0.23$, el valor de $J = 0$;

$$52) \quad F_L = 0.7 F_y, \text{ cuando se tiene que } S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7;$$

53) $F_L = F_y S_{xt} / S_{xc} \geq 0.5 F_y$, cuando se tiene que $S_{xt} / S_{xc} < 0.7$;

Es el esfuerzo nominal del patín en compresión por encima del cual aplica el estado límite de pandeo inelástico;

S_{xt} es el módulo elástico de la sección referido al patín en tracción;

S_{xc} es el módulo elástico de la sección referido al patín en compresión;

54)
$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Es la longitud límite no arriostrada para el estado límite de fluencia;

55)
$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E}\right)^2}}$$

Es la longitud límite no arriostrada para el estado límite de pandeo latero-torsional inelástico;

R_{pc} : es el factor de plastificación del alma que se define como sigue:

(1) Cuando $I_{yc} / I_y > 0.23$ y $h_c / t_w \leq \lambda_{pw}$:

56)
$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}}$$

(2) Cuando $I_{yc} / I_y > 0.23$ y $h_c / t_w > \lambda_{pw}$:

57)
$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}}$$

(3) Cuando $I_{yc} / I_y \leq 0.23$:

58)
$$R_{pc} = 1.0$$

Donde:

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x$$

h_c : es el doble de la distancia medida desde el centroide hasta los siguientes, según aplique: hasta la cara interna del patín en compresión menos el filete o radio de esquina para secciones laminadas en caliente; hasta la fila de conectores más próxima en el patín en compresión o hasta la cara interna del patín en compresión (si se usa soldadura), para secciones armadas;

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: es la relación límite de ancho entre espesor para almas compactas como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: es la relación límite de ancho entre espesor para almas no compactas como se define en 9.2.4.1.2.

r_t es el radio efectivo de giro para pandeo latero-torsional, que se determina como sigue:

(1) Para secciones en forma de I con un patín rectangular en compresión:

$$59) \quad r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{a_w}{6}\right)}}$$

Donde:

$$60) \quad a_w = \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}$$

b_{fc} : es el ancho del patín en compresión;

t_{fc} : es el espesor del patín en compresión;

t_w : es el espesor del alma

(2) Para secciones con forma de I con una placa de cubierta o una sección tipo canal de cubierta, unida al patín en compresión:

r_t : es el radio de giro de los componentes del patín en compresión por flexión más un tercio (1/3) del área del alma en compresión producto de la flexión resultante de la aplicación de únicamente el momento de flexión alrededor del eje principal mayor.

(3) Para pandeo local del patín en compresión:

(a) Para secciones con patines compactos, el estado límite de pandeo local no es aplicable.

(b) Para secciones con patines no compactos:

$$61) \quad M_n = R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

(c) Para secciones con patines esbeltos:

$$62) \quad M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2}$$

Donde:

F_L : Se define en las ecuaciones 52 y 53;

R_{pc} : Es el factor de plastificación del alma, determinado mediante las ecuaciones 56, 57 o 58.

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ Deberá limitarse entre 0.35 y 0.76 para fines de cálculos.

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: es la relación límite de ancho entre espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: es la relación límite de ancho entre espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

(4) Para fluencia del patín en tracción:

(a) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite de fluencia del patín en tracción no aplica.

(b) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$:

$$63) \quad M_n = R_{pt} M_{yt}$$

Donde:

$M_{yt} = F_y S_{xt}$; es el momento de fluencia en el patín en tracción;

R_{pt} : es el factor de plastificación del alma, determinado de acuerdo con las siguientes especificaciones:

Cuando $I_{yc}/I_y > 0.23$ y $h_c/t_w \leq \lambda_{pw}$:

$$64) \quad R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}}$$

Cuando $I_{yc}/I_y > 0.23$ y $h_c/t_w > \lambda_{pw}$:

$$65) \quad R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}}$$

Cuando $I_{yc}/I_y \leq 0.23$:

$$66) \quad R_{pt} = 1.0$$

Donde:

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x$$

$$\lambda = \frac{h_c}{t_w}$$

$\lambda_{pw} = \lambda_p$: es la relación límite de ancho entre espesor para almas compactas como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rw} = \lambda_r$: es la relación límite de ancho entre espesor para almas no compactas como se define en 9.2.4.1.2.

9.6.6. MIEMBROS CON SECCION EN FORMA DE I CON UNO O DOS EJES DE SIMETRIA Y CON ALMAS ESBELTAS, CON FLEXION ALREDEDOR DE SU EJE PRINCIPAL MAYOR.

Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a los miembros con sección en forma de I con uno o dos ejes de simetría y con almas esbeltas que se unen a punto medio de los patines y que se flexionan alrededor de su eje principal mayor. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia del patín en compresión, pandeo latero-torsional, pandeo local del patín en compresión y fluencia del patín en tracción.

(1) Para fluencia del patín en compresión:

$$67) \quad M_p = R_{pg} F_y S_{xc}$$

(2) Para pandeo latero-torsional:

$$68) \quad M_p = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Cuando $L_b < L_b \leq L_r$:

$$69) \quad F_{cr} = C_b \left[F_y - 0.3F_y \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y$$

(c) Cuando $L_b > L_r$:

$$70) \quad F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_t)^2} \leq F_y$$

Donde:

L_p se define en la ecuación 54.

$$L_r = \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}}$$

Siendo r_t el radio de giro efectivo para pandeo latero-torsional, como se define en 9.6.5.

$$71) \quad R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0$$

Es el factor de reducción de resistencia a flexión;

a_w se define en la ecuación 73 y no deberá tomarse mayor que 10.

(3) Para pandeo local del patín en compresión:

$$72) \quad M_p = R_{pg} F_{cr} S_{xc}$$

(a) Para secciones con patines compactos, el estado límite de pandeo local del patín en compresión no es aplicable.

(b) Para secciones con patines no compactos:

$$73) \quad F_{cr} = F_y - 0.3F_y \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

(c) Para secciones con patines esbeltos:

$$74) \quad M_n = \frac{0.9Ek_c}{[b_f/(2t_f)]^2}$$

Donde:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}} \quad \text{Deberá limitarse entre 0.35 y 0.76 para fines de cálculos.}$$

$$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$: es la relación límite de ancho entre espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$: es la relación límite de ancho entre espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

(4) Para fluencia del patín en tracción:

(c) Cuando $S_{xt} \geq S_{xc}$, el estado límite de fluencia del patín en tracción no aplica.

(d) Cuando $S_{xt} < S_{xc}$:

$$75) \quad M_n = F_y S_{xt}$$

9.6.7. MIEMBROS EN FORMA DE I Y SECCIONES TIPO CANAL CON FLEXION ALREDEDOR DE SU EJE PRINCIPAL MENOR. Los requisitos de esta sección serán aplicables a miembros con sección en forma de I y secciones tipo canal que se flexional alrededor de su eje principal menor. La resistencia nominal a la flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de fluencia (plastificación de la sección) y pandeo local del patín.

(1) Para plastificación de la sección:

$$76) \quad M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6F_y S_y$$

Donde:

S_y : es el módulo elástico de la sección alrededor del eje y ;

Z_y : es el módulo plástico de la sección alrededor del eje y .

(2) Pandeo local del patín:

(a) Para secciones con patines compactos, el estado límite de pandeo local del patín no es aplicable.

(b) Para secciones con patines no compactos:

$$77) \quad M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right)$$

(c) Para secciones con patines esbeltos:

$$78) \quad M_n = F_{cr} S_y$$

Donde:

$$79) F_{cr} = \frac{0.7E}{(b/t_f)^2}$$

b : es la mitad del ancho del patín para patines de miembros con sección en forma de I; para secciones tipo canal, es el ancho nominal total del patín;

t_f : es el espesor del patín;

$$\lambda = \frac{b}{t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

9.6.8. SECCIONES TUBULARES (HSS) CUADRADAS Y RECTANGULARES Y SECCIONES TIPO CAJON.

Los requerimientos de esta sección serán aplicables a secciones tipo HSS cuadradas y rectangulares, y a secciones tipo cajón, que se flexionan alrededor de cualquier eje principal, con almas y patines compactos, no compactos y esbeltos, como se define en 9.2.4.1 para flexión. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de plastificación de la sección, pandeo local del patín, pandeo local del alma y pandeo latero-torsional bajo flexión pura.

(1) Para plastificación de la sección:

$$80) M_n = F_y Z$$

Donde:

Z : es el módulo plástico de la sección alrededor del eje de flexión.

(2) Para pandeo local del patín:

(a) Para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del patín no es aplicable.

(b) Para secciones con patines no compactos:

$$81) M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq M_p$$

Donde:

S : es el módulo elástico de la sección alrededor del eje de flexión;

$$\lambda = \frac{b}{t_f}$$

b : es el ancho del patín en compresión como se define en 9.2.4.1.2;

t_f : es el espesor del patín;

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

(c) Para secciones con patines esbeltos:

$$82) \quad M_n = F_y S_e$$

Donde:

S_e : es el módulo elástico de la sección determinado a partir del ancho efectivo, b_e , del patín en compresión. Se debe calcular como sigue:

(1) Para secciones tipo HSS:

$$83) \quad b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b$$

(2) Para secciones tipo cajón:

$$b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.34}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b$$

(3) Para pandeo local del alma:

(a) Para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del alma no es aplicable.

(b) Para secciones con almas no compactas:

$$84) \quad M_p - (M_p - F_y S) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \leq M_p$$

Donde:

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

h : es la altura del alma como se define en 9.2.4.1.2;

t_w : es el espesor del alma;

$\lambda_{pw} = \lambda_p$ es la relación límite de ancho entre espesor para almas no compactas como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rw} = \lambda_r$ es la relación límite de ancho entre espesor para almas no compactas como se define en 9.2.4.1.2.

(c) Para secciones con almas esbeltas y patines compactos o no compactos:

$$85) \quad M_n = R_{pg} F_y S$$

Donde:

R_{pg} : es el factor de reducción calculado de acuerdo con la ecuación 71, tomando en cuenta que a_w se calcula como sigue:

$$a_w = \frac{2ht_w}{bt_f}$$

(4) Para pandeo latero-torsional bajo flexión pura:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$86) \quad M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

(c) Cuando $L_b > L_r$:

$$87) \quad M_n = 2EC_b \frac{\sqrt{JA_g}}{L_b/r_y} \leq M_p$$

Donde:

A_g : es el área bruta de la sección del miembro;

$$L_p = 0.13Er_y \frac{\sqrt{JA_g}}{M_p}$$

Es la longitud no arriostrada límite para el estado límite de plastificación por fluencia;

$$L_r = 2Er_y \frac{\sqrt{JA_g}}{0.7F_y S_x}$$

Es la longitud no arriostrada límite para el estado límite de pandeo latero-torsional.

9.6.9. SECCIONES TUBULARES (HSS) CILINDRICAS. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a las secciones tipo HSS circulares con relaciones D/t menores que $0.45E/F_y$. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de plastificación de la sección (fluencia) y pandeo local.

(1) Para plastificación de la sección:

$$88) \quad M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

Z : es el módulo plástico de la sección.

(2) Para pandeo local:

(a) En secciones compactas, el estado límite de pandeo local no es aplicable.

(b) Para secciones no compactas:

$$89) \quad M_n = \left(\frac{0.021E}{D/t} + F_y \right) S$$

(c) Para secciones esbeltas:

$$90) \quad M_n = F_{cr} S$$

Donde:

D : es el diámetro exterior de la sección;

t : es el espesor de pared del miembro;

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{D/t}$$

9.6.10. SECCIONES TIPO T Y ANGULARES DOBLES CARGADOS EN SU PLANO DE SIMETRÍA. Las especificaciones de esta sección aplicarán a miembros con secciones en forma de T y angulares dobles, con cargas en su plano de simetría. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de plastificación de la sección, pandeo latero-torsional, pandeo local del patín y pandeo del alma.

(1) Para plastificación de la sección:

$$91) \quad M_n = M_p$$

Para almas de sección en forma de T en tracción y almas compuestas por alas de angulares, en tracción:

$$92) \quad M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y$$

Donde:

$$93) \quad M_y = F_y S_x \text{ es el momento de fluencia de la sección alrededor del eje de flexión;}$$

Para almas de sección en forma de T en compresión:

$$94) \quad M_p = M_y$$

Para angulares dobles con alas que funcionan como almas en compresión:

$$95) \quad M_p = 1.5 M_y$$

(2.1) Para pandeo latero-torsional de almas de secciones en forma de T y almas de angulares en tracción:

(a) Cuando $L_b \leq L_p$, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Cuando $L_p < L_b \leq L_r$:

$$96) \quad M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right)$$

(c) Cuando $L_b > L_r$:

$$97) \quad M_n = M_{cr}$$

Donde:

$$98) \quad L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$99) \quad L_r = 1.95 \left(\frac{E}{F_y} \right) \frac{\sqrt{I_y J}}{S_x} \sqrt{2.36 \frac{F_y d S_x}{EJ} + 1}$$

$$100) \quad M_{cr} = \frac{1.95E}{L_b} \sqrt{I_y J} (B + \sqrt{1 + B^2})$$

$$101) \quad B = 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

102) d es la altura de la T o el ancho del ala (alma) en tracción.

(2.2) Para pandeo laterotorsional de almas de secciones en forma de T y almas de angulares en compresión, en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada, el valor de M_{cr} deberá ser calculado mediante la ecuación 100, tomando el valor de B igual a:

$$103) \quad B = -2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}}$$

Donde d es la altura total de la T o del ala del angular (alma) en compresión.

(a) Para el alma de la T:

$$104) \quad M_n = M_{cr} \leq M_y$$

(b) Para las alas de angulares dobles que actúan como alma, el valor de M_n deberá ser determinado a partir de las ecuaciones 112 y 113, tomando el valor de M_{cr} determinado mediante la ecuación 100, y tomando el valor de M_y determinado de acuerdo con la ecuación 93.

(3.1) Para pandeo local de patines de secciones tipo T:

(a) Para secciones con patines compactos en compresión por flexión, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Para secciones con patines no compactos en compresión por flexión:

$$105) \quad M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \leq 1.6M_y$$

(c) Para secciones con patines esbeltos en compresión por flexión:

$$106) \quad M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{[b_f/(2t_f)]^2}$$

Donde:

S_{xc} : es el módulo elástico de la sección referido al patín en compresión;

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}$$

$\lambda_{pf} = \lambda_p$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines compactos como se define en 9.2.4.1.2.

$\lambda_{rf} = \lambda_r$ es la relación límite de ancho entre espesor para patines no compactos como se define en 9.2.4.1.2.

(3.2) Para pandeo local de patines formados por alas de angulares dobles:

La resistencia nominal a la flexión, M_n , de angulares dobles con alas que trabajan como patines en compresión, será determinada de acuerdo con 9.6.11(3), tomando el valor de S_c referido al patín en compresión.

(4.1) Para pandeo local del alma de secciones en forma de T en compresión por flexión:

$$107) \quad M_n = F_{cr}S_x$$

Donde:

S_x : es el módulo elástico de la sección alrededor del eje x ;

F_{cr} : es el esfuerzo crítico determinado como sigue:

$$108) \quad F_{cr} = F_y, \text{ cuando } d/t_w \leq 0.84\sqrt{E/F_y}$$

$$109) \quad F_{cr} = \left(1.43 - 0.515 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) F_y$$

Cuando $0.84\sqrt{E/F_y} < d/t_w \leq 1.52\sqrt{E/F_y}$

$$110) \quad F_{cr} = \frac{1.52E}{(d/t_w)^2}$$

Cuando $d/t_w > 1.52\sqrt{E/F_y}$

(4.2) Para pandeo local de almas de alas de angulares en compresión por flexión, la resistencia nominal a flexión, M_n , se determinará de acuerdo con 9.6.11(3), tomando el valor de S_c igual al módulo elástico de la sección.

9.6.11. ANGULARES SIMPLES. Las especificaciones de esta sección aplicarán a angulares simples con o sin arriostamiento lateral a lo largo de su longitud. Los angulares simples con arriostamiento latero-torsional continua a lo largo de su longitud podrán ser diseñados bajo el supuesto de flexión alrededor

de los ejes geométricos x e y , es decir alrededor de los ejes paralelos a las alas. Los angulares simples sin arriostramiento latero-torsional a lo largo de su longitud serán diseñados usando las especificaciones para flexión alrededor de los ejes principales de inercia, excepto cuando las especificaciones para flexión alrededor de un eje geométrico sean aplicables.

Si la resultante de momento tiene componentes alrededor de los dos ejes principales, con o sin carga axial, o el momento es alrededor de uno de los ejes principales combinado con carga axial, los esfuerzos combinados serán determinados usando las provisiones de 9.8.3.

La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor que resulte para los estados límite de plastificación de la sección, pandeo latero-torsional y pandeo local del ala.

(1) Para plastificación de la sección:

$$111) \quad M_n = 1.5M_y$$

(2) Para pandeo latero-torsional:

(a) Cuando $M_y/M_{cr} \leq 1.0$,

$$112) \quad M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} \right) M_y \leq 1.5M_y$$

(b) Cuando $M_y/M_{cr} > 1.0$,

$$113) \quad M_n = \left(0.92 - 0.17 \frac{M_{cr}}{M_y} \right) M_{cr}$$

Donde:

M_{cr} : es el momento elástico de pandeo latero-torsional, el cual se determina de la siguiente manera:

(1) Para flexión alrededor del eje principal mayor de angulares simples:

$$114) \quad M_{cr} = \frac{9EA_g r_z t C_b}{8L_b} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{4.4\beta_w r_z}{L_b t} \right)^2} + \frac{4.4\beta_w r_z}{L_b t} \right]$$

Donde:

C_b : se calcula mediante la ecuación 37, limitando su valor a un máximo de 1.5;

A_g : es el área bruta de la sección del angular;

L_b : es la longitud no arriostrada lateralmente;

r_z : es el radio de giro alrededor del eje principal menor del miembro;

t : es el espesor del ala del angular;

β_w : es una propiedad de sección para angulares alrededor de su eje principal mayor, la cual representa la posición del centro de cortante respecto del eje principal de la sección, bajo flexión uniforme. Para angulares con alas de diferente tamaño, el valor de β_w debe tomarse como positivo cuando el ala corta está en compresión y negativo cuando el ala larga está en compresión; cuando las alas son iguales este parámetro vale cero (0). Si el ala larga está en compresión en cualquier punto a lo largo de la longitud no arriostrada del miembro, el valor de β_w deberá ser negativo.

$$115) \quad \beta_w = \frac{1}{I_w} \iint z(w^2 + z^2) dA - 2z_o$$

Donde:

I_w : es el momento de inercia del angular alrededor del eje principal mayor;

z_o : es la coordenada del centro de cortante respecto del centroide de la sección, medida en dirección paralela al eje z (eje principal menor).

Nota: En el comentario del AISC 360-22 se proporciona una tabla (C-F10.1) donde se dan los valores de β_w para diferentes angulares. Hay que considerar que el parámetro β_w se ve muy poco afectado por el espesor de las alas.

(2) **Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos (paralelos a las alas) de angulares con alas diferentes y sin compresión axial:**

(2.1) Cuando no existe arriostramiento latero-torsional:

(a) Cuando ocurre compresión máxima en el extremo del ala:

$$116) \quad M_{cr} = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L_b^2} \left(\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} - 1 \right)$$

(b) Cuando ocurre tracción máxima en el extremo del ala:

$$117) \quad M_{cr} = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L_b^2} \left(\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} + 1 \right)$$

Donde:

M_y deberá ser tomado igual a 0.80 veces el momento plástico calculado usando el módulo de sección geométrico y,

b es el ancho del ala del angular.

(2.2) Cuando existe arriostramiento latero-torsional sólo en el punto donde ocurre el máximo momento, el valor del momento crítico, M_{cr} , deberá ser tomado como 1.25 ves el valor de M_{cr} calculado mediante las ecuaciones 116 o 117. El valor de M_y será tomado como el momento plástico calculado usando el módulo de sección geométrico.

(3) Para pandeo local del ala, aplicable cuando el extremo del ala está en compresión:

(a) Para secciones compactas, el estado límite de pandeo local del ala no es aplicable.

(b) Para secciones con alas no compactas:

$$118) \quad M_n = F_y S_c \left[2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right]$$

(c) Para secciones con alas esbeltas:

$$119) \quad M_n = F_{cr} S_c$$

Donde:

$$120) \quad F_{cr} = \frac{0.71E}{(b/t)^2}$$

S_c : es el módulo elástico de la sección al extremo del ala en compresión relativo al eje de flexión. Para flexión alrededor de uno de los ejes geométricos de un angular con alas iguales y sin arriostamiento latero-torsional, el valor de S_c será tomado como 0.80 veces el módulo de sección geométrico;

b : es el ancho total del ala en compresión.

9.6.12. BARRAS RECTANGULARES Y REDONDAS. Los requerimientos de esta sección serán aplicables a barras rectangulares con flexión alrededor de cualquiera de sus ejes geométricos y a barras redondas. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de plastificación de la sección y pandeo latero-torsional.

(1) Para plastificación de la sección:

Para barras rectangulares:

$$121) \quad M_n = M_p = F_y Z \leq 1.5 F_y S_x$$

Para barras redondas:

$$122) \quad M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S_x$$

(1) Para pandeo latero-torsional:

(a) Para barras rectangulares donde $L_b d/t^2 \leq 0.08E/F_y$, con flexión alrededor de su eje principal mayor, barras rectangulares con flexión alrededor de su eje principal menor y barras redondas, el estado límite de pandeo latero-torsional no es aplicable.

(b) Para barras rectangulares donde $0.08E/F_y < L_b d/t^2 \leq 1.9E/F_y$ con flexión alrededor de su eje principal mayor:

$$123) \quad M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$

Donde:

L_b : es la distancia entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral de la zona de compresión, o la distancia entre puntos arriostrados para prevenir el giro de la sección transversal.

- (c) Para barras rectangulares donde $L_b d/t^2 > 1.9E/F_y$, con flexión alrededor de su eje principal mayor:

$$124) \quad M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{L_b d/t^2}$$

9.6.13. SECCIONES ASIMETRICAS. Las especificaciones de esta sección serán aplicables a secciones asimétricas distintas de angulares simples. La resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de plastificación de la sección, pandeo latero-torsional y pandeo local, donde $M_n = F_n S_{min}$. El valor de S_{min} será tomado igual al módulo elástico de sección mínimo relativo al eje de flexión.

- (1) Para plastificación de la sección:

$$125) \quad F_n = F_y$$

- (2) Para pandeo latero-torsional:

$$126) \quad F_n = F_{cr} \leq F_y$$

Donde:

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo latero-torsional para la sección, determinado por análisis. Para secciones con forma de Z, se recomienda que el valor de F_{cr} se tome igual a la mitad del valor de F_{cr} para una sección tipo canal con la misma alma y patines.

- (3) Para pandeo local:

$$127) \quad F_n = F_{cr} \leq F_y$$

Donde:

F_{cr} es el esfuerzo crítico de pandeo local para la sección, determinado por análisis.

9.6.14. PROPORCIONAMIENTO DE VIGAS.

9.6.14.1. REDUCCION DE RESISTENCIA DE VIGAS CON AGUJEROS EN EL PATIN EN TRACCION. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a todas las vigas laminadas en caliente, vigas de sección armada y vigas con placas de cubierta, que tengan agujeros estándar o agrandados, agujeros tipo ranura cortos o largos y paralelos a la dirección de la carga, las cuales se proporcionan sobre la base de la resistencia a flexión de la sección bruta. En adición a los diferentes estados límite dados en

las demás partes de este capítulo, la resistencia nominal a flexión, M_n , estará limitada por el estado límite de ruptura por tracción de patín en tracción.

- (a) Cuando $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$, el estado límite de ruptura por tracción no es aplicable.
- (b) Cuando $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$, la resistencia nominal a flexión, M_n , en la ubicación donde están los agujeros en el patín en tracción, no será mayor que la calculada mediante la siguiente expresión:

$$128) \quad M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x$$

Donde:

A_{fg} : es el área bruta del patín en tracción, calculado de acuerdo con 9.2.4.3.1;

A_{fn} : es el área neta del patín en tracción, calculada de acuerdo con 9.2.4.3.2;

F_u : es el esfuerzo último a la tracción mínimo especificado;

S_x : es el módulo elástico de sección mínimo alrededor del eje x ;

$Y_t = 1.0$ para $F_y/F_u \leq 0.8$;

$Y_t = 1.1$ para $F_y/F_u > 0.8$.

9.6.14.2. LIMITES DE PROPORCIONAMIENTO PARA MIEMBROS CON SECCION EN FORMA DE I. Para miembros con sección en forma de I con un solo eje de simetría se deberá satisfacer la siguiente desigualdad:

$$129) \quad 0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9$$

Para miembros con sección en forma de I con uno o dos ejes de simetría y almas esbeltas, se deberán cumplir los siguientes límites:

- (a) Cuando $a/h \leq 1.5$:

$$130) \quad \left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = 12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

- (b) Cuando $a/h > 1.5$:

$$131) \quad \left(\frac{h}{t_w}\right)_{max} = \frac{0.4E}{F_y}$$

Donde:

a es la distancia libre entre atiesadores (rigidizadores) transversales. Para vigas sin atiesadores, el valor de h/t_w no deberá exceder 260. La relación de dos (2) veces el área del alma en compresión entre el área del patín en compresión, a_w , como se define en la ecuación 60, no deberá exceder 10.

9.6.14.3. PLACAS DE CUBIERTA. Se deberán aplicar las siguientes especificaciones para los miembros con placas de cubierta.

- (a) Para miembros con placas de cubierta, se permitirá variar el espesor de los patines de las vigas soldadas por medio del adosamiento de una serie de placas empalmadas o mediante el uso de placas de cubierta.
- (b) Se deberán proporcionar pernos de alta resistencia o cordones de soldadura que conecten el patín al alma, o la placa de cubierta al patín de la viga, de modo que resistan el cortante horizontal total resultante de los esfuerzos de flexión en la viga. La distribución longitudinal de pernos o de soldaduras intermitentes deberá ser dada en proporción a la intensidad de las fuerzas cortantes horizontales.
- (c) El espaciamiento longitudinal de pernos o de cordones intermitentes de soldadura no deberá exceder el máximo especificado para elementos en tracción o compresión, según 9.4.4 o 9.5.6 respectivamente. Los pernos o cordones de soldadura que conectan el patín al alma también deberán ser proporcionados de modo tal que las cargas aplicadas directamente al patín sean transmitidas al alma, a menos que se haya tomado alguna previsión para que dichas cargas se transmitan mediante aplastamiento directo.
- (d) Las placas de cubierta de longitud parcial deberán extenderse más allá de los puntos de corte teóricos y la porción extendida de la placa deberá estar adherida a la viga por medio de una conexión apernada de deslizamiento crítico o mediante soldadura de filete. La conexión de la extensión de la placa de cubierta deberá ser capaz de aportar la totalidad de la porción de la resistencia a flexión de la viga que se supone que aporta la placa de cubierta, en el punto de corte teórico de la placa.
- (e) Para placas de cubierta que estén soldadas, los cordones de soldadura que conectan la terminación de la placa de cubierta a la viga deberán ser continuos a lo largo de ambos lados de la placa de cubierta sobre una longitud igual a a' , medida desde el extremo de la placa de cubierta. El valor de a' se calcula como sigue:

- (1) Cuando se proporciona un cordón de soldadura continuo igual o mayor que tres cuartas (3/4) partes del espesor de la placa de cubierta a lo largo del borde transversal de la placa:

$$132) \quad a' = w$$

Donde:

w es el ancho de la placa de cubierta.

- (2) Cuando se proporciona un cordón de soldadura continuo menor que tres cuartas (3/4) partes del espesor de la placa de cubierta a lo largo del borde transversal de la placa:

$$133) \quad a' = 1.5w$$

(3) Cuando no se proporciona un cordón de soldadura a lo largo del borde transversal de la placa:

$$134) \quad a' = 2w$$

9.6.14.4. VIGAS DE SECCION ARMADA. Cuando dos o más vigas o canales se usan lado a lado para formar un miembro para resistir flexión, éstos deberán conectarse de conformidad con lo indicado en 9.5.6.1. Cuando se tengan cargas concentradas que se transmitan de un elemento al otro o que se distribuyan entre los elementos individuales que conforman la sección armada, se deberán proporcionar elementos de diafragma con suficiente rigidez para distribuir las cargas y estos deberán estar ubicados entre los elementos individuales y conectados a estos últimos mediante pernos o soldadura.

CAPITULO 9.7. DISEÑO DE MIEMBROS PARA CORTANTE.

9.7.1. ALCANCE. La determinación de la resistencia a cortante: de almas de elementos con secciones con uno o dos ejes de simetría sujetos a la acción de fuerza cortante en el plano del alma, de angulares simples y elementos de secciones tubulares (HSS) sujetos a cortante, y en la dirección débil de elementos con secciones cualesquiera con uno o dos ejes de simetría, se determinará usando las especificaciones de este capítulo.

9.7.2. ESPECIFICACIONES GENERALES. La resistencia a cortante de diseño, $\phi_v V_n$, o la resistencia a cortante admisible, V_n/Ω_v , se determinarán como sigue:

- (a) Para todas las especificaciones dadas en este capítulo, con excepción de las dadas en el inciso (a) de 9.7.3.1, el valor de $\phi_v = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_v = 1.67$ para método ASD.
- (b) La resistencia nominal a cortante, V_n , será determinada de acuerdo con 9.7.3 hasta 9.7.8, según sea el caso.

9.7.3. SECCIONES EN FORMA DE I Y CANALES. Las especificaciones de esta sección deberán ser aplicadas para la determinación de la resistencia nominal a cortante de miembros con secciones en forma de I y secciones tipo canal.

9.7.3.1. RESISTENCIA A CORTANTE DE ALMAS SIN ACCION DE CAMPO DE TRACCIONES. La resistencia nominal a cortante, V_n , será determinada mediante la siguiente expresión:

$$135) \quad V_n = 0.6F_y A_w C_{v1}$$

Donde:

F_y : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero;

$A_w = dt_w$: es el área del alma, calculada multiplicando la altura total del miembro por el espesor.

- (a) Para almas de miembros en forma de laminados con $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$:

$$\phi_v = 0.90 \text{ y } \Omega_v = 1.50$$

Donde:

E : es el módulo de elasticidad del acero (200 GPa);

h : es la distancia libre entre los patines menos la dimensión de los filetes entre el alma y los patines;

t_w : es el espesor del alma.

(b) Para otros elementos con sección en forma de I y secciones tipo canal:

(1) El coeficiente de resistencia a cortante del alma, C_{v1} , se determina como sigue:

Cuando $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$, se tiene que $C_{v1} = 1.0$.

Donde:

h : es la distancia libre entre los patines para secciones armadas con elementos unidos mediante soldadura; es la distancia entre las filas de pernos para secciones armadas unidas mediante conectores.

Cuando $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$, se tiene que:

$$136) C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

(2) El coeficiente de pandeo del alma, k_v , se determina como sigue:

Para almas sin atiesadores transversales, $k_v = 5.34$.

Para almas con atiesadores transversales:

$$137) k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2}$$

El valor de k_v se deberá limitar a 5.34 cuando $a/h > 3.0$;

Donde a es la distancia libre entre atiesadores transversales.

9.7.3.2. RESISTENCIA A CORTANTE DE PANELES DE ALMA INTERIORES CON $a/h \leq 3.0$

CONSIDERANDO ACCION DE CAMPO DE TRACCIONES. Para paneles de alma interiores con $a/h \leq 3.0$, considerando acción de campo de tracción, la resistencia nominal a cortante, V_n , se determina como sigue:

(a) Cuando se tiene que $h/t_w \leq 1.10\sqrt{E/F_y}$:

$$138) V_n = 0.6F_y A_w$$

(b) Cuando se tiene que $h/t_w > 1.10\sqrt{E/F_y}$:

(1) Si se tiene que $2A_w/(A_{fc} + A_{ft}) \leq 2.5$ y que $h/b_{fc} \leq 6.0$ y que $h/b_{ft} \leq 6.0$:

$$139) V_n = 0.6F_y A_w \left[C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right]$$

(2) Para los demás casos:

$$140) V_n = 0.6F_y A_w \left[C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15(a/h + \sqrt{1 + (a/h)^2})} \right]$$

Donde el valor del coeficiente de pandeo del alma, C_{v2} , se calcula como sigue:

(a) Si $h/t_w \leq 1.10\sqrt{E/F_y}$:

$$C_{v2} = 1.0$$

(b) Si $1.10\sqrt{E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{E/F_y}$

$$141) C_{v2} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$$

(c) Si $h/t_w > 1.37\sqrt{E/F_y}$

$$142) C_{v2} = \frac{1.51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y}$$

Donde:

A_{fc} : es el área del patín en compresión;

A_{ft} : es el área del patín en tracción;

b_{fc} : es el ancho del patín en compresión;

b_{ft} : es el ancho del patín en tracción;

k_v : es el coeficiente definido en el inciso (b)(2) de 9.7.3.1.

9.7.3.3. RESISTENCIA A CORTANTE DE PANELES DE ALMA EXTREMOS CON $a/h \leq 3$ CONSIDERANDO ACCION DE CAMPO DE TRACCIONES. Las siguientes especificaciones serán aplicables a paneles de alma en los extremos de vigas con $a/h \leq 3$, considerando acción de campo de tracciones.

(a) La resistencia nominal a cortante, V_n , para miembros con sección en forma de I y patines de áreas iguales en el extremo:

$$143) V_n = 0.6F_{yw} A_w \left[C_{v2} + \beta_v \left(\frac{1 - C_{v2}}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right) \right]$$

Donde:

$$144) \beta_v = 2.8 \frac{\sqrt{M_{pf} + M_{pm}} + \sqrt{M_{pst} + M_{pm}}}{h\sqrt{F_{yw} t_w (1 - C_{v2})}} \leq 1.0$$

F_{yw} : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero del alma;

M_{pf} : es el momento plástico de una sección conformada por el patín y un segmento del alma de profundidad d_e ;

M_{pm} : es el menor entre M_{pf} y M_{pst} ;

M_{pst} : es el momento plástico de una sección compuesta por el atiesador del extremo más una longitud de alma igual a d_e más la distancia desde la cara interna del atiesador hasta el extremo de la viga. La distancia de la cara interna del atiesador hasta el extremo de la viga no puede exceder $0.84t_w\sqrt{E/F_y}$ para fines de cálculos.

145) $d_e = 35t_w(0.8 - C_{v2})^2$ cuando C_{v2} sea menor o igual que 0.8;

$d_e = 0$ cuando C_{v2} sea mayor que 0.8;

El esfuerzo de flexión en el patín en tracción, $\alpha M_r/S_{xt}$, en el extremo de la viga no deberá ser mayor que $0.35F_y$, donde $\alpha = 1.0$ para método LRFD y $\alpha = 1.6$ para método ASD.

- (b) La resistencia nominal a cortante, V_n , para miembros con sección en forma de I y patines de áreas distintas en el extremo será determinada mediante análisis.

9.7.3.4. ATIESADORES TRANSVERSALES. Para los atiesadores transversales se deberán aplicar las siguientes especificaciones:

- (a) Los atiesadores transversales no se requerirán siempre que $h/t_w \leq 2.54\sqrt{E/F_y}$, o donde la resistencia a cortante disponible calculada de acuerdo con 9.7.3.1 con $k_v = 5.34$, sea mayor que la resistencia a cortante requerida.

- (b) Se permitirá discontinuar los atiesadores transversales antes del patín en tracción siempre que no se requiera transmitir cargas concentradas o reacciones por aplastamiento. La soldadura usada para conectar los atiesadores al alma de las vigas deberá ser discontinuada a una distancia de no menos de cuatro (4) veces, pero no mayor de seis (6) veces el espesor del alma del filete entre el patín y el alma. Cuando se usen atiesadores, éstos serán detallados de manera que resistan el giro del patín en compresión.

- (c) Los pernos que se usen para conectar rigidizadores al alma de las vigas deberán estar espaciados a no más de 300 mm centro a centro (CAC). Si en lugar de pernos se disponen cordones intermitentes de soldadura, la distancia libre entre cordones no deberá exceder en menor entre dieciséis (16) veces el espesor del alma o 250 mm.

(d) 146) $(b/t)_{st} \leq 0.56\sqrt{E/F_{yst}}$

(e) 147) $I_{st} \geq I_{st2} + (I_{st1} - I_{st2})\rho_w$

Donde:

F_{yst} : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero del atiesador;

I_{st} : cuando hay atiesadores a ambos lados del alma, es el momento de inercia del atiesador transversal alrededor de un eje en el centro del alma; cuando solo se tiene un atiesador, es el momento de inercia del atiesador transversal respecto de la cara en contacto con el alma;

148) $I_{st1} = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5}$

Es el momento de inercia mínimo de los atiesadores requerido para el desarrollo de la resistencia total a cortante post pandeo del alma con paneles atiesados. $V_r = V_{c1}$;

$$149) I_{st2} = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3$$

Es el momento de inercia mínimo de los atiesadores requerido para el desarrollo de la resistencia a cortante del alma limitada por pandeo. $V_r = V_{c2}$;

V_{c1} : es la resistencia a cortante disponible calculada con V_n como se define en 9.7.3 o 9.7.3.3, según aplique;

V_{c2} : es la resistencia a cortante disponible calculada con $V_n = 0.6F_y A_w C_{v2}$

V_r : es la resistencia a cortante en el panel bajo consideración;

b_p : es la menor dimensión entre a y h ;

$(b/t)_{st}$: es la relación de ancho entre espesor del atiesador;

ρ_{st} : es el mayor entre F_{yw}/F_{yst} y 1.0;

$$\rho_w = \frac{V_r - V_{c2}}{V_{c1} - V_{c2}} \geq 0$$

Es la razón máxima de cortante dentro de los paneles del alma a cada lado de los atiesadores.

9.7.4. ANGULARES SIMPLES Y SECCIONES EN FORMA DE T. La resistencia nominal a cortante, V_n , de un ala de un angular o del alma de una T se determina como sigue:

$$150) V_n = 0.6F_y b t C_{v2}$$

Donde:

C_{v2} : es el coeficiente de resistencia a cortante limitada por pandeo del alma, como se define en 9.7.3.2, con $h/t_w = b/t$ y $k_v = 1.2$;

b : para angulares es el ancho del ala que resiste cortante; para secciones en forma de T es la profundidad de la T;

t : es el espesor del ala del angular o el espesor del alma de la T.

9.7.5. SECCIONES TUBULARES RECTANGULARES (HSS), SECCIONES TIPO CAJON Y OTRAS SECCIONES CON UNO O DOS EJES DE SIMETRIA. La resistencia nominal a cortante, V_n , de miembros con secciones tubulares rectangulares, tipo cajón y otras secciones con uno o dos ejes de simetría, se deberá calcular como sigue:

$$151) V_n = 0.6F_y A_w C_{v2}$$

(a) Para secciones tubulares rectangulares y secciones tipo cajón:

$$A_w = 2ht;$$

C_{v2} : es el coeficiente de resistencia a cortante limitada por pandeo del alma, como se define en 9.7.3.2, con $h/t_w = h/t$ y $k_v = 5$;

h : es el ancho que resiste la fuerza cortante. Para tubulares este valor se toma como la distancia entre los patines menos el radio de esquina a ambos lados. Para secciones tipo cajón se toma igual a la distancia libre entre los patines. En el caso de los tubulares, si no se conoce el radio de esquina, el valor de h se tomará igual a la dimensión externa del tubular menos tres (3) veces el espesor de pared;

t : es el espesor de pared de diseño.

(b) Para otras secciones con uno o dos ejes de simetría:

A_w : es el área del alma o de las almas, tomada como la suma del peralte total, d , multiplicado por el espesor del alma, t_w ;

C_{v2} : es el coeficiente de resistencia a cortante limitada por pandeo del alma, como se define en 9.7.3.2, con $h/t_w = h/t$ y $k_v = 5$;

h : es el ancho que resiste la fuerza cortante. Para secciones armadas soldadas, es la distancia libre entre los patines. Para secciones armadas conformadas con pernos, es la distancia entre las filas de los conectores;

t_w : es el espesor del alma.

9.7.6. SECCIONES TUBULARES (HSS) REDONDAS. La resistencia nominal a cortante, V_n , de miembros con secciones tubulares cilíndricas, se deberá calcular de acuerdo con los estados límite de fluencia por cortante y pandeo por cortante, como sigue:

$$152) V_n = F_{cr} A_g / 2$$

Donde el valor de F_{cr} será el mayor entre los siguientes, sin exceder $0.6F_y$:

$$153) F_{cr} = \frac{1.6E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}}}$$

$$154) F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}$$

Donde:

A_g : es el área bruta de la sección del miembro;

D : es el diámetro externo del miembro;

L_v : es la distancia entre el punto de máximo cortante y el punto de cortante cero;

t : espesor de pared de diseño.

9.7.7. MIEMBROS SUJETOS A CORTANTE EN LA DIRECCION DEL EJE DEBIL CON SECCIONES CON UNO O DOS EJES DE SIMETRIA. Para miembros con uno o dos ejes de simetría cargados en dirección paralela a su eje principal menor, sin torsión, la resistencia nominal a cortante, V_n , para cada elemento que aporta a la resistencia a cortante, se calculará como sigue:

$$155) V_n = 0.6F_y b_f t_f C_{v2}$$

Donde:

C_{v2} : es el coeficiente de resistencia a cortante limitada por pandeo del alma, como se define en 9.7.3.2, con $h/t_w = b_f/2t_f$ para miembros con sección en forma de I, o con $h/t_w =$

b_f/t_f para secciones tipo canal y con $k_v = 1.2$ en ambos casos;

b_f : es el ancho del patín del miembro;

t_f : es el espesor del patín del miembro.

9.7.8. VIGAS CON ABERTURAS EN EL ALMA. Se deberá considerar el efecto de las aberturas en el alma de vigas sobre la resistencia a cortante de vigas de acero y compuestas. Se deberá proveer de refuerzos adicionales para resistir cortante en todos los casos donde se compruebe que la resistencia a cortante requerida excede la disponible tomando en cuenta el efecto de las aberturas.

CAPITULO 9.8. DISEÑO DE MIEMBROS PARA FUERZA AXIAL Y FLEXION COMBINADAS.

9.8.1. ALCANCE. Las especificaciones de este capítulo deberán aplicarse a miembros sujetos a la acción de fuerzas axiales en combinación con flexión alrededor de uno o dos ejes.

9.8.2. MIEMBROS CON SECCION CON UNO O DOS EJES DE SIMETRIA SOMETIDOS A FLEXION Y FUERZA AXIAL.

9.8.2.1. MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y COMPRESION. La interacción entre flexión y compresión en elementos con secciones con uno o dos ejes de simetría, con flexión restringida alrededor de un eje geométrico (x y/o y) estará limitada por las siguientes ecuaciones:

(a) Cuando $P_r/P_c \geq 0.2$

$$156) \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

(b) Cuando $P_r/P_c < 0.2$

$$157) \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

P_r : es la resistencia a la compresión requerida, determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

P_c : es la resistencia a la compresión disponible, $\phi_c P_n$ o P_n/Ω_c , determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.5;

M_r : es la resistencia a flexión requerida, determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

M_c : es la resistencia a la flexión disponible, calculada de acuerdo con el CAPITULO 9.6;

x : eje principal mayor de flexión;

y : eje principal menor de flexión.

9.8.2.2. MIEMBROS SUMETIDOS A FLEXION Y TRACCION. La interacción de flexión y tracción en miembros con uno o dos ejes de simetría, con flexión restringida alrededor de un eje geométrico (x y/o y) estará limitada por las ecuaciones 156 y 157, tomando a P_r como la resistencia a tracción requerida determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3, y a P_c como la resistencia a tracción disponible, $\phi_t P_n$ o P_n/Ω_t , determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.4.

Para miembros con sección transversal con dos ejes de simetría, el valor de C_b del CAPITULO 9.6 se podrá multiplicar por el siguiente factor, siempre que la tracción ocurra simultáneamente con la flexión.

$$\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$$

Donde:

$$158) P_{ey} = \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2}$$

$\alpha = 1.0$ para método LRFD y $\alpha = 1.6$ para método ASD;

E : es el módulo elástico del acero (200 GPa);

I_y : es el momento de inercia alrededor del eje principal y ;

L_b : es la distancia entre puntos que estén arriostrados contra desplazamiento lateral del patín en compresión o en su defecto la distancia entre puntos arriostrados contra el giro de la sección;

9.8.2.3. MIEMBROS COMPACTOS CON DOS EJES DE SIMETRIA SOMETIDOS A COMPRESION Y FLEXION ALREDEDOR DE UN EJE. Para miembros laminados con dos ejes de simetría, con una longitud efectiva para pandeo torsional menor o igual que la longitud efectiva para pandeo por flexión alrededor del eje y , $L_{cz} \leq L_{cy}$, sujeto a flexión y compresión con el momento alrededor del eje principal mayor, se permitirá abordar los dos estados límite de forma independiente, es decir, la inestabilidad en su plano y el pandeo fuera del plano o el pandeo laterotorsional de forma separada, en vez de aplicar el abordaje de efectos combinados dado en 9.8.2.1.

Para miembros con $M_{ry}/M_{cy} \geq 0.05$, se deberán aplicar las especificaciones de 9.8.2.1.

- (a) Para el estado límite de inestabilidad en el plano, las ecuaciones 156 y 157 serán usadas tomando a P_c como la resistencia a compresión disponible en el plano de flexión y M_{cx} deberá tomarse igual a la resistencia a la flexión disponible basados en el estado límite de plastificación de la sección.
- (b) Para el estado límite de pandeo fuera del plano o pandeo latero-torsional:

$$159) \frac{P_r}{P_{cy}} \left(1.5 - 0.5 \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}} \right)^2 \leq 1.0$$

Donde:

C_b : es el factor de modificación de pandeo latero-torsional determinado según 9.6.2;

M_{cx} : es la resistencia a flexión disponible alrededor del eje principal mayor, limitada por pandeo latero-torsional, calculada de acuerdo con el CAPITULO 9.6 tomando $C_b = 1.0$;

P_{cx} : es la resistencia a la compresión disponible fuera del plano de flexión.

9.8.3. MIEMBROS DE SECCION ASIMETRICA Y OTROS MIEMBROS SOMETIDOS A FLEXION Y FUERZA AXIAL. En esta sección se dan las especificaciones para la interacción de flexión y fuerza axial para secciones no cubiertas por 9.8.2. Se permitirá usar las especificaciones de esta sección para los tipos de miembros cubiertos en 9.8.2.

$$160) \left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1.0$$

Donde:

f_{ra} : es el esfuerzo axial requerido en el punto bajo consideración, determinado de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

F_{ca} : es el esfuerzo axial disponible en el punto bajo consideración, determinado de acuerdo con el CAPITULO 9.5 para compresión, de acuerdo con el CAPITULO 9.6 para flexión, o de acuerdo con el CAPITULO 9.4 para tracción;

f_{rbw}, f_{rbz} : son los esfuerzos a flexión requeridos en el punto bajo consideración, determinados de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

F_{cbw}, F_{cbz} : son los esfuerzos a flexión disponibles en el punto bajo consideración, determinados de acuerdo con el CAPITULO 9.6. Se deberá considerar el módulo de sección, S , que corresponda al punto bajo consideración y se deberá tomar en cuenta el signo del esfuerzo;

w : es el eje principal mayor de flexión;

z : es el eje principal menor de flexión.

La ecuación 160 deberá ser evaluada usando los ejes principales de flexión considerando el sentido de los esfuerzos de flexión en los puntos críticos de la sección transversal. Los términos de flexión son sumados o restados del término de fuerza axial, según aplique. Cuando la fuerza axial sea de compresión se deberán considerar los efectos de segundo orden de acuerdo con las provisiones del CAPITULO 9.3.

9.8.4. RUPTURA DE PATINES CON AGUJEROS SUJETOS A TRACCION. En las ubicaciones de agujeros en patines sujetos a tracción bajo la acción combinada de fuerza axial y flexión alrededor del eje mayor, la ruptura del patín en tracción estará limitada por la ecuación 161. Cada patín sujeto a tracción debido a la combinación de fuerza axial y tracción deberá ser revisado de forma independiente.

$$161) \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1.0$$

Donde:

P_r : es la resistencia axial requerida del miembro en la ubicación de los agujeros, determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

P_c : es la resistencia axial disponible para el estado límite de ruptura por tracción de la sección neta en la ubicación de los agujeros, determinada de acuerdo con 9.4.2.2;

M_{rx} : es la resistencia a flexión requerida en la ubicación de los agujeros, determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

M_{cx} : es la resistencia a flexión disponible alrededor del eje x para el estado límite de ruptura del patín en tracción, determinada de acuerdo con 9.6.14.1. Cuando el estado límite de ruptura por tracción no sea aplicable, se deberá usar el momento plástico, M_p , determinado sin considerar los agujeros.

CAPITULO 9.9. DISEÑO DE MIEMBROS PARA TORSION Y TORSION COMBINADA CON OTRAS FUERZAS.

9.9.1. SECCIONES TUBULARES (HSS) RECTANGULARES Y REDONDAS SOMETIDAS A TORSION. La resistencia a torsión de diseño, $\phi_T T_n$, o la resistencia a torsión admisible, T_n/Ω_T , para secciones tubulares rectangulares y cilíndricas, estarán determinadas por el menor valor que resulte de los estados límite de plastificación de la sección por torsión y pandeo torsional.

$$162) T_n = F_{cr} C$$

Donde:

C : es la constante torsional para secciones tipo HSS;

F_{cr} : es el esfuerzo crítico, calculado como se indica a continuación.

(a) Para secciones tubulares redondas:

$$163) F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^{1.25}}}$$

$$164) F_{cr} = \frac{0.6E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{1.5}}$$

Donde:

D : es el diámetro exterior del tubo;

L : es la longitud del miembro;

t : es el espesor de pared de diseño.

(b) Para secciones tubulares rectangulares, con h igual al ancho plano del lado más grande de la sección:

Cuando $h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$,

$$165) F_{cr} = 0.6F_y$$

Cuando $2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$,

$$166) F_{cr} = \frac{0.6F_y(2.45\sqrt{E/F_y})}{h/t}$$

Cuando $3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$,

$$167) F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2}$$

9.9.2. SECCIONES TUBULARES (HSS) SUJETAS A TORSION COMBINADA CON CORTANTE DIRECTO, FLEXION Y FUERZA AXIAL. Cuando la resistencia a torsión requerida, T_r , sea menor que el 20% de la resistencia a torsión disponible, T_c , la interacción de torsión con cortante directo, flexión y fuerza axial para secciones tipo HSS puede ser determinada mediante las especificaciones de 9.8.2, despreciando los efectos de la torsión. Cuando la resistencia a torsión requerida, T_r , sea mayor que el 20% de la resistencia a torsión disponible, T_c , la interacción de torsión, cortante directo, flexión y o fuerza axial, será limitada por la siguiente expresión en cualquier punto:

$$168) \left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1.0$$

Donde:

P_r : es la resistencia axial requerida determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

P_c : es la resistencia axial disponible determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.4 o CAPITULO 9.5;

M_{rx}, M_{ry} : son las resistencias a flexión requeridas, determinadas de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

V_r : es la resistencia a cortante requerida determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

V_c : es la resistencia a cortante disponible determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.7;

T_r : es la resistencia torsional requerida, determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

T_c : es la resistencia torsional disponible, calculada de acuerdo con 9.9.1;

x : es el eje mayor de flexión;

y : es el eje menor de flexión.

Nota: Todos los términos de la ecuación 168 se deberán tomar positivos.

9.9.3. MIEMBROS DISTINTOS DE TUBULARES (HSS) SOMETIDOS A TORSION O A ESFUERZOS COMBINADOS DE TORSION, CORTANTE DIRECTO, FLEXION Y FUERZA AXIAL. La resistencia torsional disponible para miembros distintos de tubulares tipo HSS estará limitada por el menor valor

obtenido para los estados límite de plastificación bajo esfuerzo normal, plastificación por cortante bajo esfuerzo cortante o pandeo, como se indica a continuación, tomando $\phi_T = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_T = 1.67$ para método ASD.

(a) Para el estado límite de fluencia (plastificación) bajo esfuerzo normal:

$$169) \quad F_n = F_y$$

(b) Para el estado límite de fluencia por cortante (plastificación) bajo esfuerzo cortante:

$$170) \quad F_n = 0.6F_y$$

(c) Para el estado límite de pandeo:

$$171) \quad F_n = F_{cr}$$

Donde:

F_{cr} : es el esfuerzo crítico para la sección, determinado por análisis.

CAPITULO 9.10. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS.

9.10.1. ALCANCE. Las disposiciones de este capítulo se deberán aplicar a todos los miembros estructurales de sección compuesta, conformados por secciones de acero laminadas o armadas o secciones tubulares (HSS), que actúan en conjunto con concreto. También serán aplicables a vigas de acero que soporten losas de concreto armado, interconectadas de manera tal que la losa y la viga actúen de forma compuesta para resistir las cargas que producen flexión. Adicionalmente, se cubren las vigas de acero rellenas o encamisadas con concreto reforzado, construidas con o sin apuntalamiento temporal.

Se deberán aplicar las disposiciones de este capítulo a los muros estructurales compuestos conformados por placas de acero rellenas de concreto estructural con anclajes y amarres estructurales, actuando como una unidad.

9.10.2. ESPECIFICACIONES GENERALES. Para la determinación de los efectos de las cargas en los elementos compuestos y sus conexiones, se deberán tomar en consideración las secciones efectivas para cada incremento de carga.

9.10.2.1. CONCRETO Y REFUERZO DE ACERO PARA CONCRETO. En construcción compuesta, el diseño, detallado y las propiedades de los materiales relativos al concreto y al refuerzo de acero para concreto deberán satisfacer los requerimientos y especificaciones del Título 5: Hormigón Armado, del Volumen 1 del CDCRD. Adicionalmente, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

(a) Las limitaciones adicionales para el concreto y el acero de refuerzo están especificadas en 9.10.2.3.

- (b) Los requerimientos de refuerzo longitudinal y transversal se dan en 9.10.3 y 9.10.4, los cuales serán aplicables en adición a los requerimientos del Título 5: Hormigón Armado.

Los componentes de concreto y acero de refuerzo se deberán diseñar con el método LRFD, como se indica en el Título 5: Hormigón Armado.

9.10.2.2. RESISTENCIA NOMINAL DE SECCIONES COMPUESTAS. La resistencia nominal de secciones compuestas se deberá determinar mediante el método de distribución de esfuerzos plásticos, o el método de compatibilidad de deformaciones unitarias, o el método de distribución de esfuerzos elásticos, o el método de esfuerzos y deformaciones unitarias efectivas. La resistencia a la tracción del concreto será despreciada para la determinación de la resistencia nominal de miembros compuestos. Los efectos de pandeo local deberán ser evaluados para miembros de sección compuesta rellenos, como se define en 9.10.2.4. El efecto del pandeo local no requiere ser evaluado para miembros compuestos con secciones de acero embebidas ni para muros estructurales compuestos que cumplan con los requerimientos de este capítulo.

