

(Este Comentario no forma parte de la Norma AF&PA/ASCE para el Diseño de Construcciones de Madera mediante el Método de Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Se incluye sólo a título informativo.)

COMENTARIO

Capítulo 1 Requisitos generales

C1.1 Alcance

La Norma ASTM D5457-93, "Especificación Normalizada para el Cálculo de la Resistencia de Referencia de los Materiales a base de Madera y Conexiones Estructurales para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia", de aquí en más denominada "especificación ASTM", define procedimientos para desarrollar valores de resistencia para productos de madera a utilizar con esta norma. Su propósito fundamental es presentar procedimientos y metodologías unificadas para derivar los valores de la resistencia. Presenta metodologías para calcular las resistencias directamente a partir de datos o mediante conversión del formato de los valores de tensiones admisibles aprobados.

La notación utilizada en esta norma difiere de la notación utilizada en la norma de LRFD para construcciones de acero. En la norma para el acero, el término "resistencia requerida" se utiliza para designar el esfuerzo sobre el miembro debido a las cargas factoreadas. De manera similar, el término "resistencia de diseño" se utiliza para designar la capacidad factoreada del miembro - que es igual al producto entre el factor de resistencia y otro término denominado "resistencia nominal". Es decir que la norma de LRFD para acero utiliza una notación que algunas veces incluye los factores aplicables y algunas veces no lo hace.

En la norma LRFD para madera este problema se intensifica por dos motivos. En primer término, los diseñadores con frecuencia deben "rastrear" las resistencias tanto ajustadas como no ajustadas. Por sí solo esto complicaría un sistema de notación sencillo. Una segunda fuente de confusión la constituye la necesidad de publicar no sólo las resistencias de los miembros (es decir, su capacidad de momento), sino también las propiedades del material (es decir, el equivalente de las tensiones admisibles). Esta necesidad de definir tanto valores no ajustados (denominados "de referencia") como ajustados tanto para los parámetros de los miembros como para los parámetros de los materiales obliga a adoptar una notación ligeramente diferente. A continuación se presenta una descripción de la notación y la lógica que la sustenta.

En esta norma el término "resistencia" se utiliza para referirse a las capacidades de los miembros (es decir, resistencia al momento, resistencia a la compresión, etc.). Esta se diferencia del término "resistencia del material", el cual se refiere a las propiedades de los materiales en estado límite - conceptualmente un "esfuerzo admisible factoreado". Como se mencionó anteriormente, la diferencia con respecto a la terminología utilizada para el acero fue necesaria porque se anticipó que los diseñadores de productos de madera utilizarán no sólo las fuerzas debidas a cargas factoreadas (denominadas resistencias "requeridas" en la norma para acero) sino también las resistencias de referencia (es decir, no ajustadas) y ajustadas y algunas veces las resistencias del material de los miembros, tanto de referencia como ajustadas.

El siguiente es un resumen de la notación utilizada en esta norma para LRFD:

Cargas: subindicadas con una "u", denominadas "esfuerzos debidos a las cargas factoreadas," unidades = kips de fuerza, kip-pulgadas de momento, etc.

Miembro: los valores de referencia no están ajustados, los valores ajustados se indican mediante una "prima" ('), denominados "resistencias," unidades = kips de fuerza, kip-pulgadas de momento, etc.

Material: los valores de referencia no están ajustados, los valores ajustados se indican mediante una "prima" ('), denominados "resistencias de los materiales," unidades = kips de fuerza, kip-pulgadas de momento, etc.

La notación no distingue entre el producto de la resistencia y su factor de resistencia (y el factor de efecto temporal, si corresponde). Por lo tanto, en el caso de momento, el producto $\lambda\phi_b M'$ se usa regularmente pero no tiene un nombre distintivo.

C1.1.1 Unidades. La mayoría de las ecuaciones de esta norma no requieren explicitar las unidades. Sólo requieren que el usuario aplique las ecuaciones de manera consistente. Por ejemplo, la aplicación de la Ec. 6.2-1 sólo requiere que el usuario ingrese las tensiones en unidades de fuerza (kN o kips) y los momentos en unidades de fuerza-longitud (kN-m o kip-in.).

Algunas ecuaciones de la norma contienen unidades que son parte integrante de una o más constantes. Para estas ecuaciones se presentan dos versiones - la primera en las unidades estadounidenses habituales y la segunda, designada con la letra "M", en unidades del sistema métrico.

C1.3 Cargas y combinaciones de cargas

Las cargas nominales, combinaciones de cargas y factores de carga de la Secc. 1.3 aparecen en las Secc. 2 a 9 de la norma ASCE 7-93 (*Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*). Las cargas especificadas

en los Códigos Modelos de Construcción son similares. (Ver la discusión sobre cargas sísmicas a continuación.) Estos requisitos de carga son adecuados para todos los materiales de construcción, incluyendo la madera. No son aplicables a las cargas provocadas por los vehículos en los puentes, cargas de construcción u otras cargas no comprendidas en el alcance de la norma ASCE 7-93.

C1.3.1 Cargas nominales. El comentario correspondiente a esta sección resume los fundamentos de las cargas nominales que aparecen en la norma ASCE 7-93 y relaciona los valores nominales con información obtenida a través del relevamiento de cargas cuando esta información existe. La norma ASCE 7-93 toma en cuenta la aleatoriedad de las cargas estructurales especificando la carga nominal para el diseño en una fracción conservadora de la distribución de cargas, siempre que esto sea posible (White y Salmon, Capítulo 2, 1987).

Cargas permanentes. Las cargas permanentes incluyen el peso propio de la estructura y de las construcciones y anexos permanentes asociados a la misma. Éstas se presentan en la Secc. 3 de la norma ASCE 7-93.

Sobrecarga de ocupación. Las sobrecargas surgen del peso de los ocupantes de las construcciones y de sus pertenencias, y de los equipos y accesorios móviles. En la Secc. 4 de la norma ASCE 7-93 se listan las sobrecargas nominales a utilizar en el diseño. A diferencia de algunos códigos, la ASCE 7-93 diferencia entre sobrecargas de ocupación, sobrecargas de cubierta y cargas de lluvia y nieve. Las magnitudes de las cargas de ASCE 7-93 se basan en los efectos combinados de las sobrecargas sostenidas más los de las sobrecargas transitorias. Los relevamientos de cargas indican que la sobrecarga en un piso en un momento determinado (la sobrecarga sostenida) típicamente es de alrededor del 20% al 30% de la sobrecarga nominal, L , con un coeficiente de variación del orden de 0,60 - dependiendo del área cargada. La máxima sobrecarga sostenida media correspondiente a un período de 50 años es sólo alrededor del 50% de L . Sin embargo, los relevamientos de cargas generalmente no toman en cuenta la componente transitoria de la sobrecarga que surge en caso de aglomeraciones temporarias, refacciones o emergencias. Cuando la carga transitoria se incluye en el análisis, se ve que la sobrecarga nominal, L , de ASCE 7-93 es aproximadamente igual al valor medio de la máxima sobrecarga combinada (sostenida más transitoria) correspondiente a un período de 50 años (Chalk y Corotis, 1980). Sin embargo, la sobrecarga combinada puede actuar solamente durante unas pocas semanas de esos 50 años; durante el tiempo restante sólo actúa la sobrecarga sostenida. Por lo tanto, la hipótesis (AF&PA, 1991) que la totalidad de la sobrecarga de diseño actúa de forma acumulativa durante 10 años es indebidamente conservadora. Además, cuando se combina la sobrecarga con otras cargas variables, sólo se requiere considerar la sobrecarga sostenida ya que la probabilidad de la

ocurrencia conjunta de la sobrecarga transitoria con un pico significativo de las demás cargas variables es pequeña.

Sobrecarga de la cubierta. La sobrecarga de la cubierta, L_r , dada en la Secc. 4.11 de ASCE 7-93, toma en cuenta las diversas sobrecargas que soporta la cubierta durante su inspección, mantenimiento y reparaciones periódicas. La sobrecarga de la cubierta es importante para determinados componentes estructurales de madera, particularmente en las regiones donde las cargas de nieve no son significativas.

Cargas de lluvia. La norma ASCE 7-93 no incluye valores específicos para las cargas de lluvia sobre las cubiertas, dejándolas a criterio del ingeniero calculista. Enfatiza la importancia de contar con un sistema de drenaje adecuado y confiable que impida la ocurrencia de cargas de lluvia significativas. Las cubiertas también se deben diseñar de manera de evitar la inestabilidad provocada por las cargas de estancamiento (ver Secc. 5.7 de esta Norma).

Cargas de nieve. Las cargas de nieve generalmente determinan los requisitos de carga para el diseño de cubiertas en las regiones montañosas y del norte de los Estados Unidos. La carga de nieve a nivel del terreno se selecciona como el valor de carga con una probabilidad de 0,02 de ser superada en un año dado (Ellingwood y Redfield, 1983). El mapa de nevadas de ASCE 7-93 se obtiene suavizando los datos específicos de cada sitio. La carga de nieve sobre la cubierta se determina multiplicando la carga de nieve a nivel del terreno por un factor de conversión terreno-a-cubierta determinado mediante relevamientos de la nieve acumulada sobre las cubiertas (O'Rourke, et al, 1982).

En la norma ASCE 7-93, el promedio anual de la carga de nieve extrema típicamente es alrededor de 0,2 veces la carga de nieve nominal sobre la cubierta; el coeficiente de variación depende de la ubicación y rara vez es menor que 0,75. La duración de las cargas de nieve extremas sobre una cubierta generalmente es del orden de días o semanas.

Cargas de viento y cargas sísmicas. Las cargas de viento dependen del ambiente donde está ubicada la construcción y de sus características aerodinámicas. Las cargas sísmicas dependen de la zona sísmica y de la configuración específica del edificio.

Esta norma incorpora los requisitos sobre cargas sísmicas recientemente desarrollados incluidos en la ASCE 7-93, basados fundamentalmente en los Requisitos Recomendados de la NEHRP para el Desarrollo de Reglamentaciones Sísmicas para Edificios Nuevos (BSSC, 1991). Los anteriores requisitos sobre cargas sísmicas (ASCE 7-88, retirada de circulación al publicarse la ASCE 7-93; el Código Uniforme de Construcción (UBC) hasta su edición de 1994) producían cargas para utilizar con métodos de diseño en base a tensiones admisibles (no factoreadas) o con métodos de diseño en base a factores de carga y resistencia (factoreadas). Los requisitos de la ASCE 7-93 tratan las cargas de diseño de manera radicalmente diferente, y los requisitos están especialmente

diseñados para adaptarse a las necesidades del diseño por factores de carga y resistencia (mientras que se permite el diseño por tensiones admisibles simplemente por comodidad). Las cargas sísmicas de diseño de la ASCE 7-93 se basan en la anticipación de comportamiento inelástico y la disipación de energía resultante, y asume que se seguirán ciertos requisitos de diseño. De este modo, el factor de carga sísmica igual a 1,0 es sólo para utilizar con los requisitos de la norma ASCE 7-93. Para otros requisitos sobre cargas sísmicas, el usuario de esta norma debe estar al tanto de las diferentes formulaciones de E y

seleccionar un factor de carga adecuado para la formulación utilizada. Las resistencias LRFD a utilizar con esta norma fueron desarrolladas de acuerdo con procedimientos de la ASTM D5457. Se considera que estos procedimientos son razonablemente compatibles con los niveles actuales de comportamiento bajo las condiciones de carga y utilizando los factores de carga especificados en ASCE 7-93. Por lo tanto, el empleo de diferentes criterios de carga o factores de carga requiere juicio profesional que excede el alcance de esta norma.

TABLA C1.1-1
Conversión al sistema métrico

Para convertir de	a	Multiplicar por
grado Fahrenheit	grado Celsius	$t^{\circ}\text{C} = (t^{\circ}\text{F} - 32)/1.8$
pie	metro (m)	$3,048\ 000 \times 10^{-1}$
ft ²	m ²	$9,290\ 000 \times 10^{-2}$
ft ³	m ³	$2,831\ 685 \times 10^{-2}$
pulgada	m	$2,540\ 000 \times 10^{-2}$
libra-fuerza (lbf)	newton (N)	4,448 222
libra (lb avoirdupois)	kilogramo (kg)	$4,535\ 924 \times 10^{-1}$
lbf/in ² (psi)	pascal (Pa)	$6,894\ 757 \times 10^3$
lbf/ft	N/m	1,459 390 x 10
lbf/ft ²	Pa	4,788 026 x 10
lb/ft ²	kg/m ²	4,882 428
lb/ft ³	kg/m ³	$1,601\ 846 \times 10$

A diferencia de las cargas permanentes, sobrecargas y cargas de nieve, las cargas eólicas y sísmicas extremas provocan esfuerzos que fluctúan rápidamente. En un periodo de pocas horas ocurren vientos significativos desde el punto de vista estructural, y las cargas pico incorporadas en los requisitos de la ASCE 7-93 ocurren en pocos segundos. Las cargas sísmicas significativas se producen en menos de un minuto.

C1.3.2 Combinaciones de cargas. Las combinaciones de cargas son el resultado de un programa para unificar el proceso de diseño mediante el desarrollo de fundamentos comunes y requisitos de carga para el diseño con diferentes materiales de construcción (Galambos et al, 1982; Ellingwood, et al, 1982). Las combinaciones de cargas fueron desarrolladas usando los principios de la teoría de la confiabilidad estructural y técnicas probabilísticas para el modelado de cargas.

La investigación sobre modelado probabilístico de cargas (por ejemplo, Turkstra y Madsen, 1980) ha demostrado que el máximo efecto de una combinación de cargas generalmente se produce cuando una de las cargas de la combinación alcanza su valor máximo durante el periodo de recurrencia, que en la presente se toma igual a 50 años. Por lo tanto el máximo efecto de las cargas es

$$U = D + \max_i \left[\max_t X_i(t) + \sum_j X_j(t) \right] \quad (\text{C1.3-1})$$

donde D = carga permanente, y X_i(t) y X_j(t) = cargas que varían en el tiempo.

Los estudios han demostrado que la Ec. C1.3-1 es una buena aproximación para la mayoría de los casos prácticos que afectan a las estructuras de los edificios. El término "max X_i(t)" es denominado "carga principal (variable)", mientras que X_j(t) son las "acciones compañeras", y las combinaciones de cargas de diseño con el formato de la Ec. C1.3-1 se conocen como formatos "de acciones compañeras". La ecuación C1.3-1 ha sido transformada utilizando técnicas probabilísticas de modelado de cargas (Galambos et al, 1982; Ellingwood et al, 1982) y convertida en el conjunto de combinaciones de cargas de diseño que aparecen en la Secc. 1.3.2 con el formato general:

$$U = \gamma_d D + \gamma_i X_i + \sum_{j=1}^n \gamma_j X_j \quad (\text{C1.3-2})$$

Los factores de carga, γ_d , γ_i , γ_j , reflejan la incertidumbre en la determinación de las diferentes cargas. Para lograr una confiabilidad uniforme para todas las combinaciones de D, X_i y X_j es necesario asignar diferentes factores de carga a las cargas permanentes y a las cargas que varían en el tiempo. No se ajusta la carga permanente cuando ésta está combinada con otras cargas, ya que la carga permanente está presente en todo momento.

C1.3.3 Otras cargas. En esta norma se incluyen factores de carga para algunos otros tipos de cargas cubiertas por la norma ASCE 7-93 (fluidos, suelo,

estancamiento, temperatura). Observar que el factor de carga para estancamiento es igual a 1,2 y no 1,6 como el especificado para la carga de lluvia. En el Apéndice A3 se discute detalladamente el estancamiento. Las otras cargas que tradicionalmente no son cubiertas por la ASCE 7-93 pueden requerir una consideración especial durante el diseño. Los datos estadísticos disponibles sobre este tipo de cargas son limitados, y no se pueden aplicar los procedimientos utilizados para derivar los requisitos de cargas de las Secc. 1.3.1 y 1.3.2. Se recomienda que los diseñadores estudien estas cargas cuidadosamente.