9.10.2.2.1. METODO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PLASTICOS. Para el método de distribución de esfuerzos plásticos, la resistencia nominal será calculada asumiendo que los componentes de acero han alcanzado el esfuerzo de fluencia, F_y , en compresión o tracción, y que los componentes de concreto en compresión debido a la acción de fuerza axial y/o flexión han alcanzado un esfuerzo de $0.85f'_c$, excepto que para secciones tubulares (HSS) rellenas de concreto, se permite usar un valor de $0.95f'_c$, para tomar en cuenta el confinamiento provisto por el tubo.

9.10.2.2.2. METODO DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES UNITARIAS. Para el método de compatibilidad de deformaciones unitarias se asumirá una distribución lineal de deformaciones unitarias a lo largo de la sección transversal del miembro, tomando la deformación unitaria longitudinal máxima del concreto igual a 0.003. Las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y el concreto serán tomadas de ensayos o de resultados publicados.

9.10.2.2.3. METODO DE DISTRIBUCION DE ESFUERZOS ELASTICOS. Para el método de distribución de esfuerzos elásticos la resistencia nominal deberá ser calculada superponiendo los esfuerzos elásticos para el estado límite de fluencia (plastificación) y aplastamiento del concreto.

9.10.2.2.4. METODO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES UNITARIAS EFECTIVAS. Para el método de esfuerzos y deformaciones unitarias efectivas, la resistencia nominal será calculada asumiendo compatibilidad de deformaciones unitarias y relaciones esfuerzo-deformación unitaria efectivas para el acero estructura, acero de refuerzo y componentes de concreto, tomando en cuenta los efectos de pandeo local, fluencia (plastificación) y confinamiento del concreto.

9.10.2.3. LIMITACIONES DE LOS MATERIALES. Se deberán aplicar las siguientes limitaciones para el concreto, acero estructural y refuerzo de acero en sistemas compuestos, a menos que el diseño se base en los requerimientos del apéndice 2 del AISC 360-22.

- (a) Para la determinación de la resistencia disponible, el concreto tendrá una resistencia nominal a la compresión, f'_c , no menor de 21 MPa y no mayor de 69 MPa para concreto de peso normal; en el caso de concreto de peso ligero el valor de f'_c no deberá ser menor de 21 MPa ni mayor de 41 MPa.
- (b) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el acero estructural usado para el cálculo de la resistencia de elementos compuestos no deberá exceder 525 MPa.
- (c) El esfuerzo de fluencia mínimo especificado para barras de refuerzo, usado para calcular la resistencia de miembros compuestos no deberá exceder 550 MPa.

9.10.2.4. CLASIFICACION DE SECCIONES COMPUESTAS RELLENAS PARA PANDEO LOCAL. Para compresión, las secciones estructurales compuestas se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección compuesta se considere compacta, la relación ancho-espesor, λ , de los elementos de la sección sometidos a compresión, no deberá exceder el valor límite, λ_p , dado en la **Tabla 7**. Para miembros donde uno o más elementos de la sección sometidos a compresión tienen una relación ancho-espesor que excede el valor de λ_p pero no excede el valor límite, λ_r , de la **Tabla 7**, la sección se clasifica como no compacta. Para miembros donde la relación ancho-espesor de uno o más elementos de la sección sometidos a compresión exceden el valor límite de λ_r de la **Tabla 7**, la sección se clasifica como esbelta.

Para flexión, las secciones compuestas rellenas se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección compuesta se considere compacta para flexión, la relación ancho-espesor, λ , de los elementos de la sección sometidos a compresión, no deberá exceder el valor límite, λ_p , dado en la **Tabla 8**. Para miembros donde uno o más elementos de la sección sometidos a compresión tienen una relación ancho-espesor que excede el valor de λ_p pero no excede el valor límite, λ_r , de la **Tabla 8** la sección se clasifica como no compacta para flexión. Para miembros donde la relación ancho-espesor de uno o más elementos de la sección sometidos a compresión exceden el valor límite de λ_r de la **Tabla 8**, la sección se clasifica como esbelta para flexión.

Tabla 7: Valores límite de la razón de ancho-espesor para elementos en compresión en secciones compuestas sometidas a compresión axial.

Descripción del elemento	Relación de esbeltez	λ_p	λ_r	Valor máximo permitido
Paredes de secciones tubulares rectangulares (HSS) y secciones tipo cajón de espesor uniforme	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares circulares	D/t	$0.15 \frac{E}{F_y}$	$0.19 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$

Tabla 8: Valores límite de la razón de ancho-espesor para elementos en compresión en secciones compuestas sometidas a flexión.

Descripción del elemento	Relación de esbeltez	λ_p	λ_r	Valor máximo permitido
Patines de secciones tubulares rectangulares (HSS) y secciones tipo cajón de espesor uniforme.	b/t	$2.26 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Almas de secciones tubulares rectangulares (HSS) y secciones tipo cajón de espesor uniforme.	b/t	$3.00 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Secciones tubulares (HSS) circulares.	D/t	$0.09 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$

9.10.2.5. RIGIDEZ PARA EL CALCULO DE RESISTENCIAS REQUERIDAS. Para el método de análisis directo, las resistencias requeridas de los miembros compuestos con perfiles embebidos, de miembros compuestos rellenos y de muros estructurales compuestos de placa de acero rellena de concreto estructural reforzado serán determinadas usando las especificaciones de 9.3.2.1, tomando en cuenta los siguientes requerimientos adicionales:

- La rigidez nominal a flexión de secciones compuestas con perfiles embebidos o rellenos sometidas a compresión neta se tomará igual a la rigidez efectiva de la sección compuesta, $(EI)_{eff}$, como se define en 9.10.3.
- La rigidez axial nominal de secciones compuestas con perfiles embebidos o rellenos sometidas a tracción neta se tomará igual a la suma de las rigideces axiales elásticas de cada componente.
- La rigidez de secciones compuestas con perfiles embebidos o rellenos sometidas a tracción neta se tomará igual a la rigidez de los elementos de acero solos de acuerdo con el CAPITULO 9.3.
- El parámetro de reducción de rigidez, τ_b , se tomará igual a 0.80 para miembros compuestos con perfiles embebidos o rellenos.
- La rigidez a flexión, $(EI)_{eff}$, la rigidez axial, $(EA)_{eff}$ y la rigidez a cortante, $(GA)_{eff}$, de muros compuestos de placa de acero deberán estar calculadas para considerar el nivel de agrietamiento del concreto para las combinaciones de diseño del método LRFD o para 1.6 veces las combinaciones del método ASD. Se permitirá usar las siguientes rigideces efectivas:

$$172) \quad (EI)_{eff} = E_s I_s + 0.35 E_c I_c$$

$$173) \quad (EA)_{eff} = E_s A_s + 0.45 E_c A_c$$

$$174) (GA)_{eff} = G_s A_{sw} + G_c A_c$$

Donde:

A_c : es el área de concreto;

A_s : es el área de acero;

A_{sw} : es el área de las placas de acero en la dirección de la fuerza cortante aplicada;

E_c : es el módulo elástico del concreto;

E_s : es el módulo elástico del acero (200 GPa);

G_c : es el módulo de cortante del concreto;

G_s : es el módulo de cortante del acero;

I_c : es el momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;

I_s : es el momento de inercia de la sección de acero alrededor del eje neutro de la sección compuesta;

- (f) El parámetro de reducción de resistencia, τ_b , será tomado igual a 1.0 para muros estructurales compuestos de placa de acero rellenos de concreto.

9.10.2.6. REQUERIMIENTOS ESPECIALES PARA MUROS ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE PLACA DE ACERO RELLENO DE CONCRETO REFORZADO. Las placas de acero aportarán al menos el 1% pero no más del 10% del área de la sección del miembro compuesto. Las placas de acero en ambos laterales del muro estarán unidas entre si mediante amarres estructurales consistentes en barras, perfiles o miembros de sección armada. Para muros estructurales compuestos de placa de acero rellenos de concreto reforzado las placas de acero deberán estar ancladas al concreto usando amarres o una combinación de amarres y anclajes de acero. No serán permitidos los muros sin placas transversales extremas o elementos de borde de acero.

9.10.2.6.1. REQUERIMIENTOS DE ESBELTEZ DE LAS PLACAS DE ACERO. Las placas de acero deberán tener una relación de esbeltez, b/t , limitada por la siguiente expresión:

$$175) \frac{b}{t} \leq 1.2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

b : es la distancia libre mayor entre filas de anclajes o amarres de acero;

t : es el espesor de las placas de acero;

9.10.2.6.2. REQUERIMIENTOS PARA LAS BARRAS DE AMARRE. Las barras usadas como amarres entre las placas de acero de muros estructurales compuestos no tendrán un espaciamiento no mayor que el espesor total del muro, t_{sc} . El espaciamiento de las barras de amarre estará limitado por las siguientes expresiones:

$$176) \frac{s_{st}}{t} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{2\alpha + 1}}$$

$$177) \alpha = 1.7 \left(\frac{t_{st}}{t} - 2 \right) \left(\frac{t}{d_{tie}} \right)^4$$

Donde:

d_{tie} : es el diámetro efectivo de las barras de amarre;

s_t : es el mayor espaciamiento de los amarres;

t : espesor de la placa;

t_{sc} : espesor del muro estructural

9.10.3. DISEÑO PARA FUERZA AXIAL. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a los miembros compuestos embebidos o rellenos y a los muros estructurales compuestos de placa de acero rellenos de concreto, sujetos a carga axial.

9.10.3.1. ELEMENTOS COMPUESTOS EMBEBIDOS.

9.10.3.1.1. LIMITACIONES. Se deberán aplicar las siguientes limitaciones a los miembros compuestos embebidos en concreto estructural:

- (a) El área de la sección transversal del núcleo de acero deberá aportar al menos el 1% del área total del miembro compuesto.
- (b) El concreto que embebe el núcleo de acero deberá ser reforzado con barras longitudinales continuas y barras transversales consistentes en grapas, estribos de confinamiento y/o espirales. El detallado y colocación del refuerzo longitudinal, incluyendo los espaciamientos entre barras y requerimientos de recubrimientos, deberán estar de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado.

Cuando se coloque refuerzo transversal en forma de grapas o estribos de confinamiento, éste deberá estar hecho a partir de barras #3 espaciadas a un máximo de 300 mm CAC, o barras #4 espaciadas a un máximo de 400 mm CAC. Se permitirá el uso de refuerzo en forma de alambre corrugado o malla electrosoldada corrugada que aporte la misma cantidad de área de acero. El espaciamiento máximo de las grapas o estribos de confinamiento no deberá exceder 0.5 veces la dimensión menor de la columna.

- (c) La cuantía mínima de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , deberá ser del 0.4%, donde:

$$178) \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Donde:

A_{sr} : es el área del refuerzo longitudinal continuo en forma de barras corrugadas;

A_g : es el área bruta del elemento compuesto.

(d) La cuantía máxima de refuerzo longitudinal deberá basarse en el área bruta de concreto del elemento compuesto y se limitará de conformidad con el Título 5: Hormigón Armado.

9.10.3.1.2. RESISTENCIA A LA COMPRESION. La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible a compresión, P_n/Ω_c , o miembros embebidos compuestos con una sección con dos ejes de simetría y cargados axialmente, estará limitada por el estado límite de pandeo por flexión, basado en la esbeltez de los elementos de la sección. El valor de $\phi_c = 0.75$ para método LRFD y $\Omega_c = 2.00$ para método ASD.

(a) Cuando $P_{no}/P_e \leq 2.25$:

$$179) P_n = P_{no}(0.658^{P_{no}/P_e})$$

(b) Cuando $P_{no}/P_e > 2.25$:

$$180) P_n = 0.877P_e$$

Donde:

$$181) P_e = \frac{\pi^2(EI)_{eff}}{L_c^2}$$

Es la carga crítica de pandeo elástico determinada de acuerdo con el CAPITULO 9.3;

$$182) (EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c$$

Es la rigidez efectiva a flexión de la sección compuesta;

$$183) C_1 = 0.25 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

Es un coeficiente usado para calcular la rigidez efectiva de la sección de un miembro compuesto embebido en compresión;

E_c : es el módulo elástico del concreto;

E_s : es el módulo elástico del acero (200 GPa);

I_c : es el momento de inercia de la sección de concreto alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;

I_s : es el momento de inercia del perfil de acero alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;

I_{sr} : es el momento de inercia de las barras longitudinales de refuerzo alrededor del eje neutro elástico de la sección compuesta;

$L_c = KL$: es la longitud efectiva del miembro;

K : es el factor de longitud efectiva;

L : es la longitud del miembro;

P_{no} : es la resistencia nominal a la compresión sin considerar los efectos de longitud, calculada como sigue:

$$184) P_{no} = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr} + 0.85 f'_c A_c$$

A_c : es el área de concreto;

A_s : es el área de acero de la sección transversal;

A_{sr} : es el área de las barras de refuerzo longitudinales;

F_y : es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado para el acero estructural en forma de perfiles;

F_{ysr} : es el esfuerzo mínimo de fluencia especificado para las barras de refuerzo.

9.10.3.1.3. RESISTENCIA A LA TRACCION. La resistencia disponible a tracción de miembros compuestos embebidos deberá determinarse a partir del estado límite de fluencia por tracción, como sigue:

$$185) P_n = F_y A_s + F_{ysr} A_{sr}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ para método LRFD;}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ para método ASD.}$$

9.10.3.1.4. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. Para miembros compuestos embebidos, se deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) El espaciamiento libre entre el núcleo de acero y las barras de refuerzo longitudinales será mayor o igual que el mayor entre 1.5 veces el diámetro de las barras longitudinales y 38 mm.
- (b) Si la sección compuesta está conformada por dos o más perfiles embebidos, los perfiles deberán estar interconectados mediante enlaces, placas de asiento o componentes similares para prevenir el pandeo individual de cada perfil debido a la aplicación de las cargas previo al endurecimiento del concreto.

9.10.3.2. ELEMENTOS COMPUESTOS RELLENOS.

9.10.3.2.1. LIMITACIONES. Para elementos compuestos rellenos se deberán respetar las siguientes limitaciones:

- (a) El área de la sección transversal del perfil de acero deberá aportar al menos el 1% del área total del miembro compuesto.
- (b) Las secciones compuestas rellenas deberán clasificarse por pandeo local de acuerdo con 9.10.2.4.
- (c) No se requiere refuerzo longitudinal mínimo. Si se provee refuerzo longitudinal, no se requiere colocar refuerzo transversal para fines de resistencia, sin embargo, se deberá proveer un refuerzo transversal mínimo como sigue: (1) cuando se provee refuerzo transversal en forma de grapas o estribos de confinamiento, el mismo deberá componerse a partir de barras #3 espaciadas a un máximo de 300 mm CAC o barras #4 espaciadas a un máximo de 400 mm CAC. Se permitirá el uso de refuerzo en forma de alambre corrugado o malla electrosoldada corrugada que provea una cuantía de refuerzo equivalente.

(d) Si se requiere refuerzo longitudinal para resistencia, la cuantía máxima del mismo estará limitada por el Título 5: Hormigón Armado, basados en el área bruta de concreto.

9.10.3.2.2. RESISTENCIA A LA COMPRESION. La resistencia de diseño a compresión, $\phi_c P_n$, o la resistencia admisible a compresión, P_n/Ω_c , o miembros compuestos rellenos, estará limitada por el estado límite de pandeo por flexión, de acuerdo con 9.10.3.1.2, aplicando las siguientes modificaciones.

(a) **Para secciones compactas:**

$$186) P_{no} = P_p$$

Donde:

$$187) P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

Es la resistencia axial plástica;

$C_2 = 0.85$ para secciones rectangulares y $C_2 = 0.95$ para secciones circulares;

(b) **Para secciones no compactas:**

$$188) P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2$$

Donde:

λ_p y λ_r son las razones de esbeltez determinadas de acuerdo con la **Tabla 7**;

$$189) P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

(b) **Para secciones esbeltas:**

$$190) P_{no} = F_n A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right)$$

F_n : es el esfuerzo crítico para el perfil de acero estructural de elementos compuestos rellenos, calculado de la siguiente forma:

(1) Para secciones rectangulares rellenas:

$$191) F_n = \frac{9E_s}{\lambda^2}$$

(2) Para secciones circulares rellenas:

$$192) F_n = \frac{0.72F_y}{[(D/t)(F_y/E_s)]^{0.2}}$$

La rigidez efectiva para la sección compuesta, $(EI)_{eff}$, para todas las secciones será determinada mediante la siguiente expresión:

$$193) (EI)_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c$$

Donde:

$$194) C_3 = 0.45 + 3 \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

Es el coeficiente para el cálculo de la rigidez efectiva de una sección compuesta rellena en compresión.

La resistencia a compresión disponible calculada para el miembro compuesto no requiere ser tomada menor que la resistencia del acero despreciando el aporte del concreto.

9.10.3.2.3. RESISTENCIA A LA TRACCION. La resistencia disponible a tracción de miembros compuestos rellenos deberá determinarse a partir del estado límite de fluencia por tracción, como sigue:

$$195) P_n = F_y A_s + F_{y_{sr}} A_{sr}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ para método LRFD;}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ para método ASD.}$$

9.10.3.2.4. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. Para miembros compuestos rellenos, el espaciamiento libre entre la cara interna del perfil de acero estructural y las barras de refuerzo longitudinales, si las hubiere, será mayor o igual que el mayor entre 1.5 veces el diámetro de las barras longitudinales y 38 mm.

9.10.3.3. MUROS ESTRUCTURALES COMPUESTOS DE PLACA DE ACERO RELLENOS DE CONCRETO.

9.10.3.3.1. RESISTENCIA A COMPRESION. La resistencia a compresión disponible de muros estructurales compuestos de placa de acero rellenos de concreto deberá determinarse a partir del estado límite de pandeo por flexión de acuerdo con 9.10.3.1.2. El valor de la rigidez a flexión calculado de acuerdo con 9.10.2.5 debe ser usado junto con el valor de P_{no} determinado como sigue:

$$196) P_{no} = F_y A_s + 0.85 f'_c A_c$$

$$\phi_c = 0.90 \text{ para método LRFD;}$$

$$\Omega_c = 1.67 \text{ para método ASD.}$$

9.10.3.3.2. RESISTENCIA A LA TRACCION. La resistencia a la tracción disponible para muros estructurales compuestos de placas de acero relleno de concreto estará limitada por el estado límite de plastificación de la sección:

$$197) P_n = F_y A_s$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ para método LRFD;}$$

$$\Omega_t = 1.67 \text{ para método ASD.}$$

9.10.4. DISEÑO PARA FLEXION. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a los miembros compuestos sometidos a flexión que consistan en uno de los siguientes: (1) vigas compuestas con anclajes de acero consistentes en conectores de cortante con cabeza y conectores de cortante tipo canal; (2) miembros embebidos y (3) miembros rellenos.

9.10.4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES.

9.10.4.1.1. ANCHO EFECTIVO. El ancho efectivo de la losa de concreto se tomará igual a la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga de soporte. Estos anchos efectivos no deberán exceder ninguno de los siguientes:

- (a) Un octavo (1/8) de la luz de la viga, medida centro a centro de los soportes;
- (b) La mitad (1/2) de la distancia al eje central de la viga adyacente; o
- (c) La distancia al borde de la losa.

9.10.4.1.2. RESISTENCIA DURANTE LA CONSTRUCCION. Cuando no se use apuntalamiento temporal durante la construcción, la sección estructural de acero sola deberá tener una resistencia suficiente para soportar todas las cargas aplicadas antes de que el concreto alcance el 75% de la resistencia mínima a la compresión especificada, f'_c . La resistencia a la flexión deberá determinarse siguiendo las especificaciones del CAPITULO 9.6.

9.10.4.2. VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTANTE CON CABEZA O TIPO CANAL.

9.10.4.2.1. RESISTENCIA A FLEXION POSITIVA. La resistencia a flexión positiva de diseño, $\phi_b M_n$, o la resistencia admisible a flexión, M_n/Ω_b , será determinada para el estado límite de plastificación de la sección.

- (1) Cuando $h/t_w \leq 3.76\sqrt{E/F_y}$, el valor de M_n deberá determinarse de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta para el estado límite de plastificación de la sección.
- (2) Cuando $h/t_w > 3.76\sqrt{E/F_y}$, el valor de M_n deberá determinarse a partir de la superposición de esfuerzos elásticos, considerando el apuntalamiento, para el estado límite de plastificación de la sección.

9.10.4.2.2. RESISTENCIA A FLEXION NEGATIVA. La resistencia a flexión negativa disponible deberá determinarse según el CAPITULO 9.6, considerando solo la sección de acero. De forma alternativa, se permitirá determinar la resistencia a flexión negativa a partir de la distribución de esfuerzos plásticos de la sección compuesta, para el estado límite de plastificación de la sección con $\phi_b = 0.90$ y $\Omega_b = 1.67$, siempre que se cumplan las siguientes limitaciones:

- (a) Que la viga de acero sea compacta y que esté arriostrada de acuerdo con el CAPITULO 9.6;
- (b) Los conectores de cortante con cabeza o conectores de perfiles tipo canal deberán conectar la losa a la viga de acero en la zona de momento negativo;
- (c) El refuerzo longitudinal de la losa en dirección paralela a la viga de acero ubicado dentro del ancho efectivo de la losa deberá satisfacer los requerimientos de longitud de desarrollo.

9.10.4.2.3. VIGAS COMPUESTAS CON LOSAS CON LAMINA COLABORANTE. La resistencia a flexión disponible en construcción compuesta consistente en vigas de acero que soportan y están conectadas a losas de concreto vaciadas sobre láminas colaborantes acanaladas (metal deck) será determinada a partir de los requerimientos aplicables de 9.10.4.2.1 y 9.10.4.2.2, satisfaciendo además los siguientes requerimientos:

- (a) La altura nominal de la canaleta no superará los 75 mm. El ancho promedio del nervio de concreto, w_r , no debe ser menor de 50 mm, y para fines de cálculo, no debe ser mayor que la distancia libre al borde superior de la lámina colaborante;
- (b) La losa de concreto deberá estar conectada a la viga de acero con conectores de cortante con cabeza soldados a través de la lámina colaborante o directamente soldados al perfil de acero. Los conectores de cortante con cabeza, luego de su instalación, deberán sobresalir al menos 38 mm por encima del tope de la canaleta de la lámina colaborante y deberán tener un recubrimiento mínimo de 13 mm por encima de la cabeza del conector;
- (c) El espesor de losa por encima del tope de la lámina colaborante debe ser de 50 mm;
- (d) La lámina colaborante deberá estar unida a los elementos de soporte mediante conectores que no excedan los 450 mm de espaciado centro a centro. Los conectores deberán ser provistos en forma de conectores de cortante con cabeza, una combinación de conectores de cortante con cabeza y soldaduras de tapón o cualquier otro dispositivo de conexión especificado en los planos estructurales y planos de construcción.

9.10.4.2.3.1. CANALETAS ORIENTADAS PERPENDICULARES A LA VIGA DE SOPORTE. Para nervios de concreto orientados en dirección perpendicular a la viga de soporte se deberá despreciar el concreto por debajo del tope de las canaletas de la lámina colaborante en el cálculo del área de concreto, A_c .

9.10.4.2.3.2. CANALETAS ORIENTADAS PARALELAS A LA VIGA DE SOPORTE. Para nervios de concreto orientados en dirección paralela a la viga de soporte podrá considerarse el concreto por debajo del tope de las canaletas de la lámina colaborante en el cálculo del área de concreto, A_c . Los nervios de la lámina colaborante se podrán separar longitudinalmente, justo sobre las vigas de soporte, de manera que se cree un macizado de concreto.

Cuando la lámina colaborante tenga una altura nominal de canaleta de 38 mm o mayor, el ancho efectivo, w_r , del nervio de concreto (o del macizado sobre el elemento de soporte) no deberá ser menor de 50 mm para el primer conector de cortante transversal más cuatro diámetros de conector para cada conector de cortante adicional.

9.10.4.2.4. TRANSFERENCIA DE CORTANTE ENTRE VIGA DE ACERO Y LOSA DE CONCRETO.

9.10.4.2.4.1. TRANSFERENCIA DE CARGA PARA MOMENTO POSITIVO. Se asumirá que la totalidad de la fuerza cortante horizontal en la interfaz entre la viga de acero y la losa de concreto es transferida por conectores de cortante con cabeza o conectores en forma de perfiles tipo canal, excepto para vigas encamisadas en concreto reforzado. Para acción compuesta con concreto sujeto a compresión por

flexión, la fuerza cortante nominal entre la viga de acero y la losa de concreto que se transmite mediante los conectores de cortante entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero, V' , estará limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de aplastamiento del concreto, fluencia por tracción de la sección de acero o la resistencia a cortante de los conectores.

(a) Aplastamiento del concreto:

$$198) \quad V' = 0.85f'_cA_c$$

(b) Fluencia por tracción de la sección de acero:

$$199) \quad V' = F_yA_s$$

(c) Resistencia a cortante de los conectores:

$$200) \quad V' = \sum Q_n$$

Donde:

A_c : es el área de concreto dentro del ancho efectivo;

A_s : es el área del perfil estructural de acero;

$\sum Q_n$: es la suma de las resistencias nominales a cortante de los conectores entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento cero.

Se deberá considerar el efecto de la capacidad de deslizamiento o ductilidad de la conexión de cortante en la interfaz de la losa y la viga de acero.

9.10.4.2.4.2. TRANSFERENCIA DE CARGA PARA MOMENTO NEGATIVO. Para vigas compuestas donde el refuerzo longitudinal en la región negativa se considera que actúa de forma compuesta con la viga de acero, el cortante horizontal total que se desarrolla entre el punto de máximo momento negativo y el punto de momento cero se determinará como el menor valor que resulte de los estados límite de fluencia del refuerzo longitudinal de la losa y resistencia a cortante de los conectores.

(a) Para fluencia del refuerzo longitudinal de la losa:

$$201) \quad V' = F_{ySR}A_{SR}$$

Donde:

F_{ySR} : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de refuerzo longitudinal de la losa;

A_{SR} : es el área del refuerzo longitudinal de la losa.

(b) Resistencia a cortante de los conectores:

$$202) \quad V' = \sum Q_n$$

9.10.4.3. MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS.

9.10.4.3.1. LIMITACIONES. Para miembros compuestos embebidos se deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

(a) La resistencia a flexión disponible se deberá calcular con $\phi_b = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_b = 1.67$ para método ASD. La resistencia nominal a flexión, M_n , se calculará usando uno de los siguientes métodos:

- (1) La superposición de esfuerzos elásticos en la sección compuesta, considerando los efectos del apuntalamiento para el estado límite de plastificación de la sección.
- (2) La distribución de esfuerzos plásticos en la sección de acero sola, para el estado límite de plastificación de la sección del perfil de acero.
- (3) La distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta o el método de la compatibilidad de deformaciones unitarias longitudinales, para el estado límite de plastificación de la sección compuesta. Para miembros embebidos en concreto estructural se deberán proveer anclajes entre el perfil de acero y el área de concreto circundante.

(b) El área total de la sección transversal del núcleo de acero deberá aportar al menos el 1% del área total de la sección compuesta.

(c) El encamisado de concreto reforzado deberá ser reforzado con refuerzo longitudinal continuo y refuerzo transversal en forma de estribos sísmicos, grapas y/o espirales. El detallado del refuerzo deberá estar de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado.

El refuerzo transversal en forma de estribos sísmicos o grapas deberá ser mínimo N10 con un espaciamiento máximo de 300 mm o N13 con un espaciamiento máximo de 400 mm, medido centro a centro. Se permitirá el uso de refuerzo en forma de malla electrosoldada corrugada que aporte la misma área de acero.

(d) La cuantía de refuerzo mínimo de refuerzo longitudinal, ρ_{sr} , será igual a 0.004, donde:

$$203) \quad \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Donde:

A_{sr} : es el área del refuerzo longitudinal;

A_g : es el área bruta de la sección compuesta.

(e) Los miembros compuestos que tengan $P_u < 0.10P_n$ deberán ser elementos controlados por tensión, como se define en el Título 5: Hormigón Armado. La determinación del valor de P_n se deberá hacer incluyendo el área de la sección del perfil de acero y el área del refuerzo longitudinal.

9.10.4.3.2. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. El espaciamiento libre entre el núcleo de acero y el refuerzo longitudinal no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro de las barras longitudinales o 38 mm.

9.10.4.4. ELEMENTOS COMPUESTOS RELLENOS.

9.10.4.4.1. LIMITACIONES. Para miembros compuestos rellenos se deberán satisfacer las siguientes limitaciones:

- (a) Los miembros compuestos rellenos deberán clasificarse para pandeo local de acuerdo con 9.10.2.4;
- (b) El área total de la sección transversal del perfil de acero deberá aportar al menos el 1% del área total de la sección compuesta;
- (c) No se requerirá refuerzo longitudinal de forma obligatoria;

En caso de que se provea refuerzo longitudinal, la cuantía de refuerzo longitudinal continuo, ρ_{sr} , será igual a 0.004, donde:

$$204) \quad \rho_{sr} = \frac{A_{sr}}{A_g}$$

Donde:

A_{sr} : es el área del refuerzo longitudinal;

A_g : es el área bruta de la sección compuesta.

En caso de proveer refuerzo longitudinal, se requerirá colocar refuerzo transversal mínimo, el cual no será requerido para fines de resistencia. Este refuerzo transversal mínimo deberá ser aportado en forma de estribos sísmicos con o sin grapas, conformados a partir de barras N10 espaciadas a no más de 300 mm CAC o de barras N13 a no más de 400 mm de espaciamiento CAC. Se permitirá usar refuerzo en forma de malla electrosoldada corrugada que aporte la misma cuantía de refuerzo.

- (d) Los miembros compuestos que tengan $P_u < 0.10P_n$ deberán ser elementos controlados por tensión, como se define en el Título 5: Hormigón Armado. La determinación del valor de P_n se deberá hacer incluyendo el área de la sección del perfil de acero y el área del refuerzo longitudinal.

9.10.4.4.2. RESISTENCIA A FLEXION. La resistencia a flexión disponible de miembros compuestos rellenos deberá calcularse tomando $\phi_b = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_b = 1.67$ para método ASD. La resistencia nominal a flexión, M_n , se calculará como sigue:

- (a) Para secciones compactas:

$$205) \quad M_n = M_p$$

Donde:

M_p : es el momento que corresponde a la distribución de esfuerzos plásticos en la sección transversal.

- (b) Para secciones no compactas:

$$206) \quad M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right)$$

Donde:

$\lambda, \lambda_p, \lambda_r$: son las razones de esbeltes de los elementos de la sección determinados de acuerdo con la **Tabla 8**.

M_y : es el momento de fluencia que corresponde a plastificación del patín en tracción y el inicio de la plastificación del patín en compresión. La capacidad en el momento del inicio de la plastificación debe determinarse asumiendo una distribución elástica lineal de esfuerzos con el esfuerzo de compresión máximo limitado a un valor de $0.7f'_c$ y el esfuerzo máximo en el acero limitado a F_y .

- (c) Para secciones esbeltas, el valor de M_n deberá ser determinado a partir del primer momento de fluencia. El esfuerzo de compresión en el patín deberá limitarse al esfuerzo límite de compresión por pandeo, F_n , determinado de acuerdo con las ecuaciones 191 o 192, según aplique. La distribución de esfuerzos en el concreto será lineal elástica con el esfuerzo máximo de compresión limitado a un valor de $0.7f'_c$.

9.10.4.4.3. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. El espaciamiento libre entre la cara interna del perfil de acero y el refuerzo longitudinal no deberá ser menor que 1.5 veces el diámetro de las barras longitudinales o 38 mm.

9.10.4.5. MUROS COMPUESTOS DE PLACAS DE ACERO RELLENOS DE CONCRETO. La resistencia a flexión disponible de muros compuestos de placas de acero rellenos de concreto será determinada de acuerdo con 9.10.2.2, donde $\phi_b = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_b = 1.67$ para método ASD.

9.10.5. DISEÑO PARA FUERZA CORTANTE.

9.10.5.1. MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS. La resistencia a cortante de diseño, $\phi_v V_n$, o la resistencia admisible a cortante, V_n/Ω_v , de miembros compuestos embebidos se determinará de acuerdo con una de las siguientes especificaciones:

- (a) La resistencia a cortante se tomará igual a la resistencia a cortante del perfil estructural de acero solo, como se especifica en el CAPITULO 9.7;
- (b) La resistencia a cortante de la sección se tomará igual a la resistencia a cortante disponible de la porción de concreto, incluyendo el refuerzo transversal, determinada de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado, tomando $\phi_v = 0.75$ para método LRFD y $\Omega_v = 2.00$ para método ASD;
- (c) La resistencia a cortante de la sección se tomará igual a la resistencia nominal a cortante del perfil estructural de acero, como se define en el CAPITULO 9.7, más la resistencia nominal del refuerzo transversal, como se define en el Título 5: Hormigón Armado, usando factores combinados iguales a $\phi_v = 0.75$ para método LRFD y $\Omega_v = 2.00$ para método ASD.

9.10.5.2. MIEMBROS COMPUESTOS RELLENOS. La resistencia a cortante de diseño, $\phi_v V_n$, o la resistencia admisible a cortante, V_n/Ω_v , de miembros compuestos rellenos se determinará de acuerdo con una de las siguientes especificaciones, tomando $\phi_v = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_v = 1.67$ para método ASD. La resistencia nominal a cortante, V_n , deberá incluir el aporte del perfil estructural de acero y del relleno de concreto como se indica a continuación:

$$207) \quad V_n = 0.6A_v F_y + 0.06K_c A_c \sqrt{f'_c}$$

Donde:

A_v : es el área del perfil de acero de la sección compuesta que resiste cortante. Para perfiles cilíndricos esta área se puede tomar igual a $2A_s/\pi$. Para perfiles rectangulares es igual a la suma de las áreas de las almas en la dirección de la fuerza cortante;

A_c : es el área del relleno de concreto;

$K_c = 1$ para miembros con una razón $M_u/(V_u d) \geq 0.7$, donde M_u y V_u son las resistencias máximas a flexión y cortante requeridas, respectivamente, a lo largo de la longitud del miembro. d es el peralte del miembro en la dirección en que ocurre la flexión;

$K_c = 10$ para miembros con secciones transversales compactas y una razón $M_u/(V_u d) < 0.5$;

$K_c = 1$ para miembros con secciones transversales que no sean compactas y para cualquier valor de la razón $M_u/(V_u d)$.

Se permitirá la interpolación lineal para miembros con secciones compactas que tengan razones $M_u/(V_u d)$ entre 0.5 y 0.7.

9.10.5.3. VIGAS COMPUESTAS CON LOSAS DE CONCRETO. La resistencia a cortante disponible de vigas de acero compuestas con losas de concreto vaciadas sobre plancha de acero colaborante (metal deck), unidas entre sí mediante conectores de cortante con cabeza o conectores en forma de perfiles tipo canal, se deberá determinar de acuerdo con las especificaciones del CAPITULO 9.7, basados en la sección del perfil de acero sola.

9.10.5.4. MUROS COMPUESTOS DE PLACAS DE ACERO RELLENAS DE CONCRETO. La resistencia a cortante de diseño, $\phi_v V_n$, o la resistencia admisible a cortante, V_n/Ω_v , de muros estructurales compuestos de placas de acero rellenos de concreto se determinará de acuerdo con esta sección, tomando $\phi_v = 0.90$ para método LRFD y $\Omega_v = 1.67$ para método ASD. La resistencia nominal a cortante, V_n , deberá incluir el aporte del relleno de concreto como se indica a continuación:

$$208) \quad V_n = \frac{K_s + K_{sc}}{\sqrt{3K_s^2 + K_{sc}^2}} A_{sw} F_y$$

Donde:

A_{sw} : es el área de las placas de acero en la dirección de la fuerza cortante aplicada;

$$209) \quad K_s = G_s A_{sw}$$

G_s : es el módulo de cortante del acero (77.2 GPa)

$$210) \quad K_{sc} = \frac{0.7(E_c A_c)(E_s A_{sw})}{4E_s A_{sw} + E_c A_c}$$

9.10.6. DISEÑO PARA FUERZA AXIAL COMBINADA CON FLEXION. La interacción de flexión y fuerza axial en miembros compuestos deberá tomar en cuenta la estabilidad de acuerdo con el CAPITULO 9.3. La resistencia a compresión y la resistencia a flexión disponibles se deberá determinar de acuerdo con 9.10.3 y 9.10.4, respectivamente. Para tomar en cuenta la influencia de la longitud del miembro en la resistencia axial, la resistencia nominal axial del miembro deberá ser determinada de acuerdo con 9.10.3.

- (a) Para miembros compuestos embebidos y rellenos con secciones compactas, la interacción entre fuerza axial y flexión deberá basarse en la interacción de las ecuaciones de 9.8.2 o uno de los métodos definidos en 9.10.2.2.
- (b) Para miembros compuestos rellenos con elementos no compuestos o esbeltos en la sección, la interacción entre la fuerza axial y la flexión deberá estar basada en las ecuaciones de interacción de 9.8.2, o en el método definido en 9.10.2.2.4, o en las siguientes ecuaciones:

(1) Cuando $P_r/P_c \geq c_p$

$$211) \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{1 - c_p}{c_m} \left(\frac{M_r}{M_c} \right) \leq 1.0$$

(2) Cuando $P_r/P_c < c_p$

$$212) \quad \frac{1 - c_m}{c_p} \left(\frac{P_r}{P_c} \right) + \frac{M_r}{M_c} \leq 1.0$$

Donde:

(a) **Para diseño con el método LRFD:**

M_r : es la resistencia a flexión requerida, determinada de acuerdo con 9.10.2.5, usando las combinaciones de diseño del método LRFD;

M_c : es la resistencia a flexión de diseño determinada de acuerdo con 9.10.4;

P_r : es la resistencia axial requerida, determinada de acuerdo con 9.10.2.5;

P_c : es la resistencia axial de diseño, determinada de acuerdo con 9.10.3;

$\phi_c = 0.75$;

$\phi_b = 0.90$.

(b) **Para diseño con el método ASD:**

M_r : es la resistencia a flexión requerida, determinada de acuerdo con 9.10.2.5, usando las combinaciones de diseño del método ASD;

M_c : es la resistencia a flexión admisible determinada de acuerdo con 9.10.4;

P_r : es la resistencia axial requerida, determinada de acuerdo con 9.10.2.5;

P_c : es la resistencia axial admisible, determinada de acuerdo con 9.10.3;

$$\Omega_c = 1.67;$$

$$\Omega_b = 2.00.$$

c_m y c_p serán determinadas a partir de la **Tabla 9**;

$$213) \quad c_{sr} = \frac{A_s F_y + A_{sr} F_{ysr}}{A_c f'_c}$$

Tabla 9: Valores de los coeficientes c_p y c_m para su uso en las ecuaciones 211 y 212.

Tipo de miembro estructural compuesto relleno	c_p	c_m	
		Cuando $c_{sr} \geq 0.5$	Cuando $c_{sr} > 0.5$
Rectangular	$c_p = \frac{0.17}{c_{sr}^{0.4}}$	$c_m = \frac{1.06}{c_{sr}^{0.11}} \geq 1.0$	$c_m = \frac{0.90}{c_{sr}^{0.36}} \leq 1.67$
Circular	$c_p = \frac{0.27}{c_{sr}^{0.4}}$	$c_m = \frac{1.10}{c_{sr}^{0.08}} \geq 1.0$	$c_m = \frac{0.95}{c_{sr}^{0.32}} \leq 1.67$

9.10.7. TRANSFERENCIA DE CARGAS.

9.10.7.1. REQUERIMIENTOS GENERALES. Cuando se aplican fuerzas externas a un miembro compuesto embebido o relleno cargado axialmente, la introducción de la fuerza al miembro y la transferencia del cortante longitudinal dentro del propio miembro deberán ser evaluados de acuerdo con los requerimientos de esta sección. La resistencia disponible de los mecanismos aplicables de transferencia de fuerzas determinada de acuerdo con 9.10.7.3 deberá ser mayor o igual que la fuerza cortante a ser transferida, V'_r , determinada de acuerdo con 9.10.7.2. Los mecanismos de transferencia de fuerzas se localizarán dentro de la región de transferencia de cargas como se indica en 9.10.7.4.

9.10.7.2. ASIGNACION DE FUERZAS. La asignación de fuerzas a las partes de acero y concreto de la sección compuesta se deberá determinar a partir de la distribución de las fuerzas externas de acuerdo con los siguientes requerimientos.

9.10.7.2.1. FUERZAS EXTERNAS APLICADAS A PERFIL DE ACERO. Cuando la fuerza externa se aplique directamente al perfil de acero, la fuerza que se requiere transferir al concreto, V'_r , deberá ser determinada como sigue:

$$214) \quad V'_r = P_r(1 - F_y A_s / P_{no})$$

Donde:

P_{no} : es la resistencia axial nominal a compresión sin considerar los efectos de la longitud del miembro, determinada de acuerdo con la ecuación 184 para miembros embebidos, o

mediante las ecuaciones 186 y 188 para miembros compuestos rellenos compactos y no compactos respectivamente;

P_r : fuerza externa requerida aplicada al miembro compuesto.

9.10.7.2.2. FUERZAS EXTERNAS APLICADAS AL CONCRETO. Cuando la totalidad de la fuerza externa es aplicada directamente al encamisado de concreto o al relleno de concreto, la fuerza requerida a ser transferida al acero, V'_r , se deberá determinar como sigue:

(a) Para miembros embebidos o rellenos, compactos o no compactos:

$$215) \quad V'_r = P_r \frac{F_y A_s}{P_{no}}$$

(a) Para miembros rellenos esbeltos:

$$216) \quad V'_r = P_r \frac{F_n A_s}{P_{no}}$$

Donde:

F_n : es el esfuerzo crítico de pandeo para la sección estructural de acero de los miembros compuestos rellenos, determinada de acuerdo con las ecuaciones 191 o 192, según aplique;

P_{no} : es la resistencia axial nominal a compresión sin considerar los efectos de la longitud del miembro, determinada de acuerdo con 184 para miembros compuestos embebidos, o mediante las ecuaciones 186, 188 o 190, para miembros compuestos rellenos.

9.10.7.2.3. FUERZAS EXTERNAS APLICADAS SIMULTANEAMENTE AL ACERO Y AL CONCRETO.

Cuando la fuerza externa se aplique de forma simultánea al concreto y al acero de la sección compuesta, el valor de V'_r deberá ser determinado como la fuerza cortante requerida para mantener el equilibrio estático de la sección transversal. Se permitirá aplicar el método para la determinación de esta fuerza cortante de equilibrio dado en el comentario del estándar AISC 360-22.

9.10.7.3. MECANISMOS DE TRANSFERENCIA DE FUERZAS. La resistencia disponible de los mecanismos de transferencia de fuerzas de interacción directa por adherencia, conectores de cortante y aplastamiento directo serán determinadas de acuerdo con las especificaciones dadas aquí. Se permitirá el uso del mecanismo de transferencia de fuerzas que provea la mayor resistencia nominal. No se permitirá la superposición de diferentes mecanismos de transferencia de fuerzas. El mecanismo de transferencia de interacción directa por adherencia no será permitido para miembros compuestos embebidos o rellenos cuando la falla por adherencia pueda resultar en un deslizamiento no controlado entre las partes.

9.10.7.3.1. APLASTAMIENTO DIRECTO. En un elemento compuesto embebido o relleno, cuando la fuerza sea transferida por aplastamiento directo de los mecanismos internos de aplastamiento, la

resistencia disponible del concreto para el estado límite de aplastamiento, $\phi_B R_n$ o R_n/Ω_B , se determinará como sigue:

$$217) \quad R_n = 1.7f'_c A_1$$

Donde:

A_1 : es el área cargada de concreto;

$\phi_B = 0.65$ para método LRFD;

$\Omega_B = 2.31$ para método ASD.

9.10.7.3.2. CONECTORES DE CORTANTE. En un elemento compuesto embebido o relleno, cuando la fuerza sea transferida mediante conectores de cortante, la resistencia a cortante disponible de los conectores de cortante con cabeza o conectores de cortante en forma de perfiles tipo canal se determinará como sigue:

$$218) \quad R_c = \sum Q_{cv}$$

Donde:

$\sum Q_{cv}$: es la suma de las resistencias a cortante disponibles, $\phi_v Q_{nv}$ o Q_{nv}/Ω_v , de los conectores de cortante, determinadas de acuerdo con 9.10.9.3.1 o 9.10.9.3.4; colocados dentro de la longitud de introducción de la carga como se define en 9.10.7.4.

9.10.7.3.3. INTERACCION DIRECTA POR ADHERENCIA. En un elemento compuesto relleno, cuando la fuerza se transmita por adherencia directa la resistencia disponible por adherencia entre el acero y el concreto, $\phi_a R_n$ o R_n/Ω_a , se determinará como sigue:

$$219) \quad R_n = p_b L_{in} F_{in}$$

Donde:

D : diámetro exterior del perfil cilíndrico tipo HSS;

$F_{in} = 2100t/H^2 \leq 0.7$ MPa, para secciones tubulares rectangulares;

$F_{in} = 5300t/D^2 \leq 1.4$ MPa, para secciones tubulares circulares;

Es el esfuerzo nominal de adherencia;

L_{in} : es la longitud de introducción de la carga, la cual se determina de acuerdo con 9.10.7.4;

R_n : es la resistencia nominal por adherencia directa;

p_b : es el perímetro de la interfaz de adherencia entre el concreto y el acero de la sección compuesta;

t : es el espesor de pared de diseño del miembro tubular;

$\phi_a = 0.50$ para método LRFD;

$\Omega_a = 3.00$ para método ASD.

9.10.7.4. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO.

9.10.7.4.1. MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS. Los mecanismos de transferencia de fuerzas deberán ser distribuidos dentro de la longitud de introducción de la carga, L_{in} , la cual no deberá exceder una distancia igual a dos veces la dimensión transversal mínima del miembro compuesto embebido por encima ni por debajo de la región de transferencia de carga. Los conectores usados para transferir cortante deberán ubicarse sobre al menos dos caras del perfil de acero embebido en una distribución simétrica respecto de los ejes del perfil embebido. El espaciamiento de los conectores, tanto dentro como fuera de la longitud de introducción de la carga deberá satisfacer 9.10.9.3.5.

9.10.7.4.2. MIEMBROS COMPUESTOS RELLENOS. Los mecanismos de transferencia de fuerzas deberán ser distribuidos dentro de la longitud de introducción de la carga, L_{in} , la cual no deberá exceder una distancia igual a dos veces la dimensión transversal mínima para perfiles tubulares rectangulares o dos veces el diámetro para secciones tubulares circulares, por encima ni por debajo de la región de transferencia de carga. Para el caso particular donde la carga sea aplicada al concreto en un miembro compuesto sin refuerzo longitudinal, la longitud de introducción de la carga se deberá extender más allá de la región de transferencia de la carga solo en la dirección de la carga aplicada. El espaciamiento de los conectores dentro de la longitud de introducción de la carga deberá satisfacer 9.10.9.3.5.

9.10.8. DIAFRAGMAS COMPUESTOS Y VIGAS COLECTORAS. Los diafragmas compuestos y las vigas colectoras deberán ser diseñadas y detalladas para transferir las cargas entre el diafragma (incluyendo los elementos de borde del diafragma y sus elementos colectores) y los elementos del sistema resistente a cargas laterales.

9.10.9. ANCLAJES.

9.10.9.1. GENERALIDADES. El diámetro de los conectores de cortante con cabeza, d_{sa} , deberá ser de 19 mm o menor, excepto donde los anclajes se usen solamente para transferir cortante en losas macizas, en cuyo caso se permitirán conectores de 22 mm y 25 mm de diámetro. Adicionalmente, el diámetro de los conectores no deberá ser mayor que dos veces y media (2.5 veces) el espesor del metal base al cual esta soldado, a menos que sea soldado al patín directamente sobre el alma del perfil de acero.

9.10.9.2. CONECTORES DE CORTANTE EN VIGAS COMPUESTAS. La longitud de los conectores de cortante con cabeza no deberá ser menor que cuatro (4) veces el diámetro del conector medido desde la base del conector hasta el tope del conector instalado.

9.10.9.2.1. RESISTENCIA DISPONIBLE DE CONECTORES DE CORTANTE CON CABEZA. La resistencia nominal de un conector de cortante con cabeza embebido en una losa maciza de concreto o en una losa compuesta de concreto con plancha colaborante (metaldeck) se deberá determinar como sigue:

$$220) \quad Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u$$

Donde:

A_{sa} : es el área de la sección transversal del conector de cortante con cabeza;

E_c : es el módulo elástico del concreto;

F_u : es la resistencia última a la tracción del conector mínima especificada;

$R_g = 1.0$ para los siguientes casos:

- Un solo conector de cortante con cabeza soldado en un nervio de la plancha colaborante donde el nervio está orientado perpendicularmente al perfil de acero;
- Cualquier número de conectores de cortante con cabeza soldados en una fila directamente al perfil de acero;
- Cualquier número de conectores de cortante soldados en una fila a través de la plancha colaborante, donde los nervios de la plancha colaborante están orientados en dirección paralela al perfil de acero y la razón de ancho promedio del nervio entre peralte del nervio es mayor o igual que 1.5;

$R_g = 0.85$ para los siguientes casos:

- Dos conectores de cortante con cabeza soldado en un nervio de la plancha colaborante donde el nervio está orientado perpendicularmente al perfil de acero;
- Un conector de cortante con cabeza soldado a través de la plancha colaborante, donde los nervios de la plancha colaborante están orientados en dirección paralela al perfil de acero y la razón de ancho promedio del nervio entre peralte del nervio es mayor o igual que 1.5;

$R_g = 0.70$ para tres o más conectores de cortante con cabeza soldados en un nervio de la plancha colaborante donde los nervios de la plancha están orientados perpendicularmente al perfil de acero;

$R_g = 0.75$ para los siguientes casos:

- Conectores de cortante con cabeza soldados directamente al perfil de acero;
- Conectores de cortante con cabeza soldados en una losa compuesta donde la plancha de acero colaborante tiene los nervios orientados perpendicularmente a la viga y e_{mid-ht} es mayor o igual que 50 mm;
 e_{mid-ht} : se define como la distancia del borde del vástago del conector hasta el alma de la plancha colaborante, medida a media altura del nervio de la plancha colaborante, en la dirección cargada del conector;
- Conectores de cortante con cabeza soldados a través de la plancha de acero colaborante con sus nervios orientados paralelamente a la viga;

$R_g = 0.60$ para conectores de cortante con cabeza soldados en una losa compuesta donde los nervios de la placa colaborante están orientados perpendicularmente a la viga y e_{mid-ht} es menor que 50 mm.

9.10.9.2.2. RESISTENCIA DISPONIBLE DE CONECTORES TIPO CANAL. La resistencia nominal a cortante de un conector tipo canal laminado en caliente y embebido en una losa de concreto se deberá determinar como sigue:

$$221) \quad Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)l_a\sqrt{f'_cE_c}$$

Donde:

l_a : es la longitud del conector tipo canal;

t_f : es el espesor del ala del conector tipo canal;

t_w : es el espesor del alma del conector tipo canal.

La resistencia del conector de cortante tipo canal deberá desarrollarse soldando el perfil tipo canal al patín de la viga para una fuerza igual a Q_n , considerando la excentricidad del conector.

9.10.9.2.3. NÚMERO REQUERIDO DE CONECTORES. El número de conectores de cortante requerido entre la sección de máximo momento positivo o negativo y el punto de inflexión o punto de momento cero deberá ser igual al cortante horizontal determinado dividido por la resistencia nominal a cortante de un conector de cortante. El número de conectores requerido entre una carga concentrada y el punto más próximo de momento cero deberá ser suficiente para desarrollar el máximo momento requerido en el punto de aplicación de la carga concentrada.

9.10.9.2.4. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO. Los conectores de cortante en vigas compuestas deberán satisfacer los siguientes requerimientos:

- (a) Los conectores requeridos a cada lado del punto de máximo momento positivo o negativo deberán estar distribuidos uniformemente entre el punto de máximo momento y los puntos adyacentes de momento cero;
- (b) Los conectores deberán tener al menos 25 mm de recubrimiento lateral de concreto en la dirección perpendicular a la fuerza cortante a ser transferida, excepto para conectores instalados en los nervios de planchas de acero colaborante;
- (c) La distancia del centro de un conector hasta el borde libre en la dirección de la fuerza cortante a ser transferida no deberá ser menor de 200 mm si se usa concreto de peso normal, o de 250 mm si se usa concreto de peso liviano;
- (d) El espaciamiento centro a centro (CAC) de los conectores de cortante con cabeza no deberá ser menor de cuatro (4) diámetros del conector en cualquier dirección. Para vigas compuestas que no tengan conectores ubicados dentro de nervios de losas de plancha de acero colaborante orientadas perpendicularmente a la viga, se deberá aplicar una limitación adicional de espaciamiento mínimo de conectores de seis (6) diámetros de conector de cortante con cabeza.
- (e) El espaciamiento CAC de los conectores no deberá exceder ocho (8) veces el espesor total de la losa o 900 mm.

9.10.9.3. CONECTORES DE CORTANTE EN MIEMBROS COMPUESTOS DISTINTOS DE VIGAS COMPUESTAS. Se deberán aplicar los requisitos de esta sección a todos los miembros estructurales compuestos vaciados en sitio con conectores de cortante con cabeza o conectores de cortante tipo canal.

Para concreto de peso normal los conectores de cortante con cabeza sujetos a cortante solo no deberán tener una longitud menor que cinco (5) veces el diámetro del vástago medida desde la base del conector hasta el tope del conector instalado. Los conectores de cortante con cabeza sujetos a combinación de tracción y cortante o a tracción sola deberán tener una longitud no menor de ocho (8) diámetros del vástago medida desde la base del conector hasta el tope del conector instalado.

Para concreto de peso ligero los conectores de cortante con cabeza sujetos a cortante solo no deberán tener una longitud menor que siete (7) veces el diámetro del vástago medida desde la base del conector hasta el tope del conector instalado. Los conectores de cortante con cabeza sujetos a combinación de tracción y cortante o a tracción sola deberán tener una longitud no menor de diez (10) diámetros del vástago medida desde la base del conector hasta el tope del conector instalado. La resistencia nominal de los conectores para interacción tracción-cortante se deberá calcular según las disposiciones del Título 5: Hormigón Armado.

El diámetro de la cabeza de los conectores de cortante con cabeza que estén sujetos a tracción o a tracción-cortante deberá ser de al menos 1.6 veces el diámetro del vástago.

9.10.9.3.1. RESISTENCIA A CORTANTE DE CONECTORES DE CORTANTE CON CABEZA. En elementos compuestos, cuando la resistencia por arrancamiento del concreto en cortante no es el estado límite que controla el diseño, la resistencia a cortante de diseño del conector, $\phi_v Q_{nv}$ o Q_{nv}/Ω_v , con $\phi_v = 0.65$ para método LRFD y $\Omega_v = 2.31$ para método ASD, debe ser determinada como sigue:

$$222) \quad Q_{nv} = F_u A_{sa}$$

Donde:

A_{sa} : es el área de la sección transversal del conector de cortante con cabeza;

F_u : es la resistencia última a la tracción mínima especificada del conector de cortante con cabeza;

Q_{nv} : es la resistencia nominal a cortante del conector.