C1.3.4 Cargas que actúan en sentidos contrarios.

Las cargas que actúan en sentidos contrarios son particularmente importantes en las estructuras livianas, en las cuales los efectos estabilizantes de las cargas gravitatorias pueden no ser adecuados para contrarrestar las fuerzas laterales.

C1.4 Fundamentos del diseño

C1.4.1 Diseño para estados límites. Esta norma se basa en los conceptos del diseño para estados límites. Una estructura alcanza un estado límite cuando de algún modo ya no es capaz de cumplir con su propósito. Para las estructuras de los edificios se aplican dos tipos generales de estados límites: estados límites últimos y estados límites de servicio. Los estados límites últimos se relacionan con los requisitos para seguridad bajo condiciones de cargas extremas, e incluyen la rotura, la inestabilidad y la pérdida de equilibrio. Los códigos y las especificaciones enfatizan los estados límites últimos debido a la vital importancia de lograr un diseño compatible con la seguridad pública. Los estados límites de servicio se relacionan con requisitos funcionales bajo condiciones habituales o de servicio, e incluyen deformaciones y vibraciones inaceptables. Los estados límites varían de miembro a miembro, y puede que en el diseño sea necesario considerar varios estados límites. Por lo general, uno de los estados límites sirve como fundamento del diseño; luego se verifican los restantes.

Tradicionalmente las estructuras de madera se han diseñado utilizando los conceptos de las tensiones admisibles. En el diseño por tensiones admisibles, la respuesta elástica de una estructura calculada para un conjunto de cargas nominales no factoreadas se compara con un conjunto de tensiones admisibles correspondientes a alguna fracción del esfuerzo último del material (por ejemplo, tensión a la cual se produce rotura o inestabilidad). Los requisitos de servicio se reflejan en la elección de las deformaciones limitantes. Manteniendo los esfuerzos bajos y elásticos en toda la estructura, el criterio de los esfuerzos admisibles no sólo garantizaba la seguridad sino que también se ocupaba de los temas relacionados con el servicio de manera indirecta. Sin embargo, las prácticas modernas de diseño y construcción junto con el empleo de materiales de alta resistencia han provocado el aumento de los esfuerzos correspondientes a las cargas de servicio y han expuesto una serie de

inconvenientes del diseño por tensiones admisibles (Allen, 1976; Galambos, et al, 1982). El diseño para estados límites, con su explícita consideración de cada una de las fuentes de incertidumbre, potencialmente le permite a los codificadores y diseñadores prestar mayor atención a la relación entre las cargas estructurales, el comportamiento de la estructura y el comportamiento requerido (AISC, 1994).

C1.4.2 Análisis estructural. Las fuerzas o momentos debidos a las cargas factoreadas que actúan sobre los miembros estructurales y sus conexiones se determinan mediante un análisis estructural adecuado para las combinaciones de cargas factoreadas correspondientes dadas en la Secc. 1.3.2. Esta norma permite el empleo incondicional de los análisis elásticos. El comportamiento no lineal de los miembros y conexiones está permitido, siempre que haya datos confiables disponibles sobre su comportamiento y que la autoridad competente lo autorice.

Si la relación entre las cargas y la respuesta estructural es no lineal, es necesario aplicar factores de carga a las cargas nominales antes de efectuar el análisis estructural.

Los patrones o combinaciones de cargas que producen las solicitaciones críticas pueden ser diferentes para diferentes miembros. Se recomienda que el diseñador tome en cuenta estas diferencias al determinar las solicitaciones debidas a las cargas factoreadas.

C1.4.2.1 Módulo de elasticidad. Para los estados límites de resistencia o estabilidad, las ecuaciones de diseño especifican el empleo de E_{05}' antes que E' como el valor correspondiente al módulo de elasticidad. Esto es compatible tanto con el diseño por tensiones admisibles como con las demás propiedades de resistencia. Los valores por defecto típicamente se basan en la hipótesis de distribución normal con coeficientes de variación de 0,11 (madera MSR, madera laminada encolada, madera compuesta estructural), 0,15 (madera aserrada evaluada mecánicamente) y 0,25 (otros productos), respectivamente, multiplicados por un factor de ajuste que considera la relación entre la rigidez flexional y la rigidez axial. Con esta hipótesis se obtienen valores de E_{05}' de 0,84 E' ; 0,78 E' y 0,61 E' - respectivamente - para los tres grupos de productos.

C1.4.3 Estados límites de resistencia. Los criterios de resistencia incluidos en esta norma para construcciones de madera, incluyendo los factores de resistencia y los factores de efecto temporal, se han derivado de manera de ser compatibles con las cargas y combinaciones de cargas para diseño para estados límites que aparecen en la Secc. 2.4 de la norma ASCE 7-93. Estos criterios de resistencia no son aplicables al diseño de estructuras de madera utilizando requisitos de cargas diferentes a los de la norma ASCE 7-93.

El requisito básico para la seguridad se expresa como:

$$\text{Resistencia factoreada del miembro} \quad (C1.4-1) \\ \geq \text{esfuerzos debidos a las cargas factoreadas}$$

donde los esfuerzos debidos a las cargas factoreadas se definen por la respuesta a las combinaciones de cargas de 1.3.2. En el LRFD, la resistencia factoreada del miembro está dada por:

$$\text{Resistencia factoreada del miembro} = \lambda \phi R' \quad (C1.4-2)$$

donde R' = resistencia ajustada, ϕ = factor de resistencia y λ = factor de efecto temporal. La resistencia ajustada, R' , depende de la especie, grado y dimensiones de la madera y de otros factores que reflejan las condiciones de uso final. El factor de resistencia, ϕ , refleja las variabilidades asociadas con la resistencia y el modo de falla y sus consecuencias. El factor de efecto temporal, λ , toma en cuenta la resistencia dependiente del tiempo de la madera bajo cargas. El factor de efecto temporal depende de las características temporales de la carga principal de la combinación y, por lo tanto, de la combinación de cargas considerada.

El LRFD es una forma particular de diseño probabilístico para estados límites. En un diseño probabilístico para estados límites, un objetivo del código, expresado en términos de una medida probabilística de la confiabilidad deseada, se transforma en un conjunto de ecuaciones de verificación convencionales tales como las representadas por la Ec. C1.4-2 (Ellingwood, et al, 1982). Esta transformación la lleva a cabo el comité codificador; no es necesario que el diseñador se ocupe de las complejidades del análisis de confiabilidad, y el producto final tiene un aspecto convencional. A continuación se ilustra brevemente este proceso. Se supone que la resistencia, R , y el efecto estructural de las cargas aplicadas U (Ec. C1.3-1) - en unidades consistentes- para un estado límite dado son variables aleatorias estadísticamente independientes. La Fig. C1.4-1(a) ilustra la distribución de frecuencias para R y U . El estado límite se produce cuando $R < U$. En la Fig. C1.4-1(b) se describe la distribución de frecuencias de $R - U$. La probabilidad del estado límite, es decir la probabilidad de que $R - U < 0$ está representada por el área sombreada debajo de la función de frecuencia $R - U$. Esta probabilidad se puede disminuir aumentando el promedio de $R - U$. Para una probabilidad de estado límite dada, el promedio de $R - U$ debe ser β veces la desviación estándar de $R - U$ mayor que cero. El factor β se denomina índice de confiabilidad. Típicamente varía entre 2 y 5, y es una medida relativa conveniente de la confiabilidad utilizada en los códigos.

Las ecuaciones de diseño tales como la Ec. C1.4-2 tradicionalmente contienen factores de seguridad y fijan la posición relativa de la función de frecuencias de R con respecto a la de U . Una vez que el comité codificador o la autoridad competente identifica una medida de confiabilidad meta, es posible derivar un conjunto de ecuaciones de diseño que sean consistentes con esta

confiabilidad. En el caso de las estructuras de madera este proceso se complica debido a que la resistencia de la madera es sensible a la velocidad de aplicación de las cargas y a su duración (Itani y Flaherty, 1984). Actualmente existen varios modelos mejorados para analizar la acumulación de daños en la madera (Gerhards y Link, 1986; Foschi y Barrett, 1982). Estos modelos de acumulación de daños se pueden utilizar, junto con modelos de procesos estocásticos de las cargas estructurales habituales, para obtener estimaciones de las probabilidades del estado límite o índices de confiabilidad para las estructuras de madera, tomando en cuenta la velocidad y duración de los efectos de las cargas (Hendrickson, Ellingwood y Murphy, 1987). Por el contrario, si se fija una medida de confiabilidad meta, es posible determinar valores de R' , ϕ y λ que satisfagan la Ec. C1.4-2 para utilizar en el diseño junto con las combinaciones de cargas de la Secc. 1.3.

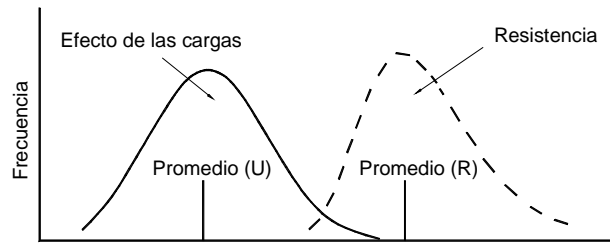


Figura C1.4-1(a) - Distribución de frecuencias de la resistencia, R , y carga, U .

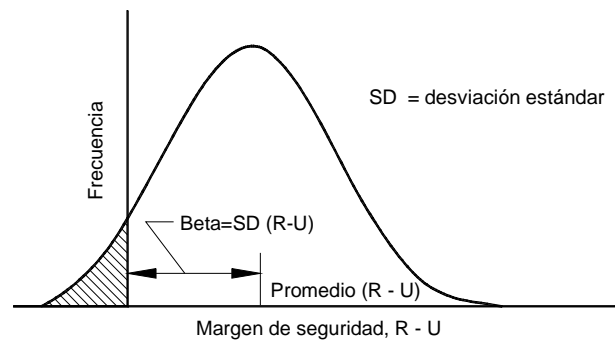


Figura C1.4-1(b) - Distribución de frecuencias del margen de seguridad, $R - U$.

Ejemplos del procedimiento de evaluación de la confiabilidad. Consideremos una viga de cubierta de madera laminada encolada que soporta una carga permanente de 10 psf y una carga de nieve de 40 psf, diseñada utilizando los procedimientos de diseño por tensiones de trabajo existentes. La verificación de la seguridad es:

$$1,15 F_b S_x = D + S \quad (C1.4-3)$$

donde 1,15 es el factor de ajuste por duración de la carga de nieve, F_b es la tensión admisible (duración "normal" de

la carga), S_x es el módulo de la sección en flexión, y D y S son las cargas nominales permanente y de nieve (ASCE 7-93). La evaluación de la acumulación de daños estocásticos requiere la relación de esfuerzos, $SR(t)$, en función del tiempo, t . En términos de las cargas aplicadas, la relación de esfuerzos es

$$SR(t) = \frac{D+S(t)}{S_x \text{ MOR}} \quad (C1.4-4)$$

donde D es una carga permanente aleatoria, $S(t)$ es la carga de nieve, modelada mediante un proceso de pulsos estocásticos y MOR es el módulo de rotura determinado mediante un ensayo de resistencia convencional. El proceso de pulsos de nieve se desarrolla de manera de ser consistente con la distribución del extremo anual, que se modela mediante una distribución lognormal (Hendrickson et al., 1987; Murphy et al., 1988).

Para este ejemplo, los valores de la resistencia de las vigas de madera laminada encolada en flexión se tomaron del análisis de ensayos de vigas a escala real que se llevaron a cabo como parte de un proyecto de investigación de la industria. El análisis estadístico de estos datos mostró que el MOR (ajustado para el tamaño y la relación carga-longitud correspondientes) se describe mediante una distribución biparamétrica de Weibull con un promedio de 6865 psi (47 MPa) y un coeficiente de variación de 0,15. El MOR correspondiente al cinco por ciento, F_{05} , es 5061 psi (35 MPa) y $F_{05}/2,1$ es 2410 psi (17 MPa), casi exactamente la tensión admisible en flexión.

Índice de confiabilidad meta. Suponiendo que la duración media del pulso de carga está comprendida entre una y dos semanas y que en todo momento la probabilidad de nieve mensurable sobre la cubierta durante la temporada de nieve está en el rango de 0,2 a 0,4; los índices de confiabilidad, β , para las vigas de una cubierta diseñada de acuerdo con las especificaciones existentes varían entre 2,1 y 2,2. Efectuando análisis similares para vigas de madera laminada encolada diseñadas por tensiones admisibles y sometidas a sobrecargas de ocupación se obtienen β de alrededor de 2,6 a 2,7; dependiendo de la duración supuesta para la sobrecarga transitoria, L . Las diferencias en la combinación correspondiente a carga de nieve se debe al tratamiento inconsistente dado al efecto de la variación temporal de la sobrecarga y a la carga de nieve por los factores actualmente utilizados para efectuar ajustes por la duración de la carga (AF&PA, 1991). No hay justificación aparente alguna para esta diferencia en términos del comportamiento estructural deseado.

La confiabilidad meta para un estado límite determinado se puede fijar a partir de una evaluación de las medidas de confiabilidad asociadas con las prácticas de diseño aceptables existentes (AF&PA, 1991). En ausencia de datos que sugieran que los miembros de la cubierta están subdimensionados, para ambas combinaciones de cargas se podría seleccionar un índice de confiabilidad meta para flexión de 2,4. A título comparativo, los índices

de confiabilidad de vigas compactas de acero diseñadas de acuerdo con la especificación AISC sobre LRFD son de alrededor de 2,4 y 2,2 para combinaciones de cargas que incluyen sobrecargas y cargas de nieve, respectivamente, para relaciones L/D y S/D comparables. Esta pequeña diferencia se debe a la decisión de especificar en la ASCE 7-93 el mismo factor de cargas para sobrecargas y cargas de nieve con el objetivo de lograr una mayor simplicidad (Ellingwood, et al., 1982).

Normalización de los conceptos de confiabilidad.

Como se mencionó anteriormente en el alcance, la norma ASTM D5457-93 se está utilizando como la base consensuada para desarrollar valores de resistencia para los productos de madera a utilizar bajo esta norma. Esta especificación ASTM presenta dos opciones para el desarrollo de valores de resistencia LRFD. La primera opción, conversión a partir del formato del diseño en base a las tensiones admisibles, permite que los productos con valores de tensiones admisibles aprobadas conviertan estos factores al formato LRFD. El procedimiento de conversión requiere multiplicar por un factor numérico sencillo que fue derivado en base al principio de minimizar las modificaciones al diseño en base a las tensiones admisibles para los casos de carga habituales. La conversión del formato conserva el mismo nivel de confiabilidad inherente a los procedimientos de diseño en base a las tensiones admisibles. Como este nivel de confiabilidad no está cuantificado, los usuarios que optan por esta opción no pueden intentar satisfacer un índice de confiabilidad especificado. La segunda opción requiere analizar datos de ensayos para derivar un valor de la resistencia. A fin de proveer resultados estables y aplicables para una amplia gama de productos, la especificación ASTM da procedimientos precisos para el análisis de datos y cálculo de los valores de diseño. La lógica detrás de los procedimientos de la especificación ASTM se discuten con mayor profundidad en Gromala et al., 1994.