Cuando la resistencia por arrancamiento del concreto en cortante es un estado límite que controla el diseño, la resistencia a cortante de un conector de cortante con cabeza se determinará como sigue: si el refuerzo suplementario de anclaje se desarrolla de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado en ambas caras del concreto de la superficie de arrancamiento de concreto para el conector de cortante con cabeza, se deberá aplicar el valor mínimo entre la resistencia nominal a cortante obtenido mediante la ecuación 222 y la resistencia del refuerzo de anclaje.

9.10.9.3.2. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN DE CONECTORES DE CORTANTE CON CABEZA. En elementos estructurales compuestos, cuando la distancia desde el centro de un conector hasta el borde libre de concreto en dirección perpendicular al conector es mayor o igual que 1.5 veces la altura total del conector, y cuando el espaciamiento CAC de estos es mayor o igual que tres (3) veces la altura

total del conector, la resistencia disponible a la tracción para un conector de cortante con cabeza será determinada como sigue, con $\phi_t = 0.75$ para método LRFD y $\Omega_t = 2.00$ para método ASD.

$$223) \quad Q_{nt} = F_u A_{sa}$$

Donde:

A_{sa} : es el área de la sección transversal del conector de cortante con cabeza;

F_u : es la resistencia última a la tracción mínima especificada del conector de cortante con cabeza;

Q_{nt} : es la resistencia nominal a cortante del conector;

Para los demás casos de distancia al borde libre o espaciamiento CAC de los conectores, cuando se desarrolla refuerzo suplementario de anclaje se desarrolla de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado en ambas caras de la superficie de arrancamiento del concreto para el conector de cortante con cabeza, se deberá aplicar el valor mínimo entre la resistencia nominal a tracción obtenido mediante la ecuación 223222 y la resistencia del refuerzo suplementario de anclaje.

9.10.9.3.3. RESISTENCIA DE CONECTORES DE CORTANTE CON CABEZA PARA INTERACCION CORTANTE-TRACCIÓN. En elementos estructurales compuestos, cuando el arrancamiento del concreto no es un estado límite que gobierna el diseño, y cuando la distancia del centro del conector hasta el borde libre de concreto en la dirección perpendicular al conector es mayor o igual que 1.5 veces la altura total del conector, y cuando el espaciamiento CAC entre conectores es igual o mayor que tres (3) veces la altura total del conector, la resistencia nominal para interacción tracción-cortante se determinará como sigue:

$$224) \quad \left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}}\right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}}\right)^{5/3} \leq 1.0$$

Donde:

Q_{ct} : es la resistencia disponible a la tracción del conector;

Q_{cv} : es la resistencia disponible a cortante del conector;

Q_{rt} : es la resistencia requerida a tracción del conector;

Q_{rv} : es la resistencia requerida a cortante del conector.

Para los demás casos y cuando la resistencia del concreto por arrancamiento limita el diseño y se dispone refuerzo suplementario desarrollado de acuerdo con el Título 5: Hormigón Armado en ambas caras de la superficie de arrancamiento del concreto para el conector de cortante con cabeza, en la ecuación 224, el valor de Q_{ct} estará limitado por el valor mínimo entre la resistencia nominal a tracción obtenido mediante la ecuación 223222 y la resistencia del refuerzo suplementario de anclaje, y el valor de Q_{cv} estará limitado por el mínimo entre la resistencia nominal a cortante obtenida mediante la ecuación 222 y la resistencia del refuerzo suplementario de anclaje.

9.10.9.3.4. RESISTENCIA A CORTANTE DE CONECTORES TIPO CANAL. En miembros estructurales compuestos la resistencia a cortante disponible de conectores tipo canal deberá basarse en las disposiciones de 9.10.9.2.2 aplicando $\phi_v = 0.75$ para método LRFD y $\Omega_v = 2.00$ para método ASD.

9.10.9.3.5. REQUERIMIENTOS DE DETALLADO PARA MIEMBROS COMPUESTOS DISTINTOS DE VIGAS COMPUESTAS. Los conectores de cortante en miembros compuestos deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- (a) El recubrimiento mínimo de los conectores de cortante deberá estar de conformidad con el Título 5: Hormigón Armado;
- (b) El espaciamiento CAC de los conectores de cortante con cabeza no deberá ser menor que cuatro veces (4) el diámetro del conector;
- (c) Al espaciamiento CAC de los conectores de cortante con cabeza no deberá exceder 32 veces el diámetro del vástago del conector;
- (d) El espaciamiento máximo de los conectores de cortante tipo canal no deberá exceder 600 mm.

CAPITULO 9.11. DISEÑO DE CONEXIONES.

9.11.1. GENERALIDADES.

9.11.1.1. BASES DE DISEÑO. La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , de las conexiones deberá ser determinada de acuerdo con las especificaciones de este capítulo y las del CAPITULO 9.2. La resistencia requerida de las conexiones deberá determinarse mediante análisis estructural usando las combinaciones de cargas de diseño especificadas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. En los casos particulares definidos en este título, las conexiones deberán resistir una proporción de la resistencia requerida de los elementos conectados (diseño por capacidad).

En todos los casos donde los ejes gravitacionales de elementos cargados axialmente no se intercepten entre sí se deberán considerar los efectos de la excentricidad en las uniones.

9.11.1.2. CONEXIONES ARTICULADAS. Las conexiones articuladas de vigas y cerchas deberán ser diseñadas y detalladas de manera tal que sean lo suficientemente flexibles para acomodar la rotación de los elementos conectados y para tener la resistencia suficiente para resistir los cortantes de reacción en el apoyo.

9.11.1.3. CONEXIONES A MOMENTO. Las conexiones en los extremos de vigas y cerchas con apoyos fijos deberán ser capaces de resistir los efectos combinados de momento y cortante inducidos por la rigidez de las conexiones.

9.11.1.4. MIEMBROS EN COMPRESIÓN CON JUNTAS DE APLASTAMIENTO. Los elementos sujetos a compresión que transmitan las cargas por aplastamiento deberán satisfacer (a) y (b):

- (a) Para columnas que se terminen para apoyar en placas base o que estén empalmadas en aplastamiento se deberán tener suficientes conectores para mantener todas las partes en su lugar.
- (b) Para miembros en compresión distintos de columnas y cuyas superficies estén terminadas para transferir por aplastamiento, el material para el empalme y los conectores deberá ser dispuesto para que se mantengan todas las partes alineadas y su resistencia requerida será la menor de las dos siguientes:
 - (1) Una resistencia a tracción igual al 50% de la resistencia requerida a la compresión del miembro conectado o;
 - (2) El momento de flexión y el cortante que resulta de aplicar una carga transversal igual al 2% de la resistencia requerida a la compresión del miembro. Esta carga transversal deberá ser aplicada en la ubicación del empalme aparte de las demás cargas que actúan sobre el miembro. El elemento estructural deberá considerarse como articulado en sus extremos para la determinación del cortante y del momento en el empalme.

9.11.1.5. EMPALMES EN SECCIONES PESADAS. Para secciones laminadas en caliente ASTM A6/A6M con un espesor de patín mayor que 50 mm y para secciones armadas a partir de placas cuyos espesores exceden 50 mm donde las fuerzas de tracción debidas a fuerzas externas de tracción o debidas a flexión deben transferirse mediante un empalme, éstas deberán ser transferidas mediante soldaduras de penetración completa (CJP) y deberán satisfacerse los requerimientos de J1.5 del AISC 360-22.

9.11.1.6. HUECOS DE ACCESO PARA SOLDADURA. Los huecos de acceso para soldadura deberán satisfacer desde (a) hasta (j):

- (a) Todos los huecos de acceso para soldadura deberán ser detallados en planos para proveer espacio para respaldo de soldadura según se requiera;
- (b) Los huecos de acceso deberán tener una longitud medida desde el talón de preparación de la soldadura no menor que 1.5 veces el espesor del material donde se hace el hueco o 38 mm;
- (c) El hueco de acceso deberá tener una altura no menor que el espesor del material con el hueco de acceso o 19 mm, ni requiere exceder 50 mm;
- (d) Para secciones que sean laminadas o soldadas antes de cortar, el borde del alma deberá estar inclinado o curvo desde la superficie del patín hasta la superficie reentrante del hueco de acceso;
- (e) Para secciones laminadas en caliente y secciones armadas donde el alma y los patines se unen mediante soldaduras de penetración completa (CJP), los huecos de acceso deberán estar libres de muescas y de esquinas reentrantes afiladas;
- (f) Ningún arco del hueco de acceso podrá tener un radio menor que 10 mm;

- (g) En secciones armadas donde el alma se une a los patines mediante soldaduras de penetración parcial (PJP) o soldaduras de filete, los huecos de acceso deberán estar libres de muescas y de esquinas reentrantes afiladas;
- (h) Se permitirá que el hueco de acceso termine de forma perpendicular al patín si la soldadura se termina antes del hueco a una distancia mínima igual al tamaño de la soldadura;
- (i) Para secciones pesadas, consistentes en secciones ASTM A6/A6M con espesores de patín mayores a 50 mm o secciones armadas cuyas placas tienen espesores mayores a 50 mm, las superficies de los huecos de acceso cortadas térmicamente deberán ser pulidas hasta descubrir el metal brillante;
- (j) Si la porción de transición curva de los huecos de acceso está formada por huecos individuales pretaladrados o aserrados, dicha porción del hueco de acceso no requiere ser pulida.

9.11.1.7. UBICACIÓN DE LAS SOLDADURAS Y PERNOS. Los grupos de soldaduras o pernos en los extremos de cualquier miembro estructural que transmitan fuerza axial a dicho miembro deberán ser dimensionados de manera tal que el centro de gravedad del grupo de conectores coincida con el centro de gravedad del miembro conectado, a menos que se tomen en cuenta los efectos de la excentricidad del grupo. Los requerimientos que se darán a continuación no son aplicables a conexiones en los extremos de miembros estructurales en forma de angulares, angulares dobles y miembros similares.

9.11.1.8. PERNOS COMBINADOS CON SOLDADURAS. No se podrá considerar que los pernos resisten cargas en combinación con soldaduras excepto en el diseño de conexiones de cortante donde se tome en cuenta la compatibilidad de deformaciones entre los pernos y la soldadura en la superficie común de falla.

La resistencia disponible de la unión, ϕR_n o R_n/Ω , cuando se combina la resistencia de pernos de alta resistencia y soldadura de filete longitudinal se podrá determinar como la suma de la resistencia nominal al deslizamiento, R_n , para pernos como se define en la ecuación 230, satisfaciendo los requerimientos de conexiones de deslizamiento crítico y la resistencia nominal de la soldadura, R_n , como se define en 9.11.2.4, siempre que se satisfaga desde (a) hasta (d):

- (a) $\phi = 0.75$ para el método LRFD; $\Omega = 2.00$ para el método ASD;
- (b) Cuando los pernos de alta resistencia son pretensados de acuerdo con los requerimientos de la **Tabla 15** usando el método combinado o el método de giro de tuerca, las soldaduras longitudinales de filete deberán tener una resistencia disponible no menor que el 50% de la resistencia total requerida de la conexión;
- (c) Cuando los pernos de alta resistencia son pretensados de acuerdo con los requerimientos de la **Tabla 15** usando un método distinto del método de giro de tuerca, las soldaduras longitudinales de filete deberán tener una resistencia no menor del 70% de la resistencia total requerida de la conexión;

- (d) Los pernos de alta resistencia deberán tener una resistencia disponible no menor del 33% de la resistencia total de la conexión.

En juntas donde se combinen pernos y cordones longitudinales de soldadura, la resistencia de la conexión no requiere ser menor que la resistencia de los pernos sola o que la resistencia de los cordones de soldadura solos.

9.11.2. CORDONES DE SOLDADURA Y UNIONES SOLDADAS. La soldadura estructural deberá satisfacer los requerimientos del Código de Soldadura Estructural, o *American Welding Code* (AWS D1.1M), a menos que en este Título se especifique de forma diferente.

Tabla 10: Profundidad efectiva de garganta para soldaduras de penetración parcial (PJP).

Proceso de soldadura	Posición de soldadura: F: plana; H: horizontal; V: vertical; OH: sobre cabeza	Tipo de surco	Garganta efectiva
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todas	Ranura J o U, Bisel V 60°	Profundidad del bisel
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)			
Arco sumergido (SAW)	F	Ranura J o U, Bisel a 60° o V	
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	F, H	Bisel a 45°	Profundidad del bisel
Arco de electrodo revestido (SMAW)	Todas	Bisel a 45°	Profundidad del bisel menos 3 mm
Arco metálico y gas (GMAW) Arco con núcleo de fundente (FCAW)	V, OH		

9.11.2.1. SOLDADURAS DE RANURA DE TOPE.

9.11.2.1.1. AREA EFECTIVA. El área efectiva de soldaduras de ranura de tope se tomará como la longitud del cordón multiplicada por el tamaño de la garganta efectiva. El tamaño de la garganta efectiva de una soldadura de tope de penetración completa (CJP) será igual al espesor de la parte unida más delgada.

Para soldaduras de tope de penetración parcial (PJP) donde se rellene al ras con la superficie, el tamaño efectivo de la garganta será tomado como se indica en la **Tabla 10**. El tamaño de garganta efectiva para

soldaduras de tope con biselado curvo convexo será tomado de la **Tabla 11**. La garganta efectiva para una soldadura de penetración parcial o soldadura de tope con biselado curvo convexo cuando no se rellena a tope será tomada como el valor en la **Tabla 10** o **Tabla 11** menos la mayor dimensión medida perpendicularmente desde la línea al ras del material base hasta la superficie de la soldadura.

Se permitirán espesores de garganta efectiva mayores para un procedimiento de soldadura especificado (*WPS: Welding Procedure Specification*) siempre que el fabricante pueda establecer por calificación la producción consistente de tales espesores mayores de garganta efectiva. La calificación deberá consistir en el seccionamiento de soldaduras normales a su eje tanto en la mitad como en sus extremos terminales. Dicho seccionamiento debe ser realizado en una combinación de tamaños de material que sea representativo del rango a ser utilizado en la fabricación. Durante la producción de soldaduras con tamaños mayores de garganta efectiva, los cordones de una sola pasada y los cordones base de soldaduras de varias pasadas deberán ser hechos usando un proceso robótico, mecanizado o automático, sin reducción de corriente ni aumento de la velocidad de traslación respecto de los usados en las pruebas de calificación.

Tabla 11: Tamaño de garganta efectiva de soldaduras de ranura de borde biselado curvo.

Proceso de soldadura	Surco de bisel curvo*	Surco en V curvo
Arco de electrodo revestido (SMAW) y arco con núcleo de fundente (FCAW-S)	5/8 R	3/4 R
Arco metálico y gas (GMAW) y arco con núcleo de fundente (FCAW-G)	5/16 R	5/8 R
Arco sumergido (SAW)	5/16 R	1/2 R
<p><i>R</i>: es el radio de la superficie de la junta. Se permite tomar igual a $2t$ para tubulares HSS, donde t es el espesor de pared de diseño; *Para surcos de bisel curvo con radio menor a 10 mm se podrá usar soldadura de filete de refuerzo sólo en uniones llenadas a tope.</p>		

9.11.2.1.2. LIMITACIONES. El tamaño de garganta mínima efectiva de una soldadura de tope de penetración parcial será igual al tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, pero nunca menor que los valores indicados en la **Tabla 12**. El tamaño mínimo de soldadura se determina por el espesor de la parte más delgada de las partes unidas.

Tabla 12: Tamaño mínimo de garganta efectiva de soldaduras de ranura de penetración parcial.

Espesor del material de la parte unida más delgada	Tamaño mínimo de garganta efectiva (mm)
Menor o igual que 6 mm	3
Mayor que 6 mm y menor o igual que 13 mm	5
Mayor que 13 mm y menor o igual que 19 mm	6
Mayor que 19 mm y menor o igual que 38 mm	8
Mayor que 38 mm y menor o igual que 57 mm	10
Mayor que 57 mm y menor o igual que 150 mm	13
Mayor que 150 mm	16

9.11.2.2. SOLDADURAS DE FILETE.

9.11.2.2.1. AREA EFECTIVA. El área efectiva de un cordón de soldadura de filete será igual a la longitud efectiva multiplicada por el tamaño de la garganta efectiva. El tamaño de la garganta efectiva se tomará igual a la menor distancia entre la raíz del cordón hasta la superficie de la soldadura. Se permitirá un incremento de la garganta efectiva si se puede demostrar penetración consistente más allá de la raíz del cordón por medio de pruebas usando un procedimiento de soldadura especificado (WPS). El fabricante deberá demostrar una producción consistente de tales tamaños mayores de garganta efectiva. Las pruebas deberán consistir en seccionamientos del cordón en dirección normal al mismo tanto en el centro del cordón como en sus extremos terminales. Durante la producción, tanto los cordones de soldaduras de una sola pasada como los cordones base de soldaduras de varias pasadas deberán ser hechos usando un procedimiento robótico, automático o mecanizado, sin que se produzca una reducción de la corriente o un incremento en la velocidad de pasada con respecto a lo usado en las pruebas.

Para cordones de soldadura en agujeros circulares o de ranuras, la longitud efectiva deberá ser tomada igual a la longitud de la línea central del cordón a lo largo del centro del plano que pasa a través de la garganta. En el caso de filetes superpuestos, el área efectiva no deberá exceder el área de la sección transversal nominal del agujero circular o de ranura en el plano de la superficie de contacto.

9.11.2.2.2. LIMITACIONES. Las soldaduras de filete deberán cumplir con lo siguiente:

- (a) El tamaño mínimo de las soldaduras de filete no deberá ser menor que lo requerido para transferir las fuerzas calculadas ni menores a lo especificado en la **Tabla 13**. Estas limitaciones no son aplicables a soldaduras de filete de refuerzo en soldaduras de ranura.

Tabla 13: Tamaño mínimo de soldaduras de filete.

Espesor del material de la parte unida más delgada	Tamaño mínimo de la soldadura* (mm)
Menor o igual que 6 mm	3
Mayor que 6 mm y menor o igual que 13 mm	5
Mayor que 13 mm y menor o igual que 19 mm	6
Mayor que 19 mm	8

*Dimensión del pie de la soldadura de filete. Cuando se usen electrodos que no sean de bajo hidrógeno se deberán usar cordones de una sola pasada.

- (b) El tamaño máximo especificado para soldaduras de filete deberá cumplir con lo siguiente:
- (1) A lo largo de los bordes del material con menos de 6 mm de espesor el tamaño máximo se limitará al espesor del material;
 - (2) A lo largo de bordes del material con espesor mayor que 6 mm, el tamaño máximo de soldadura será igual al espesor del material menos 2 mm, a menos que la soldadura se designe especialmente en los planos estructurales y memoria de cálculos para ser ejecutada para obtener el tamaño máximo de la garganta. En la condición de soldado, se permitirá que la distancia entre el pie de la soldadura y el borde del material base sea inferior a 2 mm si el tamaño de la soldadura se puede verificar con claridad.
- (c) La longitud mínima de soldaduras de filete diseñadas sobre la base de resistencia requerida no deberá ser menor que cuatro (4) veces el tamaño nominal de la soldadura.
- (d) La longitud efectiva de soldaduras de filete cargadas en los extremos se determinará como sigue:
- (1) Para soldaduras de filete con una longitud de hasta cien (100) veces el tamaño de la soldadura se permitirá tomar la longitud efectiva igual a la longitud real;
 - (2) Para soldaduras de filete con una longitud mayor de cien (100) veces el tamaño de la soldadura la longitud efectiva se determinará multiplicando la longitud real del cordón por el factor de reducción, β , el cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$225) \quad \beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1.0$$
 Donde:
 l : es la longitud real del cordón;
 w : es el tamaño de la soldadura.
 - (3) Cuando la longitud de la soldadura excede trescientas (300) veces el tamaño de la soldadura, w , la longitud efectiva de la soldadura se tomará igual a $180w$.

- (e) Se permitirá hacer uso de soldaduras de filete intermitentes para transferir las fuerzas calculadas a través de una junta o superficies contrapuestas y para unir los componentes de miembros armados. La longitud de cualquier segmento de la soldadura intermitente no deberá ser menor que cuatro (4) veces el tamaño de la soldadura ni menor de 38 mm.
- (f) En uniones de traslape la cantidad mínima de traslape será igual a cinco (5) veces el espesor de la parte unida más delgada, pero no menor de 25 mm. Las juntas por traslape que unen placas o barras sujetas a fuerzas axiales y que utilizan sólo cordones transversales de soldadura deberán ser soldadas con cordones de soldadura de filete a lo largo de los extremos de ambas piezas traslapadas, excepto cuando la deflexión de las partes traslapadas este restringida lo suficiente para que se evite la abertura de la junta bajo la acción de las cargas máximas.
- (g) Las terminaciones de los cordones de soldadura de filete deberán ser detalladas de manera que no resulte en una muesca en el metal base sujeto a las fuerzas externas de tracción. Los componentes no deberán ser conectados mediante soldaduras cuando la soldadura prevenga la deformación axial requerida para permitir condiciones de diseño que así lo requieran.
- (h) Se permitirá usar cordones de soldadura de filete en agujeros circulares o de ranura para transmitir cortante y resistir cargas perpendiculares a las superficies en contacto en juntas traslapadas, para prevenir el pandeo o la separación de partes traslapadas y para unir componentes que conforman una sección armada.
- (i) Para cordones de soldadura de filete en ranuras los extremos de la ranura deben ser de forma semicircular o deberán tener las esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la parte que tiene la perforación, con excepción de los extremos que se extienden hasta el borde de la parte.

9.11.2.3. SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA.

9.11.2.3.1. AREA EFECTIVA. El área efectiva en cortante de las soldaduras de tapón y de ranura deberán ser tomadas como el área nominal del agujero o ranura en el plano de la superficie de contacto.

9.11.2.3.2. LIMITACIONES. Se permitirá el uso de soldaduras de tapón o de ranura para transmitir fuerzas cortantes en juntas traslapadas, para prevenir el pandeo local o la separación de partes traslapadas o para unir partes de miembros armados, siempre que se satisfagan las siguientes limitaciones:

- (a) El diámetro de los agujeros para la soldadura de tapón no deberá ser menor que el espesor de la parte que lo contiene más 8 mm, redondeado a la cantidad impar de milímetros inmediatamente mayor. No se requerirá que el diámetro se tome mayor que el diámetro mínimo más 3 mm o 2.25 veces el espesor de la soldadura;
- (b) El espaciamiento CAC mínimo de soldaduras de tapón deberá ser de cuatro (4) veces el diámetro de la perforación;

- (c) Para soldaduras de ranura, la longitud de la ranura no deberá exceder diez (10) veces el espesor de la soldadura;
- (d) Para soldaduras de ranura, el ancho de la ranura no deberá ser menor que el espesor de la parte que la contiene más 8 mm, redondeado a la cantidad impar de milímetros inmediatamente mayor. No se requerirá tomar mayor que 2.25 veces el espesor de la soldadura;
- (e) Para soldaduras de ranura los extremos de la ranura deberán ser de forma semicircular o deberán tener las esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la parte que tiene la ranura;
- (f) Para soldaduras de ranura, el espaciamiento mínimo de líneas de soldaduras de ranura en dirección transversal a su longitud será igual a cuatro (4) veces el espesor de la ranura;
- (g) Para soldaduras de ranura, el espaciamiento mínimo CAC de las soldaduras medido en la dirección paralela a la longitud de las ranuras será de dos (2) veces la longitud de la ranura;
- (h) El espesor de la soldadura de tapón o de ranura en material con espesor de 16 mm o menor será igual al espesor del material. Para materiales con más de 16 mm de espesor el espesor de la soldadura será igual a al menos la mitad (1/2) del espesor del material, pero no menor de 16 mm.

9.11.2.4. RESISTENCIA DE LA SOLDADURA.

9.11.2.4.1. La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , de uniones soldadas será tomada como el menor valor entre la resistencia del material base determinada de acuerdo con los estados límite de ruptura por tracción y ruptura y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de ruptura.

- (a) Para el material base:

$$226) \quad R_n = F_{nBM} A_{BM}$$

- (b) Para soldaduras de ranura de penetración completa y penetración parcial, y para soldaduras de tapón o ranura:

$$227) \quad R_n = F_{nw} A_{we}$$

- (c) Para soldaduras de filete:

$$228) \quad R_n = F_{nw} A_{we} k_{ds}$$

Donde:

A_{BM} : es el área del metal base;

A_{we} : es el área efectiva del cordón de soldadura;

F_{nBM} : es el esfuerzo nominal del metal base;

F_{nw} : es el esfuerzo nominal del metal de soldadura;

k_{ds} : es el factor direccional de incremento de resistencia, el cual se define como sigue:

- (1) Para soldaduras de filete donde se considera la compatibilidad de deformaciones entre varios elementos de la soldadura:

$$k_{ds} = 1.0 + 0.5 (\sin \Theta)^{1.5}$$

- (2) Para soldaduras de filete en los extremos de secciones tipo HSS cargados axialmente en tracción:

$$k_{ds} = 1.0$$

- (3) Para todas las demás condiciones:

$$k_{ds} = 1.0$$

9.11.2.4.2. Para grupos de cordones de soldadura cargados concéntricamente y consistentes en elementos con un tamaño uniforme y que están orientados tanto longitudinalmente como transversalmente a la dirección de la carga externa aplicada, la resistencia nominal del grupo de cordones de soldadura, R_n , se podrá determinar como sigue:

$$229) \quad R_n = 0.85F_{nw}A_{wel} + 1.5F_{nw}A_{wet}$$

Donde:

A_{wel} : es el área efectiva de los cordones de soldadura cargados longitudinalmente;

A_{wet} : es el área efectiva de los cordones de soldadura cargados transversalmente.

9.11.2.5. COMBINACION DE SOLDADURAS. En caso de que se usen varios tipos de soldadura diferentes en una unión, la resistencia de cada cordón será calculada por separado con respecto al eje del grupo de soldaduras de manera que se determine la resistencia combinada del grupo.

9.11.2.6. REQUERIMIENTOS PARA METALES DE RELLENO. La selección de los metales de relleno para uso en soldaduras de penetración completa (CJP) sometidas a tracción normal del área efectiva deberá cumplir con los requerimientos dados para metales de relleno en AWS D1.1M.

Tabla 14: Resistencia disponible de uniones soldadas.

Tipo de carga y dirección de ésta respecto del eje de soldadura	Metal pertinente	Valores de ϕ y Ω	Esfuerzo nominal F_{nBM} o F_{nw}	Area efectiva A_{BM} o A_{we}	Nivel de resistencia requerida para el metal de aporte o de relleno [a][b]
SOLDADURAS DE TOPE DE PENETRACION COMPLETA					
Tracción normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se deberá usar metal de aporte compatible con el metal base. Para juntas en T y de esquina sin remoción de respaldo se requiere de metal de

					aporte con tenacidad especificada.
Compresión normal al eje de la soldadura	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual a un nivel de resistencia menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura	Se permitirá despreciar la tracción o la compresión en las partes unidas en dirección paralela a la soldadura en el diseño de cordones de soldadura que unen las partes.				Se permite metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el del metal de aporte compatible con el metal base.
Cortante	La resistencia de la junta está controlada por el metal base.				Se deberá usar metal de aporte compatible con el metal base. ^{1d}
SOLDADURAS DE TOPE DE PENETRACION PARCIAL INCLUYENDO SOLDADURAS CON SURCOS EN V Y BISEL CONVEXO					
Tracción normal al eje de la soldadura	Metal base	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	F_u	Ver 9.11.4	Se permitirá un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.60F_{EXX}$	Ver 9.11.2.1.1	
Compresión normal al eje de la soldadura	Se permitirá despreciar el esfuerzo de compresión en el diseño de soldaduras que unen las partes.				
Compresión en conexiones no diseñadas para soportar	Metal base	$\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$	F_u	Ver 9.11.4	
	Soldadura	$\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$	$0.90F_{EXX}$	Ver 9.11.2.1.1	
Tracción o compresión paralelos al eje de la soldadura	Se permitirá despreciar la tracción o la compresión en partes unidas paralelas al cordón de soldadura en el diseño de cordones de soldadura que unen las partes.				Se permitirá un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Cortante	Metal base	Gobernado por 9.11.4			
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver 9.11.2.1.1	
SOLDADURAS DE FILETE INCLUYENDO FILETES EN AGUJEROS Y RANURAS Y JUNTAS EN T OBLICUAS					
Cortante	Metal base	Gobernado por 9.11.4			Se permitirá un metal de aporte con un

	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$ ^[d]	Ver 9.11.2.2.1	nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
Tracción o compresión paralelas al eje de la soldadura	Se permitirá despreciar la tracción o la compresión en partes unidas paralelas al cordón de soldadura en el diseño de cordones de soldadura que unen las partes.				
SOLDADURAS DE TAPON Y DE RANURA					
Cortante paralelo a la superficie de contacto sobre el área efectiva	Metal base	Gobernado por 9.11.4			Se permitirá un metal de aporte con un nivel de resistencia igual o menor que el metal de aporte compatible con el metal base.
	Soldadura	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$	Ver 9.11.2.3.1	
<p>F_{EXX}: es la clasificación de resistencia del metal de aporte.</p> <p>[a] Para metal de aporte compatible, revisar la cláusula 5.6.1 del AWS D1.1M.</p> <p>[b] Se permitirá un metal de aporte con una resistencia de un nivel por encima de la resistencia del metal de aporte compatible con el metal base.</p> <p>[c] Se podrán usar metales de aporte que tengan un nivel de resistencia menor que la resistencia del metal de aporte compatible con el metal base para soldaduras de penetración completa entre almas y patines de secciones armadas que transfieren cargas cortantes o en aplicaciones donde la alta restricción es de interés. En estas aplicaciones la unión soldada deberá ser detallada y el cordón será diseñado usando el espesor del material como la garganta efectiva, donde $\phi = 0.80$, $\Omega = 1.88$ y $0.60F_{EXX}$ es la resistencia nominal.</p> <p>[d] Serán también aplicables las especificaciones de 9.11.2.4.1.</p>					

9.11.3. PERNOS, PARTES ROSCADAS Y UNIONES CON PERNOS.

9.11.3.1. PERNOS COMUNES. Se permitirá el uso de pernos ASTM A307 excepto cuando se especifiquen pernos pretensados.

9.11.3.2. PERNOS DE ALTA RESISTENCIA. Los pernos indicados en este Título se agruparán de acuerdo con la siguiente clasificación:

- (a) **GRUPO 120:** ASTM F3125M Grados 325M y F1852 y ASTM A354 Grado BC;
- (b) **GRUPO 144:** ASTM F3148 Grado 144;
- (c) **GRUPO 150:** ASTM F3125M Grados A490M y F2280 y ASTM A354 Grado BD;
- (d) **GRUPO 200:** ASTM F3043 y ASTM F3111.

Los pernos tipo ASTM F3043 y ASTM F3111 Grado 1 deberán estar instalados sólo para condición de apriete ajustado. Los pernos ASTM F3043 y ASTM F3111 Grado 2 pueden ser usados en condición de apriete ajustado, pretensados y en conexiones de deslizamiento crítico usando los procedimientos dados en el estándar ASTM aplicable.

Cuando las conexiones estén en condición de armadas todas las superficies de la junta, incluyendo todas aquellas adyacentes a las arandelas, deberán estar libres de escamas, con excepción de las escamas de fábrica.

- (a) Los pernos se podrán instalar en condición de apriete ajustado cuando se usen en los siguientes casos:
 - (1) Conexiones tipo aplastamiento, con las excepciones de 9.5.6;
 - (2) Aplicaciones de tracción o tracción y cortante combinados para pernos del Grupo 120, siempre que el aflojamiento o fatiga debido a vibraciones o fluctuaciones de las cargas no sea una consideración de diseño;
- (b) Los pernos que estén en las siguientes condiciones deberán estar pretensados:
 - (1) Cuando se requiera en la especificación del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (Research Council of Structural Connections, RCSC);
 - (2) En conexiones que estén sujetas a cargas vibratorias donde el aflojamiento de los pernos es una consideración de diseño;
 - (3) En conexiones de extremos de miembros armados compuestos por dos perfiles interconectados mediante pernos o con al menos un lado abierto interconectado por placas perforadas o placas de enlace;
- (c) Las siguientes conexiones deberán considerarse como de deslizamiento crítico:
 - (1) Cuando se requiera en la especificación del Consejo de Investigación de Conexiones Estructurales (Research Council of Structural Connections, RCSC);
 - (2) La porción extendida de placas de cubierta de longitud parcial, tal como se requiere en 9.6.14.3.

La condición de apriete ajustado se define en la especificación del RCSC. Los pernos que se aprieten a una condición distinta de apriete ajustado deberán estar claramente identificados en los documentos de construcción. Cuando en uniones pretensadas se usen barras roscadas o pernos de denominación ASTM A354 Grado BC, ASTM A354 Grado BD o ASTM A449, la geometría de los pernos, incluyendo el paso de la rosca, la longitud de la rosca, la cabeza y las tuercas deberán ser iguales o proporcionales a las requeridas en la especificación del RCSC. La instalación deberá cumplir con los requisitos aplicables de la especificación del RCSC con modificaciones según se requiera para el diámetro o longitud incrementados (en caso de que sean de mayor tamaño) para proveer la pretensión de diseño.

9.11.3.3. TAMAÑO Y USO DE LOS AGUJEROS. Se deberán aplicar los siguientes requerimientos a las conexiones con pernos:

- (a) Las dimensiones nominales de agujeros estándar, agrandados, tipo ranura corta o ranura larga se dan en la **Tabla 17**;

- (b) Los agujeros estándar o agujeros tipo ranura corta que sean transversales a la dirección de la carga aplicada serán provistos de acuerdo con las especificaciones dadas aquí, a menos que el ingeniero estructural del proyecto sustente el uso de agujeros agrandados o agujeros tipo ranura corta que sean paralelos a la dirección de la carga, o agujeros tipo ranura larga, cuya aprobación estará sujeta a la verificación por parte de la Dirección de Tramitación Tasación y Licencias, del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones, MIVHED;
- (c) Se permitirán cuñas ranuradas de hasta 6 mm en conexiones de deslizamiento crítico que sean diseñadas bajo la condición de agujeros estándar sin reducir la resistencia nominal a cortante del conector a los valores especificados para agujeros tipo ranura;
- (d) Los agujeros agrandados se podrán usar en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, con excepción de las conexiones tipo aplastamiento;
- (e) Se permitirán agujeros tipo ranura corta en cualquiera o todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento. En conexiones de deslizamiento crítico se permitirán las ranuras sin tener consideración especial sobre la dirección de la carga. Para conexiones tipo aplastamiento la longitud de la ranura debe ser ortogonal a la dirección de la carga;
- (f) En conexiones de deslizamiento crítico o de tipo aplastamiento se permitirán agujeros de ranura larga sólo en una de las partes conectadas con una misma superficie común de contacto. En conexiones de deslizamiento crítico se permitirá el uso de agujeros de ranura larga indistintamente de la dirección de la carga. En el caso de conexiones tipo aplastamiento la ranura deberá ser dispuesta con su longitud normal a la carga;
- (g) Se deberán proveer arandelas de acuerdo con la especificación del RCSC en su sección 6, excepto para pernos del Grupo 200 donde las arandelas deberán ser provistas de acuerdo con el estándar ASTM aplicable.

Tabla 15: Pretensión mínima de pernos, en kN.

Tamaño del perno (mm)	Grupo 120	Grupo 150
M12	49	72
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

Para pernos del Grupo 144 y pernos del Grupo 200 Grado 2 se deberá consultar el AISC 360-22, capítulo J. Estas denominaciones de pernos sólo están disponibles en el sistema inglés.

Tabla 16: Esfuerzo nominal de conectores y partes roscadas, en MPa.

Tipo de conector	Esfuerzo nominal de tracción, F_{nt} ^{[1],[2]}	Esfuerzo nominal de cortante en conexiones tipo aplastamiento, F_{nv} ^[3]	
		Rosca incluida en el plano de corte (N) ^[5]	Rosca excluida del plano de corte (X)
Pernos A307	310	190 ^[4]	190 ^[4]
Pernos del Grupo 120	620	370	470
Pernos del Grupo 144	750	450	560
Pernos del Grupo 150	780	470	580
Pernos del grupo 200	1000	620 ^[5]	780 ^[5]
Partes roscadas que satisfacen los requerimientos de 9.1.8.3	$0.75F_u$	$0.45F_u$	$0.563F_u$

^[1] Se deberá consultar el apéndice 3 del AISC 360-22 para pernos de alta resistencia que estén sujetos a condiciones de fatiga.

^[2] Para la resistencia nominal a la tracción se permitirá usar el área de esfuerzo de tracción de la barra o perno roscado multiplicada por el esfuerzo de tracción mínimo especificado del material de la barra o perno. El área de esfuerzo de tracción de la barra o perno deberá calcularse de conformidad con el ASTM aplicable.

^[3] Para conexiones cargadas por los extremos donde la longitud del patrón de conectores es mayor que 950 mm, el valor de F_{nv} será reducido al 83.3% de los valores tabulados. La longitud del patrón de los conectores se define como la distancia máxima medida sobre la paralela a la línea de acción de la fuerza entre los centros de los conectores que conectan dos partes con una superficie común en contacto.

^[4] Para pernos A307 los valores tabulados deberán ser reducidos en un 1% para cada 2 mm por encima de cinco (5) diámetros de longitud en el agarre.

^[5] Las roscas son permitidas y asumidas como presentes en el plano de cortante del conector.

^[6] El área de transición de los pernos del Grupo 200 se considera como parte de la sección roscada del conector.

Tabla 17: Dimensiones nominales de los agujeros.

Diámetro del perno (mm)	Dimensiones de los agujeros en mm			
	Agujero estándar	Agujero agrandado	Agujero tipo ranura corta	Agujero tipo ranura larga
M12	14	16	14x18	14x30
M16	18	20	18x22	18x40
M20	22	24	22x26	22x50
M22	24	28	24x30	24x55
M24	27	30	27x32	27x60
M27	30	35	30x37	30x67
M30	33	38	33x40	33x75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$

9.11.3.4. ESPACIAMIENTO MINIMO DE AGUJEROS. La distancia CAC medida entre los agujeros estándar, agrandados o de tipo ranura no deberá ser menor que tres (3) veces el diámetro nominal del conector, d . De cualquier modo, la distancia libre entre los bordes de los agujeros consecutivos no deberá ser nunca menor que d .

9.11.3.5. DISTANCIA MINIMA AL BORDE DE AGUJEROS. La distancia medida desde el centro de un agujero estándar hasta el borde de una parte conectada no debe ser menor que el valor indicado en la **Tabla 18**. La distancia desde el centro de un agujero agrandado o de tipo ranura hasta el borde de la parte conectada no deberá ser menor que la distancia requerida para un agujero estándar más un incremento de distancia, C_2 , dado en la

Tabla 18: Distancias mínimas al borde de los agujeros estándar.

Diámetro del perno (mm)	Dimensiones de los agujeros en mm			
	Agujero estándar	Agujero agrandado	Agujero tipo ranura corta	Agujero tipo ranura larga
M12	14	16	14x18	14x30
M16	18	20	18x22	18x40
M20	22	24	22x26	22x50
M22	24	28	24x30	24x55
M24	27	30	27x32	27x60

M27	30	35	30x37	30x67
M30	33	38	33x40	33x75
≥ M36	$d + 3$	$d + 8$	$(d + 3) \times (d + 10)$	$(d + 3) \times 2.5d$

Tabla 19: Incrementos de distancia para agujeros agrandados y tipo ranura, en mm.

Diámetro nominal del perno (mm)	Agujero agrandado	Agujeros tipo ranura		
		Longitud del agujero perpendicular al borde libre		Longitud del agujero paralelo al borde
		Ranuras cortas	Ranuras largas	
≤ 22	2	3	0.75d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		

9.11.3.6. ESPACIAMIENTO MAXIMO Y DISTANCIA MAXIMA AL BORDE. La distancia máxima del centro de cualquier agujero para perno al borde más próximo de elementos en contacto será de doce (12) veces el espesor del elemento conectado bajo consideración, pero nunca mayor de 150 mm. El espaciamiento longitudinal máximo de agujeros para pernos en conexiones entre un perfil y una placa o entre dos placas en contacto continuo se limitará como sigue:

- Para miembros pintados o no pintados que no estén sujetos a corrosión atmosférica, el espaciamiento no deberá exceder el menor entre veinticuatro (24) veces el espesor de la parte unida más delgada y 300 mm.
- Para miembros no pintados de acero de alta resistencia a la corrosión atmosférica, el espaciamiento no deberá exceder el menor entre catorce (14) veces el espesor de la parte unida más delgada o 180 mm.

9.11.3.7. RESISTENCIA A LA TRACCIÓN Y A CORTANTE DE PERNOS Y PARTES ROSCADAS. La resistencia a tracción o cortante de diseño, ϕR_n o la resistencia a cortante de diseño o admisible, R_n/Ω , de un perno o parte roscada de alta resistencia pretensado o en condición de apriete ajustado será determinada de acuerdo con el estado límite de ruptura por tracción o ruptura por cortante, tomando $\phi = 0.75$ y $\Omega = 2.00$, como se indica a continuación:

$$230) R_n = F_n A_b$$

Donde:

A_b : es el área del perno o parte roscada;

F_n : es el esfuerzo nominal de tracción F_{nt} o cortante F_{nv} , según aplique.

9.11.3.7.1. EFECTO DE APALANCAMIENTO. En el diseño de pernos se deberá tomar en cuenta la tracción adicional que se genere producto del efecto de apalancamiento producido por la deformación de las partes conectadas.

9.11.3.8. TRACCIÓN Y CORTANTE COMBINADOS EN CONEXIONES TIPO APLASTAMIENTO. La resistencia disponible en tracción para un perno que este sujeto a la acción combinada de tracción y cortante se deberá determinar para el estado límite de ruptura por tracción y corte como sigue, tomando $\phi = 0.75$ y $\Omega = 2.00$.

$$231) R_n = F'_{nt} A_b$$

Donde:

A_b : es el área del perno o parte roscada;

F'_{nt} : es el esfuerzo nominal de tracción modificado para incorporar los efectos de la presencia de cortante en el perno. Para los métodos LRFD y ASD respectivamente, se define como sigue:

$$232) F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

$$233) F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt}$$

Donde:

F_{nt} : es el esfuerzo nominal de tracción del perno;

F_{nv} : es el esfuerzo nominal de cortante del perno;

f_{rv} : es el esfuerzo de cortante requerido usando las combinaciones de diseño aplicables. La resistencia disponible del conector deberá igualar o exceder el esfuerzo de cortante requerido.

Cuando el esfuerzo requerido en tracción o en cortante es menor que el 30% del esfuerzo disponible correspondiente, no es requerido considerar el efecto de combinaciones de esfuerzos en el perno.

9.11.3.9. PERNOS DE ALTA RESISTENCIA EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO. Las conexiones de deslizamiento crítico serán diseñadas para prevenir deslizamiento relativo entre las partes conectadas y para los mismos estados límite de las conexiones tipo aplastamiento. Cuando los pernos de deslizamiento crítico pasen a través de rellenos, todas las superficies sujetas a deslizamiento deberán ser preparadas para alcanzar la resistencia al deslizamiento requerida por diseño.

La resistencia al deslizamiento que aporta un perno para el estado límite de deslizamiento crítico se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$234) R_n = \mu D_u h_f T_b n_s$$

Donde:

$\phi = 1.00$ y $\Omega = 1.50$ para agujeros de tamaño estándar y de ranura corta orientados perpendiculares a la dirección de la carga;

$\phi = 0.85$ y $\Omega = 1.76$ para agujeros de tamaño agrandado y de ranura corta orientados paralelos a la dirección de la carga;

$\phi = 0.70$ y $\Omega = 2.14$ para agujeros de ranura larga;

$D_u = 1.3$ es un multiplicador que representa la razón de la pretensión media instalada de los pernos entre la pretensión mínima especificada. Se permite el uso de valores distintos si esto es sustentado en los documentos de construcción y es aprobado por la Dirección de Tramitación Tasación y Licencias del MIVHED;

T_b : es la pretensión mínima del conector dada en la **Tabla 15**;

h_f : es un factor usado para los rellenos, el cual se determina como sigue:

- (1) Para un relleno entre las partes conectadas:

$$h_f = 1.0$$

- (2) Para dos o más rellenos entre las partes conectadas:

$$h_f = 0.85$$

n_s : número de planos de deslizamiento requeridos para permitir que la conexión se deslice;

μ : es el coeficiente de fricción promedio para superficies clase A y clase B, según aplique, y se determina como sigue a menos que sea determinado mediante ensayos:

- (1) Para superficies clase A (superficies de acero sin pintar, limpias con escamas de fabrica o superficies con baño clase A en acero limpiado mediante corro de arena o galvanizadas en caliente o superficies rugosas), $\mu = 0.30$;
- (2) Para superficies clase B (superficies de acero sin pintar limpiadas con chorro de arena o superficies con recubrimientos clase B dispuestos sobre acero limpiado con chorro de arena) $\mu = 0.50$.

9.11.3.10. TRACCIÓN Y CORTANTE COMBINADOS EN CONEXIONES DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO.

Cuando una conexión de deslizamiento crítico está sujeta a una tracción aplicada que reduce la fuerza neta de sujeción, la resistencia disponible al deslizamiento por perno de 9.11.3.9 deberá ser multiplicada por el factor k_{sc} , el cual se determina mediante la siguiente expresión:

Para método LRFD:

$$235) \quad k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \geq 0$$

Para método ASD:

$$236) \quad k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \geq 0$$

Donde:

T_a : es la fuerza requerida de tracción usando las combinaciones de diseño del método ASD;

T_u : es la fuerza requerida de tracción usando las combinaciones de diseño del método LRFD;

n_b : es el número de pernos pretensionados.

9.11.3.11. RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO Y DESGARRE EN AGUJEROS PARA PERNOS. La resistencia disponible de diseño o admisible, ϕR_n o R_n/Ω , en los agujeros para pernos se deberá determinar para los estados límite de aplastamiento y desgarre del agujero, tomando $\phi = 0.75$ y $\Omega = 2.00$. La resistencia nominal al aplastamiento y desgarre del material conectado, ϕR_n , se determinará según 9.11.3.11.1 o 9.11.3.11.2.

9.11.3.11.1. CONEXIONES CON PERNOS DE ALTA RESISTENCIA CON AJUSTE APRETADO O PRETENSADOS. Todas las partes de los elementos conectados deberán estar en contacto firme.

(1) La resistencia nominal del elemento conectado en la ubicación de un perno de una conexión con agujeros estándar, agrandados o de ranura corta, independientemente de la dirección de la carga, o en un agujero de ranura larga cuando la ranura es paralela a la dirección de la carga de aplastamiento, se determinará como sigue:

(a) APLASTAMIENTO

(1) Cuando la deformación en el agujero para la carga de servicio es una consideración de diseño:

$$237) \quad R_n = 2.4dtF_u$$

(2) Cuando la deformación en el agujero para la carga de servicio es una consideración de diseño:

$$238) \quad R_n = 3.0dtF_u$$

(b) DESGARRE

(1) Cuando la deformación en el agujero para la carga de servicio es una consideración de diseño:

$$239) \quad R_n = 1.2l_c t F_u$$

(2) Cuando la deformación en el agujero para la carga de servicio es una consideración de diseño:

$$240) \quad R_n = 1.5l_c t F_u$$

(2) La resistencia nominal de un elemento conectado en la ubicación de un perno en una conexión de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza de aplastamiento es la menor de las siguientes:

(a) APLASTAMIENTO

$$241) R_n = 2.0dtF_u$$

(b) DESGARRE

$$242) R_n = 1.0l_c tF_u$$

9.11.3.11.2. CONEXIONES CON PERNOS O BARRAS QUE PASAN COMPLETAMENTE A TRAVES DE UN MIEMBRO TIPO CAJON O TUBULAR HSS NO ATIESADO.

(1) La condición de aplastamiento deberá satisfacer 9.11.7 y la ecuación 253.

(2) Para la condición de desgarre:

(a) Para un perno en una conexión con agujero estándar o con agujero de ranura corta con la ranura en dirección perpendicular a la fuerza de aplastamiento:

1) Si la deformación en el agujero para carga de servicio es una consideración de diseño:

$$243) R_n = 1.2l_c tF_u$$

2) Si la deformación en el agujero para carga de servicio no es una consideración de diseño:

$$244) R_n = 1.5l_c tF_u$$

(b) Para un perno en una conexión con ranuras largas orientadas perpendiculares a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

$$245) R_n = 1.0l_c tF_u$$

Donde:

F_u : es el esfuerzo mínimo de tracción especificado del material conectado;

d : es el diámetro nominal del perno;

l_c : es la distancia libre, medida en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o borde libre del material conectado;

t : es el espesor del material conectado.

La resistencia al aplastamiento y la resistencia por desgarre del material conectado debe ser revisada para conexiones tipo aplastamiento y para conexiones de deslizamiento crítico por igual. El uso de agujeros agrandados y agujeros de ranura corta paralelos a la línea de acción de la fuerza no está permitido.

9.11.4. PARTES AFECTADAS DE MIEMBROS Y ELEMENTOS CONECTADOS. Se deberán aplicar los requisitos de esta sección a todas las partes de miembros estructurales y elementos conectados que son afectadas por la conexión, tales como placas, placas nodales, angulares y ménsulas.

9.11.4.1. RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN TRACCION. La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , de elementos conectados afectados cargados en tracción se deberá tomar como el menor valor que resulte de los estados límite de fluencia por tracción y ruptura por tracción.

(a) Para fluencia por tracción de los elementos conectados:

$$246) \quad R_n = F_y A_g$$

$$\phi = 0.90 \text{ para método LRFD y } \Omega = 1.67 \text{ para método ASD.}$$

(b) Para ruptura por tracción de los elementos conectados:

$$247) \quad R_n = F_u A_e$$

$$\phi = 0.75 \text{ para método LRFD y } \Omega = 2.00 \text{ para método ASD.}$$

9.11.4.2. RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN CORTANTE. La resistencia a cortante disponible de elementos afectados por la conexión en cortante se deberá tomar como el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia por cortante y ruptura por cortante.

(a) Para fluencia por cortante del elemento:

$$248) \quad R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

$$\phi = 1.00 \text{ para método LRFD y } \Omega = 1.50 \text{ para método ASD;}$$

$$A_{gv}: \text{ es el área bruta del elemento que resiste el cortante.}$$

(b) Para ruptura por cortante del elemento:

$$249) \quad R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

$$\phi = 0.75 \text{ para método LRFD y } \Omega = 2.00 \text{ para método ASD;}$$

$$A_{nv}: \text{ es el área neta del elemento que resiste el cortante.}$$

9.11.4.3. RESISTENCIA DE BLOQUE DE CORTANTE. La resistencia disponible para el estado límite de bloque de cortante consistirá en la resistencia que se obtiene al evaluar la ruptura por cortante a lo largo de una línea de falla combinado con una o más líneas de falla de ruptura por tracción. La resistencia por bloque de cortante se determinará mediante la siguiente expresión, tomando $\phi = 1.00$ para método LRFD y $\Omega = 1.50$ para método ASD.

$$250) \quad R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Donde:

A_{nt} : es el área neta sujeta a tracción en la línea o líneas de fallas de ruptura por tracción asumidas;

$U_{bs} = 1.0$ cuando el esfuerzo de tracción es uniforme;

$U_{bs} = 0.5$ cuando el esfuerzo de tracción no es uniforme.

9.11.4.4. RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN COMPRESIÓN. La resistencia disponible de elementos conectados en compresión para los estados límite de fluencia y pandeo se determinará como se indica a continuación:

(a) Cuando $L_c/r \leq 25$:

$$251) \quad P_n = F_y A_g$$

$$\phi = 0.90 \text{ para método LRFD y } \Omega = 1.67 \text{ para método ASD;}$$

(b) Cuando $L_c/r > 25$, se deben aplicar las provisiones del CAPITULO 9.5, para lo cual:

$L_c = KL$: es la longitud efectiva en compresión,

K : es el factor de longitud efectiva;

L : es la longitud no arriostrada del elemento en compresión.

9.11.4.5. RESISTENCIA DE ELEMENTOS EN FLEXION. La resistencia disponible a flexión de elementos afectados por la conexión será limitada por el menor valor obtenido para los estados límite de fluencia por flexión, pandeo local, pandeo latero-torsional por flexión y ruptura por flexión.

9.11.5. PLANCHUELAS DE RELLENO.

9.11.5.1. PLANCHUELAS DE RELLENO EN UNIONES SOLDADAS. Cuando sea necesario usar planchuelas de relleno en uniones, éstas y las soldaduras usadas para conectar los elementos deberán estar de conformidad con los requerimientos de 9.11.5.1.1 o 9.11.5.1.2.

9.11.5.1.1. PLANCHUELAS DELGADAS. Las planchuelas de relleno que sean de menos de 6 mm de espesor no deberán usarse para transferir esfuerzos. Cuando el espesor de la planchuela de relleno sea menor de 6 mm, o cuando tenga más de 6 mm de espesor, pero no tenga el espesor requerido para transferir la fuerza aplicada entre las partes conectadas, la planchuela de relleno deberá mantenerse nivelada al ras con el borde de la parte externa conectada. Además, el tamaño de la soldadura deberá ser aumentado sobre el tamaño requerido en una cantidad igual al espesor de la planchuela de relleno.

9.11.5.1.2. PLANCHUELAS GRUESAS. Cuando el espesor de la planchuela de relleno sea suficiente para transferir las fuerzas aplicadas entre las partes conectadas, la planchuela deberá extenderse más allá de los bordes externos de las partes metálicas conectadas. Las soldaduras que unen la parte exterior del metal base conectado a la planchuela de relleno deberán tener suficiente resistencia para transmitir la fuerza a la planchuela y la región sujeta a la aplicación de la fuerza en la planchuela deberá tener suficiente resistencia para no sobrecargar la planchuela de relleno. Las soldaduras dispuestas para conectar la planchuela de relleno con la parte interior del metal base conectado deberá ser suficiente para transferir la fuerza aplicada.

9.11.5.2. PLANCHUELAS EN CONEXIONES CON PERNOS TIPO APLASTAMIENTO. Cuando un perno que resiste una carga pasa a través de planchuelas de relleno que tienen 6 mm de espesor o menos, la resistencia a cortante deberá usarse sin reducir. Para los demás casos, se deberá aplicar un factor de reducción como se indica en (a). Además, deberán satisfacerse los requerimientos de (b) y (c).

(a) La resistencia a cortante de los pernos deberá afectarse por el factor:

$$252) \quad 1 - 0.0154(t - 6) \geq 0.85$$

Donde:

t : es el espesor total de las planchuelas de relleno.

(b) Las planchuelas de relleno deberán ser soldadas o extendidas más allá de la junta y apernadas para distribuir uniformemente la fuerza total en el elemento conectado sobre la sección combinada consistente en el elemento conectado y las planchuelas de relleno.

(c) El tamaño de la unión deberá ser incrementado para acomodar el número de pernos que es equivalente al número total de pernos que se requiere según el inciso (b).

9.11.6. EMPALMES. Los empalmes hechos con soldadura de tope en vigas deberán ser capaces de desarrollar la capacidad nominal de la sección más pequeña empalmada. Los demás tipos de empalmes en secciones transversales de vigas deberán ser capaces de desarrollar la resistencia requerida en el punto de empalme debido a las fuerzas externas aplicadas sobre los elementos empalmados.