Factor de efecto temporal. El factor de efecto temporal, λ , (el equivalente LRFD del factor de duración de las cargas) se determinó mediante el siguiente procedimiento (Ellingwood y Rosowsky, 1991). Consideremos una viga diseñada para soportar una cubierta ubicada en la región norte de Estados Unidos, donde la carga de nieve determina el diseño. Para el LRFD la verificación de seguridad sería:

$$\lambda \phi_b F_b ' S_x = 1,2D + 1,6S \quad (C1.4-5)$$

donde D y S son la carga permanente y la carga de nieve dadas en ASCE 7-93, F_b' = resistencia ajustada del material a la flexión, S_x = módulo de la sección y λ y ϕ_b son constantes. Si se conoce el producto $\lambda \phi_b F_b'$, es posible determinar S_x y por lo tanto es posible diseñar la viga. Luego se puede calcular un índice de confiabilidad, β , en el caso de este diseño en particular para dos condiciones: (1)

presencia de los efectos de la duración de las cargas, utilizando el procedimiento antes descrito, y (2) ausencia de los efectos de la duración de las cargas. En el segundo caso la falla se produce por una exceso de carga o por la falta de resistencia de las vigas; por definición λ es igual a 1,0; y el producto $\lambda\phi_b F_b'$ se reduce a $\phi_b F_b'$. Repitiendo el análisis se obtiene una relación entre β y el producto $\lambda\phi_b$ o

ϕ_b ; esto se ilustra en la Fig. 1.4-2, la cual se preparó utilizando un modelo de daños exponencial desarrollado en el laboratorio US Forest Products Laboratory (Gerhards y Link, 1986). Ingresando a la Fig. C1.4-2 con la confiabilidad meta, se obtienen los valores necesarios para $\phi_b F_b'$ y λ .

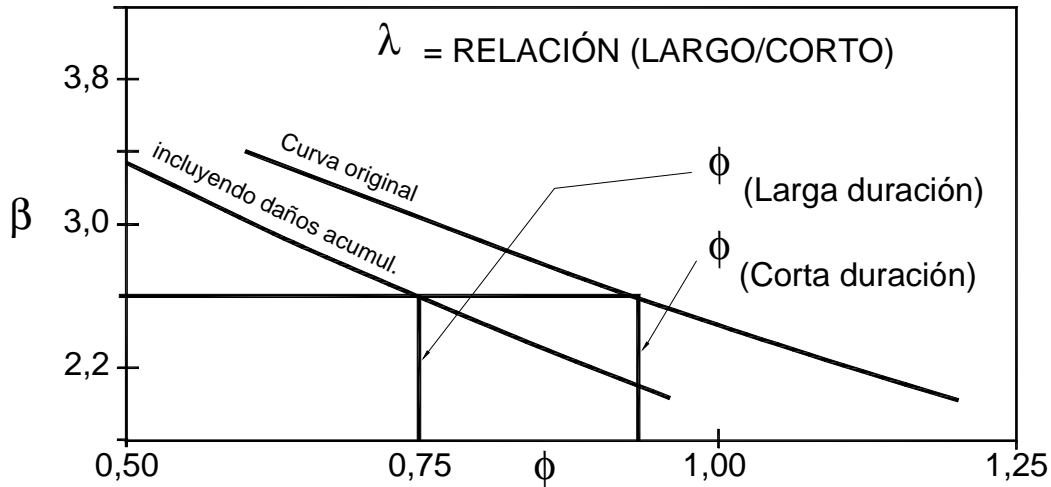


Figura C1.4-2

Si los factores F_b' , ϕ y λ se fijan de manera que para todas las combinaciones de cargas el índice de confiabilidad para flexión, β , sea igual a 2,4, los valores de λ obtenidos de gráficas como la de la Fig. C1.4-2 son aproximadamente iguales a 0,77 para combinaciones de cargas que incluyen sobrecargas de ocupación o cargas de nieve. Si en cambio se utilizara el modelo de daños desarrollado en Forintek (Foschi y Barrett, 1982), para el mismo índice de confiabilidad meta los valores de λ serían de 0,83. Este procedimiento llevó a la adopción de factores de efecto temporal iguales a 0,80 tanto para cargas de nieve como para sobrecargas de ocupación.

No existen relevamientos de datos de las sobrecargas de cubierta. A modo de alternativa se construyó un proceso de pulsos de sobrecargas suponiendo que (1) los eventos que provocan una sobrecarga significativa sobre la cubierta se producen aproximadamente cuatro veces durante un período de 50 años, y (2) la media y el coeficiente de variación de la máxima sobrecarga de la cubierta correspondiente a 50 años varían entre 0,8 y 1,0 veces la carga nominal dada en ASCE 7-93 y entre 0,25 y 0,30, respectivamente. Estas estadísticas son compatibles con aquellas correspondientes a otros casos de sobrecarga para los cuales sí hay datos disponibles. Con estas hipótesis, $\lambda = 0,78$ cuando $\beta = 2,4$.

Para los depósitos, almacenes, edificios industriales, bibliotecas y otras ocupaciones similares con cargas importantes hay muy poca información de relevamientos efectuados (Chalk y Corotis, 1980). En este tipo de

ocupaciones la componente transitoria de la sobrecarga es despreciable y las variaciones temporales de la carga surgen principalmente de las fluctuaciones de la componente sostenida de la sobrecarga. Efectuando hipótesis razonables con respecto a la variación temporal de la componente sostenida de la sobrecarga, se halló que $\lambda \cong 0,70$ para un $\beta = 2,4$.

El factor de efecto temporal correspondiente a los casos de cargas eólicas y sísmicas se eligió en base al juicio. Se evaluó el daño potencial que se acumularía durante eventos de viento o sismo que provoquen tensiones fluctuantes con frecuencias de 2 Hz o superiores. Los resultados indican que es necesario amplificar las excitaciones eólicas o sísmicas de los niveles de carga de la ASCE 7-93 aplicando un factor de alrededor de 4 antes que se acumulen daños utilizando los modelos de acumulación de daños disponibles (Gerhard y Link, 1996). Sobre la base de estos estudios, en esta norma los factores de efecto temporal para cargas eólicas y de viento se fijaron iguales a 1,0.

Desde el punto de vista del diseñador es importante que el factor de efecto temporal sea idéntico para los casos de cargas gravitatorias correspondientes a sobrecargas, cargas de nieve y sobrecargas de cubierta, en contraposición con los diferentes factores utilizados en el diseño por tensiones admisibles. Como se discutió anteriormente, esto se debe a que, desde el punto de vista de la confiabilidad, el factor utilizado para los entresijos en el diseño por tensiones admisibles es conservador. Por el contrario, se juzgó que el factor utilizado para la sobrecarga de la cubierta era lo suficientemente similar a los otros dos casos como para

permitir emplear el mismo valor. El resultado final es que los factores de efecto temporal se parecen más a los de las normas de otros países, en las cuales las cargas de duración relativamente corta reciben un factor de 1,0 (referidas a valores de ensayo de corta duración), las cargas de duración intermedia reciben un factor de 0,80 y las cargas de mayor duración reciben el factor menor.

El diseño de construcciones de madera abarca una amplia gama de productores y tipos de productos. Por lo tanto, sería de esperar que los valores de ϕ y R especificados varíen entre las diferentes líneas de productos a fin de mantener el objetivo del código que consiste en mantener un índice de confiabilidad consistente. Para facilitar la codificación y para que la norma sea utilizable para una amplia gama de productos de madera, se seleccionó un conjunto básico de factores ϕ que reflejan de manera general la variabilidad relativa de la resistencia y los diferentes modos de falla y sus consecuencias. Otros ajustes que toman en cuenta la variabilidad de los productos están incorporados en la resistencia de referencia, R, de acuerdo con ASTM D5457-93.

C1.4.4 Estados límites de servicio. Los estados límites de servicio se relacionan con los requisitos funcionales del edificio bajo las condiciones de servicio habituales. Las deformaciones excesivas que tienen mal aspecto o que conducen a daños no estructurales y los movimientos estructurales excesivos que incomodan a los ocupantes del edificio son ejemplos de una mala calidad de servicio. La calidad de servicio depende del uso del edificio y de la percepción de los ocupantes del mismo. Los requisitos sobre calidad de servicio son particularmente importantes en el caso de estructuras livianas.

La calidad de servicio normalmente se debe verificar utilizando cargas de servicio. Las cargas de servicio generalmente se toman como las cargas nominales no factoreadas; se pueden tomar valores menores si existe información adicional que los justifique. En el Capítulo 10 se presentan lineamientos adicionales.

C1.4.5 Estructuras existentes. En varias referencias se pueden encontrar lineamientos para seleccionar valores adecuados para la resistencia ajustada, R', de miembros y conexiones en estructuras existentes (Meyer y Kellogg, 1982 y ASCE, 1992, por ejemplo). Se deben evaluar los efectos de la degradación estructural ya que requieren medidas correctivas. La degradación estructural de las estructuras de madera se puede presentar bajo diversas formas incluyendo, pero sin limitarse a, descomposición, daños provocados por insectos, rajaduras en conexiones críticas y desprendimiento de láminas.

Referencias - Comentario Sección 1

Allen, D.E. 1976. *Limit States Design - A Probabilistic Study*. Canadian J. Civil Engr. 2(1):36-49.

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC, 125 p.

American Institute of Steel Construction. 1994. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Segunda Edición. Chicago, IL.

American Society of Civil Engineers. 1982. *Evaluation, Maintenance and Upgrading of Wood Structures*. New York, NY.

American Society of Civil Engineers. 1993. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE 7-93. New York, NY.

American Society for Testing and Materials. 1993. *Standard Specification for Computing the Reference Resistance of Wood-Based Materials and Structural Connections for Load and Resistance Factor Design*. ASTM D5457-93. Philadelphia, PA.

Bodig, J., Cheung, K., y Cunningham, T.P., Jr. 1995. *Engineered Wood Construction: Structural Properties for FD*. J. Str. Div., ASCE 121(9):1346 – 1351. New York, NY.

Building Seismic Safety Council. 1991. *NEHRP Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings*. Informe FEMA 222 y 223 (dos volúmenes), Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.

Chalk, P. y Corotis, R.B. 1980. *A Probabilistic Model for Design Loads*. J. Str. Div., ASCE 106(10):2017-2030. New York, NY.

Ellingwood, B., MacGregor, J.G., Galambos, T.V., y Cornell, C.A. 1982. *Probability Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations*. J. Str. Div., ASCE 108(5):978 – 997. New York, NY.

Ellingwood, B. y Redfield, R. 1983. *Ground Snow Loads for Structural Design*. J. Str. Engr., ASCE 109(4):950-964. New York, NY.

Ellingwood, B. y Rosowsky, D. 1991. *Duration of Load Effects in LRFD for Wood Construction*. J. Str. Engr., ASCE 117(2):584 – 599. New York, NY.

Ellingwood, B., Hendrickson, E., y Murphy, J. 1988. *Load Duration and Probability Based Design of Wood Structural Members*. Wood and Fiber Science 20(2):250 – 265.

Foschi, R. y Barrett, J.D. 1982. *Load Duration Effects in Western Hemlock Lumber*. J. Str. Div., ASCE 108(7):1494 – 1510. New York, NY.

Galambos, T.V., Ellingwood B., MacGregor, J.G., y Cornell, C.A. 1982. *Probability Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice*. J. Str. Div., ASCE 108(5):959 – 976. New York, NY.

Gerhards, C. y Link, C. 1986. *Effect of Loading Rate on Bending Strength of Douglas-Fir 2 by 4's*. Forest Prod. J.36(2):63 – 66. Madison, WI.

Gromala, D.S., Pollock, D.G., y Williamson, T.W. 1994. *Development and Implementation of a Load and Resistance Factor Design System in the United States*. En las Actas de la "Pacific Timber Engineering Conference" de 1994. Universidad de Queensland, Brisbane, Australia.

Hendrickson, E., Ellingwood, B., y Murphy, J. 1987. *Limit State Probabilities of Wood Structural Members*, J. Str. Engr., ASCE 113(1):88 – 106. New York, NY.

Itani, R. y Faherty, K. eds. 1984. *Reliability Based Design*. En Structural Wood Research: State of the Art and Research Needs, American Soc. of Civil Engr., New York.

International Conference of Building Officials. 1994. *Uniform Building Code*. Whittier, CA.

Madsen, B. 1975. *Strength Values for Wood and Limit States Design*. Canadian J. Civil Engr. 2(3):270 – 279.

Meyer, R. W. y Kellogg, R. M. 1982, *Structural Uses of Wood in Adverse Environments*. Society of Wood Science and Technology, Van Nostrand Reinhold.

Murphy, J. F., ed. 1988. *Load and Resistance Factor Design for Engineered Wood Construction – A Prestandard Report*. Am. Soc. of Civil Engrs., New York, NY.

O'Rourke, M., Redfield, R., y von Bradsky, P. 1982. *Uniform Snow Loads on Structures*. J. Str. Div., ASCE 108(12):2781 – 2798. New York, NY.

Turkstra, C. y Madsen, H. 1980. *Load Combinations in Codified Structural Design*. J. Str. Div., ASCE 106(12):2527 – 2543. New York, NY.

White, R.N, and Salmon, C.G., eds. 1987. *Loads*. En el Capítulo 2 de la publicación *Building Structural Design Handbook*, John Wiley & Sons, New York, NY.

COMENTARIO

Capítulo 2 Requisitos de diseño

C2.2 Superficie total y superficie neta

Los efectos de los materiales eliminados de la superficie total, A , de un miembro de madera se toman en cuenta considerando la superficie neta, A_n , al calcular la resistencia de un miembro. Para mayor información sobre la consideración de la superficie neta asociada con las conexiones, ver el Comentario correspondiente al Capítulo 7. Observar que con frecuencia algunos productos se describen por sus dimensiones nominales (por ejemplo, 2 x 4). Si éstas difieren de las dimensiones reales, las dimensiones nominales no se deben utilizar en los cálculos de diseño. El usuario puede encontrar las dimensiones a utilizar en los cálculos de diseño en la literatura proporcionada por el fabricante.

C2.3 Estabilidad

En el Comentario al Capítulo 4 se discuten temas relacionados con la consideración de la estabilidad en el diseño individual de los miembros.

Se debe prestar especial atención a los efectos secundarios que pueden resultar de la forma deformada de las estructuras de madera. En las estructuras de madera se pueden presentar los denominados efectos P- Δ , especialmente en el caso de miembros de gran longitud con múltiples cargas. Un ejemplo es el caso de las estructuras para tendido de cables constituidas por un único poste. La metodología para tratar los efectos P- Δ que se generan en este caso debido a la combinación de cargas horizontales y verticales se puede encontrar en las referencias por Goodman et al., 1981.

C2.4 Apoyo lateral

En los Capítulos 4, 5 y 6 se presentan cálculos detallados para los efectos de la longitud no apoyada sobre los valores de diseño de los miembros de vigas y columnas. Para miembros en flexión en los cuales la profundidad del miembro no es mayor que su espesor, no se requiere ningún apoyo lateral. Si la profundidad de un miembro en flexión es mayor que su espesor, se debe proveer apoyo lateral al menos en los puntos de apoyo para impedir la rotación y/o desplazamiento lateral en dichos puntos, de acuerdo con lo establecido en la Secc. 2.4 de la norma. Si se proveen apoyos intermedios adecuados, se puede considerar la correspondiente reducción de la longitud no apoyada.

En el caso de fuerzas que actúan en una dirección paralela a una viga o cercha, el arriostamiento puede ser provisto por las columnas mediante una riostra angular o,

en el caso de las cerchas, extendiendo la columna hasta el cordón superior de la cercha si los cordones inferior y superior de la cercha están separados suficientemente como para lograr un arriostamiento adecuado. En dirección perpendicular a la viga o cercha el arriostamiento lo pueden proporcionar los tabiques, riostras angulares o arriostamiento entre columnas. Este arriostamiento entre columnas preferentemente se debe instalar en los mismos vanos que el arriostamiento entre cerchas.

El arriostamiento de las cerchas frecuentemente es proporcionado por: (a) arriostamiento lateral diagonal entre los cordones superiores de las cerchas (omitidos si el apoyo lateral de los cordones de compresión es adecuado); (b) arriostamiento contraladeo instalado en cada tercer o cuarto vano a intervalos de aproximadamente 35 pies; (c) arriostamiento lateral de los cordones inferiores, instalado en los mismos vanos que el arriostamiento contraladeo y extendiéndose entre muro lateral y muro lateral; y (d) puntales, instalados entre cordones inferiores en los mismos paneles de la cercha que el arriostamiento contraladeo y extendiéndose de forma continua entre muro extremo y muro extremo.