9.11.7. RESISTENCIA AL APLASTAMIENTO. La resistencia de diseño al aplastamiento, ϕR_n , o la resistencia admisible al aplastamiento, R_n/Ω , de superficies en contacto entre sí deberá ser determinada para el estado límite de fluencia por compresión local o fluencia por aplastamiento, tomando $\phi = 0.75$ para método LRFD y $\Omega = 2.00$ para método ASD.

La resistencia nominal por fluencia por compresión local o fluencia por aplastamiento, R_n , se determinará como se indica a continuación:

(a) Para superficies terminadas, pasadores que pasan por agujeros taladrados o punzonados, pernos o barras que pasan completamente a través de una sección tipo cajón o tubular HSS, y para extremos de atiesadores ajustados que serán aplastados por sus extremos para las cargas de diseño:

$$253) \quad R_n = 1.8F_y A_{pb}$$

Donde:

A_{pb} : es el área proyectada de aplastamiento;

(b) Para rodillos de expansión y balancines:

(1) Cuando $d \leq 630$ mm:

$$254) \quad R_n = \frac{1.2(F_y - 90)l_b d}{20}$$

(2) Cuando $d > 630$ mm:

$$255) R_n = \frac{30.2(F_y - 90)l_b\sqrt{d}}{20}$$

Donde:

d : es el diámetro;

l_b : es la longitud de aplastamiento.

9.11.8. BASES DE COLUMNAS Y APLASTAMIENTO SOBRE CONCRETO. Se deberán disponer de elementos estructurales capaces de transferir las cargas desde las columnas de acero hacia los cimientos. Se permitirá transferir directamente las cargas de las columnas hacia los cimientos siempre que se provea de protección adecuada de la columna y su placa base en la porción de ésta que queda bajo nivel de piso.

La resistencia del concreto al aplastamiento se deberá calcular basados en las especificaciones del Título 5: Hormigón Armado, del Volumen 1 del CDCRD.

9.11.9. ANCLAJES AL CONCRETO Y ELEMENTOS EMBEBIDOS EN CONCRETO. Los anclajes al concreto deberán ser diseñados para ser capaces de aportar la resistencia requerida a las cargas de diseño en las bases de las columnas, incluyendo las fuerzas netas de tracción y momentos de flexión que resulten de las combinaciones de diseño aplicables. Los anclajes deberán diseñarse basados en los requerimientos para partes roscadas dados en la **Tabla 16**.

El diseño de anclajes al concreto deberá satisfacer los requerimientos del Título 5: Hormigón Armado del Volumen 1 del CDCRD. Cuando se usen anclajes para resistir fuerzas horizontales (fuerzas cortantes transferidos por las columnas soportadas y fuerzas horizontales transferidas por arriostramientos laterales) se deberá tener especial consideración en las tolerancias para los tamaños de los agujeros especificados para la placa base. Se permitirá el uso de agujeros agrandados en placas base siempre que las arandelas colocadas tengan el tamaño y espesor suficientes para proveer área de apoyo para las tuercas y que a su vez sean capaces de cubrir el espacio que deja la perforación. Se recomienda tomar los tamaños recomendados para agujeros y arandelas dados en ASTM F1554.

9.11.10. PATINES Y ALMAS CON CARGAS CONCENTRADAS. Los requerimientos de esta sección serán aplicables a cargas concentradas únicas o dobles que se aplican sobre un mismo lado de patines de secciones en forma de H tanto laminadas en caliente como armadas a partir de placas. La fuerza concentrada única puede estar en tracción o en compresión. En el caso de que haya cargas dos cargas concentradas actuando sobre un lado de los patines de la sección se considera que actúan en sentido contrario formando un par de fuerzas.

Cuando la resistencia requerida excede la resistencia disponible calculada según lo indicado en esta sección se deben colocar refuerzos en forma de atiesadores y/o placas de refuerzo de zona de panel, los cuales sirven para reforzar los patines y el alma, respectivamente, de la sección en cuestión. Estos refuerzos deberán ser dimensionados para resistir las fuerzas requeridas en exceso a las que resiste la sección sin la presencia de refuerzos. Los atiesadores deberán satisfacer los requerimientos de diseño de 9.11.10.8. Las placas de refuerzo de zona de panel deberán satisfacer los requerimientos de

9.11.10.9. Para los extremos libres de vigas se requerirán atiesadores de acuerdo con los requerimientos de 9.11.10.7.

9.11.10.1. FLEXION LOCAL DEL PATÍN. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a miembros que soportan cargas soportadas únicas o dobles. La resistencia de diseño, ϕR_n , o la resistencia admisible, R_n/Ω , para el estado límite de flexión local del patín se determina como sigue:

$$256) R_n = 6.25F_{yf}t_f^2$$

Donde:

t_f : es el espesor del patín (ala) del miembro que recibe la carga concentrada;

F_{yf} : es el esfuerzo de fluencia del patín (ala) mínimo especificado;

$\phi = 0.90$ para método LRFD y $\Omega = 1.67$ para método ASD.

Si la longitud sobre la cual se distribuye la carga transversalmente al patín de la sección es menor que $0.15b_f$, donde b_f es el ancho del patín del miembro, no se requiere revisar el estado límite de flexión del patín.

Cuando la fuerza concentrada aplicada sobre el miembro actúa a una distancia menor que $10t_f$ del extremo libre del miembro, donde t_f es el espesor del patín, el valor de la resistencia nominal a la flexión local del patín obtenida mediante la ecuación 256 se debe reducir en un **50%**.

9.11.10.2. FLUENCIA LOCAL DEL ALMA. Se deberá revisar el estado límite de fluencia local del alma para miembros que reciban cargas concentradas únicas o dobles. La resistencia disponible por fluencia local del alma se determina como sigue:

- (a) Cuando la fuerza concentrada a ser resistida es aplicada a una distancia **mayor que d** del extremo del miembro, donde d es el peralte nominal del miembro en cuestión:

$$257) R_n = F_{yw}t_w(5k + l_b)$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada a ser resistida es aplicada a una distancia **menor o igual que d** del extremo del miembro, donde d es el peralte nominal del miembro en cuestión:

$$258) R_n = F_{yw}t_w(2.5k + l_b)$$

Donde:

t_w : es el espesor del alma del miembro que recibe la carga concentrada;

F_{yw} : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado del alma del miembro;

l_b : es la longitud transversal en la que se distribuye la carga concentrada;

k : es la distancia desde la superficie exterior del patín (ala) hasta el pie del filete;

$\phi = 1.00$ para método LRFD y $\Omega = 1.50$ para método ASD.

9.11.10.3. APLASTAMIENTO LOCAL DEL ALMA. Se deberá revisar el estado límite de aplastamiento local del alma para miembros que reciban cargas concentradas únicas o dobles. La resistencia disponible por aplastamiento local del alma se determina como sigue:

- (a) Cuando la fuerza concentrada a ser resistida es aplicada a una distancia **mayor o igual que $d/2$** del extremo del miembro, donde d es el peralte nominal del miembro en cuestión:

$$259) R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f$$

- (b) Cuando la fuerza concentrada a ser resistida es aplicada a una distancia **menor que $d/2$** del extremo del miembro, donde d es el peralte nominal del miembro en cuestión:

(1) Para $l_b/d \leq 0.20$:

$$260) R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f$$

(2) Para $l_b/d > 0.20$:

$$261) R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f$$

Donde:

$Q_f = 1.0$ para secciones de ala ancha (en forma de H) y secciones armadas similares, secciones tipo canal y para superficies conectadas HSS en tracción,

Q_f : se define de acuerdo con la sección K1.3 de AISC 360-22 para otras condiciones de tubulares HSS;

$\phi = 0.75$ para método LRFD y $\Omega = 2.00$ para método ASD.

9.11.10.4. PANDEO LATERAL DEL ALMA COMPRIMIDA. Cuando la carga concentrada que actúa sobre el miembro es de compresión, se debe revisar el estado límite de pandeo lateral del alma comprimida como se indica en esta sección, siempre que el alma no esté restringida lateralmente a la altura de la carga concentrada entre los patines del miembro. La resistencia disponible por pandeo lateral del alma comprimida no restringida lateralmente se calcula como sigue:

- (a) Si el patín en compresión está restringido contra rotación:

Cuando $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 2.3$:

$$262) R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right]$$

Cuando $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 2.3$ el estado límite de pandeo lateral del alma comprimida no restringida lateralmente no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida del alma exceda la resistencia disponible se deberá restringir el movimiento del patín en tracción, o en su lugar se deberá colocar un par de atiesadores transversales o una placa de refuerzo del panel del alma del miembro.

- (b) Cuando el patín en compresión no está restringido contra rotación:

Si $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 1.7$:

$$263) R_n = 0.4 \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3$$

Cuando $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$ el estado límite de pandeo lateral del alma comprimida no restringida lateralmente no es aplicable.

Cuando la resistencia requerida del alma exceda la resistencia disponible se deberá restringir el movimiento de ambos patines en el punto de ubicación de las fuerzas concentradas.

Donde:

$C_r = 6.6 \times 10^6$ MPa cuando $\alpha M_r < M_y$ en el punto de aplicación de la fuerza;

$C_r = 3.3 \times 10^6$ MPa cuando $\alpha M_r \geq M_y$ en el punto de aplicación de la fuerza;

L_b : es la mayor longitud no arriostrada lateralmente a lo largo de cualquiera de los dos patines en el punto de la carga;

M_r : es la resistencia a flexión requerida usando las combinaciones de carga aplicables;

$M_y = F_y S_x$: es el momento de fluencia alrededor del eje de flexión;

b_f : es el ancho del patín (ala);

h : en secciones laminadas en caliente es la distancia libre entre los patines menos el filete a ambos lados; para secciones armadas unidas mediante soldadura es la distancia libre entre patines; para secciones armadas unidas mediante pernos es la distancia entre líneas adyacentes de conectores.

$\alpha_s = 1.0$ para método LRFD;

$\alpha_s = 1.5$ para método ASD;

$\phi = 0.85$ para método LRFD y $\Omega = 1.76$ para método ASD.

9.11.10.5. PANDEO POR COMPRESIÓN DEL ALMA. Los requisitos de esta sección serán aplicables cuando se aplica una fuerza de compresión única o a las componentes de compresión de un par de cargas concentradas dobles aplicadas en ambos patines del miembro en la misma ubicación. La resistencia por pandeo por compresión del alma se deberá calcular como sigue:

$$264) R_n = \frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} Q_f$$

$\phi = 0.90$ para método LRFD y $\Omega = 1.67$ para método ASD.

Cuando la fuerza concentrada aplicada sobre el miembro actúa a una distancia menor que $d/2$ del extremo libre del miembro, donde d es el peralte del miembro, el valor de la resistencia nominal al pandeo por compresión del alma obtenida mediante la ecuación 264 se debe reducir en un **50%**.

9.11.10.6. RESISTENCIA A CORTANTE DE LA ZONA DE PANEL. La zona de panel se define como la zona del alma del miembro limitada por las caras interiores de los patines del miembro y las líneas de acción del par de fuerzas concentradas. Se deberán aplicar los requerimientos de esta sección a todos

los miembros que reciban un par de fuerzas concentradas a uno o a ambos lados de los patines. La resistencia nominal de la zona de panel de debe calcular como sigue:

- (a) Cuando el efecto de la deformación inelástica de la zona de panel sobre la estabilidad del pórtico no está tomado en cuenta en el análisis estructural, la resistencia nominal se calcula como sigue:

Para $\alpha P_r \leq 0.4P_y$:

$$265) R_n = 0.60F_y d_c t_w$$

Para $\alpha P_r > 0.4P_y$:

$$266) R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right)$$

- (b) Cuando el efecto de la deformación inelástica de la zona de panel sobre la estabilidad del pórtico no está tomado en cuenta en el análisis estructural, la resistencia nominal se calcula como sigue:

Para $\alpha P_r \leq 0.75P_y$:

$$267) R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right)$$

Para $\alpha P_r > 0.75P_y$:

$$268) R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right)$$

Donde:

F_y : es el esfuerzo de fluencia mínimo especificado para el alma de la columna;

P_r : es la resistencia axial requerida de la columna usando las combinaciones de cargas aplicables;

$P_y = F_y A_g$: es la resistencia axial de fluencia de la columna;

A_g : es el área bruta de la columna;

b_{cf} : es el ancho del patín (ala) de la columna;

d_b : es el peralte de la viga;

d_c : es el peralte de la columna;

t_{cf} : es el espesor del patín (ala) de la columna;

t_w : es el espesor del alma de la columna;

$\alpha = 1.0$ para método LRFD;

$\alpha = 1.6$ para método ASD;

$\phi = 0.75$ para método LRFD y $\Omega = 2.00$ para método ASD.

9.11.10.7. EXTREMOS LIBRES DE VIGAS. Los extremos libres de vigas que no estén restringidos contra la rotación alrededor de sus ejes longitudinales deberán estar rigidizados mediante la colocación de un par de atiesadores transversales que se extiendan totalmente entre las caras interiores de las alas.

9.11.10.8. REQUERIMIENTOS ADICIONALES DE ATIESADORES PARA FUERZAS CONCENTRADAS. Los atiesadores colocados para resistir cargas concentradas de tracción deberán satisfacer los requerimientos de la sección 9.11.4.1 y deberán estar soldados al patín o ala cargado y al alma. Las soldaduras al patín deberán estar proporcionadas para resistir la fuerza en exceso que resulta de la diferencia entre la resistencia disponible y la resistencia requerida. La soldadura entre atiesador y el alma deberá ser capaz de resistir la diferencia algebraica de tracción entre los extremos del atiesador.

Los atiesadores que se requieran para resistir fuerzas concentradas de compresión deberán ser proporcionados de acuerdo con los requerimientos de 9.11.4.4 y deberán ser soldados los patines o ajustados para aplastar contra éstos y soldados al alma. La soldadura entre los atiesadores y el patín deberá proporcionarse para que sea capaz de resistir la fuerza en exceso que resulte de la diferencia entre la resistencia disponible y la resistencia requerida para el estado límite que produzca la mayor diferencia entre resistencia requerida y resistencia disponible. La soldadura entre atiesador y el alma deberá ser capaz de resistir la diferencia algebraica de compresión entre los extremos del atiesador.

Los atiesadores que se extiendan completamente entre los patines de vigas que sean dispuestos para resistir fuerzas concentradas de compresión en los patines de vigas deberán ser diseñados como miembros en compresión de acuerdo con los requerimientos aplicables de 9.5.6.1 y 9.11.4.4. Las propiedades de los elementos deberán ser determinadas usando una longitud efectiva de $0.75h$ y una sección transversal compuesta de dos atiesadores y una franja de alma con un ancho de $25t_w$ para atiesadores interiores y de $12t_w$ para atiesadores ubicados en los extremos de miembros. La soldadura que conecta los atiesadores al alma deberá ser proporcionada de modo que sea capaz de transmitir al alma la diferencia algebraica de las fuerzas de compresión en ambos extremos del atiesador.

Los atiesadores transversales y diagonales deberán cumplir con los siguientes requerimientos dimensionales adicionales:

- (a) La suma del ancho de cada atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna no deberá ser menor una tercera parte ($1/3$) del ancho del patín o del ancho de la placa de conexión de momento que transmite la fuerza concentrada;
- (b) El espesor del atiesador no deberá ser nunca menor que la mitad del espesor del patín o de la placa de la conexión de momento que transmite la fuerza concentrada ni que una dieciseisava parte ($1/16$) del ancho del patín o de la placa de momento que transmite la fuerza concentrada;
- (c) Los atiesadores transversales deberán extenderse un mínimo de la mitad de la altura del miembro, con excepción de los requerimientos según 9.11.10.3, 9.11.10.5 y 9.11.10.7.

9.11.10.9. REQUERIMIENTOS ADICIONALES PARA PLACAS DE REFUERZO DE ZONA DE PANEL. Las placas de refuerzo de zona de panel que sean diseñadas aportar resistencia a compresión deberán satisfacer los requerimientos del CAPITULO 9.5. Las placas de refuerzo de zona de panel que sean diseñadas para aportar resistencia a la tracción deberán satisfacer los requerimientos del CAPITULO 9.4. Las placas de refuerzo de zona de panel que sean diseñadas para aportar resistencia a cortante deberán satisfacer los requerimientos del CAPITULO 9.7.

El espesor y extensión de la placa de refuerzo de zona de panel deberá proveer la cantidad de material necesaria para aportar la resistencia requerida. Las placas de refuerzo de zona de panel deberán estar soldadas al alma del miembro de manera que puedan desarrollar la proporción de la fuerza total que se requiere que resista la propia placa de refuerzo.

9.11.10.10. FUERZAS TRANSVERSALES EN PLACAS. Cuando se aplique una fuerza perpendicularmente al plano de un elemento tipo placa, la resistencia nominal deberá calcularse para los estados límite de cortante y flexión de acuerdo con 9.11.4.2 y 9.11.4.5. La resistencia a flexión puede ser revisada usando la teoría de líneas de fluencia. La resistencia a cortante puede ser revisada usando el modelo de cortante por punzonado.

9.11.11. CONEXIONES DE MIEMBROS TUBULARES TIPO HSS Y MIEMBROS TIPO CAJON. Para el diseño y detallado de conexiones de miembros con secciones tipo cajón o tubulares tipo HSS se deberán aplicar los requerimientos del Capítulo K AISC 360-22.

CAPITULO 9.12. DISEÑO PARA SERVICIABILIDAD.

9.12.1. REQUERIMIENTOS GENERALES. Para los fines de este Título, el criterio de serviciabilidad es el mismo expuesto en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. La serviciabilidad de una estructura puede definirse como la condición para la cual ésta puede mantener su función, apariencia y comodidad sin afectar la durabilidad y la seguridad de sus ocupantes para el uso para el que fue concebida. Las deflexiones y vibraciones para cargas de servicio son estados que limitan la serviciabilidad de una estructura. En todo caso, el diseñador deberá demostrar que las deflexiones, vibraciones y otras condiciones que puedan afectar la serviciabilidad están dentro de los límites admisibles. Los parámetros de serviciabilidad deberán evaluarse para todas las combinaciones de cargas aplicables.

Para los fines de evaluar la serviciabilidad de una estructura no será necesario aplicar las reducciones de rigideces a los miembros estructurales especificadas en el CAPITULO 9.3.

9.12.2. DEFLEXIONES. Las deflexiones en los miembros estructurales se determinarán usando métodos racionales de análisis estructural. Las deflexiones de los miembros estructurales deberán estar limitadas de modo que no afecten la serviciabilidad de la estructura.

9.12.3. DERIVAS. Las derivas debido a las cargas laterales de viento y sísmicas, para todas las combinaciones de carga aplicables, deberán estar dentro de los límites especificados para cada sistema

estructural definido en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. En todo caso las derivas de piso y de techo no deben afectar la serviciabilidad de la estructura.

Se deberá tomar en cuenta el efecto de las cargas de viento sobre el movimiento lateral de las edificaciones. El movimiento lateral de las edificaciones deberá ser controlado para que no afecte la comodidad y la percepción de seguridad de los ocupantes, aún si la estructura presenta derivas por debajo de los límites admisibles.

9.12.4. VIBRACIONES. Las vibraciones presentes en las estructuras debido a las cargas de ocupación de personas, a vibraciones provenientes de equipos mecánicos y otras fuentes de vibración no detalladas explícitamente aquí, deberán ser controladas para que no afecten la comodidad de los ocupantes.

9.12.5. CONEXIONES SUSCEPTIBLES AL DESLIZAMIENTO. Cuando una conexión con pernos sea proclive a presentar deslizamiento de las partes conectadas para las cargas de servicio, este deslizamiento deberá considerarse en el diseño. Dicho deslizamiento no deberá afectar la serviciabilidad de la estructura. Cuando sea requerido, se deberán disponer conexiones de deslizamiento crítico.

CAPITULO 9.13. FABRICACION Y MONTAJE.

9.13.1. PLANOS DE FABRICACION. Los planos de fabricación deberán indicar toda la información requerida para la fabricación de todas las partes de la estructura, incluyendo sin ser limitativos: la localización, tipos y dimensiones de todos los pernos, ubicación de pernos pretensados, localización tamaño y tipo de cordones de soldadura, especificando las soldaduras de campo y de taller, localización de las superficies Clase A o superiores, dimensiones de los huecos de acceso para soldadura, indicación de terminaciones de las superficies según aplique y especificaciones sobre pruebas no destructivas, en caso de que sean indicadas por el fabricante.

9.13.2. PLANOS DE MONTAJE. Los planos de montaje de las estructuras metálicas deberán indicar la ubicación de los pernos pretensados y todas aquellas conexiones donde aplique un orden específico de ensamble, o una técnica particular de soldadura, o una secuencia particular de soldadura.

Adicionalmente, además del nombre e identificación única del proyecto, los planos de montaje deberán incluir las siguientes informaciones:

- a) Vistas en planta y en elevación que indiquen la posición de todos los ensambles estructurales;
- b) Ejes teóricos de replanteo de ensambles estructurales;
- c) Dibujos de todos los ensambles de miembros estructurales acotados, a una escala legible, donde se identifiquen todas las piezas (perfiles, placas, etc.) que forman el ensamble, las acotaciones punto a punto y las dimensiones globales;

- d) Diferentes vistas, cortes o detalles de las uniones, para mostrar claramente la unión de las diferentes partes a ensamblar en obra;
- e) Requerimientos especiales de pintura, limpieza o recubrimientos de superficies metálicas, de ser necesarios;
- f) Marcas o códigos de identificación particulares que permitan determinar con suficiente claridad y precisión dónde los diferentes ensambles se unen en obra;
- g) Especificaciones generales de los materiales de las perflerías y placas, así como también los tipos específicos de soldadura y tamaño y grado de los pernos y anclajes.

9.13.3. FABRICACION DE LA ESTRUCTURA. Para la fabricación de las estructuras metálicas se deberán considerar las siguientes especificaciones.

9.13.3.1. CORRECCION DE CURVATURA Y CONTRAFLECHAS Y ENDEREZADO. Se permitirá la aplicación local de calor o medios mecánicos para introducir o corregir la curvatura o la contraflecha de un miembro estructural. Para secciones estructurales laminadas en caliente, secciones tubulares tipo HSS, placas y barras que se correspondan con las denominaciones ASTM indicadas en 9.1.8, la temperatura de regiones calentadas no deberá exceder 650°C, excepto para las siguientes denominaciones: para la denominación ASTM A514M, donde la temperatura no deberá exceder 590°C; para las denominaciones ASTM A709M, ASTM A913M y ASTM A1066M la temperatura no deberá exceder los límites máximos respectivos indicados en el estándar ASTM correspondiente.

9.13.3.2. CORTE TERMICO. Los bordes cortados térmicamente deberán satisfacer los requerimientos del Código de Soldadura Estructural AWS D1.1M, indicados en sus cláusulas 7.14.5.2, 7.14.8.3 y 7.14.8.4, con la excepción de que los bordes cortados térmicamente que no estarán sujetos a fatiga deberán estar libres de irregularidades de fondo curvo mayores a 5 mm y cortes en V profundos y agudos. Las irregularidades de más de 5 mm y cortes deben ser eliminados por esmerilado (rectificado) o reparados con soldadura.

Las esquinas reentrantes deberán ser formadas con una transición curva. El radio no requiere exceder el requerido para encajar la conexión. Se permitirán las esquinas discontinuas en los casos donde el material a ambos lados de la esquina reentrante esté conectado a una pieza de acoplado para prevenir la deformación y la concentración de esfuerzos asociados en la esquina.

Los huecos de acceso deberán satisfacer los requerimientos geométricos dados en este Título. Los recortes en los extremos de vigas y los huecos de acceso en perfiles que requieren ser galvanizados deberán ser pulidos hasta alcanzar el metal brillante. Para perfiles con un espesor de patín menor o igual a 50 mm, la rugosidad de las superficies de recortes cortados térmicamente no deberá ser mayor que la rugosidad superficial de 50 µm, como se define en ASME B46.1. Para recortes en extremos de vigas y huecos de acceso donde la parte curva del hueco de acceso se corta térmicamente, en perfiles ASTM A6M pesados (con patín de más de 50 mm de espesor) y secciones armadas pesadas (con espesor de patín mayor que 50 mm), se deberá aplicar una temperatura de precalentamiento no menor

de 66°C antes de realizar el corte térmico. Todas las superficies cortadas térmicamente de perfiles ASTM A6M y secciones armadas pesadas deberán ser pulidas.

9.13.3.3. APLANADO DE BORDES. No se requerirá terminación o aplanado (cepillado) de bordes cortados térmicamente o cizallados mecánicamente en frío a menos que lo contrario sea especificado en los planos de construcción de la estructura.

9.13.3.4. CONSTRUCCION SOLDADA. Todas las soldaduras deberán ser ejecutadas para satisfacer los requerimientos de la AWS D1.1M.

9.13.3.5. CONSTRUCCION ATORNILLADA. Las partes de los miembros atornillados deberán ser articuladas o fijadas en posición durante el ensamblaje. El uso de pasadores temporales a colocar en agujeros de pernos no deberá deformar localmente el metal de los agujeros ni agrandarlos. En caso de que no exista un emparejamiento adecuado de los agujeros en las piezas a conectar se deberá rechazar la instalación de los miembros o partes.

Todos los agujeros para pernos y los pernos como tal deberán satisfacer la especificación del RCSC. Los agujeros para pernos que sean cortados térmicamente o mediante chorro de agua a alta presión podrán tener un perfil de rugosidad no mayor de 25 μm , como se define en ASME B46.1. Las imperfecciones no deberán tener una profundidad mayor de 2 mm.

Se permitirá tener planchuelas de relleno completamente insertadas con un espesor que no supere los 6 mm sin necesidad de reducir la resistencia en el diseño de la conexión. La orientación de dichas planchuelas de relleno será independiente de la dirección de aplicación de la fuerza.

9.13.3.6. JUNTAS DE COMPRESION. Las juntas de compresión que dependan de aplastamiento directo como parte de la resistencia del empalme deberán tener las superficies de aplastamiento de cada pieza individual preparada mediante aserrado, cepillado u otro método equivalente.

9.13.3.7. TOLERANCIAS DIMENSIONALES. Las tolerancias dimensionales deberán estar de conformidad con la sección 11 del Código de Práctica Normalizada para Edificios y Puentes de Acero del AISC (Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges, AISC 303).

9.13.3.8. TERMINACIÓN DE BASES DE COLUMNAS. Las bases de columnas y placas base deberán estar terminadas de acuerdo con los siguientes requerimientos:

- (a) Se podrán usar placas de apoyo de espesor de 50 mm o menores sin que sea necesario cepillarlas, suponiendo que las mismas están libres de muescas y proveen superficies suaves en la superficie de aplastamiento. A los fines de obtener una superficie suave y libre de muescas, las placas de apoyo con un espesor mayor de 50 mm, pero menor de 100 mm, podrán ser enderezadas con prensa o con cepillado, excepto para lo indicado en (b) y (c). Todas las placas con espesor mayor de 100 mm deberán ser cepilladas para obtener superficies suaves de aplastamiento.

(b) Las superficies inferiores de las placas base de columnas y otras placas de apoyo que sean inyectadas con mortero de inyección de alta resistencia para asegurar un contacto total no requerirán ser cepilladas.

(c) Las superficies superiores de placas base no requieren ser cepilladas siempre que se usen soldaduras de penetración completa entre la columna y la placa base.

9.13.3.9. AGUJEROS PARA ANCLAJES DE PLACAS BASE. Los agujeros para anclajes pueden ser cortados térmica o mecánicamente, siempre que se cumplan las especificaciones dadas en 9.13.3.2.

9.13.3.10. AGUJEROS DE DRENAJE. Cuando exista la posibilidad de que el agua se estanque dentro de secciones tubulares tipo HSS o tipo cajón, ya sea durante la construcción o durante el servicio de la estructura, el miembro estructural deberá estar sellado totalmente contra la infiltración de agua o provisto de un agujero de drenaje en la base del miembro.

9.13.3.11. REQUERIMIENTOS PARA MIEMBROS GALVANIZADOS. Los miembros y partes para ser galvanizados deberán ser diseñados, detallados y fabricados para proporcionar el flujo y drenaje de fluidos preservantes y zinc y para prevenir la acumulación de presiones en partes cerradas.

9.13.4. PINTURA DE TALLER. La pintura de taller no es obligatoria a menos que se requiera en los planos de construcción. La pintura de taller y la preparación de las superficies deberá estar de conformidad con la sección 6 del AISC 303.

9.13.4.1. LUGARES INACCESIBLES. Con excepción de las superficies de contacto, las superficies inaccesibles después del ensamble de taller deberán estar limpiadas y pintadas antes de efectuar el ensamble, si es requerido de acuerdo con los documentos de construcción.

9.13.4.2. SUPERFICIES DE CONTACTO. Se permitirá la pintura en conexiones tipo aplastamiento. En cambio, las superficies de contacto de conexiones de deslizamiento crítico deberán estar de conformidad con los requerimientos de la sección 3.2.2 de la especificación del RCSC.

9.13.4.3. SUPERFICIES TERMINADAS. Las superficies terminadas con maquina deberán estar protegidas contra la corrosión por medio de la aplicación de un recubrimiento inhibidor de corrosión que pueda ser removido previo al montaje o que tenga características que hagan que no sea necesaria su remoción previa al montaje de la estructura.

9.13.4.4. SUPERFICIES ADYACENTES A SOLDADURAS DE CAMPO. A menos que se especifique lo contrario en los planos de construcción, las superficies a menos de 50 mm de cualquier cordón de soldadura de campo deberán estar libres de materiales que puedan afectar la calidad de la soldadura o que puedan producir vapores no seguros durante el proceso de soldadura.

9.13.5. MONTAJE.

9.13.5.1. PREPARACION DE BASES DE COLUMNAS. Las bases de columnas deben estar niveladas y a la elevación correcta proveyendo apoyo total en los elementos de concreto o mampostería designados para soportarlas, tal como se requiere en la sección 7 del estándar AISC 303.

9.13.5.2. CONEXIONES Y ESTABILIDAD. El marco de los edificios de acero estructural deberá levantarse aplomados dentro de los límites estipulados en la sección 11 del estándar AISC 303. A medida que continúa el montaje de la estructura esta deberá ser sujeta para soportar las cargas muertas, de montaje y otras cargas que puede anticiparse que actuarán durante el periodo de montaje. Se deberá proveer arriostramiento lateral temporal de acuerdo con el estándar AISC 303 siempre que sea necesario para soportar las cargas a las que la estructura pueda estar sometida durante el montaje, incluyendo las cargas de los equipos; estos arriostramientos laterales deberán permanecer tanto como se requiera para garantizar la seguridad.

9.13.5.3. ALINEAMIENTO. Los trabajos de soldadura de campo y de atornillado deberán hacerse luego de comprobarse que todos los ensambles que se estén montando se encuentran debidamente alineados según lo especificado en los planos de construcción.

9.13.5.4. AJUSTE DE LAS UNIONES DE COMPRESION Y PLACAS BASE. Será permisible la falta de contacto de apoyo que no exceda los 2 mm independientemente del tipo de empalme usado. Si la brecha de contacto excede los 2 mm, pero no excede los 6 mm, y se comprueba que no existe suficiente superficie de contacto, se deberá rellenar la brecha con planchuelas de relleno de caras paralelas (de sección constante). Dichas planchuelas de relleno pueden ser de acero templado sin importar el grado del material principal.

9.13.5.5. SOLDADURA DE CAMPO. Las superficies dentro e inmediatamente adyacentes a las juntas a ser soldadas en campo deberán ser preparadas según se requiera para asegurar la calidad de la soldadura. La preparación deberá incluir la preparación de la superficie necesaria para corregir posibles daños o contaminación que puedan producirse luego de la fabricación en taller.

9.13.5.6. PINTURA DE CAMPO. La responsabilidad de limpieza, pintura de campo y retoques de pintura deberá establecerse explícitamente en los planos de construcción.

CAPITULO 9.14. CONTROL DE CALIDAD.

9.14.1. REQUERIMIENTOS GENERALES. Los requerimientos de control de calidad dados en este capítulo deberán ser acatados por el fabricante y el responsable del montaje de la estructura. Las responsabilidades del aseguramiento de la calidad podrán ser exigidas al comprador, el propietario o el ingeniero responsable de la obra, y cuando sea necesario, estas responsabilidades deberán ser explícitamente indicadas en los planos de construcción.

9.14.2. PROGRAMA DE CONTROL DE CALIDAD. El fabricante y el responsable del montaje de la estructura deberán establecer, mantener e implementar procedimientos de control de calidad que aseguren que el trabajo ejecutado se realice de acuerdo con este Título y con los planos de construcción.

9.14.2.1. IDENTIFICACION DEL MATERIAL. Los procedimientos de identificación del material deberán cumplir con los requerimientos de la sección 6.1 del estándar AISC 303 y deberán ser monitoreados por el inspector de control de calidad del fabricante.

9.14.2.2. PROCEDIMIENTOS DE CONTROL DE CALIDAD DEL FABRICANTE. Los procedimientos de control de calidad del fabricante deberán, como mínimo, abordar la inspección de los siguientes puntos:

- (a) Soldaduras de taller y colocación de pernos de alta resistencia;
- (b) Cortes efectuados en taller y terminación de superficies en taller;
- (c) Calentamiento de miembros para corrección o introducción de contraflecha, curvatura o enderezamiento;
- (d) Tolerancias para la fabricación en taller de acuerdo con la sección 11.2 del estándar AISC 303.

9.14.2.3. PROCEDIMIENTOS DE CONTROL DE CALIDAD DEL RESPONSABLE DEL MONTAJE. Los procedimientos de control de calidad del responsable del montaje deberán, como mínimo, abordar la inspección de los siguientes puntos:

- (a) Soldaduras de campo y colocación de pernos de alta resistencia;
- (b) Instalación de planchas de acero colaborante de acuerdo con el Estándar para el Control y Aseguramiento de la Calidad para la Instalación de Planchas Colaborantes (Standard for Quality Control and Quality Assurance for Installation of Steel Deck), en lo adelante referido como ANSI/SDI QA/QC.
- (c) Colocación y fijación de los conectores de cortante con cabeza;
- (d) Corte de superficies en campo;
- (e) Calentamiento de miembros en campo para enderezamiento;
- (f) Tolerancias para montaje en campo de acuerdo con la sección 11.3 del AISC 303.

9.14.3. DOCUMENTOS DEL FABRICANTE Y DEL RESPONSABLE DEL MONTAJE.

9.14.3.1. ENTREGA DE DOCUMENTOS. El fabricante y el responsable del montaje deberán entregar, respectivamente, los siguientes documentos al ingeniero encargado de la obra previo a la fabricación y al montaje, respectivamente:

- (a) Planos de fabricación, a menos éstos hayan sido elaborados por otro distinto del fabricante;
- (b) Planos de montaje, a menos que éstos hayan sido elaborados por otro distinto del responsable del montaje.

9.14.3.2. DOCUMENTOS REQUERIDOS PARA LA CONSTRUCCION. Los siguientes documentos deberán estar disponibles de forma digital o impresos de modo que el ingeniero encargado de la obra

tenga acceso a los mismos para su revisión previo a los procesos de fabricación y montaje, respectivamente.

- (a) Copia de los reportes de pruebas de los materiales para los miembros estructurales principales, si se requiriesen;
- (b) Copia de los reportes de pruebas de materiales para forjados y fundidos de acero, si se requiriesen;
- (c) Copia de las certificaciones del fabricante para los conectores;
- (d) Copia de los reportes de pruebas de materiales para los anclajes y partes roscadas;
- (e) Copia de las certificaciones del fabricante para los materiales de soldadura;
- (f) Copia de las certificaciones del fabricante para los conectores de cortante con cabeza;
- (g) Listados o catálogos de los productos del fabricante de metales de aporte y fundentes a ser usados. Los listados deberán indicar el producto, limitaciones de uso, parámetros típicos o recomendados para la soldadura y requerimientos de almacenaje y exposición;
- (h) Especificaciones de los procedimientos de soldadura (WPS);
- (i) Registro de calificación de procedimientos de soldadura que no estén precalificados de conformidad con la AWS D1.1M;
- (j) Registro de la calificación del desempeño del personal de soldadura;
- (k) Manual de control de calidad del fabricante o responsable de montaje que indique:
 - (1) Los procedimientos de control de materiales;
 - (2) Los procedimientos de inspección; y
 - (3) Los procedimientos para la no conformidad.
- (l) Calificaciones del inspector de control de calidad del fabricante o del responsable del montaje;
- (m) Calificación del fabricante para efectuar pruebas no destructivas, en caso de que se requiriese efectuar pruebas de este tipo por el fabricante.

9.14.4. PERSONAL DE INSPECCION Y DE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS.

9.14.4.1. CALIFICACIONES DEL INSPECTOR DE CONTROL DE CALIDAD. Todo el personal de inspección de control de calidad de la soldadura deberá estar calificado para los estándares del programa del control de calidad del responsable del montaje o del fabricante, según sea el caso, y de acuerdo con (a) y (b):

- (a) Inspectores de soldadura asociados o de mayor rango, como se define en la AWS B5.1, o;

(b) Calificado bajo las especificaciones de la cláusula 8.1.4.2(5) de la AWS D1.1M.

El personal encargado de instalar los pernos deberá estar calificado basado en documentación probatoria de experiencia en inspección de colocación de pernos.

En personal que esté encargado de hacer la inspección de control de calidad de los recubrimientos en superficies de acero deberá estar calificado mediante entrenamiento y experiencia, como sea requerido por el programa de control de calidad. El inspector de control de calidad de los recubrimientos en superficies de acero deberá recibir entrenamiento inicial y periódico, el cual deberá ser documentado.

9.14.4.2. CALIFICACIONES DEL PERSONAL PARA PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS. Para pruebas distintas de las visuales, el personal para la ejecución de pruebas no destructivas deberá estar calificado de acuerdo con las prácticas escritas del empleador, las cuales deberán satisfacer los criterios de la cláusula 8.14.6 de la AWS D1.1M, así como también (a) o (b):

9.14.5. REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA INSPECCION DE EDIFICIOS DE ACERO.

9.14.5.1. CONTROL DE CALIDAD. Las inspecciones de control de calidad deberán hacerse según los criterios del inspector de control de calidad del fabricante o del responsable del montaje de la estructura. Todos los trabajos deberán ser supervisados por el inspector de control de calidad para que la ejecución de la obra se haga de conformidad con los planos de construcción y otras documentaciones de construcción.

9.14.5.2. ASEGURAMIENTO DE LA CALIDAD. El inspector de aseguramiento de la calidad deberá revisar los reportes de las pruebas de materiales y las certificaciones de materiales para asegurar que se correspondan con los planos de construcción.

Para asegurar la calidad de la construcción se deberán supervisar las actividades indicadas desde la **Tabla 20** hasta la **Tabla 25**. La supervisión de estas actividades deberá estar especificada en los reportes de inspección, comprobando que la construcción se ejecuta de conformidad con los planos aprobados. Asimismo, deberán anexarse los reportes de pruebas no destructivas, si los hubiere.

Tabla 20: Tareas de inspección previas a la ejecución de soldaduras.

Tareas de inspección a ejecutar antes del soldado	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Registros de calificación del soldador y registros de continuidad.	E	O
Especificaciones de procedimientos de soldadura disponibles.	E	E
Certificaciones disponibles de fundibles de soldaduras del fabricante.	E	E
Identificación del material.	O	O
Sistema de identificación del soldador: <ul style="list-style-type: none"> El fabricante o encargado del montaje, según aplique, deberá tener un sistema de identificación donde se pueda identificar qué juntas suelda cada soldador. 	O	O

Ajuste de soldaduras de ranura: <ul style="list-style-type: none"> • Preparación de la junta; • Dimensiones; • Limpieza de las superficies; • Punteado; • Tipo de respaldo y ajuste del respaldo (si aplica). 	O	O
Ajuste de soldaduras de ranura de penetración completa: <ul style="list-style-type: none"> • Preparación de la junta; • Dimensiones; • Limpieza de las superficies; • Punteado. 	E	O
Configuración y terminación de los huecos de acceso para soldadura	O	O
Ajuste de las soldaduras de filete: <ul style="list-style-type: none"> • Dimensiones; • Limpieza de las superficies; • Punteado. 	O	O
Revisión de los equipos de soldadura.	O	N/A
<p>E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado;</p> <p>O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.</p> <p>N/A: No aplica.</p>		

Tabla 21: Tareas de inspección durante la ejecución de soldaduras.

Tareas de inspección a ejecutar durante el soldado	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Control y manejo de los materiales consumibles de soldadura: <ul style="list-style-type: none"> • Empaque; • Control de la exposición. 	O	O
No se deberá soldar sobre soldaduras de punto con grietas	O	O
Condiciones ambientales: <ul style="list-style-type: none"> • Velocidad del viento dentro de los límites admisibles; • Precipitaciones y temperatura adecuadas. 	O	O
Procedimientos de soldadura seguidos: <ul style="list-style-type: none"> • Configuración de los equipos de soldadura; • Velocidad de desplazamiento o de pasada; • Materiales de soldadura seleccionados; • Tipo y flujo de gas de revestimiento; • Pre calentamiento aplicado (si aplica); • Mantenimiento de la temperatura de entre pasadas consecutivas (min., máx.) 	O	O

• Posición de soldado correcta.		
Técnicas de soldadura: • Pasadas consecutivas y limpieza final; • Cada pasada dentro de los límites del perfil; • Cada pasada satisface los requerimientos de calidad.	O	O
Ubicación e instalación de conectores de cortante con cabeza.	E	E
<p>E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado; O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.</p>		

Tabla 22: Tareas de inspección posteriores a la ejecución de soldaduras.

Tareas de inspección a ejecutar posterior al soldado	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Soldaduras limpias.	O	O
Tamaño, longitud y ubicación de las soldaduras;	E	E
Las soldaduras satisfacen los requerimientos de aceptación visual: • Prohibición de grietas; • Fusión del metal base y metal de soldadura; • Sección transversal del cráter; • Perfiles de soldadura; • Tamaño de soldadura; • Porosidad; • Socavación.	E	E
Formado del arco.	E	E
Inspección del área k cuando se sueldan placas de refuerzo de zona de panel, placas de continuidad o atiesadores que afecten el área k . Se deberá inspeccionar el área k del alma para grietas dentro de los 75 mm más próximos a la soldadura.	E	E
Huecos de acceso en perfiles laminados en caliente y en perfiles armados pesados (con espesor de patines mayor de 50 mm).	E	E
Remoción de respaldos y apoyos de soldadura (si aplica).	E	E
Actividades de reparación.	E	E
Documentos de aceptación o rechazo de la junta o miembro soldado.	E	E
Verificar que no se hayan realizado soldaduras sin la aprobación del ingeniero encargado de la obra.	O	O

E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado;
O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.

Tabla 23: Tareas de inspección previo a la instalación de pernos.

Tareas de inspección a ejecutar previo a la instalación de pernos	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Certificaciones del fabricante para los materiales de los pernos.	O	E
Pernos marcados de acuerdo con los requerimientos de marcado del ASTM aplicable.	O	O
Pernos correctos para el detalle de la junta, incluyendo el grado, tipo, longitud del perno y si las roscas están o no excluidas del plano de corte (según se especifique en planos estructurales).	O	O
Procedimiento de instalación de pernos seleccionado para el detalle de la junta.	O	O
Verificación de los elementos conectados, incluyendo la condición de las superficies en contacto; verificación de la preparación de los agujeros, si se especifica alguna.	O	O
Ensayo de verificación anterior a la instalación mediante la instalación personal observada y documentada para el ensamble de los conectores y métodos usados.	E	O
Disponer de un lugar de almacenamiento para pernos, tuercas, arandelas y otros componentes de conectores.	O	O
<p>E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado; O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.</p>		

Tabla 24: Tareas de inspección durante la instalación de los pernos.

Tareas de inspección a ejecutar durante la instalación de pernos.	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Verificar que todos los pernos, arandelas y tuercas han sido colocados en todos los agujeros y según se requiere.	O	O
Verificar que la junta se haya llevado a la condición de apriete ajustado previo a la operación de pretensado.	O	O
Verificación de que los componentes de los conectores no giran por la llave condicionada a no rotar.	O	O

Verificación de que los pernos son pretensados de acuerdo con la especificación del RCSC, progresando sistemáticamente desde el punto de mayor rigidez hasta los extremos libres.	O	O
<p>E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado;</p> <p>O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.</p>		

Tabla 25: Tareas de inspección posteriores a la instalación de pernos.

Tareas de inspección a ejecutar posterior a la instalación de pernos	Control de calidad	Aseguramiento de la calidad
Aceptación o rechazo documentado de las conexiones con pernos.	E	E
<p>E: el inspector debe revisar cada ítem mencionado;</p> <p>O: el inspector debe observar cada ítem mencionado basado en una supervisión de muestra aleatoria, sin que sea necesario que inspeccione cada uno de los elementos.</p>		

9.14.5.3. INSPECCION COORDINADA. Cuando alguna de las actividades indicadas desde la **Tabla 20** hasta la **Tabla 25** se deba realizar por el inspector de control de calidad y por el inspector de aseguramiento de la calidad, éstos podrán ponerse de acuerdo para que sólo uno ejecute la inspección en cuestión, siempre que se tenga la aprobación por escrito del ingeniero encargado de la obra.

9.14.5.4. INSPECCION DE LAS SOLDADURAS. Las tareas de observación e inspección visual de las soldaduras en ejecución y terminadas deberán ser el método principal para confirmar que los materiales, procedimientos y la mano de obra se encuentran de conformidad con los planos de construcción y otros documentos de construcción aplicables. Para la ejecución de las soldaduras se deberán realizar como mínimo las tareas especificadas desde la **Tabla 20** hasta la **Tabla 22**.

9.14.5.5. PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS DE UNIONES SOLDADAS.

9.14.5.5.1. PROCEDIMIENTOS. El encargado de aseguramiento de la calidad deberá ejecutar pruebas ultrasónicas, pruebas de partículas magnéticas, pruebas de líquido penetrante o pruebas radiográficas, según se requiera, de acuerdo con los requerimientos de la AWS D1.1M.

9.14.5.5.2. PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS PARA SOLDADURAS DE RANURA DE PENETRACION COMPLETA. Para estructuras que pertenezcan a las Categorías de Riesgo III o IV, clasificadas de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, se deberán ejecutar pruebas de ultrasonido para todas las soldaduras de ranura de penetración completa que estén sujetas a tracción aplicada transversalmente al cordón en uniones T, de tope y de esquina, en materiales con espesores mayores a 8 mm. Para estructuras dentro de la Categoría de Riesgo II, clasificadas de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, se deberán realizar pruebas de ultrasonido en al menos un 10% de las soldaduras de ranura de penetración completa en juntas en T, de tope y de esquina sometidas a tracción aplicada transversalmente al cordón en materiales con espesores iguales o mayores a 8 mm. Para estructuras dentro de la Categoría de Riesgo I, clasificadas

de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, no será necesario ejecutar pruebas no destructivas a las soldaduras de ranura de penetración completa que unan materiales de espesor menor a 8 mm.

9.14.5.5.3. JUNTAS SOLDADAS SOMETIDAS A FATIGA. Cuando sea requerido, las imperfecciones en juntas soldadas deberán ser determinadas mediante inspección radiográfica o ultrasónica, las cuales deberán ejecutarse por el encargado de aseguramiento de la calidad. Se prohíbe la reducción de la tasa de prueba ultrasónica indicada en 9.14.5.5.5.

9.14.5.5.4. TASA DE RECHAZO DEL ENSAYO DE ULTRASONIDO. La tasa de rechazo de ensayo ultrasónico será determinada como el número de soldaduras que tienen defectos dividido por el número de soldaduras ejecutadas. Las soldaduras que tienen discontinuidades aceptables podrán ser consideradas como sin defectos cuando se determine la tasa de rechazo de la prueba de ultrasonido. Para los fines de evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas de más de 1 m de longitud donde la garganta efectiva es de 25 mm o menor, cada incremento de 300 mm o fracción será considerado como una soldadura individual. Para los fines de evaluar la tasa de rechazo de soldaduras continuas de más de 1 m de longitud donde la garganta efectiva es mayor de 25 mm, cada incremento de 150 mm o fracción será considerado como una soldadura individual.

9.14.5.5.5. REDUCCION DE LA TASA DE ENSAYOS ULTRASONICOS. Para proyectos donde se tengan cuarenta (40) soldaduras o menos, no se permitirá reducción de la tasa de ensayos ultrasónicos. Se permitirá una reducción en la tasa de ensayo ultrasónico cuando se aprueba por el ingeniero encargado de la obra y la Dirección de Inspección de Obras Privadas del MIVHED. Cuando la tasa inicial es del 100%, la tasa de prueba no destructiva para un soldador individual podrá reducirse al 25% si se comprueba que la tasa de rechazo es igual o menor al 5% para las soldaduras ensayadas por el soldador. Para cada proyecto se deberá realizar un muestreo de al menos cuarenta (40) soldaduras completadas para la evaluación de la reducción de la tasa.

9.14.5.5.6. AUMENTO EN LA TASA DE ENSAYOS ULTRASONICOS. Para estructuras clasificadas dentro de la Categoría de Riesgo II, de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural (donde la tasa inicial de ensayo ultrasónico es del 10%), la tasa de ensayos para un soldador individual deberá ser aumentada a un 100% si la tasa de rechazo excede el 5% de las soldaduras ensayadas para el soldador individual. Para cada proyecto se deberá realizar un muestreo de al menos veinte (20) soldaduras completadas previo a la implementación del aumento de la tasa de ensayo. Si la tasa de rechazo para el soldador individual es igual o menor del 5%, calculada sobre la base de al menos cuarenta (40) soldaduras completadas, la tasa de ensayo de ultrasonido podrá ser reducida al 10%.

9.14.5.5.7. DOCUMENTACION DE INSPECCION DE ENSAYOS. Todos los ensayos no destructivos deberán ser documentados. Para fabricación en taller, los informes de pruebas no destructivas deberán identificar la soldadura ensayada mediante un número único de identificación y ubicación de la pieza. Para soldaduras de campo, el informe de pruebas no destructivas deberá identificar la soldadura ensayada indicando la ubicación de ésta en la estructura junto con un número único de identificación y ubicación de la pieza. Cuando la soldadura sea rechazada sobre la base de una prueba no destructiva,

el informe de inspección de ensayos deberá indicar la ubicación del defecto causante del rechazo y del criterio aplicado para el rechazo.

9.14.5.6. INSPECCION DE INSTALACION DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA. La observación de los procedimientos de instalación de pernos de alta resistencia serán el método principal para comprobar que los materiales, procedimientos y mano de obra usados en la construcción satisfacen los requerimientos de los planos de construcción y demás documentos de construcción aplicables, así como los requerimientos de la especificación del RCSC.

9.14.5.6.1. JUNTAS DE APRIETE AJUSTADO. Para juntas con apriete ajustado, el ensayo de verificación de preinstalación indicado en la **Tabla 23** y el monitoreo de los procedimientos de instalación indicado en la **Tabla 24** no son aplicables. El inspector de control de calidad o el inspector de aseguramiento de la calidad no requieren estar presentes en la instalación de pernos con condición de apriete ajustado.

9.14.5.6.2. JUNTAS PRETENSADAS Y DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO. Para uniones pretensadas y de deslizamiento crítico, cuando el instalador de los pernos utilice el método de vuelta de tuerca con técnicas de marcado, el método de indicador de tracción directa o el método de giro de tracción controlado, el monitoreo de las disposiciones deberá ser realizado de acuerdo con la **Tabla 24**. El inspector de control de calidad o el inspector de aseguramiento de la calidad no requieren estar presentes cuando dichos métodos de instalación sean empleados por el instalador.

9.14.5.6.3. OTRAS JUNTAS PRETENSADAS Y DE DESLIZAMIENTO CRÍTICO. Para uniones pretensadas y de deslizamiento crítico, cuando el instalador de los pernos utilice el método de vuelta de tuerca sin técnicas de marcado, o el método de llave de tuerca calibrada, el monitoreo de las disposiciones deberá estar de acuerdo con la **Tabla 24**. Cuando estos métodos sean utilizados por el instalador, el inspector de control de calidad y el inspector de aseguramiento de calidad deberán estar presentes para efectuar las inspecciones requeridas.

9.14.5.7. INSPECCION DE MIEMBROS PRINCIPALES GALVANIZADOS. Las superficies cortadas expuestas de miembros principales de acero galvanizado y las esquinas expuestas de miembros tubulares (HSS) deberán ser inspeccionadas para detectar grietas luego del proceso de galvanizado. Las grietas deberán repararse o de lo contrario el miembro estructural deberá ser rechazado.

9.14.5.8. OTRAS TAREAS DE INSPECCION. El inspector de control de calidad del fabricante deberá inspeccionar todas las piezas de acero fabricadas para verificar que se satisfacen todas las especificaciones de los planos constructivos y otros documentos aplicables.

El inspector de control de calidad del encargado del montaje de la estructura deberá verificar que la ubicación y disposición de todos los elementos montados se corresponda con los planos de montaje aprobados. Se deberá asegurar que los elementos de arriostramiento, atiesadores, ubicaciones y disposición de los miembros estructurales y uniones estén de conformidad con los planos aprobados.

Se requerirá que el inspector de aseguramiento de la calidad esté presente para la inspección de la colocación de anclajes de placa base y otros embebidos que soporten elementos estructurales, de

acuerdo con lo especificado en los documentos de construcción. Como mínimo se deberá verificar que la ubicación, grado, diámetro, longitud y tipo de anclaje, así como el embebido dentro del concreto, se corresponda con las especificaciones de los planos aprobados.

9.14.5.9. RECHAZO DE MANO DE OBRA Y MATERIALES. La identificación de mano de obra y/o materiales que no estén de conformidad con los documentos de construcción aprobados deberá conducir al rechazo inmediato durante cualquier etapa de construcción de la obra. El encargado de aseguramiento de la calidad deberá elaborar un informe dirigido al ingeniero encargado de la obra y a la Dirección de Inspección de Obras Privadas del MIVHED que indique la no conformidad de materiales y/o mano de obra; este informe deberá ser remitido de inmediato al fabricante y/o encargado del montaje, según sea aplicable. El encargado de aseguramiento de la calidad deberá requerir en el informe las medidas correctivas para todos los materiales y/o mano de obra que no estén de conformidad con los documentos de construcción aprobados. Dicho informe deberá contener como mínimo los reportes de no conformidad y los reportes de reparación y/o reemplazo de los elementos hallados no conformes.

9.14.5.10. REQUERIMIENTOS MINIMOS PARA RECUBRIMIENTOS. Cuando se requiera aplicar recubrimientos en taller o en campo, incluyendo retoques de pintura, el fabricante o el encargado del montaje deberán establecer, mantener e implementar los procedimientos de control de calidad requeridos para asegurar que los revestimientos se coloquen sobre el acero estructural de acuerdo con la ficha técnica del producto del fabricante. En caso de que los procedimientos para la colocación de recubrimientos dados por la ficha técnica del fabricante y por los planos constructivos difieran, estos criterios deberán ser consensuados y unificados previo a la colocación de dichos recubrimientos.

La observación de los procesos previos y del propio proceso de aplicación de recubrimientos será el método principal para asegurar que el material de recubrimiento, procedimientos y mano de obra implementados están de conformidad con los documentos de construcción.

10.



Madera



TÍTULO 10: MADERA.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPÍTULO 10.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	192
CAPÍTULO 10.2. CRITERIOS GENERALES PARA SELECCIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL.....	205
CAPÍTULO 10.3. DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.....	208
CAPÍTULO 10.4. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.....	210
CAPÍTULO 10.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES.....	215
CAPÍTULO 10.6. DISEÑO DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN. .	222
CAPÍTULO 10.7. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS.....	227
CAPÍTULO 10.8. DISEÑO DE UNIONES.....	231
CAPÍTULO 10.9. ESTRUCTURAS PROVISIONALES.....	249
CAPÍTULO 10.10. TÉCNICAS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS. .	260

CAPÍTULO 10.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

10.1.1. OBJETIVO, CAMPO DE APLICACIÓN Y DEFINICIONES.

10.1.1.1. OBJETIVO. El presente Título 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 Volumen I: Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.

10.1.1.2. CAMPO DE APLICACIÓN. Este Título 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)

10.1.1.3. Los tipos y elementos de madera, así como los criterios para el análisis y el diseño de estructuras no contemplados en este Título deberán ser presentados de acuerdo con los códigos internacionales vigentes que apliquen al caso, ante la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del MIVHED correspondiente, para su aceptación, según los requerimientos de las **secciones 10.3.1** hasta **10.3.8**.

10.1.1.4. VOLUMENES Y TÍTULOS DEL CODIGO DE CONSTRUCCION DE LA REPUBLICA DOMINICANA. El Código de Construcción de la República Dominicana lo conforman los siguientes Volúmenes y Títulos, incluido este Título, los cuales serán de aplicación obligatoria para la debida concepción de los proyectos, así como para la ejecución, inspección y supervisión de las obras en cuestión; de igual modo, le serán aplicables los demás reglamentos vigentes necesarios para estos fines:

- **Volumen I.** Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones.
 - Título 1: Consideraciones Generales.
 - Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.
 - Título 3: Procedimientos para la Tramitación de Planos, Inspección y Supervisión de Obras Privadas.
 - Título 4: Suelos y Fundaciones.

- Título 5: Hormigón Armado.
- Título 6: Muros de hormigón armado de Ductilidad Limitada.
- Título 7: Aluminio.
- Título 8: Mampostería.
- Título 9: Acero.
- Título 10: Madera.
- Título 11: Vidrio y acristalado.

- **Volumen II.** Instalaciones Hidrosanitarias en Edificaciones.
- **Volumen III.** Instalaciones Eléctricas en Edificaciones.
- **Volumen IV.** Instalaciones Mecánicas en Edificaciones.
- **Volumen V.** Diseño Arquitectónico de Edificaciones.

10.1.1.5. DEFINICIONES. Donde quiera que aparezcan estos términos en el presente Título, serán definidos como se establece a continuación:

10.1.1.5.1. ALERO: Parte del techo que sobresale al exterior de la edificación.

10.1.1.5.2. ALABEO: Deformación que puede experimentar una pieza de madera por la curvatura de sus ejes longitudinales, transversales o de ambos.

10.1.1.5.3. ALQUITRÁN: Producto Bituminoso, semisólido o líquido que resulta de la destilación de materiales carbonáceos tales como la hulla, lignito, madera u otros.

10.1.1.5.4. ANCLAJE: Refuerzo que se emplea para el apoyo y/o la fijación de elementos en una construcción.

10.1.1.5.5. 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.

10.1.1.5.6. ANGULAR: Refuerzo metálico de diferentes dimensiones, generalmente doblado a 90 grados, que se emplea como elemento de fijación.

10.1.1.5.7. APUNTALAR: Acción de afirmar o fijar con puntales.

10.1.1.5.8. 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.

10.1.1.5.9. 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.

10.1.1.5.10. ARISTA: Línea de intersección de las superficies que forman dos planos adyacentes.

10.1.1.5.11. ARMADO: Ordenamiento de los elementos componentes de una construcción.

10.1.1.5.12. ARRIOSTRAMIENTO: Elemento (madera o metal) que se usa en una estructura con el fin de garantizar su estabilidad.

10.1.1.5.13. ASIENTOS O ARRASTRES: Son los apoyos de los puntales y sirven para transmitir las cargas del encofrado y del concreto fresco al suelo firme.

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

10.1.1.5.15. AWWPA: Asociación Americana para la Preservación de la Madera (*American Wood-Preservers' Association*).

10.1.1.5.16. BARROTES O BIROTES: Son elementos del encofrado que tienen la función de dar soporte y rigidez a la duela de contacto.

10.1.1.5.17. 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.

10.1.1.5.18. 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.

10.1.1.5.19. CANTO: Cada uno de los lados o remates de una pieza, perpendiculares a las caras y paralelas al eje longitudinal de dicha pieza.

10.1.1.5.20. CARGA ADMISIBLE: Fuerza calculada en base a los esfuerzos admisibles y las leyes de la mecánica estructural para un elemento dado.

10.1.1.5.21. CARGADERAS: Son elementos usados en encofrados de vigas, losas y otros para soportar y transmitir cargas a los puntales.

10.1.1.5.22. 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.

10.1.1.5.23. 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.

10.1.1.5.24. CIELO RASO: Revestimiento interior del techo de las edificaciones.

10.1.1.5.25. 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.

10.1.1.5.26. CONTENIDO DE HUMEDAD (CH): Peso del agua en la madera expresada como un porcentaje de su peso anhidro.

10.1.1.5.27. CORTAFUEGO: Elemento de distintos materiales, que se usa para impedir o retardar la propagación del fuego.

10.1.1.5.28. 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.

10.1.1.5.29. COSTILLAS O LARGUEROS: Son los elementos del encofrado que dan rigidez al forro o duela de contacto.

10.1.1.5.30. CREOSOTA: Mezcla de compuestos con altos contenidos de ácidos y bases de alquitrán, usada para la preservación de la madera.

10.1.1.5.31. CUBIERTA: Revestimiento de piso, entrepiso o techo.

10.1.1.5.32. CUERDA: El conjunto de las piezas que definen el perímetro de una tijerilla o cercha.

10.1.1.5.33. CUMBRERA: Línea horizontal de nivel más elevado que presenta una cubierta de techo.

10.1.1.5.34. CUÑA: Pieza de madera usada para asentar y calzar elementos en un encofrado.

10.1.1.5.35. CHAFLÁN: Resultado del biselado del borde o arista de una pieza de madera.

10.1.1.5.36. CHAPA: Lámina delgada de madera (de espesor no mayor de 6 mm), obtenida por corte plano de un rollizo.

10.1.1.5.37. DEFORMACIÓN: Variación de la forma de un elemento estructural por la aplicación de cargas.

10.1.1.5.38. DEFORMACIONES DIFERIDAS: Son aquellas que ocurren en un elemento o estructura con el transcurso del tiempo, debido a la acción continua de cargas.

10.1.1.5.39. DENSIDAD: Peso por unidad de volumen.

10.1.1.5.40. DIAFRAGMAS: Son elementos estructurales colocados horizontal (techos y entrepisos) o verticalmente (paredes de corte y tabiques) con la condición común de transmitir fuerzas cortantes en su plano.

10.1.1.5.41. DIMENSIÓN DE CÁLCULO: Es la que tiene una pieza de madera después de ser cepillada.

10.1.1.5.42. DIMENSIÓN NETA: Medida final de un elemento de madera después de haber sido procesado mediante secado, cepillado, rebajado u otro.

10.1.1.5.43. DIMENSIÓN NOMINAL: Es la que tiene una pieza de madera antes de las operaciones de maquinado, comúnmente denominada dimensión comercial.

10.1.1.5.44. DISTANCIA AL BORDE: Distancia medida desde el centro de un elemento de unión a una arista lateral de una pieza.

10.1.1.5.45. DISTANCIA AL EXTREMO: Distancia de un elemento de unión a la arista extrema de una pieza.

10.1.1.5.46. DURAMEN: Es la madera que proviene de la zona central de árbol, está constituida por células maduras.

10.1.1.5.47. DURMIENTE: Pieza o elemento de madera colocado de forma horizontal, sobre el cual se apoyan otros, horizontales, verticales ó inclinados.

10.1.1.5.48. ELEMENTOS COMPUESTOS: Son los formados mediante la unión de varios elementos estructurales entre sí, dispuestos para soportar las solicitaciones que puedan presentarse en una estructura mediante el trabajo en conjunto.

10.1.1.5.49. ELEMENTOS DE UNIÓN: Se emplean para ensamblar piezas, para lograr su continuidad, forma y resistencia. Generalmente son de acero o de otro metal.

10.1.1.5.50. 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.

10.1.1.5.51. ENCOFRADO: Es el recipiente dentro del cual se realiza el vaciado del hormigón para obtener la configuración de diseño requerida. Aun cuando este se use de forma temporal, tiene un efecto permanente sobre la estructura final del hormigón.

10.1.1.5.52. 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.

10.1.1.5.53. ENTRAMADO: Conjunto de elementos o piezas de madera convenientemente unidas entre sí. Es el esqueleto estructural de una edificación, puede ser horizontal o vertical.

10.1.1.5.54. ESCUADRÍA: Son las dimensiones de la sección transversal de una pieza que está o ha de ser labrada a escuadra.

10.1.1.5.55. ESFUERZO ADMISIBLE: Es el que representa el esfuerzo máximo real que se considera adecuado para el diseño de los elementos estructurales de una edificación.

10.1.1.5.56. 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.

10.1.1.5.57. ESFUERZO CALCULADO: Es el esfuerzo resultante de las solicitaciones de servicios.

10.1.1.5.58. ESFUERZO DE ROTURA: Es el obtenido empleando la carga máxima que puede soportar un espécimen al ser ensayado.

10.1.1.5.59. ESPACIAMIENTO: Distancia entre elementos.

10.1.1.5.60. ESPESOR: Dimensión menor de la escudaría de una pieza.

10.1.1.5.61. 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.

10.1.1.5.62. FIBRAS: Son las que definen la dirección de los elementos celulares axiales de la madera con relación al eje del árbol.

10.1.1.5.63. 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.

10.1.1.5.64. FRISO: Tabla ubicada de canto, de forma tal que una de sus caras sirva de remate.

10.1.1.5.65. FUNGICIDA: Compuesto utilizado para la destrucción de hongos.

10.1.1.5.66. GALLETAS: Son piezas que sirven para unir y fijar elementos en un encofrado.

10.1.1.5.67. 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.

10.1.1.5.68. JUNTA CONSTRUCTIVA: Espacio libre que queda entre dos partes contiguas de una construcción.

10.1.1.5.69. MACHIHEMBRADO: Ensamble de dos piezas de madera por sus bordes, de manera que tengan un encaje perfecto.

10.1.1.5.70. 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.

10.1.1.5.71. MADERA HÚMEDA: Madera aserrada de Contenido de Humedad (CH) mayor al 18%. El valor máximo admisible se limita al 30%.

10.1.1.5.72. MADERA SECA: Madera aserrada de Contenido de Humedad (CH) menor o igual al 18%.

10.1.1.5.73. MADERA TRATADA: Es la que se ha sometido a un proceso de secado y preservación.

10.1.1.5.74. MADERA EN ESTADO VERDE: Es la que no ha sufrido ningún proceso de secado. Generalmente su contenido de humedad es superior al 30%.

10.1.1.5.75. MÓDULO DE CORTE O RIGIDEZ: Es el que relaciona las deformaciones con los esfuerzos de corte que les dan origen.

10.1.1.5.76. 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.

10.1.1.5.77. MONTAJE: Acción y efecto de ensamblar, acoplar y levantar los diferentes componentes de una construcción.

10.1.1.5.78. MONTANTE: Pieza que generalmente en posición vertical en el plano de trabajo, forma parte de un sistema estructural. En tijaerillas o cerchas es usado como elemento de refuerzo y soporte vertical (véase fig. 73).

10.1.1.5.79. MUESCA O MORDIDA: Hueco que se realiza en una pieza de madera para encajar otra.

10.1.1.5.80. 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.

10.1.1.5.81. 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.

10.1.1.5.82. 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.

10.1.1.5.83. PENTAFLOROFENOL: 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.

10.1.1.5.84. PESO ANHIDRO: Es el que se obtiene de la madera que se ha secado al horno a una temperatura de $103 + 2^{\circ}$ C.

10.1.1.5.85. PESO ESPECÍFICO DE LA MADERA: Relación entre la densidad de la madera y la densidad del agua.

10.1.1.5.86. 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.

10.1.1.5.87. PIE DERECHO: Pieza vertical que generalmente trabaja a compresión y sirve para dar soporte y rigidez a los entramados de paredes de madera.

10.1.1.5.88. 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.

10.1.1.5.89. 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.

10.1.1.5.90. PLETINA O PLATINA: Pieza metálica tipo placa alargada, empleada en la fijación de elementos estructurales.

10.1.1.5.91. POSTES: Son elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada.

10.1.1.5.92. 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.

10.1.1.5.93. PUNTALES: Son elementos que se usan para soportar temporalmente una construcción, generalmente recibe las cargas que le transmiten las cargaderas en un encofrado.

10.1.1.5.94. REVESTIMIENTO: Elemento de construcción con que se le da terminación y resguardo a una superficie. Puede ser estructural o no.

10.1.1.5.95. RIGIDIZAR: Fijar y asegurar los elementos de una estructura, enlazándolos unos con otros para que presenten mayor estabilidad frente a las cargas.

10.1.1.5.96. RODAPIÉS: Pieza que se usa para dar soporte inferior a los barrotes o birotos de un encofrado de madera.

10.1.1.5.97. ROLLIZO: Madera en forma cilíndrica, que se emplea sin elaborar.

10.1.1.5.98. SALES CCA: Sales preservadoras de la madera, cuyos componentes activos son cobre, cromo y arsénico. Suelen ser ácidas y por lo tanto corrosivas.

10.1.1.5.99. 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.

10.1.1.5.100. SECADO: Proceso mediante el cual se disminuye el contenido de humedad de la madera.

10.1.1.5.101. SECCIÓN LONGITUDINAL: Es la que resulta de cortar una madera en sentido paralelo a sus fibras.

10.1.1.5.102. SECCIÓN TRANSVERSAL: Es la que resulta de cortar una madera en sentido perpendicular a sus fibras.

10.1.1.5.103. 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.

10.1.1.5.104. 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.

10.1.1.5.105. 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.

10.1.1.5.106. TAPAJUNTAS: Listón de madera u otro material usado para cubrir una junta constructiva.

10.1.1.5.107. 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.

10.1.1.5.108. 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.

10.1.1.5.109. TORNILLO ROSCA MADERA: Tornillo de rosca uniforme y cónica, usado como elemento de fijación en madera.

10.1.1.5.110. TRABAJO EN CONJUNTO: Es cuando tres o más elementos de un sistema soportan una carga común distribuida entre ellos, presentando un buen comportamiento estructural.

10.1.1.5.111. UNIÓN: Intersección de dos o más elementos de una estructura.

10.1.1.5.112. VIGAS: Elemento horizontal o inclinado sometido principalmente a cargas transversales, cuyo trabajo principal es a flexión.

10.1.1.5.113. 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.

10.1.1.5.114. VOLADIZO: Elemento estructural con un extremo libre, que sobresale de las paredes de una construcción.

10.1.1.5.115. YUGOS: Son los elementos del encofrado usados para soportar y rigidizar los barroses o birotos.

10.1.1.5.116. ZÓCALO: Elemento de protección de las paredes que se coloca en la intersección del piso con éstas. Puede ser de madera u otro.

10.1.1.6. NOTACIÓN GENERAL. Los términos utilizados en este Título tendrán la notación y el significado que se indica a continuación:

A	área de la sección transversal de un elemento o área de apoyo, cm^2
b	ancho de la sección transversal de un elemento, cm
c	distancia del eje neutro a las fibras externas, 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 vigueta
CH	contenido de humedad en %
D	diámetro de un elemento de unión (clavo, tornillo o perno), mm
D'	diámetro nominal de un tornillo rosca madera, mm

E	módulo de elasticidad de la madera, kg/cm ²
E_{min}	módulo de elasticidad mínimo, kg/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_{cpd}	esfuerzo calculado de compresión en la dirección perpendicular a las fibras, kg/cm ²
f_m	esfuerzo máximo calculado por flexión, kg/cm ²
f_v	esfuerzo cortante paralelo a las fibras calculado, kg/cm ²
F_{adm}	esfuerzo admisible, kg/cm ²
F_b	esfuerzo admisible para flexión, kg/cm ²
F_{bp}	esfuerzo admisible para flexión, considerando tendencia al pandeo lateral en vigas o viguetas de madera, kg/cm ²
F_{cpd}	esfuerzo admisible para compresión perpendicular a las fibras, kg/cm ²
F_{cpt}	esfuerzo admisible para compresión paralela a la fibra, kg/cm ²
F_{cr}	esfuerzo crítico de pandeo de Euler, kg/cm ²
$F_{c\theta}$	esfuerzo admisible para compresión actuando en una dirección θ , respecto a las fibras, kg/cm ²
F_t	esfuerzo admisible para tracción paralela a la fibra, kg/cm ²
F_v	esfuerzo admisible para cortante paralela a la fibra, kg/cm ²
G	módulo de corte o rigidez, kg/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, 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
L _Δ	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
P _E	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

P_L	carga admisible para clavos y tornillos en uniones de madera sometidas a fuerzas laterales, kg
P_{lat}	presión lateral calculada en los elementos de un encofrado de madera, kg/m ²
Q	carga admisible de un elemento de unión donde existan fuerzas perpendiculares a las fibras, kg
r	radio de giro mínimo de una sección transversal, cm
R	reacción en área de apoyo o contacto, kg
R_V	rapidez de vaciado del hormigón en un encofrado, m/hr
S	módulo de sección de un elemento, cm ³
S_R	separación máxima entre riostras de madera, cm
t	espesor efectivo de diseño para la madera en uniones con clavos, tornillos y pernos, mm
T	carga de tracción paralela a la fibra actuante en el elemento, kg
T_{adm}	carga axial admisible a tracción paralela a la fibra, kg
T_h	temperatura del hormigón, °C
V	cortante máximo en una sección transversal, kg
W	carga uniformemente distribuida, kg/cm
χ_c	distancia máxima entre apoyos de elementos sometidos a fuerza cortante en un encofrado, cm
χ_f	distancia máxima entre apoyos de elementos sometidos a flexión en un encofrado, cm.
y	distancia del eje neutro a la fibra a cuya altura se desea determinar el esfuerzo, cm
Z	momento estático del área de la sección transversal de un elemento por encima de la fibra en la cual se determina un esfuerzo cortante (\bar{h}), cm ³
λ	relación de esbeltez en columnas (se considera la mayor)
Δ	deflexión, cm
Δ_{adm}	deflexión máxima admisible para elementos de madera maciza sometidos a cargas transversales, cm
Δ_c	deflexión por corte, cm
Δ_f	deflexión por flexión, cm
$\Delta_{equivalente}$	valor equivalente para la estimación de deflexiones (instantáneas + diferidas) en un elemento de madera, cm
Δ_m	deflexión debida a cargas muertas, cm
Δ_T	total de la suma de deflexiones por corte + deflexiones por flexión en un elemento de madera ($\Delta_T = \Delta_c + \Delta_f$), cm
Δ_v	deflexión debida a cargas vivas, cm
θ	ángulo entre la dirección de la carga y la dirección de las fibras
ϕ	factor de estabilidad lateral en vigas o viguetas
γ	peso específico de la madera, (adimensional)
γ_h	peso volumétrico del hormigón normal (2,400 kg/m ³)
γ_h'	peso volumétrico del hormigón diferente al normal ($\gamma_h' \neq 2,400$ kg/m ³)

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, y cumplir con los requerimientos de las **secciones 10.4.3.1** hasta **10.4.5.2**, en cuanto a clasificación y resistencia.

10.2.2. 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.

10.2.3. 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; éstos deberán aplicarse hasta penetrar una profundidad considerable en la madera a proteger, de acuerdo con el tratamiento y tipo de madera a preservar, según las especificaciones correspondientes de la ASTM.

10.2.4. 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.

10.2.6. 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 de 10.10.2.3** hasta **10.10.2.5**).

10.2.7. 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 **secciones 10.10.5.2** y **10.10.5.3**).

10.2.8. 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 AWWA (*Book of Standards*).

10.2.9. 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.

10.2.10. 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 sección 10.10.2.6), 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).

10.2.11. 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 Título sobre Sistemas contra Incendios primando la de mayor restricción.

10.2.12. Las paredes de madera en una edificación para uso habitacional deberán tener una resistencia mínima al fuego de $\frac{1}{2}$ hora, exceptuando las paredes divisorias en edificaciones dúplex (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.

10.2.13. 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^2 hasta 70 kg/cm^2 . Deberán impregnarse de 40 a 80 kg de sal seca por metro cúbico de madera.

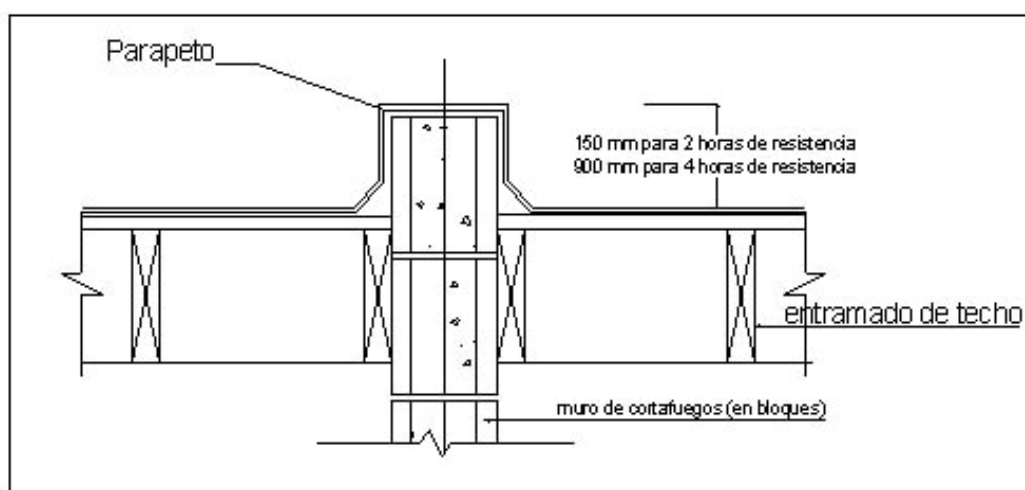
b. Recubrimiento: Podrán aplicarse pinturas a base de silicatos solubles en agua, resinas de urea, aloginatos, emulsiones polivinílicas, etc. Estos retardantes deberán ser aplicados en mayores espesores que una pintura convencional, con un rendimiento por galón de 10 a 17 m².

10.2.14. 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.

10.2.15. 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, éstos 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.

10.2.16. En caso de usar muros de bloques como muros cortafuego, éstos 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



10.2.17. 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.

CAPÍTULO 10.3. DOCUMENTOS DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

10.3.1. MEMORIA DE CÁLCULOS ESTRUCTURALES. Se deberá presentar la Memoria de Cálculos Estructurales, la cual describirá detalladamente los criterios de análisis y diseño estructural adoptados, los principales datos y resultados, las secciones dimensionadas de los elementos que componen la o las estructuras definitivas y/o provisionales (encofrados y andamios) del proyecto, sus uniones y cualquier combinación entre elementos estructurales que se pudiere presentar. En la memoria descriptiva del proyecto estructural se deberá indicar, como mínimo, lo siguiente:

- a. Descripción del Sistema Estructural.
- b. Cargas consideradas.
- c. Características y resistencias de todos los Materiales Estructurales.
- d. Resultados de los análisis y diseños de todos los elementos estructurales, sus uniones y de las estructuras provisionales (encofrados y andamios), que lo ameriten (véase **Sección 10.9.1.1**).

10.3.2. En los casos no cubiertos por este Título que requieran del uso de una Reglamentación no contemplada en las disposiciones vigentes, deberá presentarse copia de ésta ante el MIVHED, a través de la Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias, para fines de su aprobación.

10.3.3. INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS. El Informe de Mecánica de Suelos deberá regirse de acuerdo con las especificaciones del Título 4 sobre Suelos y Fundaciones. En el caso de edificaciones de madera individuales económicas rurales de un solo piso, no será imprescindible la presentación del estudio geotécnico, siempre que se usen valores

conservadores para el esfuerzo admisible del terreno. El diseño de las cimentaciones deberá registrarse por el Título 5, sobre Hormigón Armado.

10.3.4. PLANOS ESTRUCTURALES. Los planos de las estructuras (definitivas y provisionales), deberán mostrar las plantas, elevaciones y secciones estructurales de la o las edificaciones diseñadas, los detalles de todos los elementos estructurales, sus uniones, juntas y cualquier otro que fuere necesario para el buen desenvolvimiento de la construcción en general, con dimensiones y ubicación relativa de todos.

10.3.5. Deberán constar en los planos estructurales, los niveles de piso, los centros de las columnas y las excentricidades de sus ejes. Estos planos se dibujarán a una escala suficientemente grande para poder apreciar fácilmente los detalles de diseño a escala, no menor de 1:100.

10.3.6. Cuando se requiera de contraflechas en algún elemento estructural, éstas deberán precisarse en planos. Igualmente deberán indicarse en los mismos cualquier requisito en cuanto a rigidez y arriostramiento a ser aplicado en el proyecto estructural.

10.3.7. También deberá especificarse en los planos, la información siguiente:

1. Calidad de materiales para usar en cada uno de los elementos estructurales.
2. Esfuerzo admisible del terreno usado para el diseño de las cimentaciones.
3. Detalles de armaduras especiales según requisitos de ductilidad en nudos, vigas y columnas de H. A., en caso de usarse estos. (Véase el Título 5 sobre Hormigón Armado).

10.3.8. SISTEMA DE UNIDADES. Todos los documentos del proyecto estructural deberán ser preparados usando las unidades del Sistema Internacional de unidades (SI) y especificar entre paréntesis () su equivalente en el Sistema MKS. Podrán indicarse en planos las secciones de los elementos de madera y sus elementos de unión, por su denominación comercial actual, en pulgadas.

CAPÍTULO 10.4. REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO.

10.4.1. FUNDAMENTOS DE DISEÑO.

10.4.1.1. MÉTODO DE DISEÑO. Para los fines de este Título, el criterio de diseño a seguir para elementos de madera y los dispositivos de unión requeridos por estas estructuras, estará basado en el Método de los Esfuerzos Admisibles, también conocido internacionalmente como (ASD); la aplicación de cualquier otro método estará sujeta a lo descrito en la **sección 10.1.1.3.**

10.4.1.2. REQUISITOS DE ESFUERZOS. Los esfuerzos aplicados, producidos por las cargas de servicio, deberán ser menores o iguales a los esfuerzos admisibles del material, cumpliendo con lo siguiente:

$$\text{Esfuerzos Aplicados} \leq \text{Esfuerzos Admisibles}$$

10.4.1.3. REQUISITOS DE RIGIDEZ. Deberán evaluarse las deformaciones debidas a cargas muertas y cargas vivas de acuerdo a lo establecido en las **secciones 10.5.7.1** hasta **10.5.7.3**, considerándose además incrementos de deformaciones con el tiempo o deformaciones diferidas (**sección 10.4.1.4**), teniendo en cuenta que el total de las deformaciones deberá ser menor que la admisible preestablecida:

$$\text{Deformaciones Totales} \leq \text{Deformaciones Admisibles}$$

10.4.1.4. 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 10.4.1.8**), por un factor de 1.8.

10.4.1.5. 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 éstos.

10.4.1.6. Para el diseño y construcción de las estructuras de madera se utilizarán las siguientes dimensiones de cálculo, en base a las dimensiones nominales adoptadas por este título.

TABLA 1
DIMENSIONES DE CÁLCULO EN BASE A DIMENSIONES NOMINALES

DIMENSIONES	
Nominal (pulg)	De cálculo (mm)
1	19.8
1¼	27.0
1½	33.3
2	41.3
2½	54.0
3	66.7
4	92.1
5	117.5
6	142.9
7	168.5
8	190.5
9	215.9
10	241.3
12	293.1
14	342.9
16	393.7
18	444.5
20	495.3
22	546.1
24	596.9

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 15 mm.

(- 2 mm) y (+ 4 mm) en dimensiones mayores de 15 mm.

b) En sección longitudinal:

(-1 mm) y (+ 3 mm) en todas las piezas.

10.4.1.7. 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 con lo especificado en los Títulos 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.

10.4.1.8. 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.

10.4.1.9. 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.

10.4.1.10. 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.

10.4.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA ESTRUCTURAL

10.4.2.1. Las propiedades mecánicas de la madera que se contemplarán en este Título 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.

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.

10.4.3. CLASIFICACIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL

10.4.3.1. De acuerdo con su peso específico y densidad la madera estructural de uso regular en el país se clasificará de acuerdo con la tabla siguiente:

TABLA 2
CLASIFICACIÓN DE LA MADERA ESTRUCTURAL

Grupo	Nombre Comercial	Peso Específico (γ)	Densidad (kN/m^3)
A	Pino Americano	De 0.70 a 0.55	De 6.86 a 5.39
B	Pino Brasileño y Pino Chileno	De 0.54 a 0.40	De 5.30 a 3.92

10.4.4. ESFUERZOS ADMISIBLES.

10.4.4.1. Para fines del diseño de las estructuras de madera, los esfuerzos admisibles que regirán en el presente Título serán los siguientes:

TABLA 3
ESFUERZOS ADMISIBLES PARA MADERAS CLASIFICADAS ESTRUCTURALMENTE (MPa)

Esfuerzos Admisibles	Flexión F_b	Compresión Paralela F_{cpl}	Compresión Perpendicular F_{cpd}	Tracción Paralela F_t	Cortante Paralelo F_v
Grupo					
A	8.34	5.39	1.47	3.92	0.637
B	5.88	3.43	0.981	2.94	0.539

*Se permitirá incrementar los esfuerzos admisibles de flexión y compresión paralela, de la Tabla 3 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.

10.4.4.2. 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 10.4.2.1** de este Título.

10.4.4.3. Los esfuerzos admisibles de la Tabla 3, 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 4
FACTORES DE REDUCCIÓN (FCH Y FDC)

Esfuerzos Factor	Flexión	Compresión Paralela	Compresión Perpendicular	Tracción Paralela	Cortante Paralelo	Módulo de Elasticidad
FCH	0.85	0.80	0.45	0.85	0.80	0.85
FDC	0.90	0.85	0.90	0.85	0.90	0.90

-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 (sección 10.4.1.8).

TABLA 5
FACTOR DE REDUCCIÓN (FT), PARA ESFUERZOS DE FLEXIÓN

Espesor Nominal (pulg)	14"	16"	18"	20"	22"	24"
FT	0.97	0.95	0.92	0.9	0.87	0.85

FT = factor de reducción por tamaño: aplicable a elementos sometidos a cargas transversales con peraltes mayores de 12 pulgadas (30 cm).

10.4.5. MÓDULOS DE ELASTICIDAD Y RIGIDEZ

10.4.5.1. 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 10.4.3.1**, de este Título:

TABLA 6
MÓDULO DE ELASTICIDAD (MPa)

GRUPO	E
A	8,150
B	5,200

10.4.5.2. 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.

CAPÍTULO 10.5. DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES.

10.5.1. REQUISITOS DE APLICACIÓN Y DISEÑO.

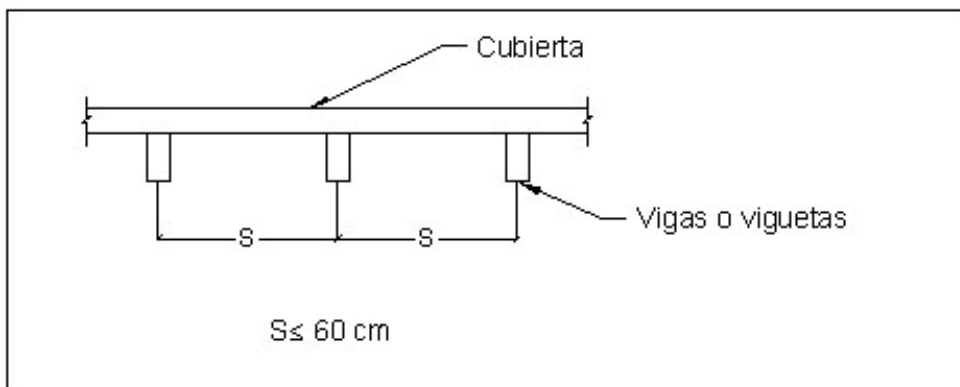
10.5.1.1. APLICACIÓN. Los criterios que se presentan en este título serán aplicables a vigas o viguetas con relaciones de peraltes a anchos menores o iguales a seis, ($h/b \leq 6$), y a elementos horizontales o inclinados sometidos a cargas transversales que formen parte de entrepisos o techos a base de estructuras de madera.

10.5.1.2. 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 3 de este Título.

10.5.1.3. 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, ésta se considerará como la distancia centro a centro entre apoyos continuos.

10.5.1.4. Los esfuerzos admisibles de flexión y cortante paralelo a la fibra (F_b y F_v), de la Tabla 3 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).

FIGURA 2
SISTEMA DE VIGAS O VIGUETAS EN EL QUE PUEDE CONSIDERARSE TRABAJO EN CONJUNTO

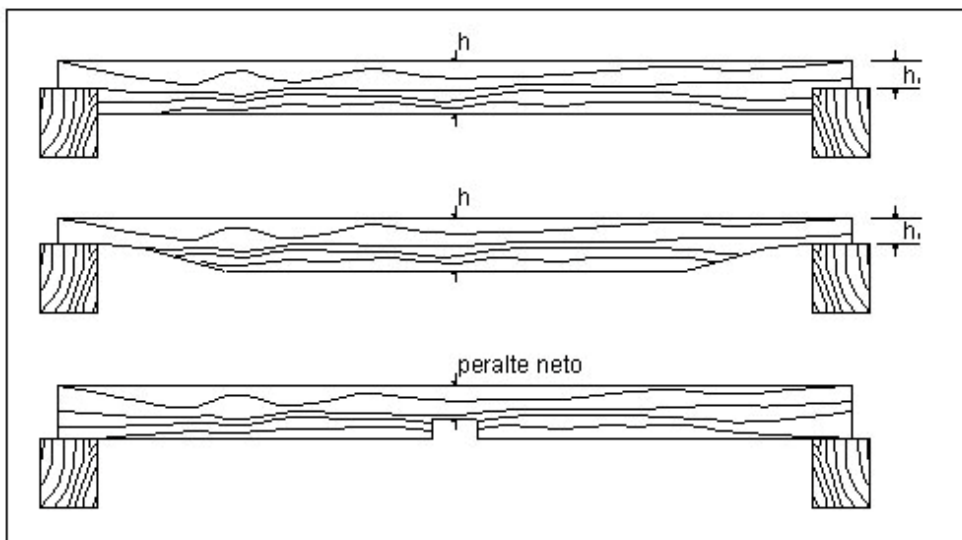


10.5.2. LIMITACIONES EN RECORTES Y REBAJES.

10.5.2.1. 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

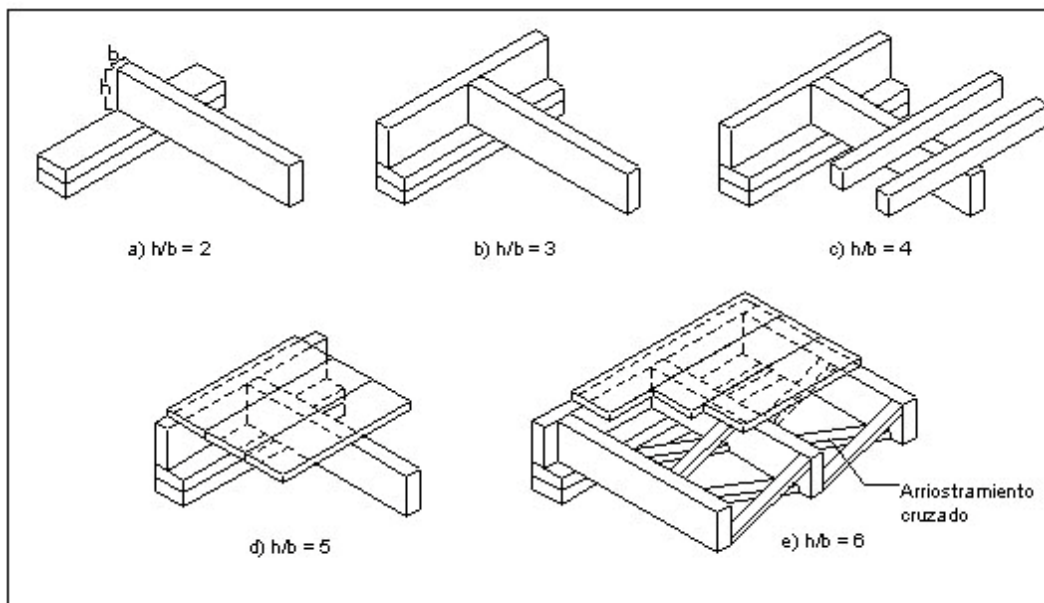


10.5.3. ESTABILIDAD LATERAL.

10.5.3.1. REQUISITOS DE ARRIOSTRAMIENTO. En elementos de sección rectangular, los requisitos de arriostramiento se establecerán mediante la relación peralte/anchura (h/b) y podrán ser aplicados a elementos sometidos a cargas transversales, contruidos con dos o más piezas del mismo peralte, h , considerándose 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
ARROSTRAMIENTOS EN ELEMENTOS DE SECCIÓN RECTANGULAR
SOMETIDOS A CARGAS TRANSVERSALES



10.5.3.2.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 con lo siguiente:

- Cuando $C_s \leq 10$, se utilizará como esfuerzo admisible en flexión, F_{bp} , el valor de F_b especificado en la Tabla 3, ($F_{bp} = \phi F_b$)
- Cuando $10 < C_s \leq C_c$, se utilizará como esfuerzo admisible en flexión, F_{bp} , el valor de F_b especificado en la Tabla 3, multiplicado por un factor, ϕ , ($F_{bp} = \phi F_b$), el cual se calculará con la expresión siguiente:

$$\text{Ecuación(1)} \quad \phi = 1 - \frac{1}{3} \left(\frac{C_s}{C_c} \right)^4$$

- Cuando $C_c < C_s \leq 50$, se utilizará como esfuerzo admisible en flexión, F_{bp} , el valor obtenido con la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación(2)} \quad F_{bp} = \frac{0.40E}{C_s^2}$$

PÁRRAFO: Los valores de C_s y C_c estarán dados por las ecuaciones siguientes:

$$\text{Ecuación (3)} \quad C_s = 1.4 \sqrt{\frac{hL_u}{b^2}}$$

$$\text{Ecuación (4)} \quad C_c = \sqrt{\frac{3 E}{5 F_b}}$$

L_u : Longitud entre apoyos y soportes laterales de un elemento.

10.5.4. FLEXIÓN.

10.5.4.1. FLEXIÓN. Los esfuerzos máximos producidos por flexión, f_m , no deberán exceder los esfuerzos admisibles para flexión, F_b , (véase Tabla 3), del grupo de madera utilizado en el diseño (Ecuación 1).

$$\text{Ecuación(5)} \quad f_m \leq F_b$$

10.5.4.2. El diseño a flexión de cualquier elemento de madera maciza sometido a carga transversal deberá regirse según la siguiente expresión. Véase Comentario C59.

$$\text{Ecuación(6)} \quad f_m = \frac{M}{S} \leq F_b$$

10.5.4.3. Para una sección rectangular sometida a flexión respecto del eje fuerte, la expresión anterior podrá tomar la siguiente forma:

$$\text{Ecuación (7)} \quad f_m = \frac{6M}{bh^2} \leq F_b$$

10.5.5. CORTANTE

10.5.5.1. 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 3), 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.

$$\text{Ecuación(8)} \quad f_v \leq F_v$$

10.5.5.2. 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:

$$\text{Ecuación(9)} \quad f_v = \frac{VZ}{bI} \leq F_v$$

10.5.5.3. 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. La expresión que regirá para el diseño a cortante paralelo a la fibra de estos elementos será la siguiente:

$$\text{Ecuación(10)} \quad f_v = \frac{3V}{2bh} \leq F_v$$

10.5.5.4. 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 con lo siguiente:

$$\text{Ecuación(11)} \quad f_v = \frac{3V}{2bh_1} \times \frac{h}{h_1} \leq F_v$$

10.5.6. APLASTAMIENTO.

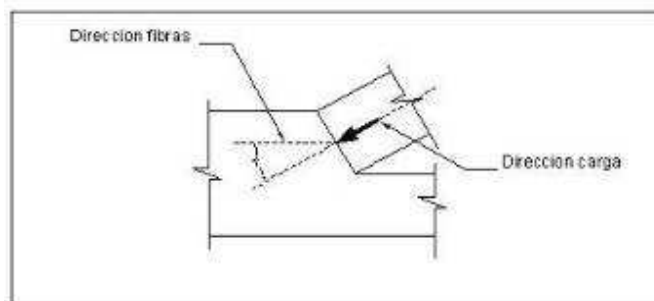
10.5.6.1. Los esfuerzos de aplastamiento, también denominados de compresión perpendicular a la fibra, f_{cpd} , que se presentan en apoyos y/o bajo cargas concentradas en vigas, no deberán exceder los esfuerzos admisibles, F_{cpd} , del grupo de madera utilizado en el diseño (véase Tabla 3).

$$\text{Ecuación(12)} \quad f_{cpd} = \frac{R}{A} \leq F_{cpd}$$

10.5.6.2. 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:

$$\text{Ecuación(13)} \quad F_{c\theta} = \frac{F_{cpl} \times F_{cpd}}{F_{cpl}(\text{sen}^2\theta) + F_{cpd}(\text{cos}^2\theta)}$$

FIGURA 5
CARGAS DE COMPRESIÓN ACTUANDO EN DIRECCIÓN INCLINADA CON RESPECTO A LAS FIBRAS



10.5.7. DEFLEXIONES.

10.5.7.1. 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.

10.5.7.2. 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 10.4.1.8**), si fuere necesario, más cargas vivas de servicio.
- Para cargas vivas de servicio actuando solas.

10.5.7.3. LÍMITES DE DEFLEXIONES. Las deflexiones en vigas o viguetas de madera calculadas de acuerdo **10.5.7.1** y **10.5.7.2**, deberán ser menores que las deflexiones admisibles, Δ_{adm} , de la Tabla 7. Los límites de estas deflexiones serán aplicables también a la suma de deformaciones instantáneas más diferidas (véase **sección 10.4.1.4**), las cuales se estimarán de acuerdo con la ecuación equivalente siguiente:

$$\text{Ecuación(14)} \quad \Delta_{\text{equivalente}} = 1.8 \Delta_m + \Delta_v$$

TABLA 7

DEFLEXIONES ADMISIBLES, Δ_{adm}

Carga Actuante	Elementos Ligados A Materiales Susceptibles De Sufrir Daños A Causa De Deflexiones Importantes	Elementos No Ligados A Materiales Susceptibles De Sufrir Daños A Causa De Deflexiones Importantes	Techos Con Inclinaciones $\geq 30^\circ$
Carga Muerta + Carga Viva	L/300	L/400	L/200
Carga Viva	L/350	LL/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).

CAPÍTULO 10.6. DISEÑO DE DISEÑO DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGA AXIAL Y FLEXIÓN.

10.6.1. ASPECTOS GENERALES.

10.6.1.1. 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 Título 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.

10.6.1.2. Los esfuerzos admisibles de compresión o tracción paralela a la fibra (F_{cp} , 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).

10.6.1.3. Para entramados de paredes de corte, los esfuerzos admisibles de diseño y el módulo de elasticidad señalados en la Sección 10.6.1.2, 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.

10.6.1.4. 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.

10.6.2. ESBELTEZ

10.6.2.1. RELACIÓN DE ESBELTEZ, λ . La relación de esbeltez de un elemento sometido a carga axial estará dada por la expresión siguiente:

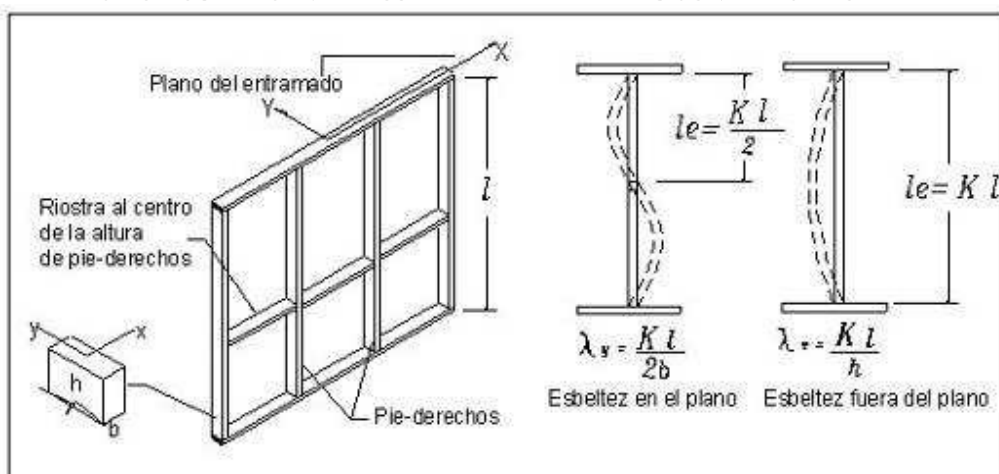
$$\text{Ecuación(15)} \quad \lambda = \frac{l_e}{r}$$

10.6.2.2. Para secciones transversales de columnas de madera como la mostrada en la Fig. 6, la relación de esbeltez, λ , se verificará para las direcciones principales de cálculo mediante las siguientes ecuaciones: Véase Comentario C75.

$$\text{Ecuación(16)} \quad \lambda_x = \frac{Kl}{h}$$

$$\text{Ecuación(17)} \quad \lambda_y = \frac{Kl}{b}$$

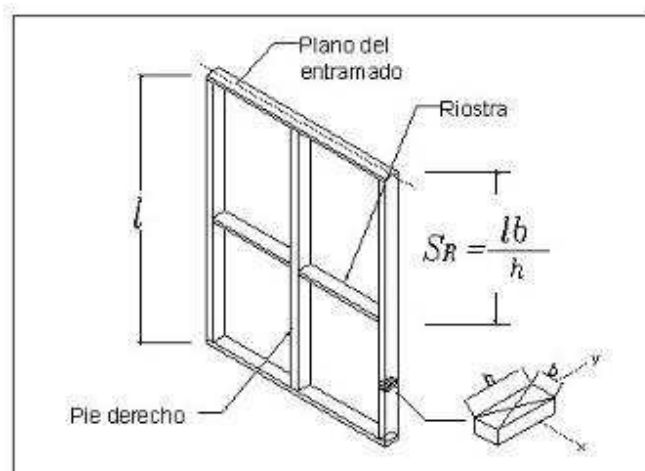
FIGURA 6
LONGITUD EFECTIVA Y ESBELTEZ EN ENTRAMADOS VERTICALES



10.6.2.3. 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 riestras, S_R , (véase Fig. 7) sea igual a la obtenida mediante la siguiente expresión: Véase Comentario C76.

$$\text{Ecuación(18)} \quad S_R = \frac{lb}{h}$$

FIGURA 7
SEPARACIÓN MÁXIMA ENTRE RIOSTRAS DE ENTAMADOS VERTICALES



10.6.2.4. CLASIFICACIÓN DE ELEMENTOS DE MADERA MACIZA SOMETIDOS A CARGA AXIAL EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ. Estos elementos serán clasificados de acuerdo con los distintos modos de falla, según se establece en la tabla siguiente:

TABLA 8
ELEMENTOS DE MADERA MACIZA EN FUNCIÓN DE SU ESBELTEZ

Largos	Intermedios	Cortos
$Ck \leq \lambda \leq 50$	$10 \leq \lambda \leq Ck$	$\lambda \leq 10$
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 ($\lambda \leq 80$).

10.6.2.5. CONSTANTE LÍMITE ENTRE ELEMENTOS INTERMEDIOS Y LARGOS, C_k . El valor de C_k para secciones rectangulares, estará dado por la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación (19)} C_k = 0.7025 \sqrt{\frac{E}{F_{cpl}}}$$

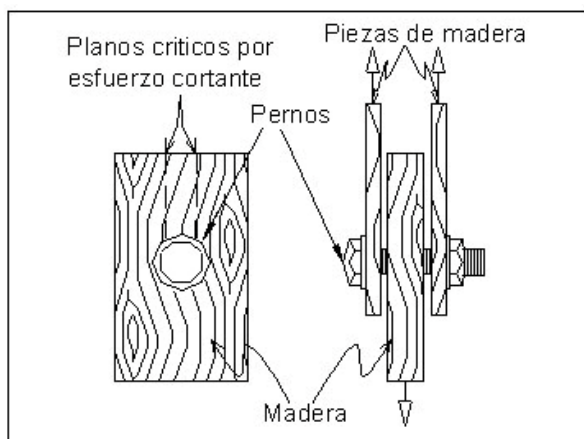
10.6.3. TRACCIÓN.

10.6.3.1. El diseño de los elementos sometidos a tracción deberá regirse por la ecuación siguiente:

$$\text{Ecuación(20)} \quad T_{adm} = F_t A$$

10.6.3.2. 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



10.6.3.3. **FLEXO-TRACCIÓN.** Los elementos sometidos a tracción y flexión deberán ser diseñados, de manera que cumplan con la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación (21)} \quad \frac{T}{T_{adm}} + \frac{M}{SF_b} \leq 1$$

10.6.3.4. **COMPRESIÓN.** 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 10.6.2.4:**

a) Elementos Largos

$$\text{Ecuación (22) } N_{adm} = 0.329 \frac{EA}{\lambda^2}$$

b) Elementos Intermedios

$$\text{Ecuación (23) } N_{adm} = \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\lambda}{C_k} \right)^4 \right]$$

c) Elementos Cortos

$$\text{Ecuación (24) } N_{adm} = F_{cpl} A$$

10.6.3.5. FLEXO-COMPRESIÓN. Para el diseño de los elementos sometidos a compresión axial y flexión se deberá cumplir con la siguiente expresión:

$$\text{Ecuación(25)} \frac{N}{N_{adm}} + \frac{K_m M}{SF_b} \leq 1$$

10.6.3.6. 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:

$$\text{Ecuación (26)} K_m = \frac{1}{1 - 1.5 \frac{N}{N_{cr}}}$$

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:

$$\text{Ecuación (27)} N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(kl)^2}$$

CAPÍTULO 10.7. DISEÑO DE ELEMENTOS COMPUESTOS.

10.7.1. DIAFRAGMAS.

10.7.1.1. 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.

10.7.1.2. 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 con las especificaciones del Título 2 de Cargas Mínimas para el Diseño Estructural (véase **secciones** de la 10.4.1.7 hasta 10.4.1.10).

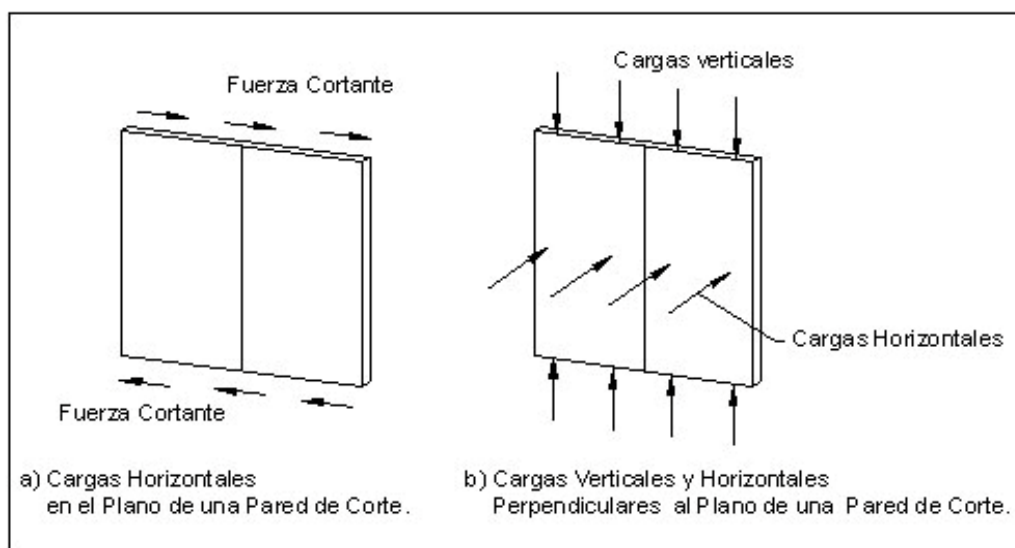
10.7.1.3. El conjunto formado por los diafragmas horizontales y verticales deberá tener la suficiente rigidez para controlar los desplazamientos laterales de la estructura, reducir las vibraciones de paredes y entrepisos de madera a límites aceptables y proporcionar arriostamiento a los demás elementos resistentes, evitando su pandeo lateral o lateral torsional, sus elementos y uniones deberán cumplir con los requisitos de diseño consignados en los **CAPITULO 10.4, CAPITULO 10.5, CAPITULO 10.6** y **CAPITULO 10.8** de este Título.

10.7.1.4. Cuando se tengan aberturas en los diafragmas, éstos deberán ser reforzados en todo el perímetro de éstas, mediante piezas adicionales de madera, diseñadas para resistir y transferir las fuerzas cortantes actuantes en la estructura.

10.7.1.5. REQUISITOS DE DISEÑO DIAFRAGMAS HORIZONTALES. Los diafragmas horizontales de una edificación de madera deberán diseñarse longitudinal y transversalmente, como sistemas resistentes de entrepisos o techos, dispuestos para soportar y transmitir eficientemente las fuerzas producidas por la acción del viento, sismo, gravedad u otro.

10.7.1.6. 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).

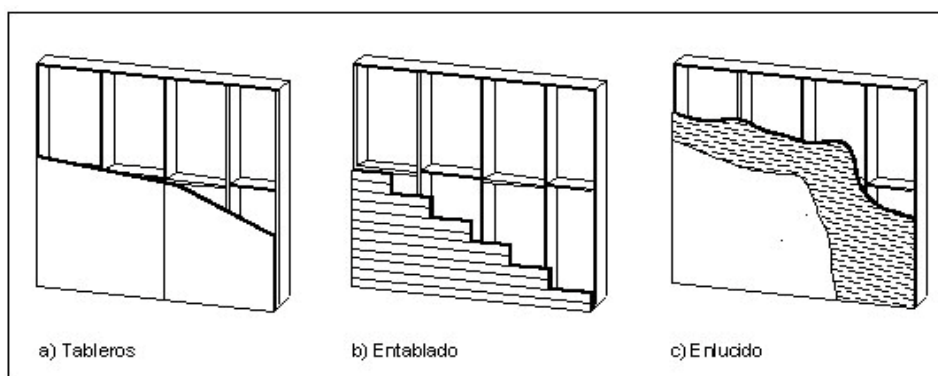
FIGURA 9
ESQUEMA DE CARGAS EN DIAFRAGMAS VERTICALES (PAREDES DE CORTE)



10.7.1.7. 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.