Cuando en la cubierta se utilizan viguetas o correas entre arcos o cordones de compresión, o cuando se colocan viguetas o correas sobre un arco o cordón de compresión, y se las asegura firmemente al arco o cordón de compresión, la longitud no apoyada se debe calcular utilizando la menor dimensión del arco o cordón de compresión entre puntos de apoyo lateral.

Cuando se colocan tablonces sobre un arco o cordón de compresión, y se los asegura firmemente al arco o cordón de compresión, o cuando un revestimiento se clava adecuadamente al cordón de compresión de un cabrio reticulado, la menor dimensión se puede tomar como la profundidad y no como el ancho del arco, cordón de compresión o cabrio reticulado.

Cuando los pies derechos de las construcciones con entramado liviano están revestidos adecuadamente en al menos uno de sus lados, la menor dimensión se puede tomar como la profundidad y no como el ancho del pie derecho.

C2.5 Condiciones de referencia

Las condiciones ambientales de referencia no requieren explicación. Representan un rango de condiciones de diseño bajo las cuales los valores de resistencia de referencia no requieren ajuste alguno.

A menudo se cuestiona el requisito que establece que los productos deben ser nuevos, y no reutilizados. Los valores de resistencia de diseño proporcionados en esta norma corresponden a productos nuevos puestos en servicio por primera vez. Esta norma no cubre los procedimientos necesarios para establecer valores de resistencia de diseño para productos que ya han sido utilizados. Los motivos detrás de esta restricción se relacionan con la dificultad de conocer el grado del

material usado y las reglas de clasificación vigentes en el momento de su fabricación, el potencial de que el material tenga un historial de sobrecargas negativo, potencialmente nocivo, y el potencial de descomposición y daños provocados por insectos.

Esta norma considera casi todas las condiciones de exposición típicas. No trata las consideraciones de diseño necesarias para exposiciones únicas tales como contacto con productos químicos determinados, radiación radiactiva, vapores, etc. Para estas aplicaciones únicas se recomienda que el diseñador consulte la bibliografía existente o realice ensayos que le ayuden a desarrollar factores de modificación para los valores de resistencia de diseño.

C2.6 Resistencia ajustada

C2.6.2 Factores de ajuste por las condiciones de uso final. Se asume un conjunto de condiciones de uso final de referencia correspondientes a las condiciones dadas en esta sección. En este comentario se incluye una lista de numerosas publicaciones que describen resultados de ensayos de productos de madera bajo diferentes condiciones de humedad, temperatura y duración de las cargas.

Los diseñadores de estructuras de madera deben ajustar las resistencias de referencia de acuerdo con lo especificado en la Secc. 2.5 para tomar en cuenta las condiciones de uso final. Se espera que las condiciones de referencia sean adecuadas para abarcar un gran porcentaje de los diseños típicos de las estructuras cubiertas protegidas, evitando así la necesidad de introducir ajustes adicionales en la mayoría de los casos.

Humedad: Se debe aplicar un factor de ajuste, C_M , para calcular la resistencia ajustada del miembro bajo condiciones de humedad diferentes a las condiciones de uso final de referencia citadas en la Secc. 2.5.

Las condiciones de humedad de referencia abarcan el rango habitualmente encontrado en el caso de estructuras protegidas (condiciones de uso seco). En estas condiciones, el promedio anual del contenido de humedad de equilibrio no supera el 15% y el máximo contenido de humedad de equilibrio no supera el 19%. Para condiciones en las cuales el contenido de humedad de equilibrio supera estos límites, el diseñador debe aplicar el factor de ajuste correspondiente a la humedad en uso final, C_M .

Temperatura. Se debe aplicar un factor de ajuste, C_t , para calcular la resistencia ajustada del miembro tomando en cuenta los efectos de las temperaturas en uso final y temperaturas de servicio que difieren de las condiciones normales de uso final citadas en la Secc. 2.6. Los siguientes lineamientos se incluyen para ayudarle al diseñador a aplicar el factor de ajuste por temperatura en uso final, C_t .

A medida que la madera se enfría por debajo de las temperaturas habituales su resistencia aumenta. A medida que se calienta la resistencia disminuye. Este efecto de la temperatura es inmediato y su magnitud varía dependiendo

del contenido de humedad de la madera. Hasta 150°F el efecto inmediato es reversible. El miembro recupera su resistencia cuando la temperatura vuelve a valores normales. Las temperaturas elevadas prolongadas pueden provocar una pérdida de resistencia permanente.

En algunas regiones geográficas los miembros periódicamente están expuestos a temperaturas elevadas. Sin embargo, simultáneamente la humedad relativa es baja y, en consecuencia, los contenidos de humedad de la madera son también bajos. Debido a esta falta de humedad el efecto inmediato de la exposición periódica a altas temperaturas es menos pronunciado. Además, independientemente de los cambios de temperatura, las propiedades resistentes de la madera generalmente aumentan con el contenido de humedad. En reconocimiento de todos estos factores, la práctica tradicional ha consistido en utilizar los valores de diseño sin ningún ajuste para las fluctuaciones habituales de la temperatura y temperaturas ocasionales de corta duración de hasta 150°F para productos de madera y hasta 200°F para paneles estructurales.

Tratamiento retardador del fuego. Esta norma no proporciona recomendaciones específicas con respecto a los factores de ajuste para los productos de madera con tratamiento retardador del fuego. Los factores a aplicar a la resistencia nominal se deben obtener de los proveedores de productos con tratamiento retardador del fuego.

Tratamiento conservante. Es posible que se requiera un factor de ajuste, C_{pt} , para algunos materiales si es que han sido sometidos a un proceso aprobado de impregnación a presión. Para muchos tipos de tratamientos habituales este factor es igual a 1,0. Sin embargo, el diseñador es el responsable de verificar en los códigos y normas aplicables el factor a utilizar en el diseño, o bien de obtener esta información de los proveedores de madera tratada.

C2.6.3 Factores de ajuste por la configuración del miembro. Los factores de ajuste por los efectos de la geometría del miembro y su configuración dentro de la estructura se aplican para ajustar la resistencia de referencia cuando la aplicación difiere de las condiciones de referencia. Esta categoría fue desarrollada para ofrecer un esquema mediante el cual los diseñadores puedan revisar la larga y a menudo engorrosa lista de factores de ajuste. Esta categoría incluye el factor genérico de tamaño, factores de estabilidad tanto para flexión como para compresión, factores que se aplican a los conjuntos ensamblados, el factor de superficie de apoyo y el factor de forma.

C2.6.4 Factores de ajuste adicionales para madera estructural y madera laminada encolada. Esta sección incluye factores que se aplican sólo a la madera aserrada estructural y a la madera laminada encolada. Los factores para esfuerzo de corte, rigidez al pandeo y uso plano se tomaron directamente de los requisitos vigentes para diseño por tensiones admisibles (AF&PA, 1991). Los efectos del tamaño de las vigas de madera laminada

encolada actualmente se cuantifican en base a los efectos de la longitud, el ancho y la profundidad, los cuales se combinan en el factor de efecto volumétrico (C_V). El factor de curvatura para la madera laminada encolada también se tomó directamente de los requisitos para el diseño por tensiones admisibles.

C2.6.5 Factores de ajuste adicionales para paneles estructurales. En el caso de los productos a base de paneles, se aplica un factor de ancho (C_W) si el ancho del panel es menor que 24 in. Además, la última tabulación de las propiedades de los paneles incluye un factor de grado/construcción, C_G , para modificar los valores básicos de la resistencia de manera de reflejar mejor las propiedades de cada configuración.

C2.6.6 Factores de ajuste adicionales para postes y pilares de madera. El factor correspondiente a condición no tratada, C_u , requiere una explicación adicional. Debido a que los pilares de madera típicamente se producen y utilizan en una condición tratada, ésta se eligió como la condición de referencia. De este modo se justifica el factor de amplificación que se debe aplicar en el caso de pilares no tratados.

C2.6.7 Factores de ajuste adicionales para conexiones estructurales. Los factores para las conexiones estructurales son consistentes con los utilizados en el diseño por tensiones admisibles (AF&PA, 1991).

Referencias - Comentario Capítulo 2

American Institute of Timber Construction. 1994. *Timber Construction Manual*. Wiley-Interscience, Cuarta Edición.