10.7.1.8. 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) éstos 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 Dirección de Tramitación, Tasación y Licencias del Ministerio de la Vivienda, Hábitat y Edificaciones (MIVHED).

FIGURA 10
MATERIALES DE REVESTIMIENTO DE UNA PARED DE CORTE



10.7.1.9. No deberán considerarse como resistentes las paredes cuya relación de 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.

10.7.1.10. 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.

10.7.2. TIJERILLAS O CERCHAS.

10.7.2.1. 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 10.4.1.2** hasta la **10.4.1.4**.

10.7.2.2. En estas estructuras se deberá garantizar la estabilidad espacial del conjunto formado por sus elementos, los sistemas de apoyo y arriostamiento. El diseño de estos elementos y sus uniones deberá cumplir con los requisitos consignados en los **CAPITULO 10.4, CAPITULO 10.5, CAPITULO 10.6 y CAPITULO 10.8**.

10.7.2.3. 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, el diseño de estos elementos deberá hacerse a flexo-tracción o flexo-compresión, de acuerdo a las **secciones 10.6.3.3 y 10.6.3.4**, respectivamente de este Título.

10.7.2.4. Con el fin de impedir fallas por inestabilidad, deberá proveerse de apoyos adecuados y de arriostamientos 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 arriostamientos.

10.7.2.5. 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.

10.7.2.6. Las deflexiones máximas admisibles deberán satisfacer los requisitos establecidos en las **secciones** de la **10.5.7.1** hasta **10.5.7.3** de este Título, 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 esta seca en el montaje y $L/180$, si está húmeda, donde L es la luz total de la cercha.

10.7.2.7. 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 10.6.2.4**).

CAPÍTULO 10.8. DISEÑO DE UNIONES.

10.8.1. ASPECTOS GENERALES.

10.8.1.1. Cuando este Título 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.

10.8.1.2. 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 éstas, 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 éstos pueden ser solicitados por las fuerzas actuantes. De ninguna manera deberán ser adoptados como detalles estructurales, ni mucho menos constructivos, los cuales se presentan en el **CAPITULO 10.10** de este Título.

10.8.1.3. 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 Título 9 de Acero del Volumen I sobre Análisis y Diseño Estructural de Edificaciones 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.

10.8.1.4. En los cálculos de uniones de madera con elementos metálicos, han de determinarse las cargas admisibles de los elementos de unión de acuerdo con las previsiones de esta sección, éstas podrán aumentarse en un 25% cuando se utilicen piezas laterales de metal (placas u otros accesorios).

10.8.1.5. Las cargas admisibles que se establecen para los diferentes elementos de unión contemplados en este Título (clavos, tornillos y pernos), están dadas en función del peso específico de la madera γ (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 **10.8.2.19**, **10.8.3.8**, **10.8.4.15**, **10.8.4.16** y **10.8.4.17**, los cuales deberán ser medidos para cada caso a partir del centro de los elementos de unión correspondientes.

10.8.1.6. La carga admisible de un conjunto de elementos de unión podrá obtenerse sumando las cargas admisibles de estos elementos, considerándolos individualmente.

10.8.1.7. Las cargas admisibles de las secciones de la **10.8.2.10** a la **10.8.2.19**, de la **10.8.3.4** a la **10.8.3.7** y de la **10.8.4.6** a la **10.8.4.14**, podrán incrementarse como se indica en la Tabla 9, para las combinaciones de cargas que incluyan efectos de cargas de corta duración como viento, sismo o impacto.

TABLA 9
PORCENTAJES DE INCREMENTOS PARA CARGAS ADMISIBLES DE ELEMENTOS DE UNIÓN

Condición de Carga/ Elemento de Unión	Carga Muerta + Carga Viva	Carga Muerta + Carga Viva + Viento o Sismo	Carga Muerta + Carga Viva + Impacto
Clavos, Tornillos y Pernos con $(t/D) \geq 6$	8%	25%	50%
Pernos con $(t/D) < 6$	15%	50%	100%

t = espesor efectivo de diseño (en mm) para la madera, en uniones con clavos, tornillos y pernos. (Véase secciones **10.8.4.4** y **10.8.4.5**).

10.8.2. UNIONES CON CLAVOS

10.8.2.1. 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.

10.8.2.2. Para mejorar la adherencia con la madera, y por lo tanto la resistencia a la extracción, podrán emplearse clavos estriados.

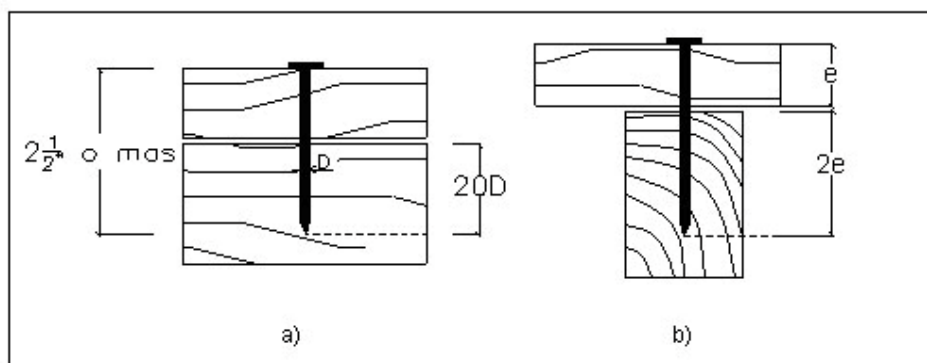
10.8.2.3. Para obras expuestas a la intemperie deberán usarse clavos galvanizados o de materiales resistentes a la oxidación.

10.8.2.4. Una unión con clavos deberá tener mínimo dos clavos, trabajando como elementos sujetantes.

10.8.2.5. 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.

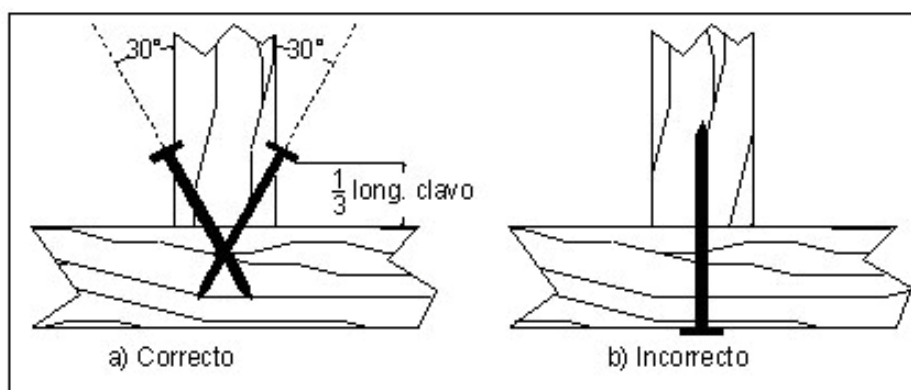
10.8.2.6. En uniones de tableros con elementos de madera, la longitud de los clavos deberá ser suficiente para penetrar en estos elementos una longitud igual al doble del espesor del tablero ($2e$). Véase Fig. 11-b).

FIGURA 11
LONGITUD DE PENETRACIÓN DE CLAVOS EN UNIONES DE DOS PIEZAS



10.8.2.7. 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

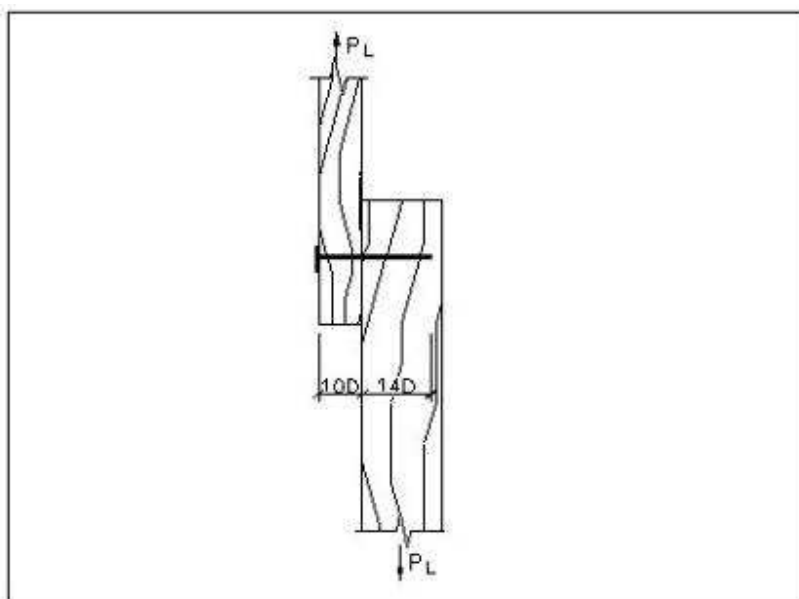


10.8.2.8. En uniones de dos elementos de madera, sometido a cizallamiento simple (un plano de cortante), la penetración del clavo en el elemento que contiene a la punta deberá ser de 14 veces su diámetro ($14D$) y el espesor de la pieza lateral adyacente a la cabeza del clavo, de 10 veces el diámetro del clavo ($10D$), véase Fig. 13. De no cumplirse con estas disposiciones, para fines de aplicación de la Ecuación 28 (**sección 10.8.2.10**),

deberá introducirse un factor de reducción proporcional, siempre y cuando se cumpla con los valores mínimos que se especifican a continuación:

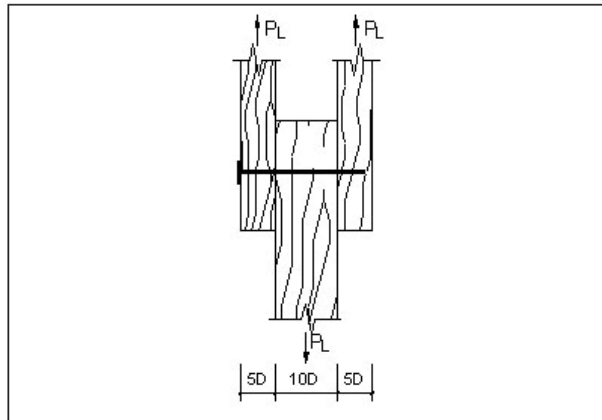
- a. $14(D/3)$ para la penetración mínima del clavo en el elemento que contiene a la punta.
- b. $5D$ para el espesor mínimo de la pieza lateral adyacente a la cabeza del clavo.

FIGURA 13
ESPESORES MÍNIMOS Y PENETRACIÓN DE CLAVOS SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO SIMPLE



10.8.2.9. 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



10.8.2.10. 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 registrará por la expresión:

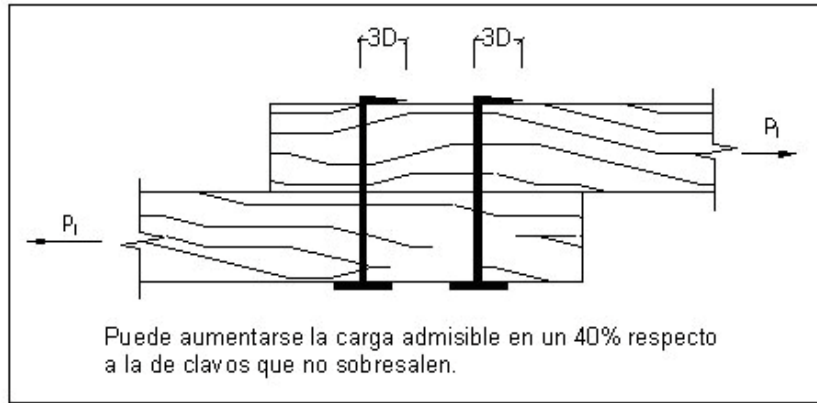
$$\text{Ecuación (28) } P_L = 10\gamma D^{1.5}$$

PÁRRAFO. Para que la aplicación de la Ecuación 28 sea válida, deberá cumplirse con los requerimientos de la **sección 10.8.2.8**.

10.8.2.11. En uniones con clavos colocados como se muestra en la Fig. 12-a de la **sección 10.8.2.7**, 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 10.8.2.10**. ($0.83 P_L$).

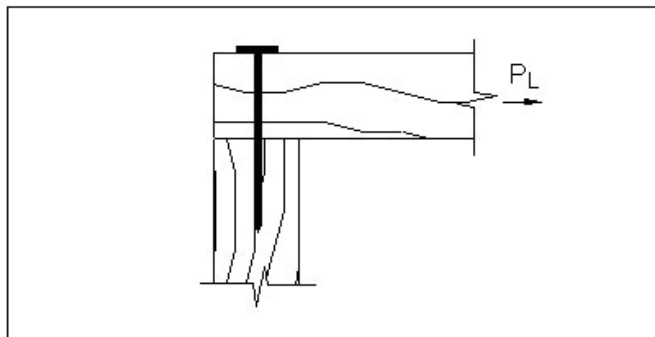
10.8.2.12. Si la punta de los clavos sobresale por lo menos 3 veces su diámetro ($3D$) y se dobla, la carga admisible dada en la **sección 10.8.2.10**, podrá aumentarse en un 40% (véase Fig. 15).

FIGURA 15
CLAVOS CON LA PUNTA DOBLADA SOMETIDOS A CIZALLAMIENTO SIMPLE



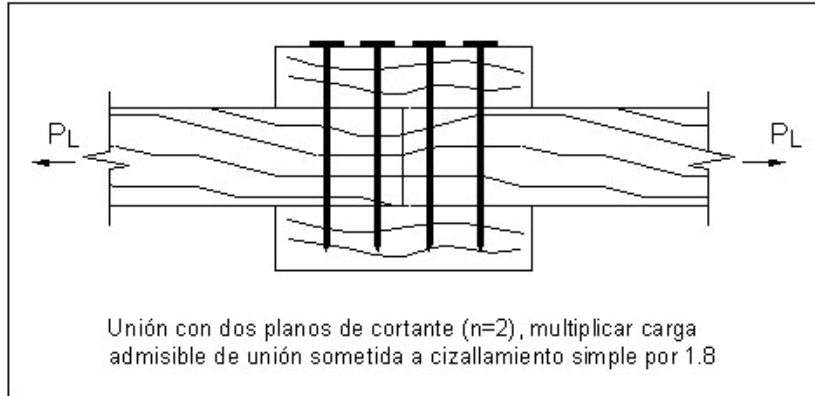
10.8.2.13. Para clavos hincados en el extremo de una pieza, paralelamente a las fibras del elemento que recibe la punta, como se muestra en la Fig. 16, la carga admisible de la **sección 10.8.2.10**, deberá reducirse al 60% ($0.6P_L$).

FIGURA 16
CAPACIDAD DE CLAVOS HINCADOS PARALELAMENTE A LAS FIBRAS



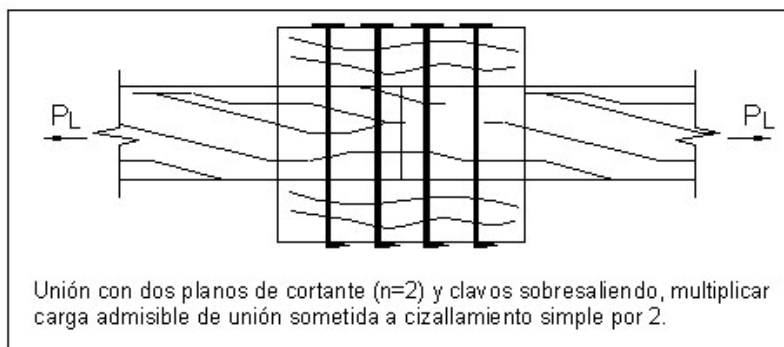
10.8.2.14. Cuando se unan tres o más piezas (uniones con dos o más planos de cortante), la carga admisible de los clavos se determinará multiplicando la carga admisible de una unión sometida a cizallamiento simple (véase **sección 10.8.2.10**) por $0.9n$, siendo n , el número de planos de cortante existente (véase Fig. 17).

FIGURA 17
UNIÓN SOMETIDA A CIZALLAMIENTO DOBLE



10.8.2.15. 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 10.8.2.10**, multiplicada por el número de planos de cortante existentes (n). Véase Fig. 18.

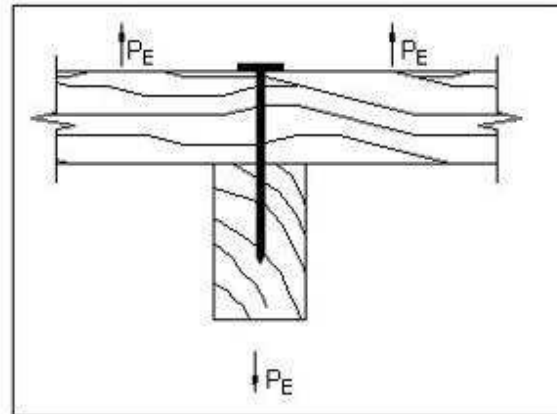
FIGURA 18
UNIÓN SOMETIDA A CIZALLAMIENTO DOBLE



10.8.2.16. **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:

$$\text{Ecuación (29) } P_E = 11\gamma^{5/2}D$$

FIGURA 19
EXTRACCIÓN



10.8.2.17. En uniones con clavos colocados como se muestra en la Fig. 12-a de la **sección 10.8.2.7**, 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 10.8.2.16** ($0.67P_E$).

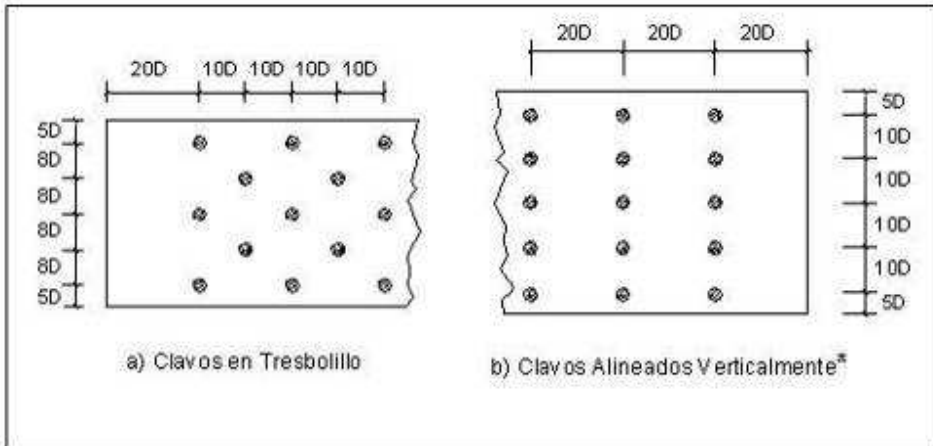
10.8.2.18. Se prohíbe el empleo de clavos sometidos a extracción, hincados paralelamente a las fibras, cuya resistencia en estas condiciones se considerará nula.

10.8.2.19. 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):

- a. $8D$ entre hileras de clavos paralelas a las fibras
- b. $5D$ de los bordes
- c. $20D$ de los extremos
- d. $10D$ entre clavos adyacentes en la dirección de las fibras

10.8.2.20. 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

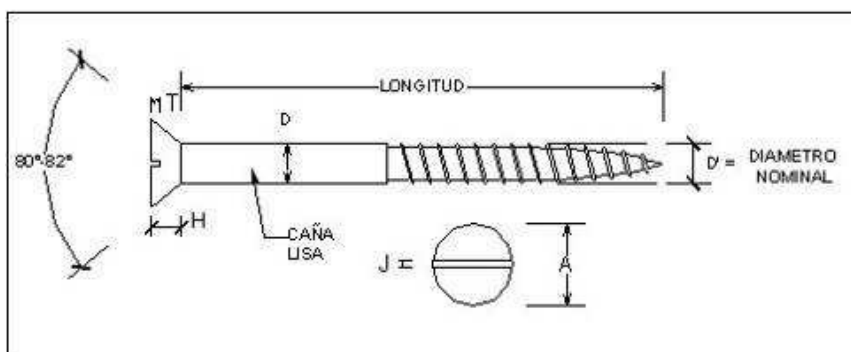


(* Evitar esta disposición de clavos en las estructuras.)

10.8.3. UNIONES CON TORNILLOS ROSCA MADERA.

10.8.3.1. 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



10.8.3.2. 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).

10.8.3.3. Los tornillos para 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:

- a. El diámetro correspondiente al de la caña lisa para recibir a esta, D.
- b. El diámetro correspondiente a las dos terceras partes del de la caña lisa ($2/3D$), como máximo para recibir la parte roscada.

10.8.3.4. CARGAS ADMISIBLES. Las cargas admisibles de los tornillos se determinarán de acuerdo con 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 10.8.2.13**, aplicado para tornillos.

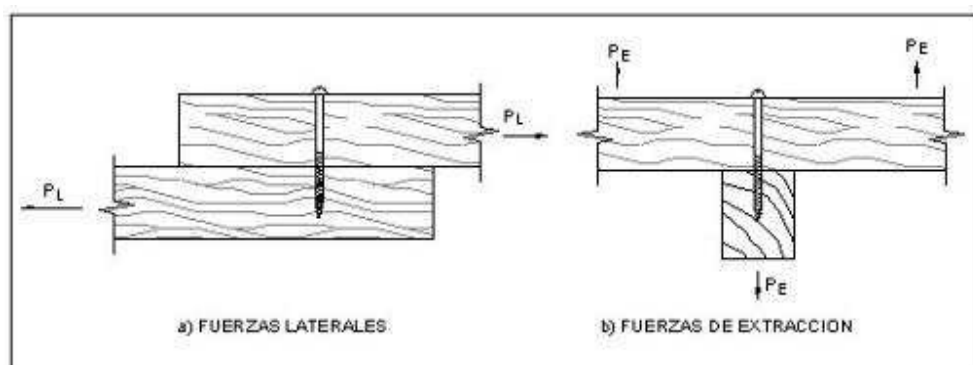
10.8.3.5. FUERZAS LATERALES DE CORTE. La carga admisible de un tornillo en una unión con un solo plano de cortante (simple cizallamiento), como la mostrada en la Figura 22-a, en la que el tornillo es insertado perpendicularmente a las fibras y transmite fuerzas laterales, deberá regirse por la expresión:

$$\text{Ecuación (30) } P_L = 3.75 \gamma D^2$$

10.8.3.6. 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:

$$\text{Ecuación (31) } P_E = 15 \gamma^2 D$$

FIGURA 22
FORMAS EN QUE LOS TORNILLOS TRANSMITEN FUERZAS



10.8.3.7. 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 10.8.3.9** de este Título.

10.8.3.8. 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

10.8.3.9. Los espaciamientos entre tornillos insertados paralelamente a las fibras no deberán ser menores que 10D.

10.8.4. UNIONES CON PERNOS.

10.8.4.1.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 (**secciones 10.4.1.5 y 10.4.1.6**).

10.8.4.2. Los pernos deberán ser de acero grado estructural (**sección 10.8.1.2**), con esfuerzos de fluencia no menores que 2,530 kg/cm². 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.

10.8.4.3. 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.

10.8.4.4. 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.

10.8.4.5. 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.

10.8.4.6. CARGAS ADMISIBLES. Las cargas admisibles para uniones con un perno deberán estimarse de acuerdo con las **secciones 10.8.4.6** hasta la **10.8.4.14**.

10.8.4.7. 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:

$$\text{Ecuación (32)} \quad P = 1.12\gamma k_1 Dt$$

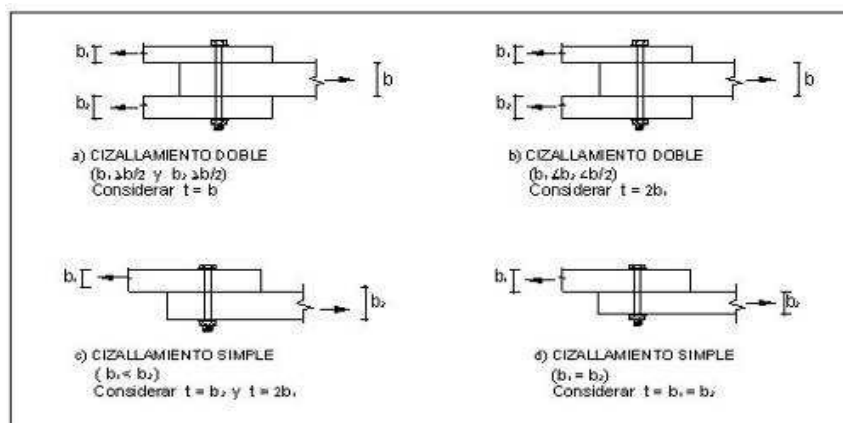
El valor de k_1 depende de la relación (t/D) y se da en la Tabla 10.

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 SÍ. CARGAS PARALELAS A LAS FIBRAS (P)



10.8.4.8. 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 10.8.4.6**, considerando t , igual a dos veces el espesor menor (véase Fig. 23-b).

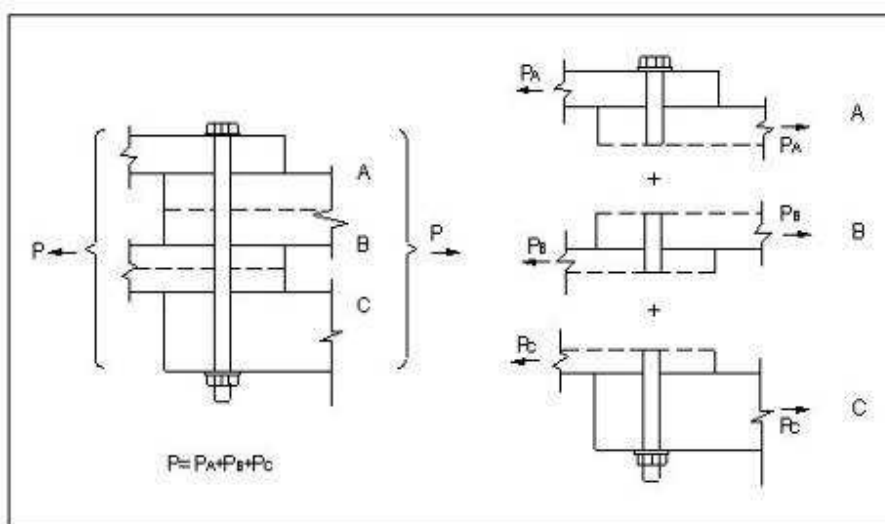
10.8.4.9. La carga admisible, en el caso en que se unan dos piezas como se muestra en la Figura 23-c, donde ($b_1 < b_2$), deberá ser igual al menor de los siguientes valores:

- a. La mitad del valor de P , calculado por medio de la Ecuación 32 de la **sección 10.8.4.6**, considerando $t = b_2$.
- b. La mitad del valor de P , calculado por medio de la Ecuación 32 de la **sección 10.8.4.6**, considerando t igual a dos veces el espesor de la pieza más delgada ($t = 2b_1$).

10.8.4.10. 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 10.8.4.6**, considerando $t = b_1 = b_2$ (véase Fig. 23-d).

10.8.4.11. 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



10.8.4.12. 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:

Ecuación (33) $Q = 0.35\gamma k_2 k_3 D t$

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)

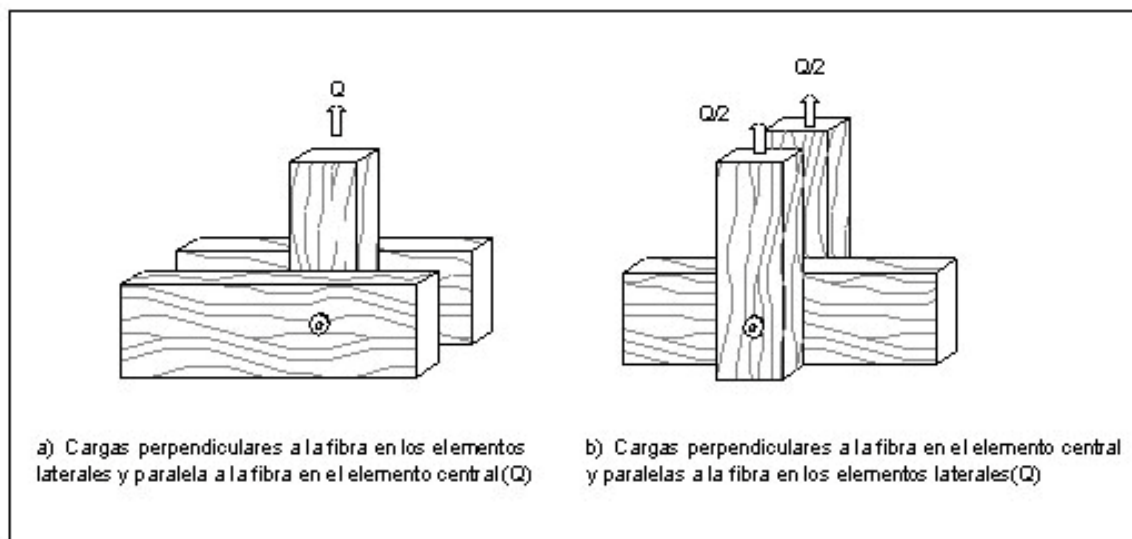


TABLA 11
VALORES K_2 y K_3

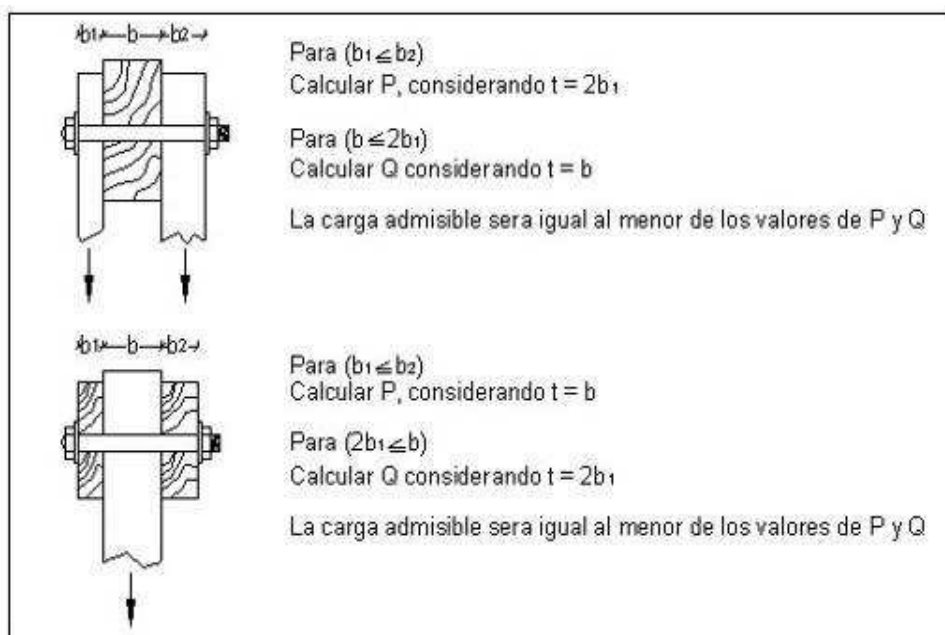
t/D	K_2	D mm (pulg)	k_3
1	1.00	0.64 (1/4)	2.5
2	1.00	9.5 (3/8)	1.95
3	1.00	12.7 (1/2)	1.68
4	1.00	15.9 (5/8)	1.52
5	1.00	19.1 ((3/4)	1.41
6	1.00	22.2 (7/8)	1.33
7	1.00	25.4 (1)	1.27
8	0.96	31.8 (1-1/4)	1.19
9	0.86	38.1 (1-1/2)	1.14
10	0.76	44.5 (1-3/4)	1.10
11	0.68	58.4 (2)	1.07
12	0.61	59.2 (2-1/3)	1.03

13	0.55	76.2(3) y mayores	1.00
----	------	----------------------	------

10.8.4.13. Para fines de este título se adoptarán las reglas de las Figuras 26 y 27, para uniones de tres y dos piezas con ejes perpendiculares entre sí:

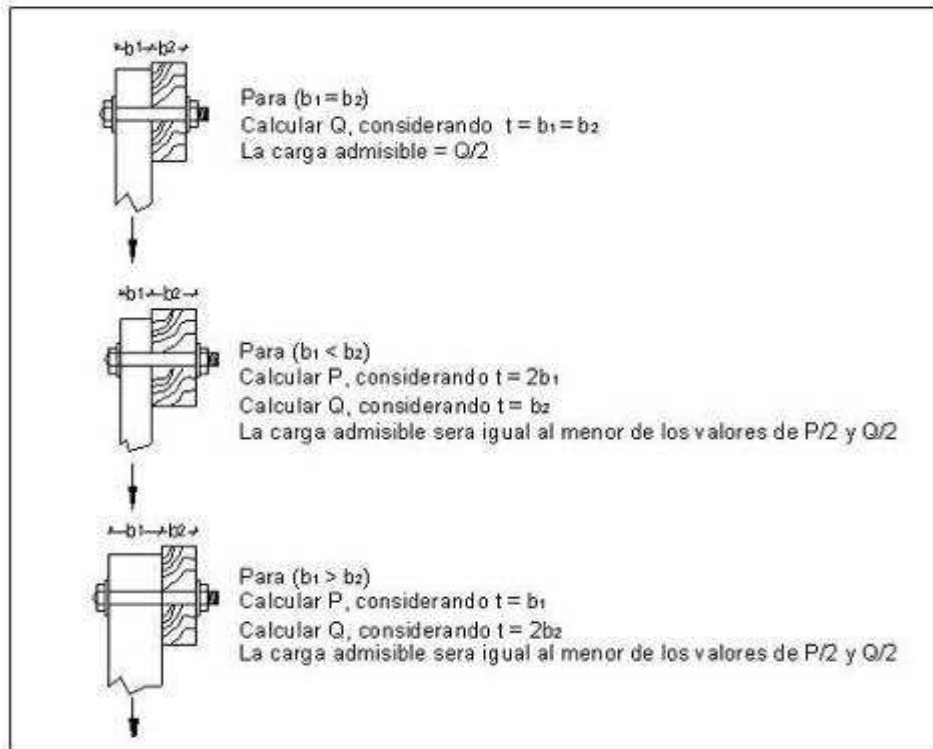
a) Uniones de Tres Piezas con Ejes Perpendiculares

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

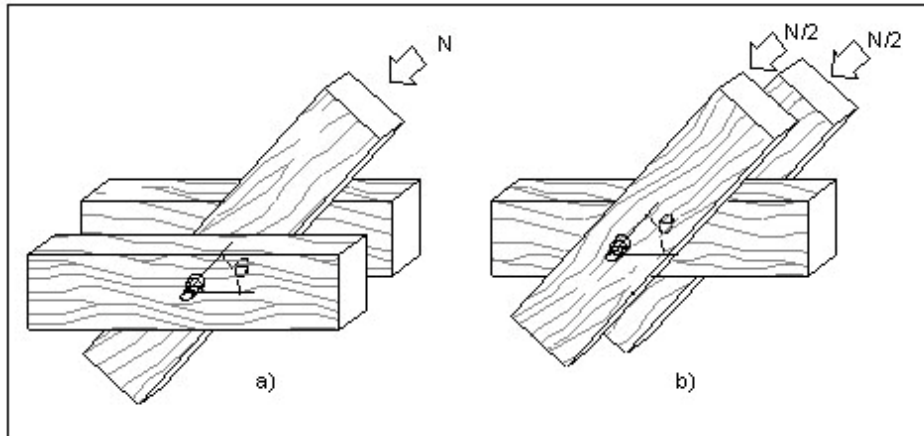


10.8.4.14. UNIONES EN QUE SE FORMA UN ANGULO θ , ENTRE LOS EJES LONGITUDINALES DE LAS PIEZAS. La carga admisible de un perno en el caso en que la carga aplicada siga la dirección de las fibras en el elemento central, pero forme un ángulo, θ , con la dirección de la fibra de los elementos laterales (véase Fig. 26-a), o viceversa (véase Fig. 26-b), se determinará con la fórmula de Hankinson, que se presenta a continuación:

$$\text{Ecuación (34)} \quad N = \frac{PQ}{P(\text{sen}^2 \theta) + Q(\text{cos}^2 \theta)}$$

Las cargas P y Q corresponden a las situaciones límites indicadas en las secciones 10.8.4.6 y 10.8.4.12.

FIGURA 28
UNIONES CON PERNOS, CARGAS INCLINADAS CON RELACIÓN A LAS
FIBRAS. (N)



10.8.4.15. ESPACIAMIENTOS Y DISTANCIAS MÍNIMAS. Las disposiciones de espaciamientos y distancias mínimas para pernos se regirán por las **secciones 10.8.4.16 y 10.8.4.17**. 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.

10.8.4.16. Cuando las fuerzas actúan en la dirección de las fibras (véase Fig. 29-a), los espaciamientos y distancias mínimas para pernos deberán ser:

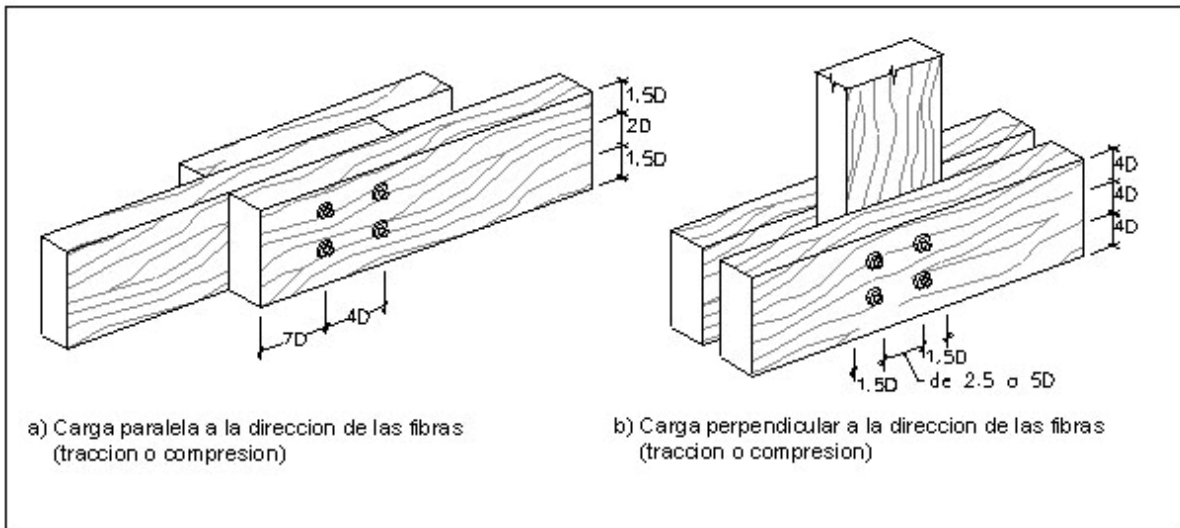
- a. $2D$ entre hileras de pernos paralelas a las fibras
- b. $4D$ entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras
- c. $1.5D$ de los bordes
- d. $7D$ del extremo cargado
- e. $4D$ del extremo no cargado

10.8.4.17. 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. Interpolar entre los dos últimos valores, para $(2 < (t/D) \leq 6)$

FIGURA 29
ESPACIAMIENTOS EN UNIONES CON PERNOS



CAPÍTULO 10.9. ESTRUCTURAS PROVISIONALES.

10.9.1. ASPECTOS GENERALES.

10.9.1.1. 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 MIVHED en el Departamento de Tramitación, Tasación y Licencias de acuerdo con los requerimientos de las **secciones 10.3.1** hasta la **10.3.8** de este Título.

10.9.2. ENCOFRADOS.

10.9.2.1. Para la construcción de los encofrados se deberán cumplir los requisitos mínimos establecidos en las Tablas 12 A, B, C y D:

TABLA 12 (A)
REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE LOSAS

	$0.07 \leq E \leq 0.10$	$0.10 < E \leq 0.12$	$0.12 < E < 0.15$	$0.15 \leq E \leq 0.17$	$0.17 < E < 0.19$	$0.19 \leq E \leq 0.20$
Espesores mínimos de forro o Duela de Contacto (plywood o madera maciza)	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
Separación max. Entre ejes de costillas usando 2" x 4"	0.80m	0.80m	0.80m	0.60m	0.60m	0.60m
Separaciones max.de puntales usando 2" x 4" con H ≤ 2.44m arriostrados en ambas direcciones	0.80m	0.80m	0.80m	0.75m	0.70m	0.60m

Separación máxima cargaderas de 2" x 4"	1.20m	1.00m	1.00m	1.00m	1.00m	1.00m
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. En todos los muros de carga se colocará 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. <p>Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2" x 4". Si se usan piezas de dimensiones diferentes éstas deberán ser diseñadas de acuerdo con la sección 10.9.2.11 .</p>						

TABLA 12 (B)
REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE MUROS

PRESIÓN MÁXIMA EN EL MURO EN KG/M2						
Usando Forros de 1" en madera o 3/4" en plywood						
	1500	2000	3000	3500	4500	5000
Virotas verticales 2"x4" (véase Fig.30b)	0.60m	0.60m	0.50m	0.45m	0.40m	0.30m
Largueros Horizontales 2" x 4" (véase Fig. 30b)	0.80m	0.70m	0.60m	0.60m	0.50m	0.50m
Separación de tornillos o alambre #10 con resistencia mínima de 1,300kg	1.00m	0.90m	0.75m	0.60m	0.50m	0.50m
Separación máxima Pie de amigo de 2" x 4"	1.20m	1.20m	1.20m	1.20m	1.20m	1.20m

Notas:

1. Al usar alambre para amarre de los largueros se colocarán tantos hilos como sean necesarios

para soportar una fuerza de por lo menos 1,300kg.

2. Estos espaciamientos han sido preparados para piezas de 2"x4". si se usan piezas de dimensiones diferentes estas deberán ser diseñadas de acuerdo con la **sección 10.9.2.11**

TABLA 12 (C)
REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE COLUMNAS

Separación Virotes 2" x 4" usando forro de 1" bruta o plywood ¾"						
	Dimensión mayor de la columna rectangular					
	0.20 m o menos	0.30m	0.40 m	0.50 m	0.60 m	0.80 m
Espaciamiento máximo de las piezas						
H=2.444m	0.40m	0.40m	0.30m	0.30m	0.25m	0.25m*
H=1.80m	0.45m	0.45m	0.45m	0.40m	0.35m	0.35m*
H=1.22m	0.60m	0.60m	0.55m	0.50m	0.50m	0.50m*

Notas:

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 colocará un larguero vertical con su respectivo pie de amigo en el centro de las caras que sean mayores de 0.8 m
3. Se usará alambre o tornillos para el amarre de los largueros a un espaciamiento no mayor de 0.60 m. se colocarán 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 con la **sección 10.9.2.11**.

TABLA 12 (D)
REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ENCOFRADOS DE VIGAS

Separación Virotes y costillas 2" x 4" usando forro de 1" bruta o plywood ¾"						
Vigas con fondos de 0.20, 0.25 y 0.30m 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					
(h = 0.20m)	0.54 m	0.50 m	0.48 m	0.46 m	0.44 m	
(h = 0.40m)	0.50 m	0.48 m	0.46 m	0.45 m	0.40 m	
(h= 0.60 m)	0.47 m	0.45 m	0.43 m	0.40 m	0.30 m	
h de la viga	Separaciones puntales 2" x 4 "con altura menor de 2.20 m y cargaderas de 2 "x 4"					
(h= 0.20 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= 0.60m)	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 colocará en sentido longitudinal un 2" x 4" a mitad de la altura, en ambas caras 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 con la **sección 10.9.2.11**.
3. Es posible utilizar esparcimientos mayores en los puntales usando cargaderas mayores de 2" x 4" y puntales metálicos o arriostrándolos para disminuir su longitud libre en cualquiera de los casos se deberá calcular los mismos

10.9.2.2. ESPECIFICACIONES GENERALES. Los elementos para utilizar para formar sistemas de encofrados deberán ser perfectamente compatibles entre sí 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.

10.9.2.3. 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^2 y un valor de carga viva de construcción de 250 kg/m^2 .

10.9.2.4. En 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.

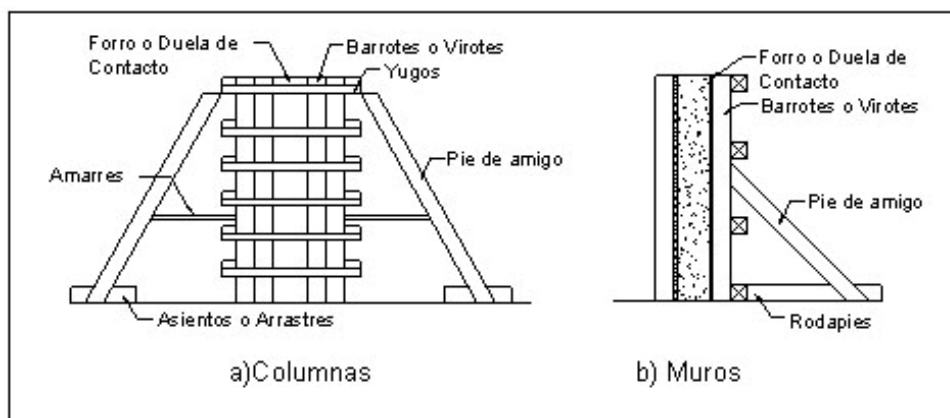
10.9.2.5. En los cálculos estructurales deberá tenerse en cuenta los efectos de cargas que puedan tener los encofrados en las estructuras existentes o ya fraguadas, por ejemplo, los efectos que un encofrado de un piso superior pueda tener sobre pisos inferiores u otros durante el proceso constructivo.

10.9.2.6. 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.

10.9.2.7. Se deberá evitar el uso de maderas tropicales, rollizos u otro tipo de madera no clasificada como madera estructural en este Título de acuerdo con la **sección 10.4.3.1**.

10.9.2.8. 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



10.9.2.9. 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 Título :5 Hormigón Armado). Este deberá realizarse de manera que no se perjudiquen la seguridad estructural y las condiciones de servicio de los elementos vaciados.

10.9.2.10. Se deberán programar y establecer los procedimientos para el retiro de los puntales y el re-apuntalamiento, para etapas futuras de vaciados.

10.9.2.11. 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:

Ecuación (35) $X_f = 2.83 \sqrt{\frac{F_b S}{W}}$ (Para uno o dos claros)

Ecuación (36) $X_f = 3.15 \sqrt{\frac{F_b S}{W}}$ (Para tres o más claros)

b) Fuerza cortante

- Para madera maciza

Ecuación (37) $\chi_c = \frac{F_v A}{0.75w} + 2h$ (Para un claro)

Ecuación (38) $\chi_c = \frac{F_v A}{0.95w} + 2h$ (Para más de un claro)

▪ Madera contrachapada o plywood:

Ecuación (39) $\chi_c = \left[\frac{2F_v}{w} * \frac{Ib}{Q} \right] + 2h$

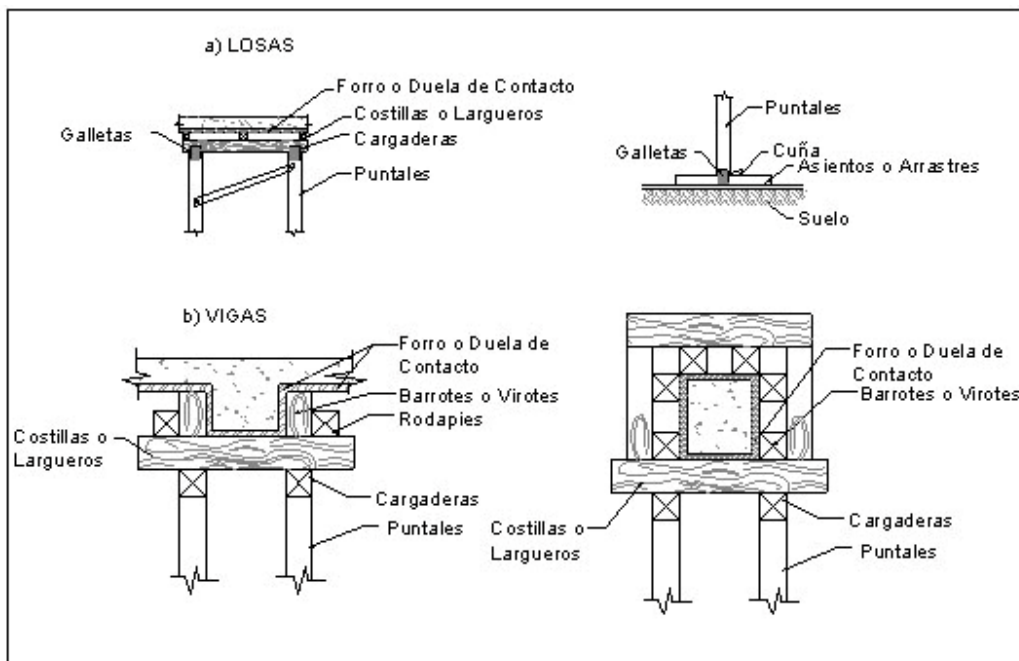
Ecuación (40) $\chi_c = \left[\frac{2F_v}{0.6w} * \frac{Ib}{Q} \right] + 2h$ (Para más de un claro)

Los valores de $\left(\frac{Ib}{Q}\right)$ se dan en la tabla 13

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



- Para hormigón visto o arquitectónico, $\frac{Lu}{400}$

Ecuación (41) $L_{\Delta} = 0.58 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$ (para un claro)

Ecuación (42) $L_{\Delta} = 0.78 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$ (para más de un claro)

- Para hormigón común o pañetar, $\frac{Lu}{360}$

Ecuación (43) $L_{\Delta} = 0.60 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$ (para un claro)

Ecuación (44) $L_{\Delta} = 0.78 * \sqrt[3]{\frac{EI}{W}}$ (para más de un claro)

- Para forros o Duelas de Contacto de madera maciza o contrachapada, cuya deflexión elástica máxima admisible es $\Delta_{adm} = 1/16''$,

Ecuación (45) $L_{\Delta} = 1.87 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$ (para un claro)

Ecuación (46) $L_{\Delta} = 2.28 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$ (para más de un claro)

- Para madera a usarse como Costillas o Largueros, cuya deflexión elástica máxima admisible es $\Delta_{adm} = 1/16''$,

Ecuación (47) $L_{\Delta} = 2.25 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$ (para un claro)

Ecuación (48) $L_{\Delta} = 2.75 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$ (para más de un claro)

- Para madera a usarse como Cargaderas, cuya deflexión elástica máxima admisible es $\Delta_{adm} = 1/4''$,

Ecuación (49) $L_{\Delta} = 2.66 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}}$ (para un claro)

$$\text{Ecuación (50)} \quad L_{\Delta} = 3.24 * \sqrt[4]{\frac{EI}{W}} \quad (\text{para más de un claro})$$

La separación entre apoyos (L_{Δ}) a utilizar será el menor valor calculado, de acuerdo a las expresiones anteriores, para cada caso.

10.9.2.12. 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.

10.9.2.13. 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/m². 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.

10.9.2.14. 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/m³, 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 5°C. 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:

$$\text{Ecuación (51)} \quad L_{lat 1} = \left[732 + \frac{4500 Rv}{0.056T_h + 1} \right] f$$

$$\text{Ecuación (52)} \quad L_{lat 2} = \gamma_h * H_1 * f$$

$$\text{Ecuación (53)} \quad f = \frac{\gamma_h'}{\gamma_h}$$

10.9.2.15. PÁRRAFO: Los valores de P_{lat} calculados según las Ecuaciones 51 y 52 no deberán ser mayores de 14,640 Kg/m², ni de 2,400 H_1 .

10.9.2.16. 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.

10.9.2.17. Para madera contrachapada o plywood, podrán utilizarse las propiedades de las secciones de la Tabla 13 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 13
PROPIEDADES EFECTIVAS PARA MADERA CONTRACHAPADA O PLYWOOD SIN PULIR

Espesor nominal (pulg)	Peso aproximado (kg/m ²)	Espesor efectivo (cm)	Propiedades efectivas para el cálculo de esfuerzo paralelos a las fibras de las capas externas				Propiedades efectivas para el cálculo de esfuerzo perpendiculares a las fibras de las capas externas			
			Área(cm ²)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	Lb/Q (cm ²)	Área (cm ²)	I (cm ⁴)	S (cm ³)	Lb/Q (cm ²)
may-16	4.9	0.9	50.3	3.4	7.7	54.3	25.1	0.3	1.6	-
3-ago	5.4	0.94	47.1	5.6	10.5	65.8	30.4	0.4	2.3	-
1-feb	7.3	1.38	61.5	12.4	17.1	95.2	49.2	2.3	7.8	54.5
5-ago	8.8	1.82	73.3	21.4	23.5	126.9	61.9	7.1	14.4	68.5
3-abr	10.7	1.9	93.3	33.7	30.8	149.1	62.2	11.6	19.8	78.3
7-ago	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

10.9.2.18. 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 14. 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 14
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 mas	90°	1.0	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

10.9.2.19. 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/m². Esta deberá determinarse por medio de los criterios siguientes:

→ Cuando $R_v < 2$ m/hr:

P_{lat} , deberá ser calculada según la Ecuación 51

→ Cuando $3 \text{ m/hr} > R_v \geq 2 \text{ m/hr}$:

P_{lat} , deberá ser calculada según la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación (54)} \quad L_{lat \ 1} = \left[732 + 1406 \frac{4.7 + R_v}{0.056T_h + 1} \right] f$$

→ Cuando $R_v < 3$ m/hr:

P_{lat} , deberá ser calculada según la Ecuación 52.

PÁRRAFO: Los valores de P_{lat} calculados con las Ecuaciones 51 y 54 no deberán ser mayores que el valor de P_{lat} , calculado con la Ecuación 52 (para el caso de muros).

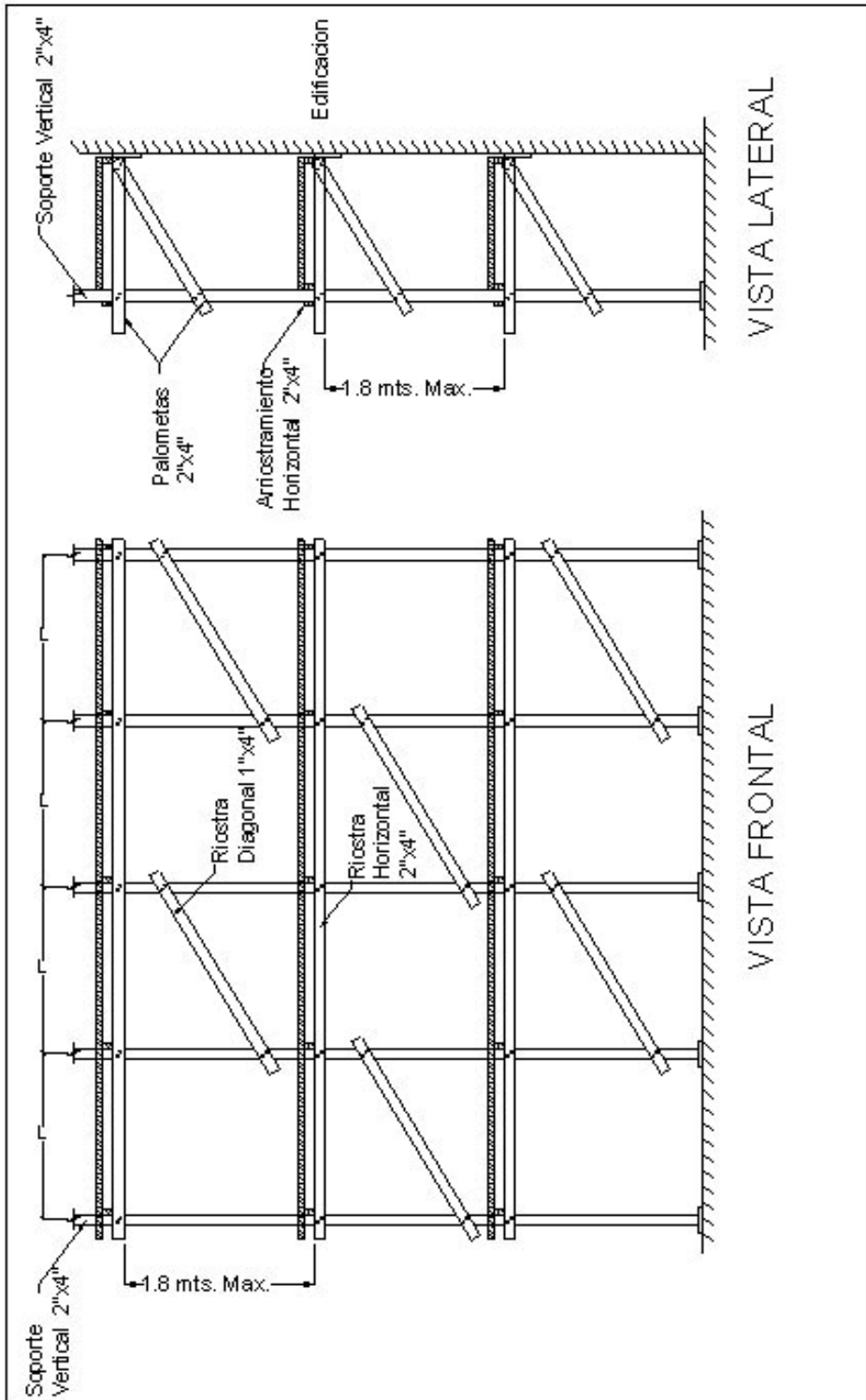
10.9.2.20. ANDAMIOS.

TABLA 15
REQUISITOS MÍNIMOS DE CONSTRUCCIÓN PARA ANDAMIOS

	Edificios de 4 niveles o menos	Edificios de 4 a 6 niveles o menos
Separación máxima para los elementos de soporte en 2"x4"	1.80m	1.20m
Separación vertical máxima entre elementos de arriostramiento horizontal usando 2"x4"	1.80m	1.80m
Dimensión mínima de tablonés	2"x4"	2"x12"
Dimensión vertical máxima de las palometas 2"x4"	1.80m	1.80m
Nota: 1. Para edificaciones mayores de 6 niveles no se permitirá el uso de andamios de madera.		

2. Se proveerá arriostramiento diagonal con 1"x4" de forma intercalada/checkerboard), en todo el frente del andamio.

FIGURA 32
ANDAMIO TÍPICO



CAPÍTULO 10.10. TÉCNICAS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS.

10.10.1. ASPECTOS GENERALES. 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 con las especificaciones de las Secciones anteriores del presente Título.

10.10.2. CIMENTACIONES.

10.10.2.1. 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 éstas deberá regirse de acuerdo con lo especificado en los Títulos correspondientes a cada material y las uniones y/o anclajes de los elementos de madera con los de su cimentación deberán hacerse de acuerdo con los requerimientos del **CAPITULO 10.8**. Se presentan en la **sección 10.10.2.2** algunos detalles constructivos de anclajes y formas de protección de estas estructuras, relacionadas con sus cimentaciones.

10.10.2.2. 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 éstas 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

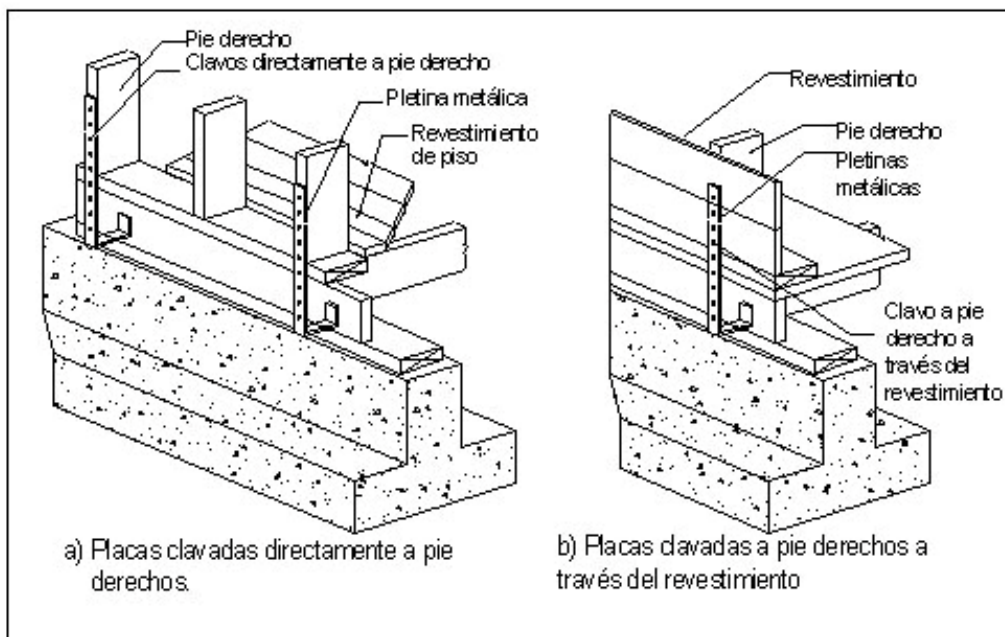


FIGURA 34
ANCLAJES DE VIGAS Y VIGUETAS

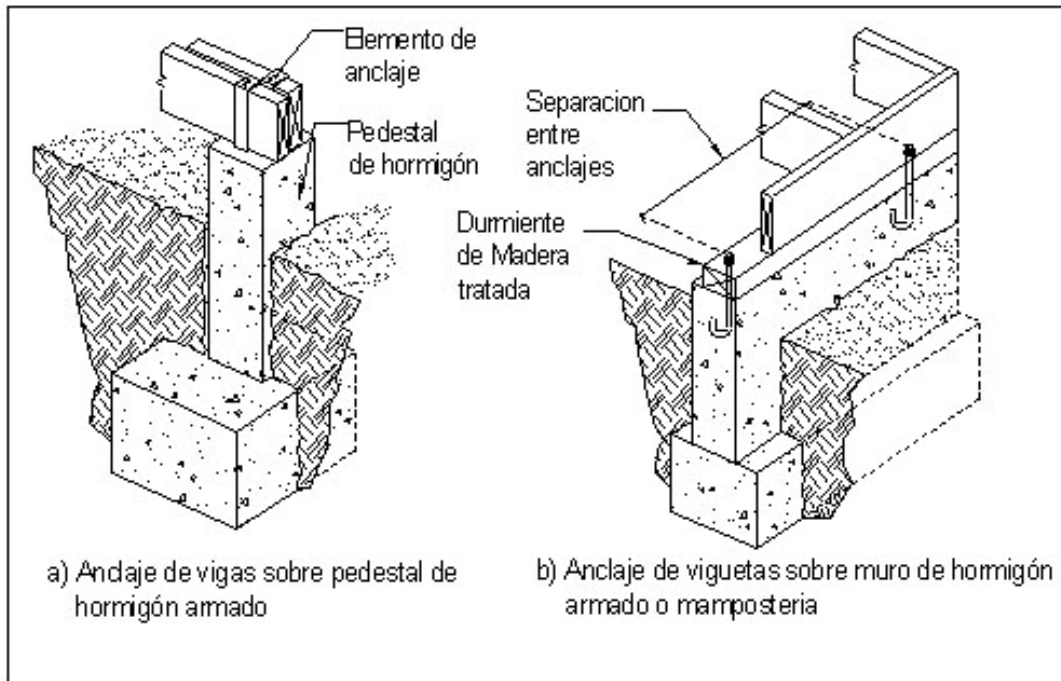


FIGURA 35
ALTERNATIVAS DE ANCLAJES EN LOSAS DE CIMENTACION O CIMIENTOS CORRIDOS

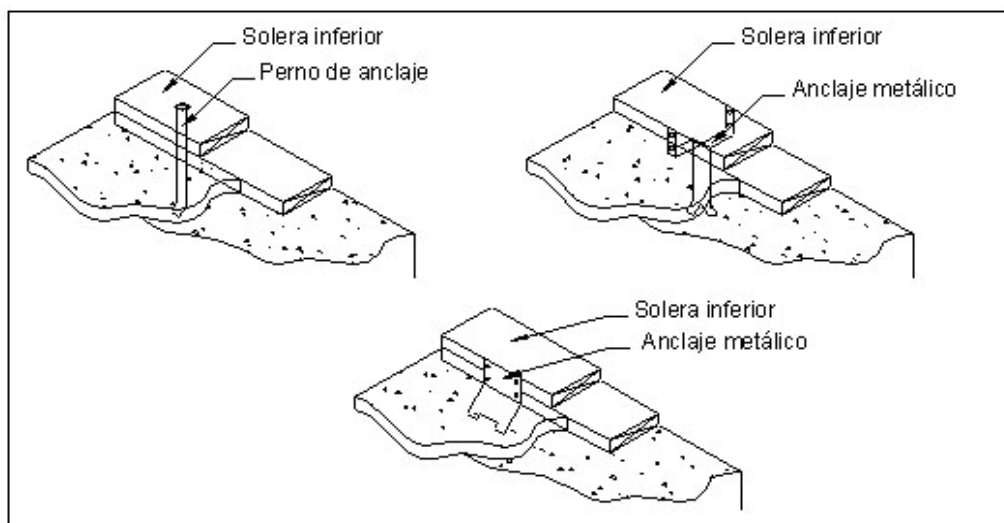


FIGURA 36
 CIMENTACIÓN CON POSTES DE MADERA

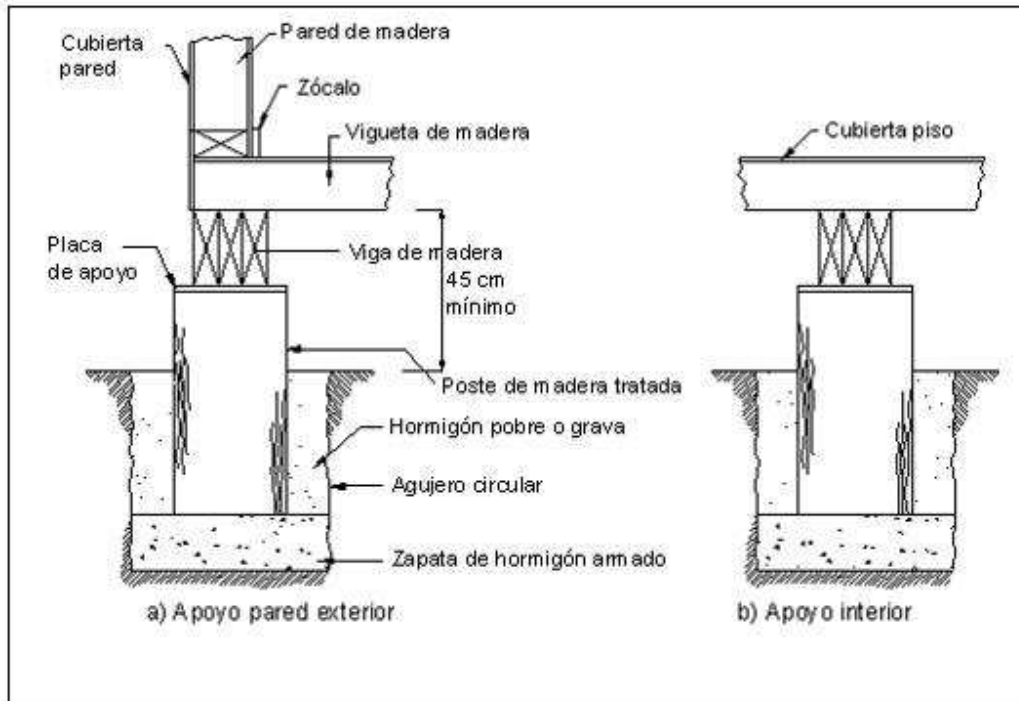
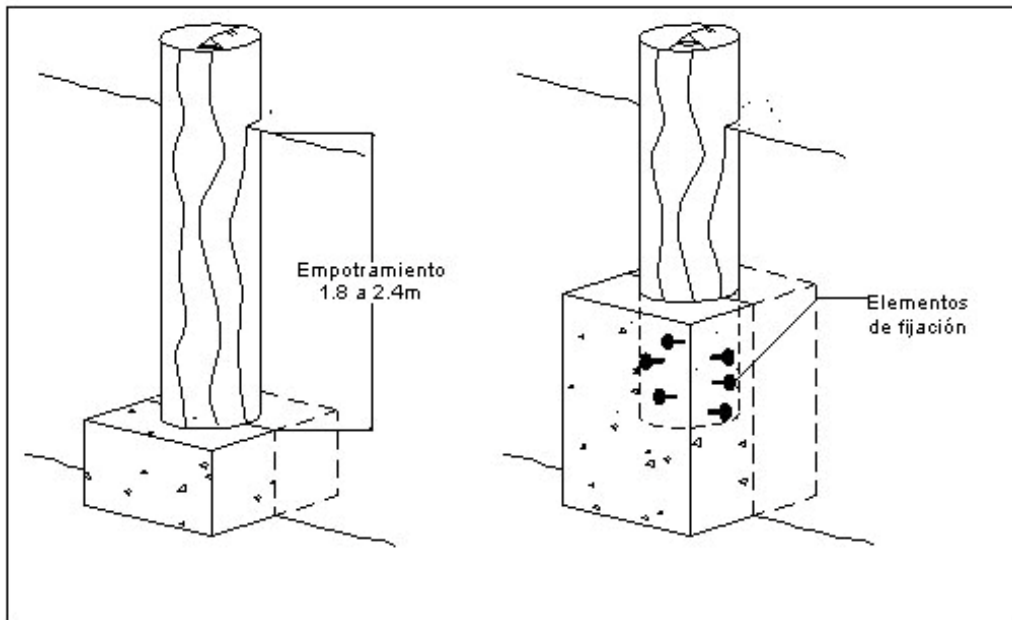


FIGURA 37
 ANCLAJE POSTES DE MADERA



10.10.2.3. PROTECCIÓN CONTRA HUMEDAD. Para proteger de la humedad la madera en contacto con los cimientos deberá disponerse de materiales impermeables (véase sección 10.2.4) entre ésta y la cimentación. (Véase Figs. 38 y 39).

FIGURA 38
AISLAMIENTO DE LA HUMEDAD EN PISOS SOBRE PEDESTALES DE HORMIGÓN ARMADO (CIMENTACIÓN AISLADA)

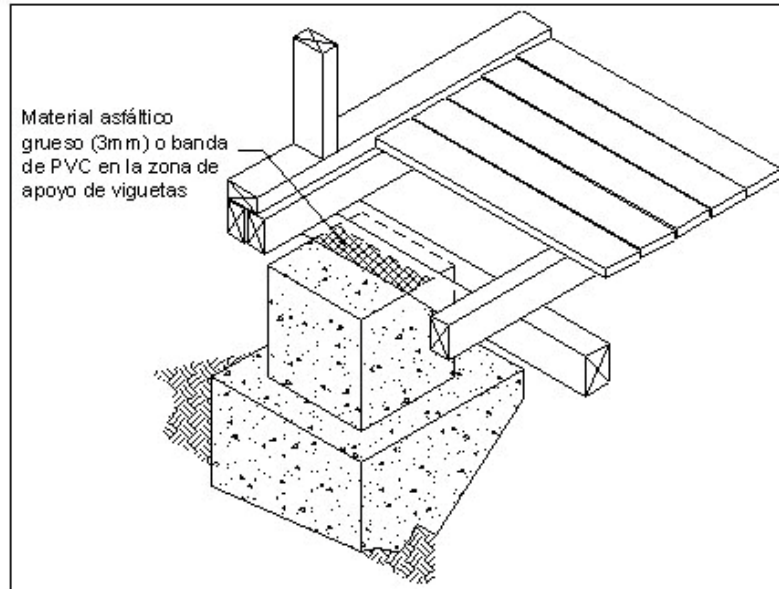
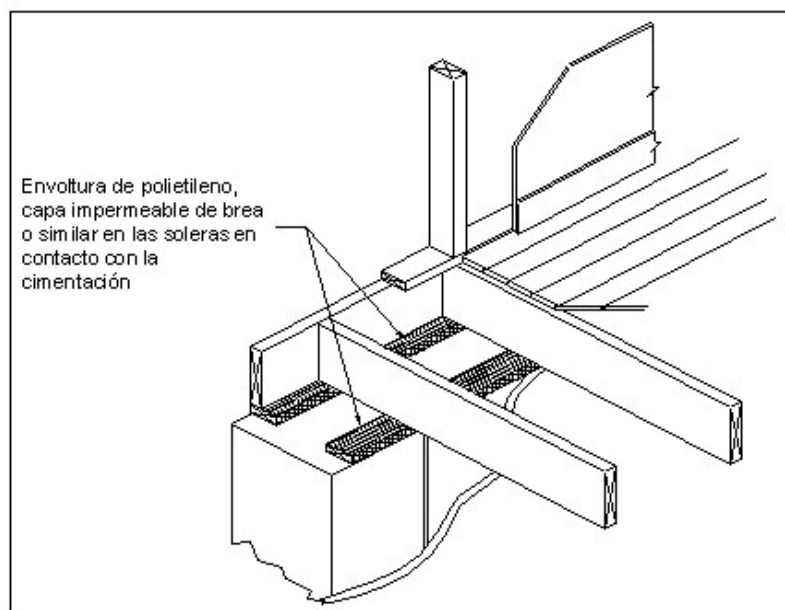
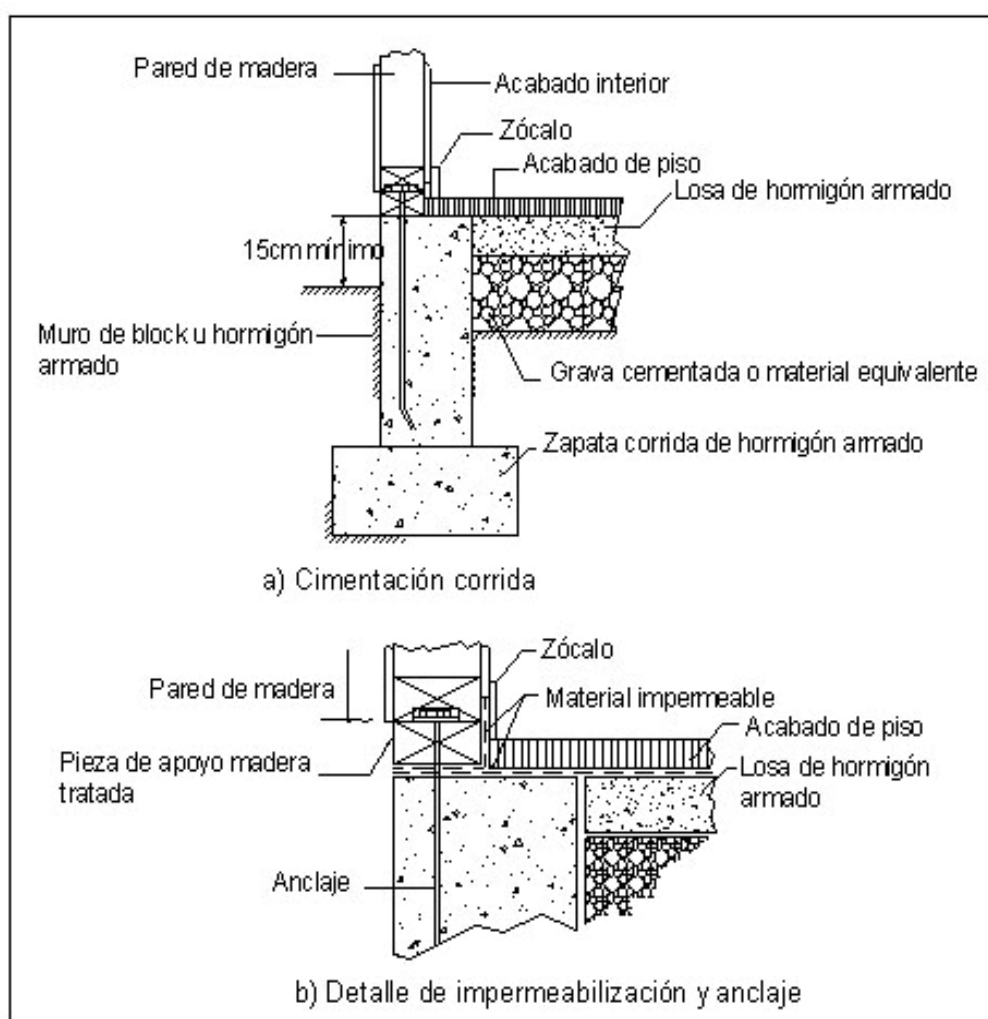


FIGURA 39
AISLAMIENTO DE LA HUMEDAD EN PISOS Y ENTREPISOS SOBRE MUROS (CIMENTACIÓN CORRIDA)



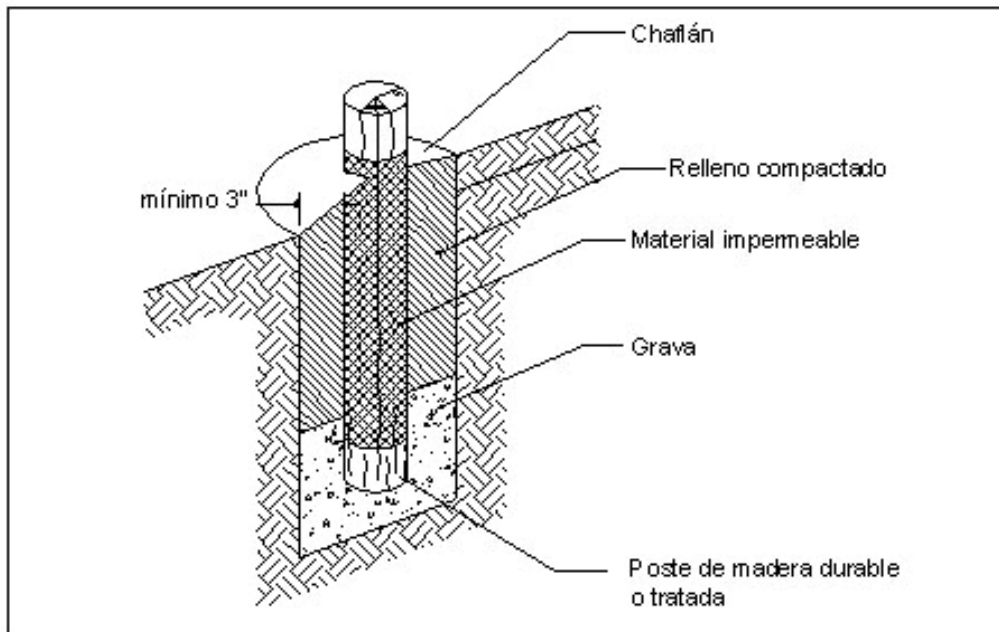
10.10.2.4. Cuando se proyecte el uso de revestimientos de madera para pisos, sobre losas de hormigón armado o plateas, antes de colocar los acabados de madera, deberá extenderse una capa de material impermeable, el cual podrá ser polietileno, manto asfáltico u otro, para proteger la madera de la humedad (véase Fig. 40).

FIGURA 40
CIMENTACIÓN CORRIDA CON ACABADO DE PISO DE MADERA SOBRE LOSA DE HORMIGÓN ARMADO



10.10.2.5. 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 breá, el alquitrán u otro. Véase Fig. 41.

FIGURA 41
PROTECCIÓN DE LA HUMEDAD EN CIMENTACIÓN DE POSTE DE MADERA
EMPOTRADA



10.10.2.6. 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 10.2.8**). 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

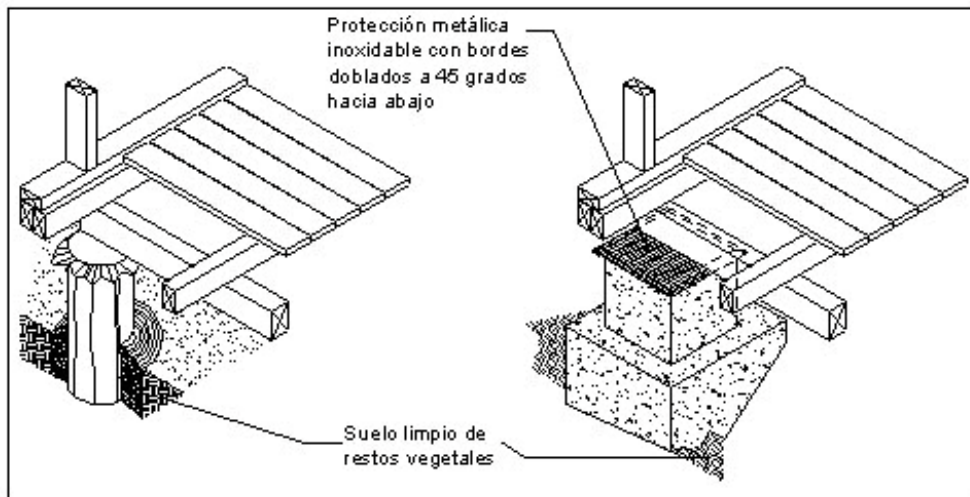
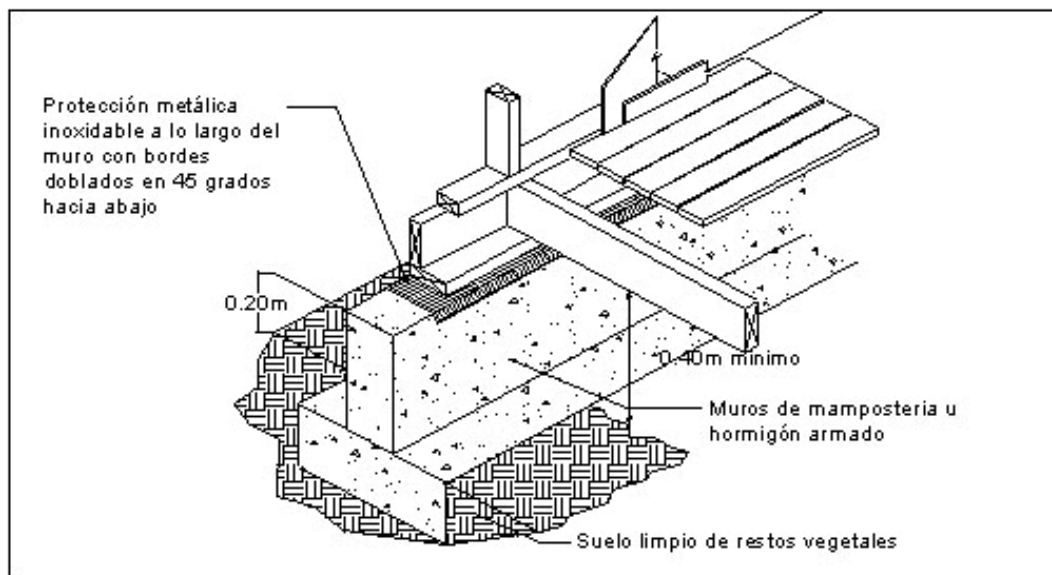


FIGURA 43
 PROTECCIÓN CONTRA TERMITAS SUBTERRÁNEAS EN CIMENTACIÓN
 CORRIDA



10.10.3. COLUMNAS

10.10.3.1. 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

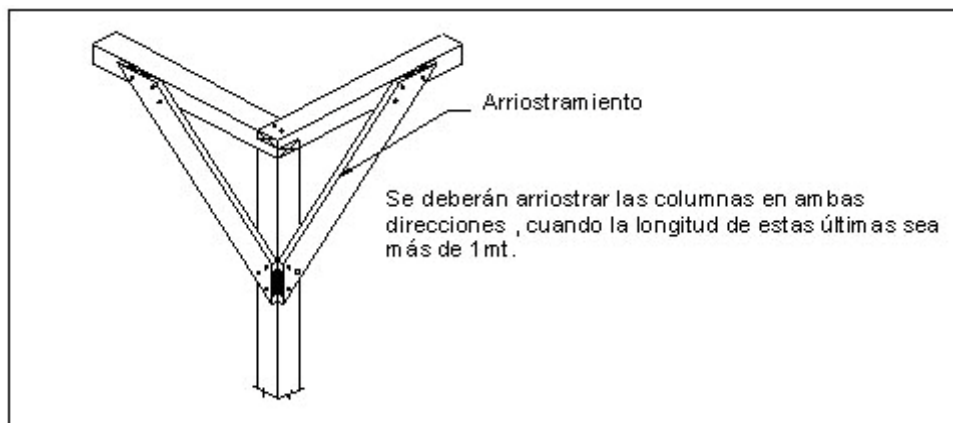
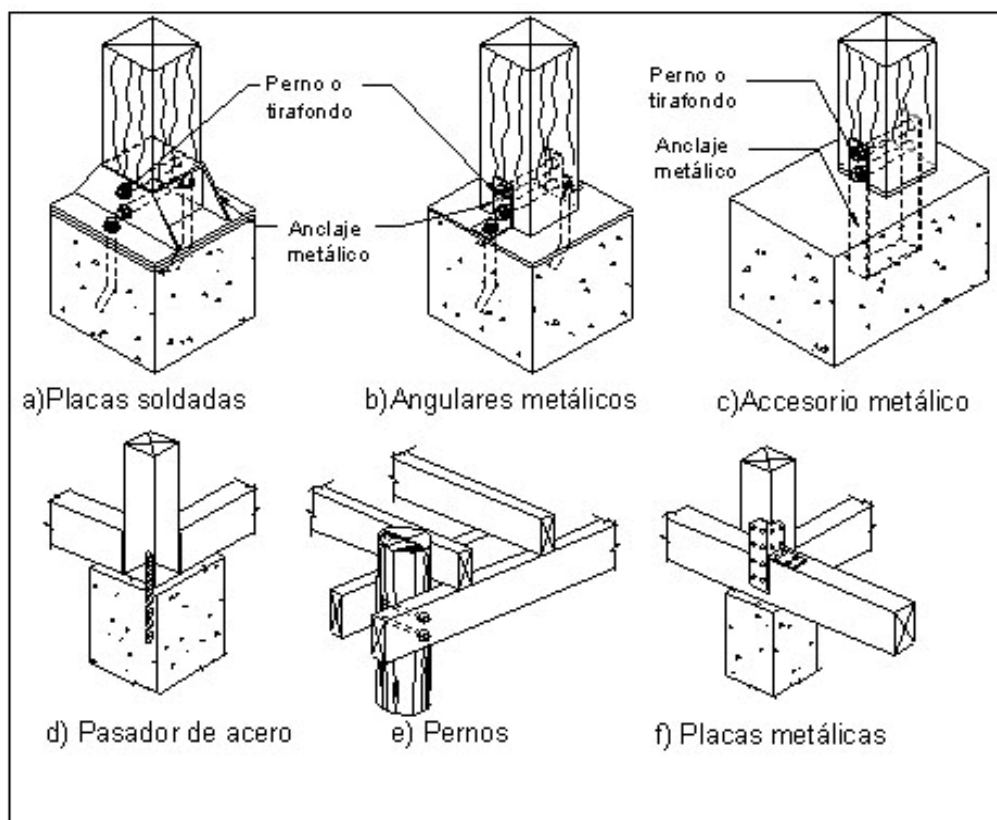


FIGURA 45
ANCLAJES DE COLUMNAS



10.10.3.2. 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

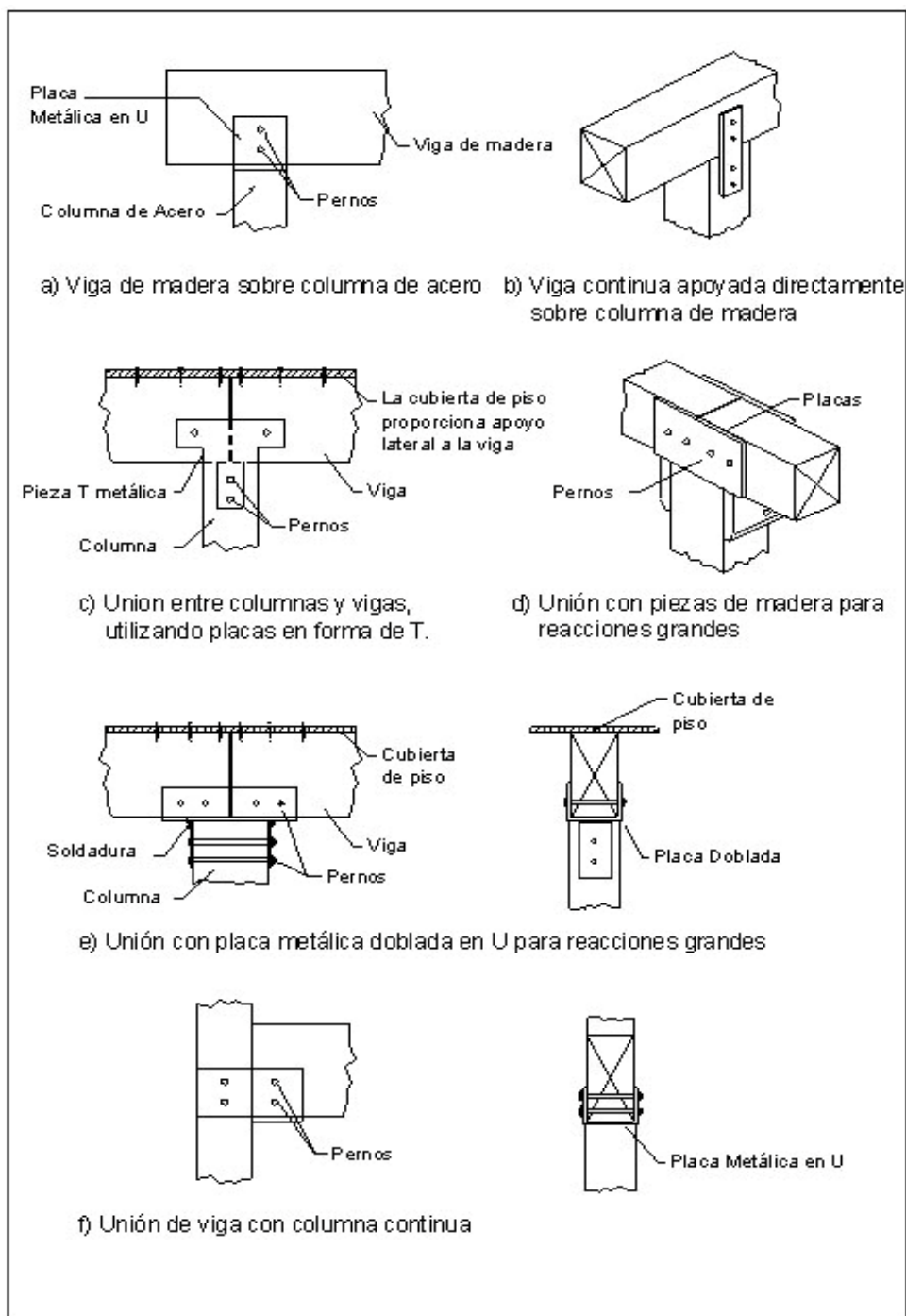
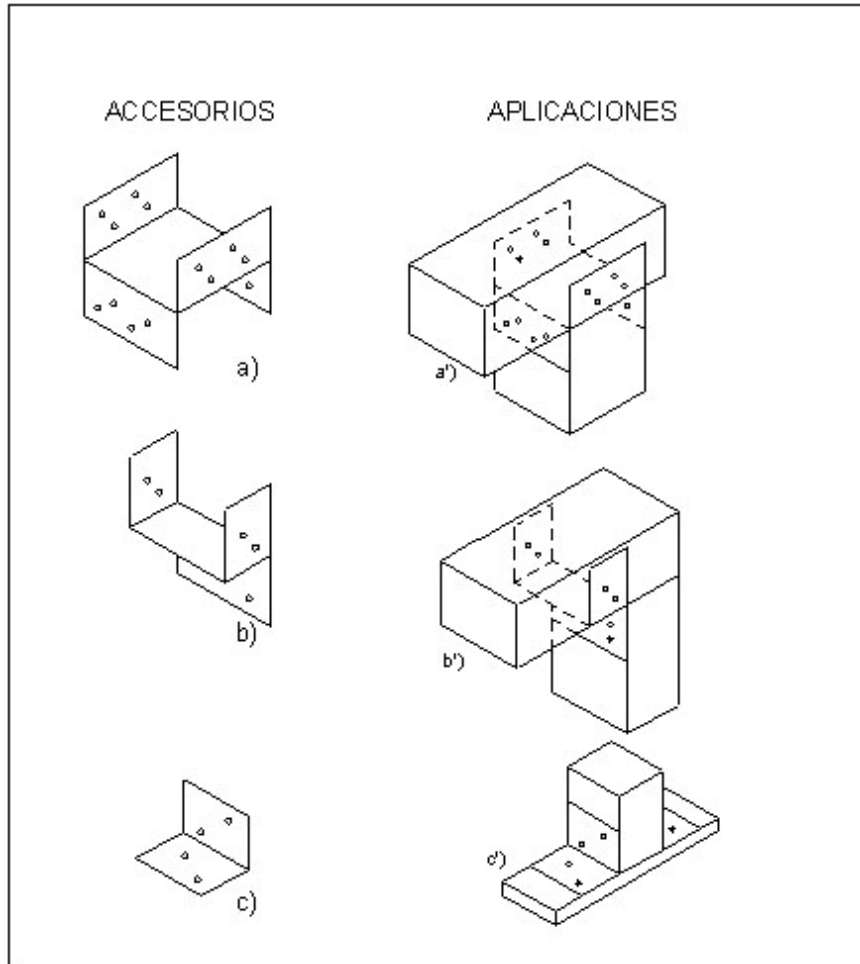
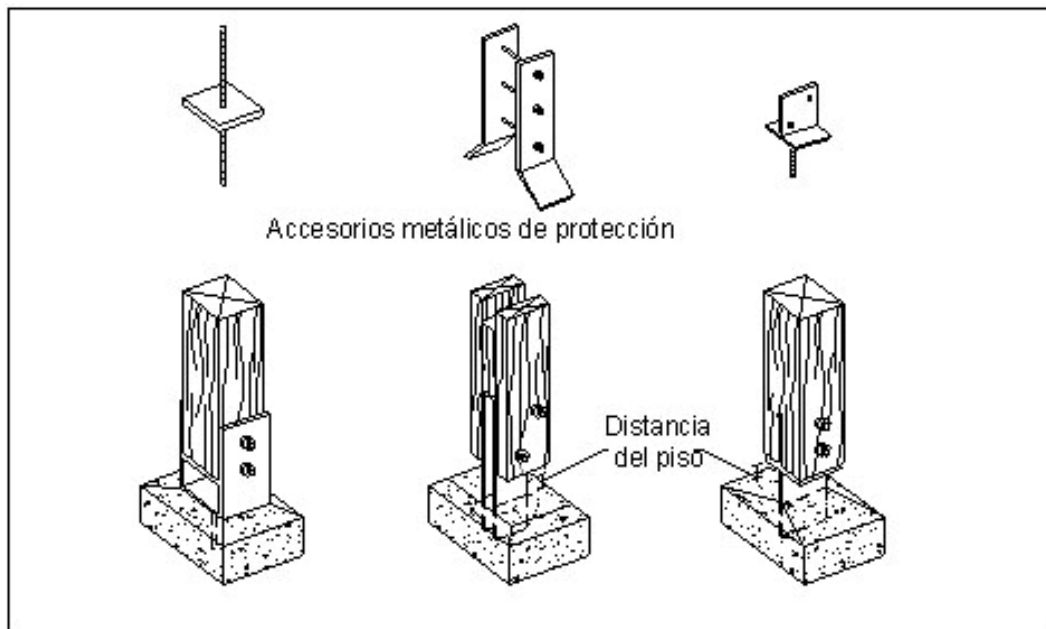


FIGURA 47
ACCESORIOS METÁLICOS UNIONES COLUMNAS Y VIGAS DE MADERA



10.10.3.3. 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



10.10.4. VIGAS Y VIGUETAS

10.10.4.1. En este capítulo se presentan detalles constructivos y especificaciones técnicas que deberán ser tomados en cuenta para la confección 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.

10.10.4.2. 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

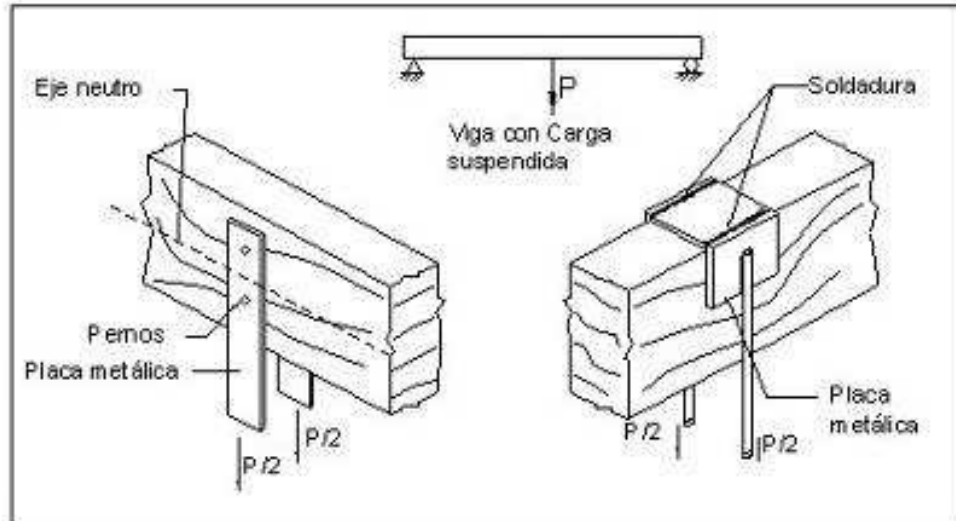


FIGURA 50
UNION ENTRE VIGAS

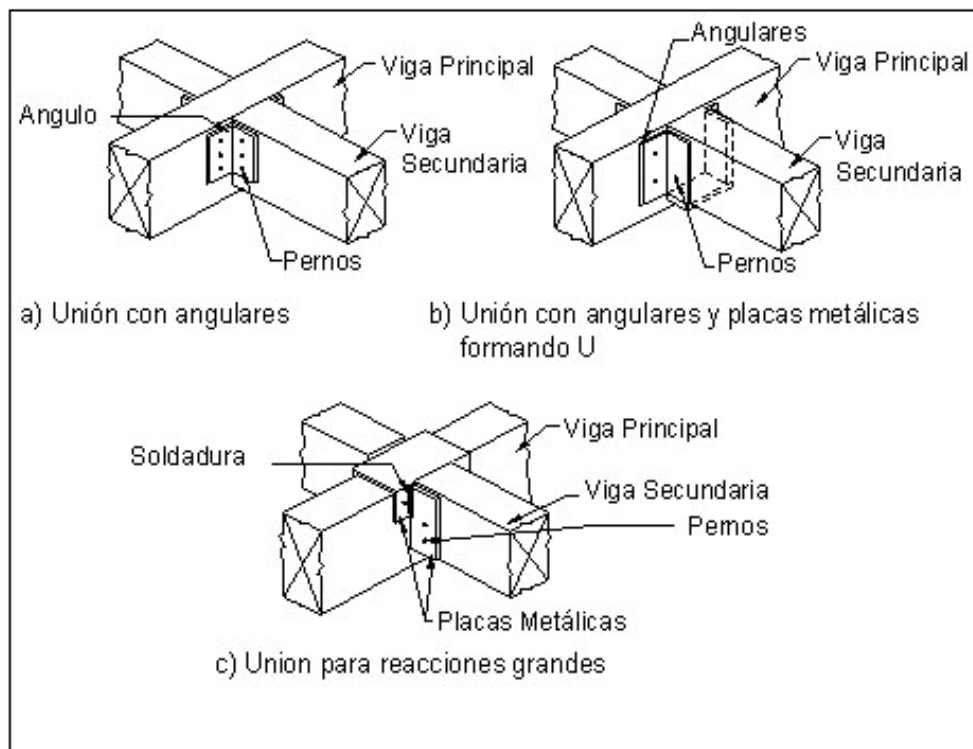
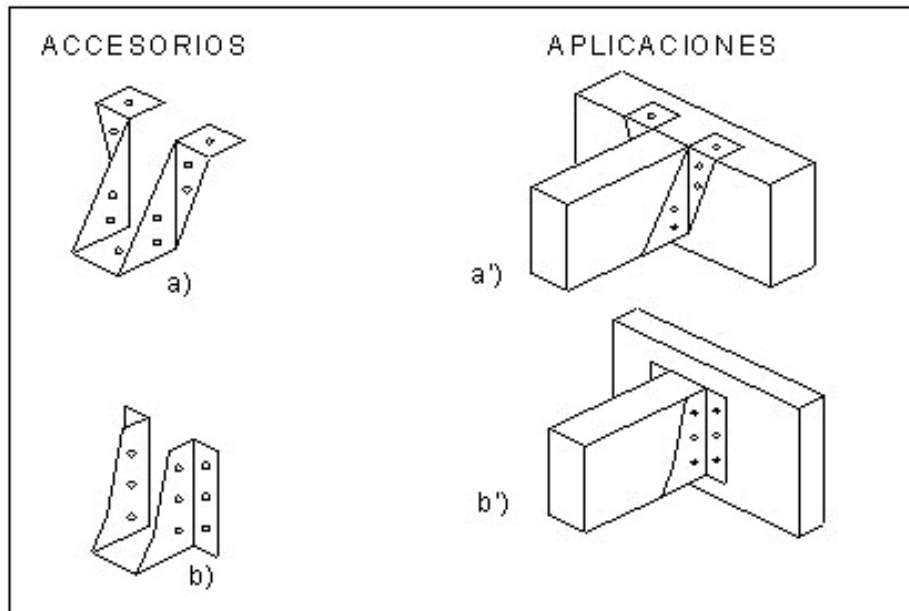
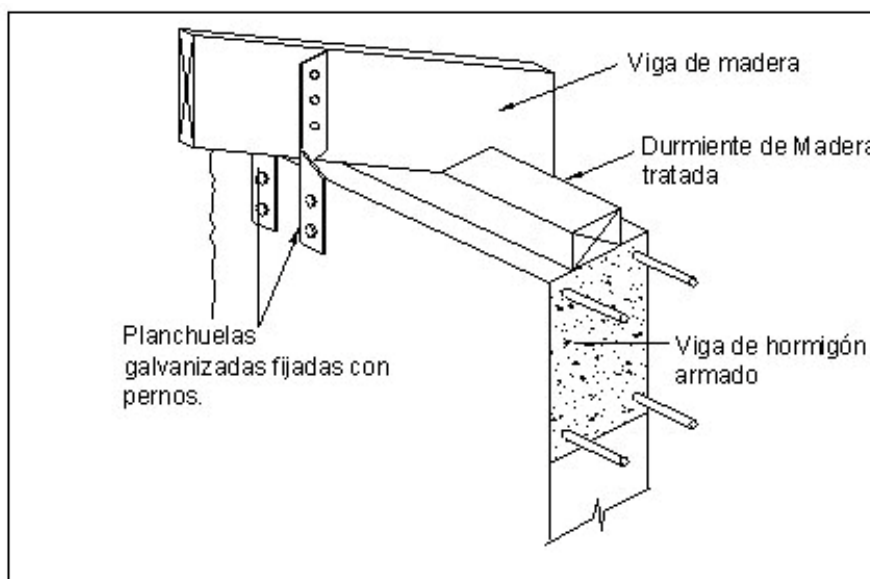


FIGURA 51
ACCESORIOS METÁLICOS, UNIONES VIGAS Y VIGUETAS DE MADERA



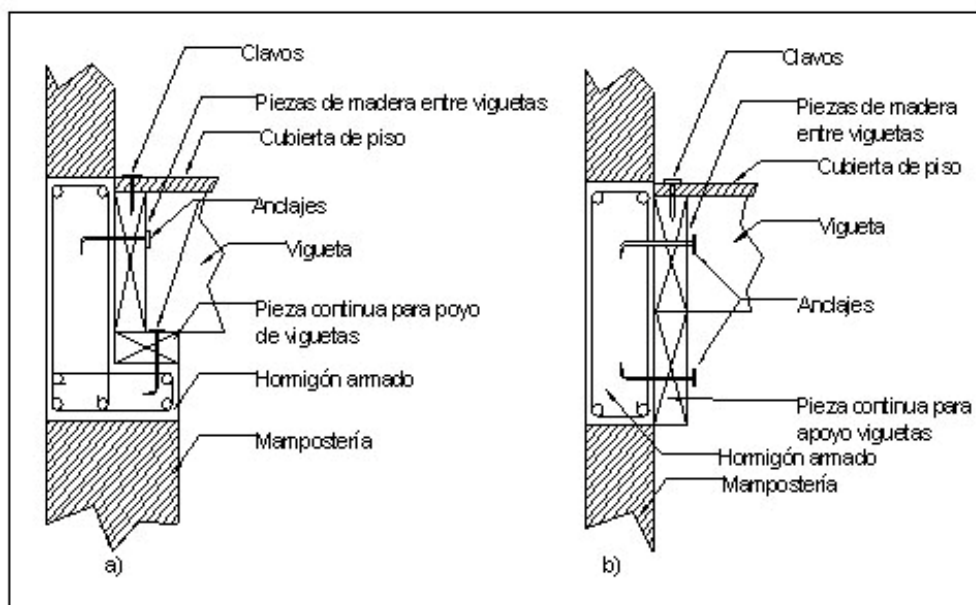
10.10.4.3. Para apoyos de viguetas de madera sobre elementos de hormigón, mampostería u otros, mediante durmientes, éstos deberán ser tratados con preservantes y será obligatorio el uso de fijaciones que puedan garantizar el buen comportamiento en la unión de ambos materiales ante las cargas que pudieren presentarse en la estructura. Véase Fig. 52.

FIGURA 52
APOYO VIGA DE MADERA SOBRE VIGA DE HORMIGÓN ARMADO



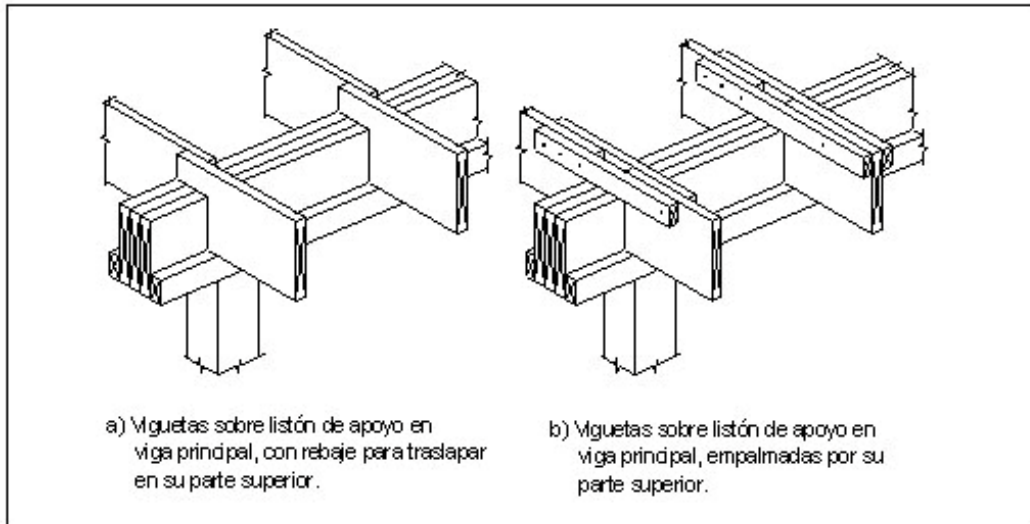
10.10.4.4. En uniones en que los pisos, entrepisos o techos de una estructura actúen como diafragmas horizontales, podrán utilizarse uniones como las mostradas en las Figs. 53 (a y b), éstas ilustran dos alternativas posibles de uniones entre viguetas y elementos de hormigón armado o mampostería, que también son aplicables a uniones entre viguetas y paredes de madera.

FIGURA 53
UNIONES VIGUETAS DE MADERA CON HORMIGÓN ARMADO



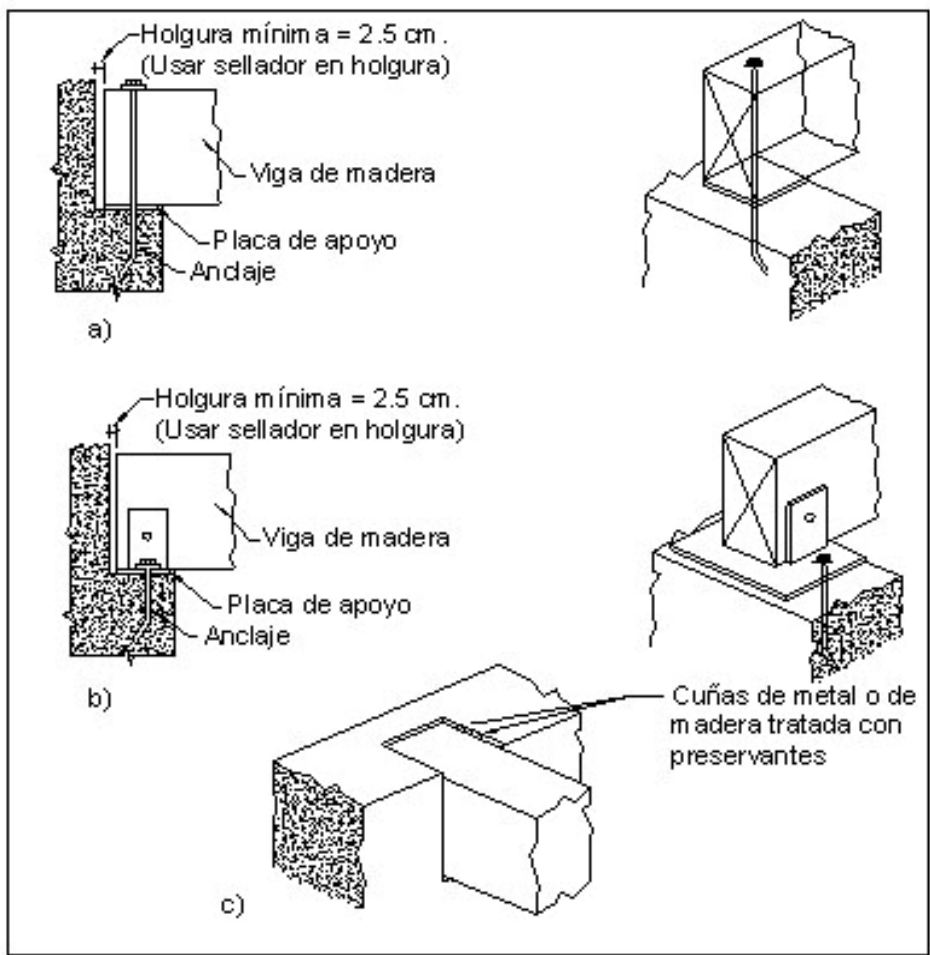
10.10.4.5. Las Figs. 54 (a y b) muestran dos formas de apoyar viguetas de madera, mediante listones sobre una viga principal, para lo que deberá garantizarse la funcionalidad de la unión entre los listones y la viga y entre las viguetas y los listones de apoyo, ya sea con elementos de madera o con accesorios metálicos.

FIGURA 54
UNIONES DE VIGUETAS DE ENTREPISOS



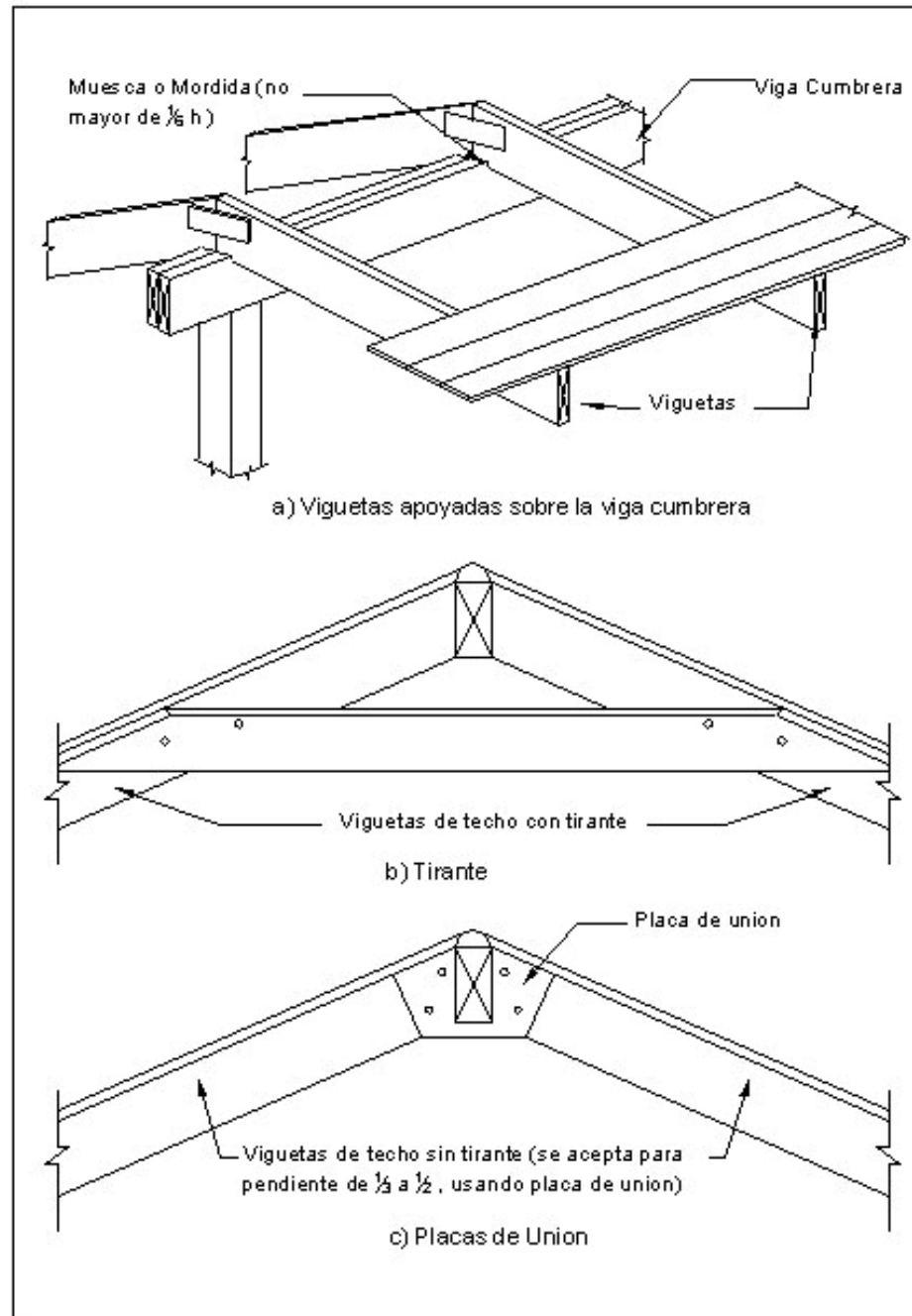
10.10.4.6. En uniones entre vigas de madera y elementos de hormigón armado o mampostería, deberá evitarse el contacto directo entre los dos materiales, para prevenir problemas de humedad. Para esto se usará un material impermeable, como manto asfáltico u otro, o se apoyarán las vigas sobre placas de 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



10.10.4.7. En uniones entre viguetas apoyadas sobre vigas cumbreas 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 cumbrea, 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



10.10.4.8. 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

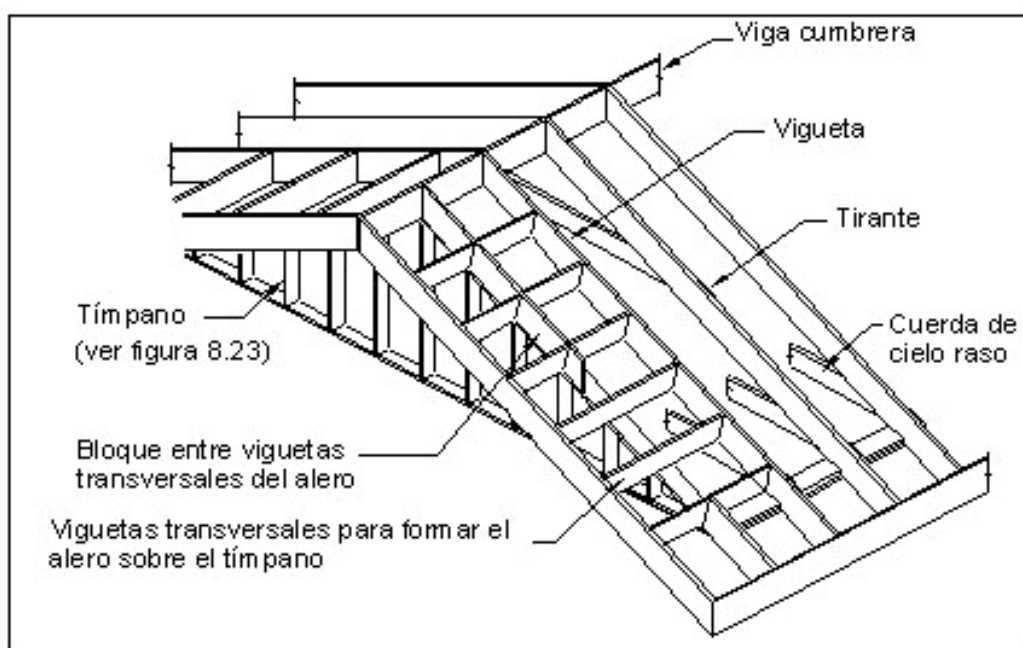
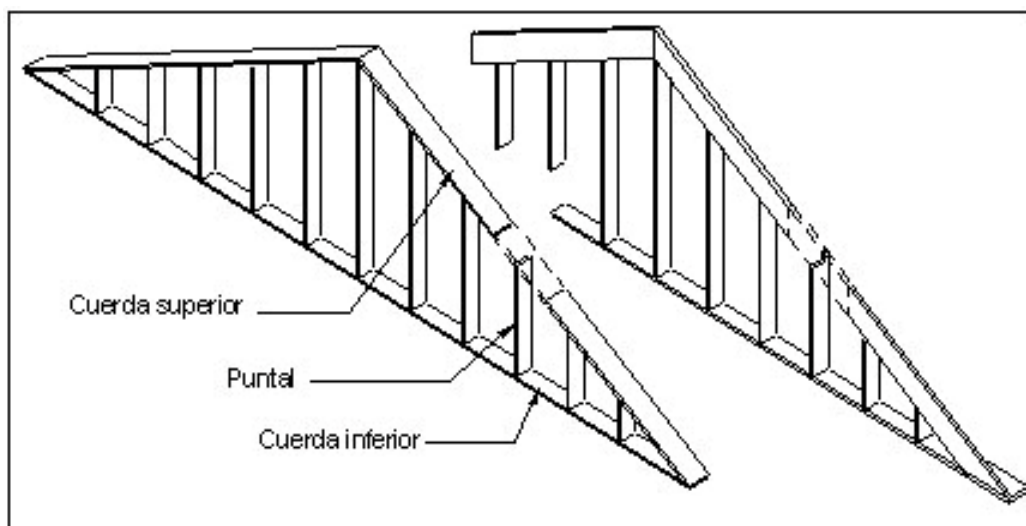
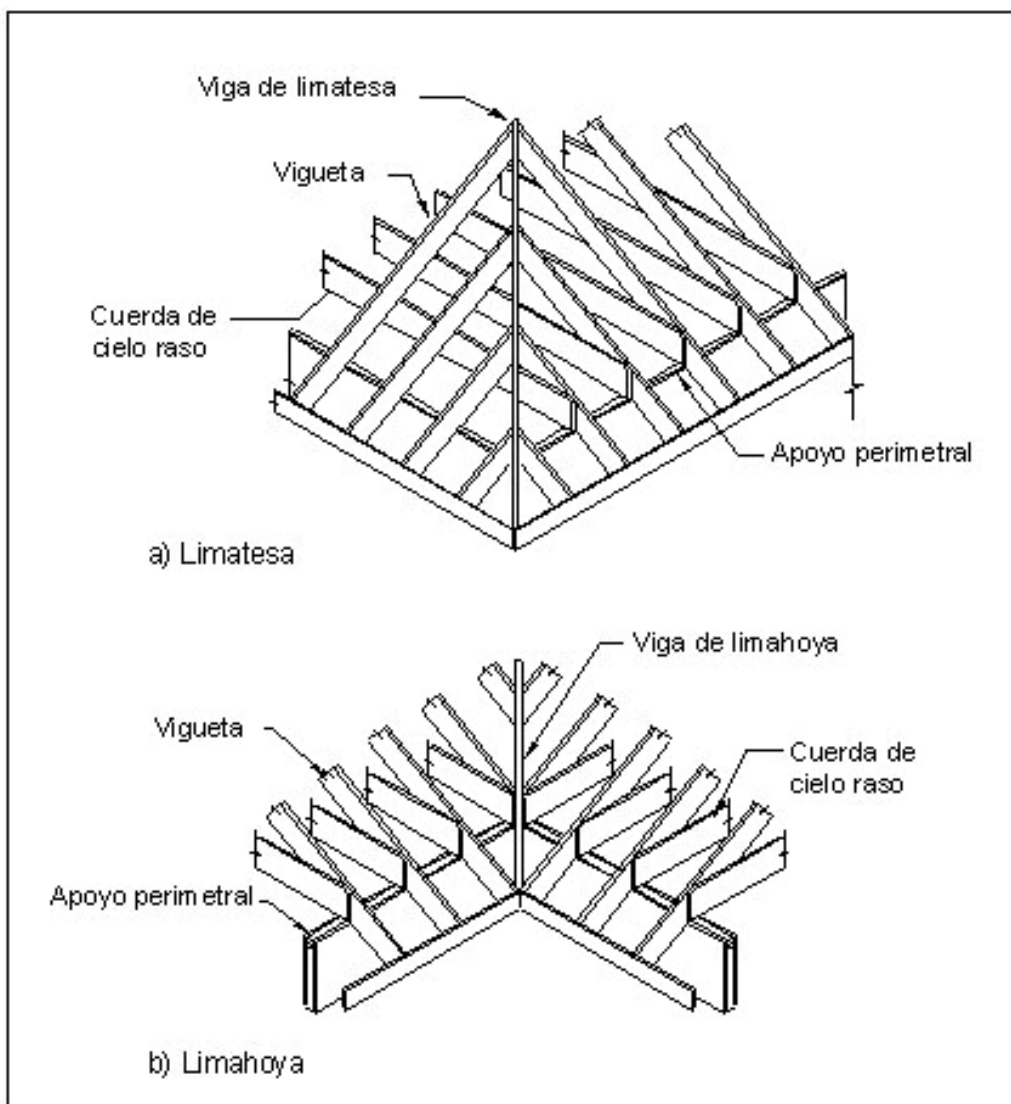


FIGURA 58
DETALLES DE TÍMPANOS



10.10.4.9. 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



10.10.5. PAREDES DE CORTE

10.10.5.1. 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°, aproximadamente. 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

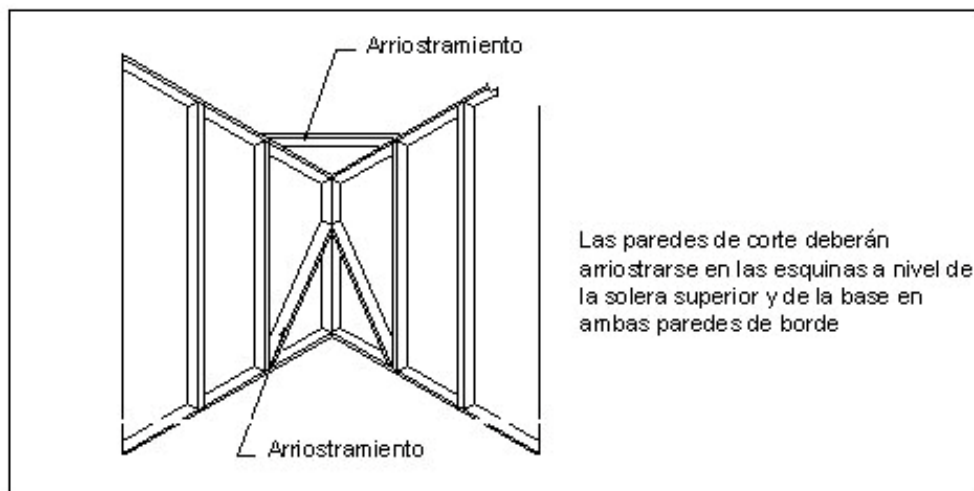
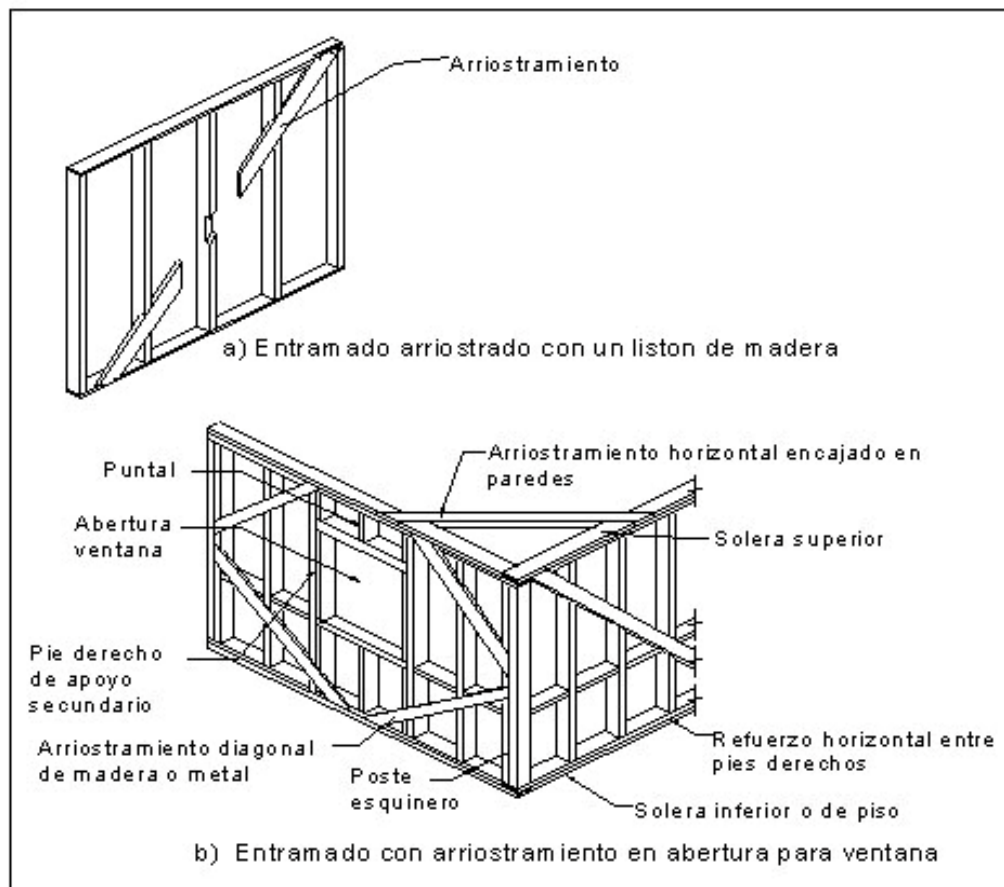


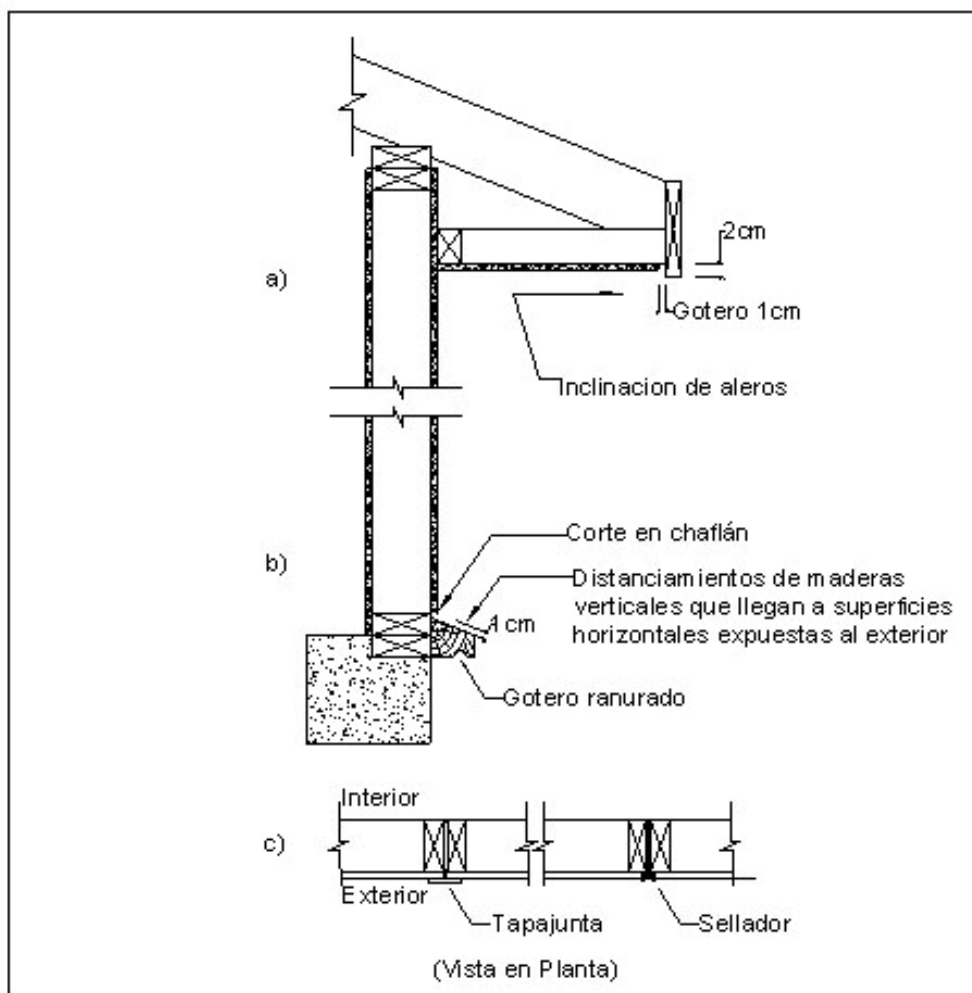
FIGURA 61
ARRIOSTRAMIENTOS ENTRAMADOS DE PARED DE CORTE



10.10.5.2. 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 éstas, y los extremos inferiores de dichas piezas, deberán ser cortados en chaflán como se muestra en la Figura 62- b.

10.10.5.3. 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.

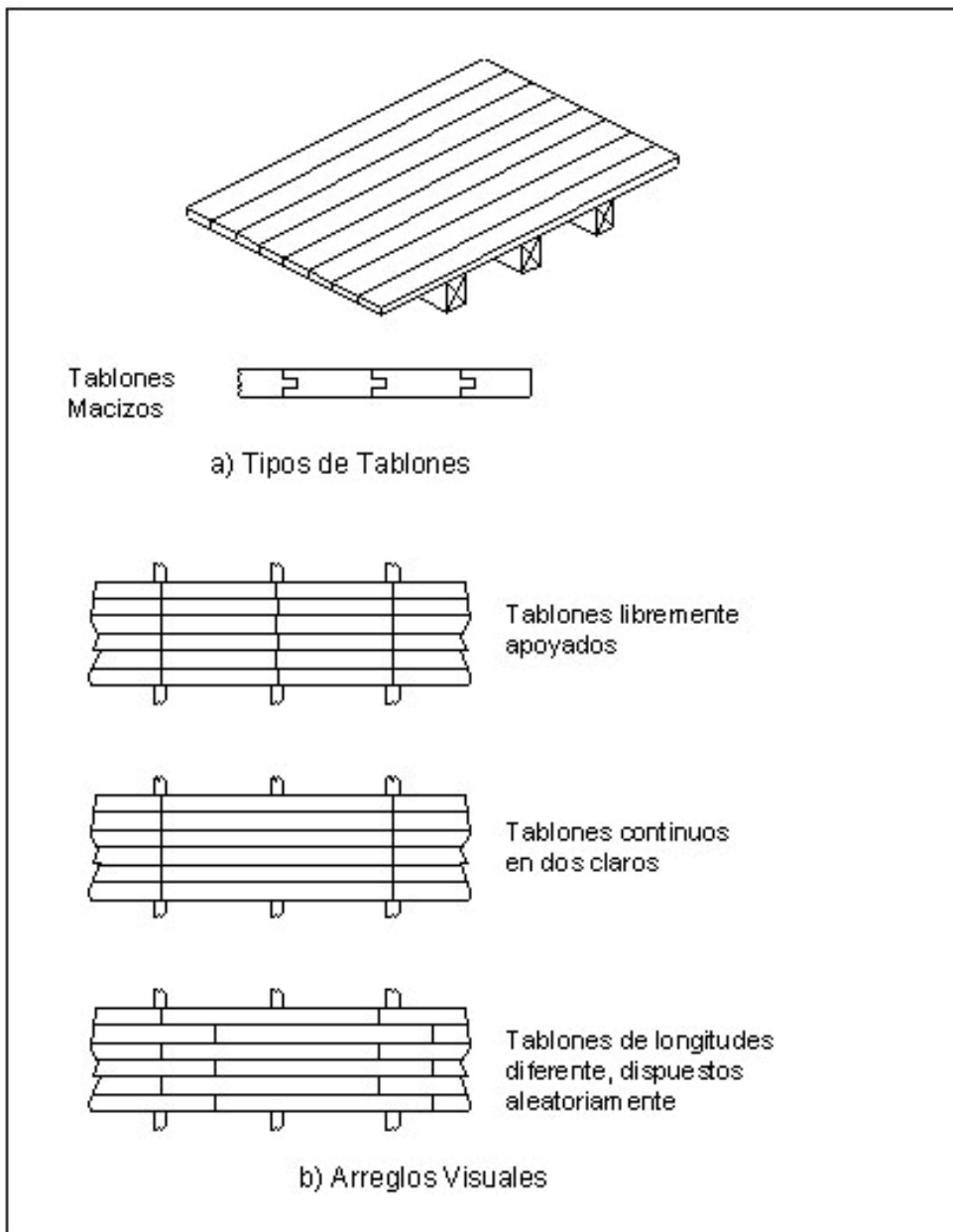
FIGURA 62
PROTECCION CONTRA HUMEDAD EN PAREDES EXTERIORES



10.10.6. PISOS Y ENTREPISOS

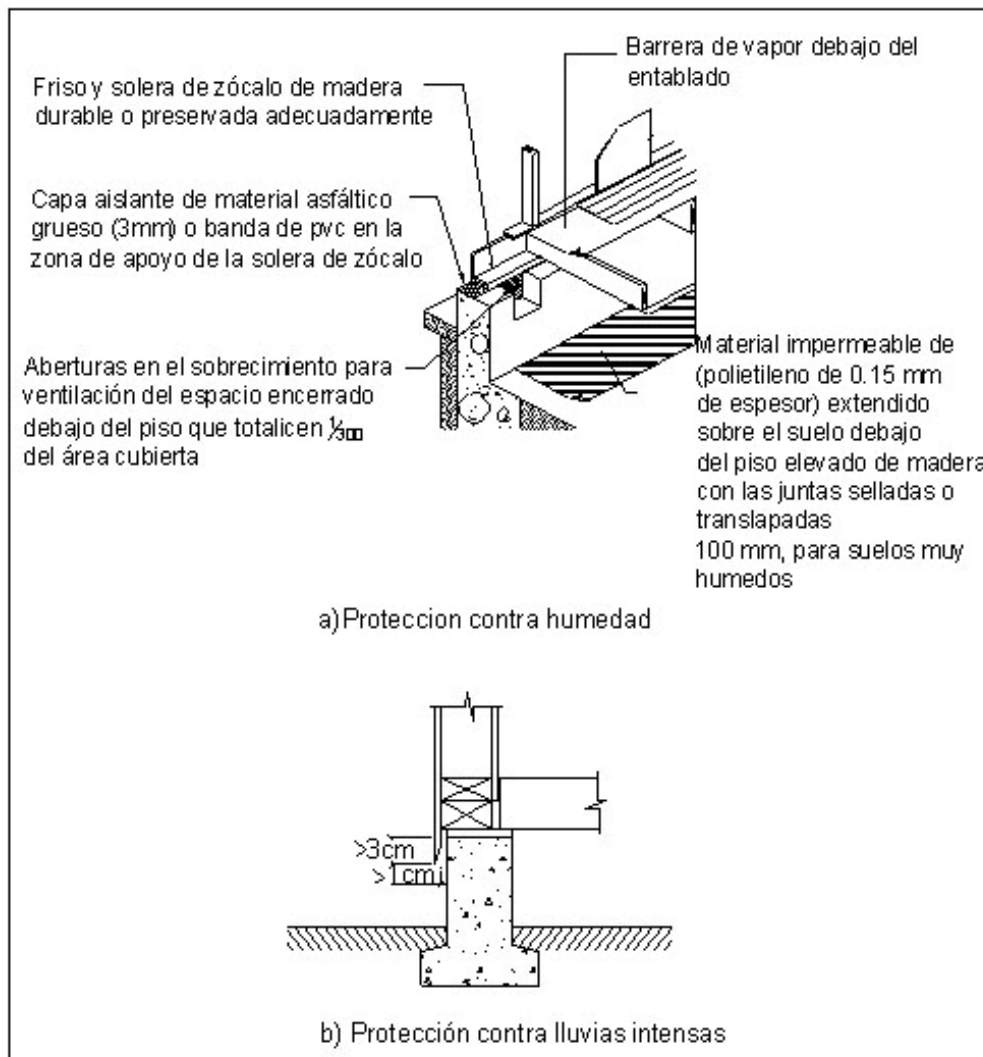
10.10.6.1. Para pisos de madera, podrán disponerse de tablonces de diversas formas y tamaños. Para un mejor comportamiento ante cargas concentradas se recomienda el uso de tablonces machihembrados (véase Fig. 63) previo diseño, de acuerdo con los requerimientos del **CAPITULO 10.5**.

FIGURA 63
ENTREPISO DE VIGUETAS Y TABLONES



10.10.6.2. 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



10.10.7. CUBIERTAS DE TECHO

10.10.7.1. 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

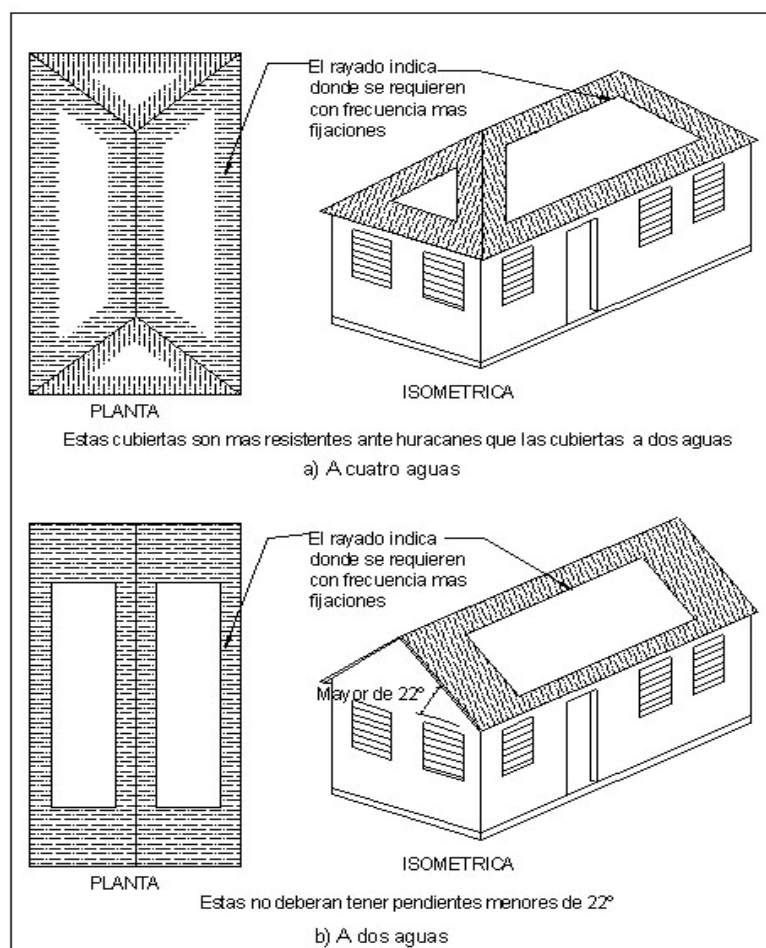
b. Laterales:

- 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.

10.10.7.2. La fijación de las cubiertas de techo con planchas galvanizadas u otras, deberá realizarse de acuerdo con las especificaciones siguientes:

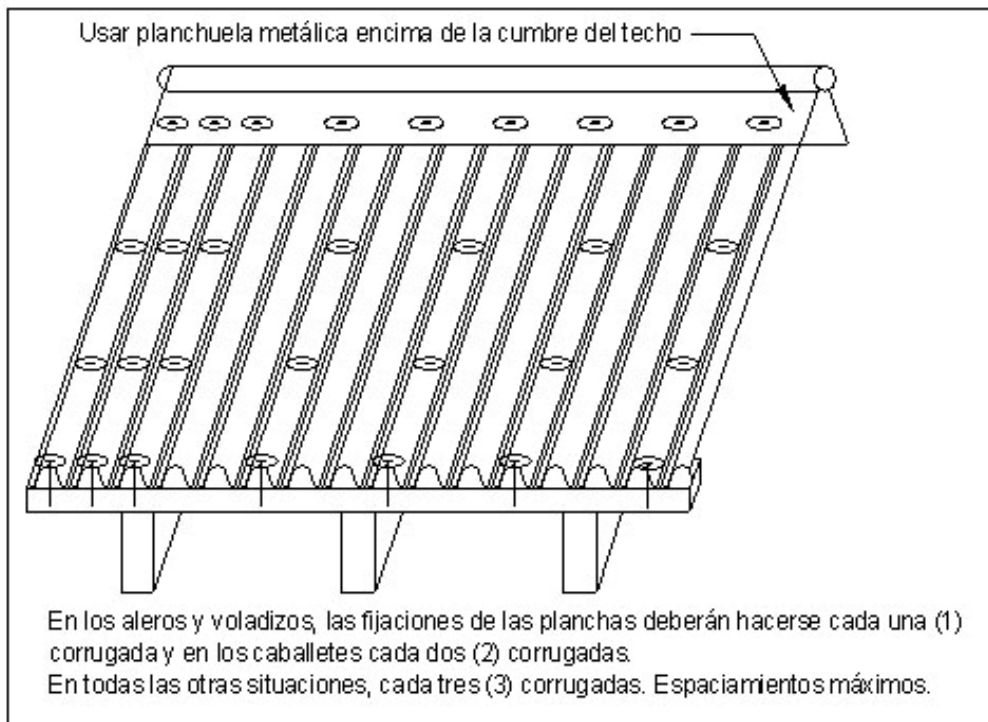
- a. Para cubiertas de techos a dos y cuatro aguas, deberán usarse mayor número de fijaciones en las zonas indicadas en la Figura 65. Mientras más delgadas sean las planchas, mayor número de fijaciones requerirán.

FIGURA 65
CUBIERTAS DE TECHO



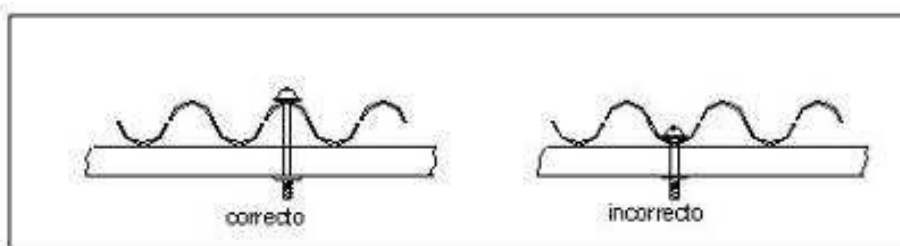
- b. Para cubiertas de techo con planchas galvanizadas acanaladas, se recomiendan los espesores iguales o mayores a los correspondientes al calibre 24, de usarse planchas de espesores menores, deberán fijarse como se indica en la Figura 66.

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 PERNOS



10.10.7.3. 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.

10.10.7.4. Los techos deberán tener un buen sistema de desagüe, especialmente en los encuentros de techos inclinados (limatesas y limahoyas), con canaletas de metal inoxidable o de algún otro material similar.

10.10.7.5. 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

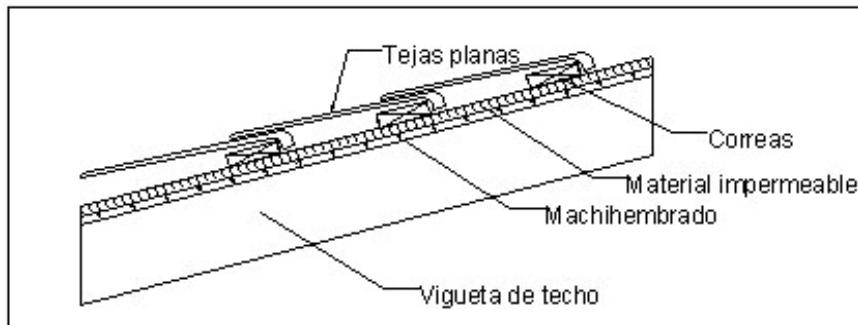


FIGURA 69
CUBIERTAS DE TEJA CERAMICA

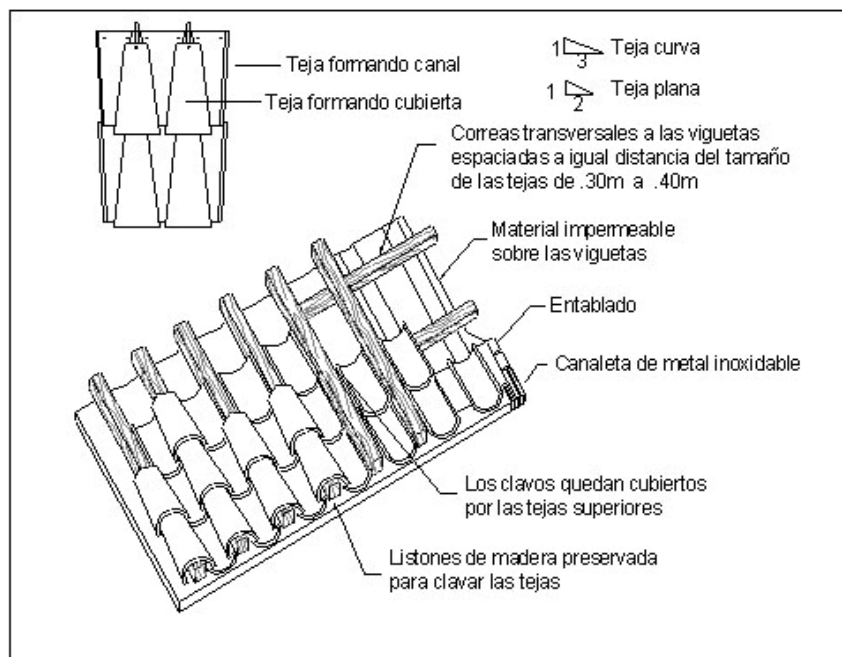


FIGURA 70
CUBIERTA DE TEJA ASFALTICA

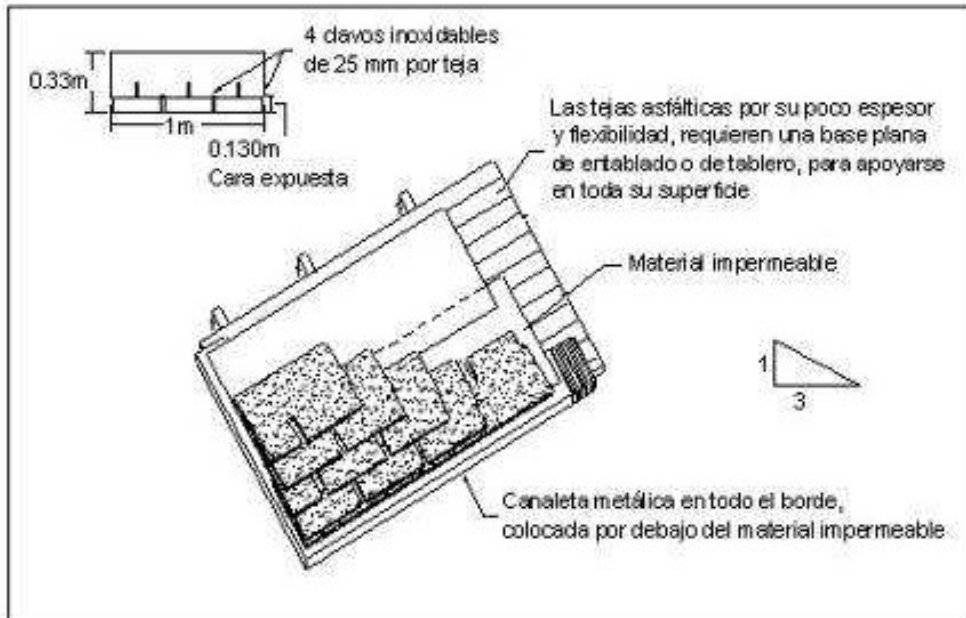
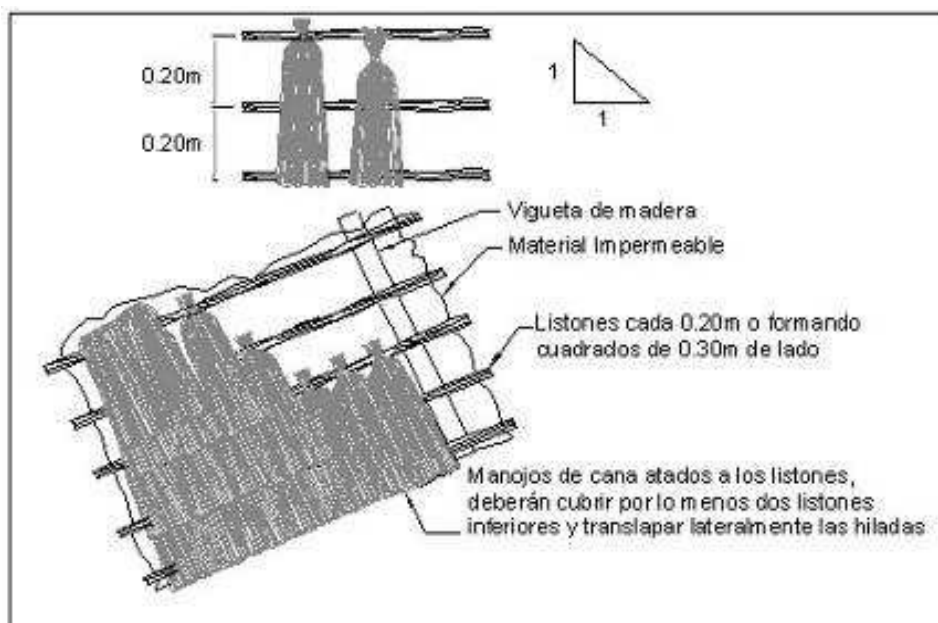


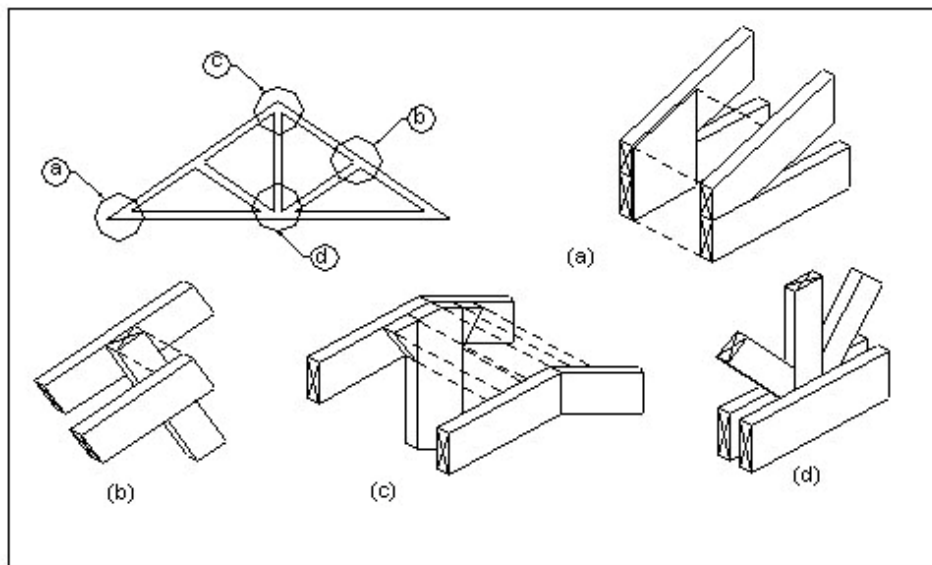
FIGURA 71
CUBIERTA DE CANA



10.10.8. TIJERILLAS O CERCHAS

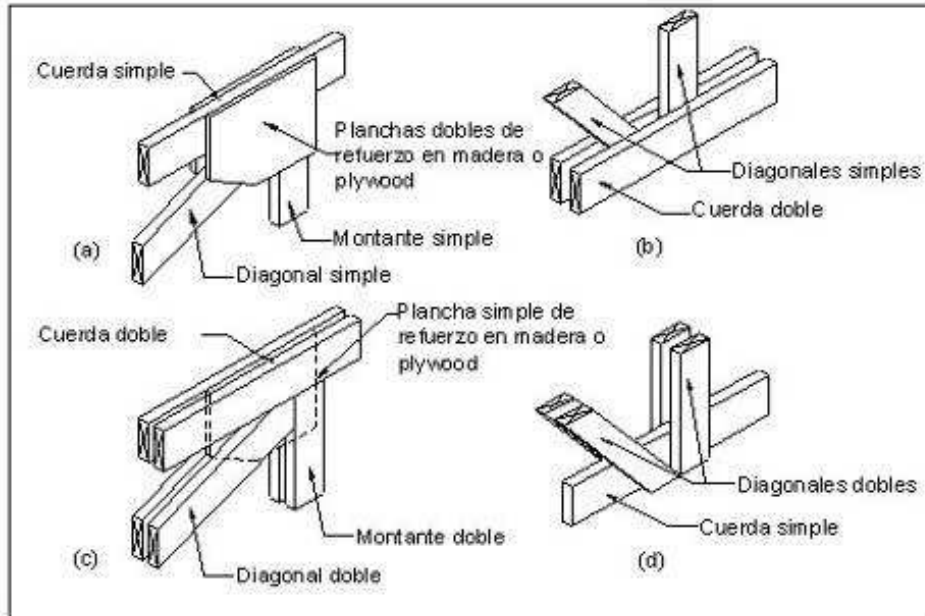
10.10.8.1. ELEMENTOS Y UNIONES DE TIJERILLAS O CERCHAS. En tijerillas o cerchas de madera podrán utilizarse elementos simples y/o múltiples, de acuerdo a la magnitud de las cargas, de las luces por cubrir y de las uniones adoptadas (véase Fig. 72).

**FIGURA 72
UNIONES EN CERCHAS**



10.10.8.2. 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.

INDICE DE CONTENIDOS RESUMIDO.

CAPITULO 11.1. GENERALIDADES.....	292
CAPITULO 11.2. DEFINICIONES.....	292
CAPITULO 11.3. REQUISITOS GENERALES PARA EL VIDRIO	292
CAPITULO 11.4. VIENTO, NIEVE, SISMO Y CARGAS MUERTAS SOBRE EL VIDRIO	293
CAPITULO 11.5. ACRISTALAMIENTO INCLINADO Y CLARABOYAS..	296
CAPITULO 11.6. ACRISTALAMIENTO DE SEGURIDAD	299
CAPITULO 11.7. VIDRIO EN BARANDILLAS Y PROTECCIONES	303
CAPITULO 11.8. ACRISTALAMIENTO EN INSTALACIONES DEPORTIVAS	304
CAPITULO 11.9. VIDRIO EN LAS PASARELAS, HUECOS DE ASCENSOR Y CABINAS DE ASCENSOR	304
CAPITULO 11.10. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- GENERALIDADES.....	305
CAPITULO 11.11. ZONAS DE ALTA VELOCIDAD DE HURACANES - VENTANAS, PUERTAS, VIDRIOS Y ACRISTALAMIENTOS	306
CAPITULO 11.12. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD - CHAPA DE CRISTAL	310
CAPITULO 11.13. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- PERSIANAS PARA TORMENTAS/DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN EXTERNA	312
CAPITULO 11.14. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- PAREDES DE CORTINA.....	313
CAPITULO 11.15. ZONAS DE HURACANES DE ALTA VELOCIDAD- SISTEMAS DE ACRISTALAMIENTO ESTRUCTURAL.....	313

CAPITULO 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.

CAPITULO 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.

CAPITULO 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 1/175 de la longitud del borde del cristal o de 19.1 mm, 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 730 N/m horizontalmente a un panel en cualquier punto hasta 1,067mm 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 4.8 mm nominales y no serán más largos que 1,219 mm. 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.

CAPITULO 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. 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.

$$0.6F_{gw} \leq F_{ga} \quad (\text{Ecu.1})$$

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.

$$F_g = 0.6W_o - D \quad (\text{Ecu.2})$$

$$F_g = 0.6W_i + D \quad (\text{Ecu.3})$$

$$F_g = 0.3W_i + D \quad (\text{Ecu.4})$$

Donde:

D = Carga muerta del vidrio (kN/m²).

Para vidrios con una inclinación de 30 grados (0.52 rad) o menos con respecto a la horizontal,

= 13 t_g (Para SI: 0.0245 t_g)

Para vidrios con una inclinación superior a 30 grados (0.52 rad) respecto a la horizontal,

= 13 $t_g \cos \theta$ (Para SI: 0.0245 $t_g \cos \theta$)

F_g = Carga total (kN/m²) sobre el vidrio.

S = Carga de nieve (kN/m²) determinada en la sección 2.8.

T_g = Espesor total del vidrio, en mm de los cristales y las capas.

W_i = Fuerza del viento hacia adentro (kN/m²) debido a la velocidad del viento de diseño final, V_{ult} , como se calcula en la Sección 2.9.

W_o = Fuerza del viento hacia el exterior (kN/m²) debida a la velocidad del viento de diseño final, V_{ult} , calculada en la sección 2.9.

θ = 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.

$$F_g \leq F_{ga} \quad (\text{Ecu.5})$$

Donde:

F_g = Carga total sobre el vidrio determinada por las ecuaciones 2, 3 y 4.

F_{ga} = 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:

$$0.6F_{gw} < 0.5F_{ge} \quad (\text{Ecu. 6})$$

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 2.7 de este Reglamento.

F_{ge} = 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:

$$F_g < 0.5F_{ge} \quad (\text{Ecu.7})$$

Para la ecuación 11-4:

$$F_g < 0.3F_{ge} \quad (\text{Ecu.8})$$

Donde:

F_g = Carga total sobre el vidrio, determinada por las ecuaciones 2, 3 y 4.

F_{ge} = 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.

$$F_g < 1.0F_{ge} \quad (\text{Ecu.9})$$

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 2.7.

F_{ge} = 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 techados 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:

$$F_g < 1.0F_{ge} \quad (\text{Ecu.10})$$

Para la ecuación 4:

$$F_g < 0.6F_{ge} \quad (\text{Ecu.11})$$

Donde:

F_g = Carga total sobre el vidrio determinada por las ecuaciones 2, 3 y 4.

F_{ge} = 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.

$$0.6F_{gw} < 0.5F_{ge} \quad (\text{Ecu.12})$$

Donde:

F_g = 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_{ge} = 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.

CAPITULO 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 0.76 mm 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 del vidrio.

Las rejillas estarán construidas con un material incombustible no más fino que el calibre 12 B&S sobre una malla no mayor de 25 mm por 25 mm. 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 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 recocido, 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 cumbre no supere los 9,144 mm 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 1.5 m² o menos.

4.2. El punto más alto del vidrio está a 3,658 mm o menos por encima de cualquier superficie para caminar u otra área accesible.

4.3. El espesor del vidrio es de 4.8 mm o menos.

5. No se exigirán pantallas de retención para el vidrio laminado con una capa intermedia de butiral de polivinilo de 0.38 mm utilizado en unidades de vivienda individuales, cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

5.1. Cada cristal tiene una superficie de 1.5 m² o menos.

5.2. El punto más alto del vidrio está a 3,658 mm 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. 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 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 de éste 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 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.

$$F_g \leq PG \quad (\text{Ecu.13})$$

donde:

F_g = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de las ecuaciones 2 a 4 de la sección 11.4.2.

PG = 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.

$$F_{gi} \leq PG_{pos} \quad (\text{Ecu.14})$$

$$F_{go} \leq PG_{neg}$$

(Ecu.15)

donde:

PG_{pos} = Grado de rendimiento de la claraboya bajo presión positiva de diseño;

PG_{Neg} = Grado de rendimiento de la claraboya bajo presión negativa de diseño; y

F_{gi} y F_{go} se determinan de acuerdo con lo siguiente:

Para $0.6W_o \geq D$,

Donde:

W_o = Fuerza del viento hacia el exterior (kN/m^2) debida a la velocidad del viento de diseño final, V_{ult} , calculada en la sección 2.9.

D = El peso propio del acristalamiento (kN/m^2) determinado en la sección 11.4.2 para el vidrio, o por el peso del plástico (kN/m^2) para el acristalamiento plástico.

F_{gi} = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de las ecuaciones 11-3 y 11-4 del apartado 11.4.2.

F_{go} = Carga máxima sobre el tragaluz determinada a partir de la ecuación 11-2.

Para $0.6W_o < D$,

donde:

W_o = La fuerza del viento hacia el exterior (kN/m^2) debida a la velocidad del viento último de diseño, V_{ult} , tal como se calcula en la Sección 2.9.

D = El peso propio del acristalamiento (kN/m^2) determinado en la Sección 11.4.2 para el vidrio, o por el peso del plástico para el acristalamiento plástico.

F_{gi} = Carga máxima sobre la claraboya determinada a partir de las ecuaciones 11-2 a 11-4 de la sección 11.4.2.

F_{go} = 0.

CAPITULO 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 puertas (clase de categoría)	Acristalamiento en puertas (clase de categoría)	Paneles acristalados Regulado por sección 11.6.4.3 (clase de categoría)	Paneles acristalados regulado por Sección 11.6.4.2 (clase de categoría)	Puertas y cerraduras regulados por Sección 11.6.4.5 (clase de categoría)	Cristalera deslizante puertas tipo patio (clase de categoría)
0.84 m ² o menos	I	I	Ningún requisito	I	II	II
Más 0.84 m ²	II	II	II	II	II	II

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 regulados por la sección 11.6.4.5 ^a (clase de categoría)
0.84 m ² o menos	Ningún requisito	B	A
Más 0.84 m ²	A	B	A

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 0.09 m² 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 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 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 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 almacenamiento de 914 mm 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 0.84 m².
2. El borde inferior del acristalamiento está a menos de 457 mm por encima del suelo.
3. El borde superior del acristalamiento está a más de 914 mm por encima del suelo.
4. Una o más superficies de paso están a menos de 914 mm, 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 por encima de la superficie de paso. El riel deberá ser capaz de soportar una carga horizontal de 730 N/m sin entrar en contacto con el vidrio y tener una altura mínima de 38 mm 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 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 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, 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 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 de la barandilla.
2. Acristalamiento de 914 mm 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 por encima del rellano y dentro de un arco horizontal de 1524 mm 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 las Sección 2.6.8 cuando el plano del vidrio esté a más de 457 mm 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.

CAPITULO 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.

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.

CAPITULO 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 ráquetbol 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 1,500 mm 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 ráquetbol 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 en el punto de impacto para una altura de caída de 1,200 mm.

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 para una altura de caída de 1,200 mm.

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.

CAPITULO 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. 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 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 15,500 mm² y el área total de uno o más paneles de visión en cualquier puerta de la caja del ascensor no será superior a 54,800 mm².

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.

CAPITULO 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural 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 9.1 m más bajos de las paredes exteriores del edificio, serán lo suficientemente fuertes como para resistir los grandes impactos de misiles.

2. Los revestimientos exteriores de las paredes, las superficies y los vidrios situados por encima de los 9.1 m más bajos de las paredes exteriores del edificio deberán tener la resistencia suficiente para resistir los pequeños impactos de misiles.

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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, 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.

CAPITULO 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 de éste se diseñará y construirá de acuerdo con el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural o 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, basándose en tensiones de fibra que no excedan los 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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

$$\text{Relación OH} = \text{Longitud OH} / \text{Altura OH}$$

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 muntín permanentes deben probarse con las barras de muntín 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 de éste.
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 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 resistentes a la corrosión y deben cumplir con los requisitos aplicables del Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño

Estructural 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural. Las barras de soporte se fijarán en los extremos para resistir las cargas establecidas en el Título 2: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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.

CAPITULO 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. Ninguna unidad deberá tener un área mayor de 0.93 m² cuando esté a 4.6 m o menos por encima del nivel directamente inferior, ni mayor de 0.56 m² cuando esté a más de 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 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 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 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 ni mayor de 12.7 mm.

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 de distancia. Los ángulos de la repisa se fijarán a la pared a intervalos no superiores a 610 mm con pernos resistentes a la corrosión de un diámetro no inferior a 6.4 mm. 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 0.19 m² 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 de espesor. Deberá haber un espacio libre de al menos 0.4 mm entre los pernos y el vidrio adyacente.

CAPITULO 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, 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 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural.

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. Cualquier distancia superior a 6.4 mm 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural, con base en un análisis racional.

CAPITULO 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.

CAPITULO 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 138 kPa para materiales que tengan una resistencia mínima de 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 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: Cargas Mínimas para Análisis y Diseño Estructural 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.