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC, p. 125.

Goodman, J. R., M. D. Vanderbilt, M. E. Criswell, y J. Bodig. 1981. *Probability-Based Design of Wood Transmission Structures*. Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA. EL-2040.

Meyer, R. W. y R. M. Kellogg, Editores. 1982. *Structural Uses of Wood in Adverse Environments*. Society of Wood Science and Technology, Van Nostrand Reinhold Company.

USDA Forest Products Laboratory. 1987. *Wood Handbook-Wood as an Engineering Material*. Agricultural Handbook 72, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

COMENTARIO

Capítulo 3 Miembros traccionados

C3.1 Generalidades

C3.1.1 Generalidades. Aunque la resistencia a la tracción de la madera sin defectos es elevada, los nudos y otros defectos naturales la pueden reducir significativamente. Además, debido a la reducción de la superficie total a superficie neta, las regiones de conexión de los miembros de madera traccionados a menudo determinan la resistencia del miembro. Las distancias a los bordes y a los extremos y los detalles que minimizan las rajaduras horizontales (en la dirección longitudinal) pueden resultar críticos para garantizar que los miembros efectivamente provean la resistencia a la tracción especificada en los requisitos de este capítulo. En el Capítulo 7 se incluyen consideraciones especiales de diseño. En TCM-94 y en la bibliografía sobre diseño de madera estructural se puede encontrar información sobre detalles constructivos que minimizan los problemas de las tensiones localizadas y que son efectivos tanto para madera maciza aserrada como para madera laminada encolada.

Los miembros sometidos a una combinación de tracción y momento ya sea debido a la excentricidad de la carga de tracción o a las cargas laterales se deben diseñar utilizando las fórmulas de interacción del Capítulo 6.

C3.1.2 Diseño de los miembros. La ecuación para resistencia ajustada de este capítulo sigue la fórmula general de la Secc. 1.4.3.

Los factores de ajuste dados en la Secc. 2.6 se deben aplicar a los valores de la propiedad de referencia (resistencia del miembro o del material o rigidez); no es la intención que se apliquen en las ecuaciones de diseño final. Este procedimiento es particularmente importante en el caso de las ecuaciones de diseño que involucran dos o más propiedades de los materiales o que son no lineales con respecto a uno o más parámetros.

C3.2 Resistencia a la tracción paralela al grano

C3.2.1 Resistencia a la tracción. La resistencia a la tracción ajustada de un miembro conectado en sus extremos mediante bulones u otros conectores que se extienden en el miembro habitualmente es controlada por la sección neta crítica.

Se sabe que la resistencia a la tracción de los miembros de madera, especialmente en las regiones alejadas de los orificios para los conectores, depende del tamaño del miembro. Los efectos del tamaño se toman en cuenta en los valores de resistencia ajustada. Observar que los factores de ajuste por tamaño para la madera maciza aserrada son válidos para todas las longitudes disponibles en el

aserradero. Si el diseño incluye miembros de gran longitud sometidos a tracciones elevadas ($> 0,80\lambda\phi_t T'$) se deben investigar los efectos adicionales de la longitud (Green et al., 1989; Showalter et al., 1987; Lam y Varoglu, 1990). Si fuera necesario introducir un ajuste por la longitud, se debe utilizar la menor resistencia seleccionada entre: (1) la resistencia de la sección neta del miembro, calculada sin el ajuste por longitud; y (2) la resistencia de la sección total del miembro, calculada con el ajuste por la longitud.

Los miembros traccionados no deben tener entalladuras, ya que en la base de las entalladuras fácilmente se puede originar una falla paralela al grano del material. Debido a la naturaleza ortótropa de la madera, es necesario que cualquier superficie cortada tenga una pendiente gradual que permita un flujo suave de las tensiones en las regiones de sección reducida. Se requiere una transición mucho más gradual que la requerida para los materiales isotropos como el acero. Si es necesario reducir la sección de un miembro traccionado, se recomienda un ahusamiento gradual simétrico a ambos lados del miembro, con una pendiente de no más de 1 en 12 con respecto al eje del miembro.

C3.2.2. Consideraciones especiales para superficies netas asimétricas. Siempre que sea posible las regiones de conexión se deben diseñar de manera que el centroide de la superficie neta coincida con el de la superficie total del miembro. El objetivo de la Secc. 3.2.2 es requerir que los miembros cargados con una excentricidad importante debido a la colocación de un conector se verifiquen como miembros con una combinación de tracción y carga flexional correspondiente a los momentos de extremo.

Cuando en la región de conexión analizada se utilizan tres o más conectores esta sección permite una pequeña excentricidad antes de requerir la aplicación de un análisis de cargas combinadas (Secc. 6.2). Una excentricidad de las cargas igual al 5% del ancho del miembro provoca un esfuerzo flexional localizado máximo igual al 130% del esfuerzo de tracción medio en ausencia de excentricidades y/o momentos de extremo. Las conexiones materializadas con varios conectores poseen cierta rigidez rotacional y pueden proporcionar cierto momento de extremo lo cual, junto con la tendencia de los miembros traccionados a mantenerse rectos, ayuda a garantizar una deformación por tracción bastante uniforme en la sección del miembro traccionado. Por lo tanto, el aumento real de las tensiones es inferior al indicado considerando sólo la excentricidad en la conexión.

C3.3 Resistencia a la tracción perpendicular al grano

Generalmente la madera es más débil ante la tracción perpendicular al grano, y este modo de falla es frágil. Por motivos de eficiencia del diseño y seguridad estructural, siempre que sea posible se deben evitar las tracciones perpendiculares al grano.

C3.4 Resistencia de miembros armados y compuestos

Un miembro armado se define con un miembro con dos o más componentes paralelos del mismo material, mientras que un miembro compuesto puede contener una mezcla de madera maciza, productos de madera, metal y otros componentes con diferentes resistencias y rigideces.

Cuando estos dos tipos de miembros están traccionados, el objetivo de diseño primario consiste en que los componentes estén correctamente conectados de manera que las deformaciones axiales sean iguales o aproximadamente iguales en todos los componentes y que al evaluar la resistencia del miembro se tomen en cuenta debidamente los efectos de los empalmes.

A menudo los cordones y puntales de los diafragmas de cubierta son miembros armados traccionados compuestos por varias placas superiores u otros componentes de madera múltiples. La superficie de la sección transversal de al menos uno de los componentes se debe considerar inefectiva, ya que la sección neta puede coincidir con cualquiera de los empalmes a tope.

En el caso de miembros compuestos fabricados con diferentes tipos de materiales, se advierte al diseñador que aunque estén bien conectados es posible que diferentes componentes alcancen su resistencia a la tracción en correspondencia con diferentes deformaciones axiales. A menos que estos componentes posean ductilidad en tracción como en el caso del acero dulce, el primer componente que alcanza la deformación correspondiente a su falla puede limitar la resistencia del miembro compuesto. Por lo tanto, a menos que los módulos de elasticidad y ductilidades de todos los miembros sean similares, la resistencia compuesta puede ser significativamente menor que la sumatoria de las resistencias de los componentes individuales.

Generalmente los componentes de un miembro compuesto traccionado se deben disponer de manera que el miembro resultante sea simétrico. El diseño de un miembro compuesto puede requerir la consideración de los efectos de los comportamientos dependientes del tiempo y coeficientes de expansión térmica, que posiblemente sean muy diferentes en los distintos materiales utilizados.

Referencias - Comentario Capítulo 3

American Institute of Timber Construction. 1994. *AITC 104-94, Typical Connection Details*. En "Timber Construction Manual." Cuarta Edición. Wiley-Interscience.

American Society for Testing and Materials. 1994. *Standard Method of Testing Small Clear Specimens of Timber, ASTM D143-94*. ASTM. Philadelphia, PA.

Green, D.W., R.W Wolfe, L.A. Soltis, y J.W. Evans. 1989. *On Design Use Adjustments to Lumber Properties Data*. USDA Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Lam, F. y E. Varoglu. 1990. *Effect of Length on Tensile Strength of Lumber*. Forest Products Journal, Vol. 40, No. 5, Forest Products Research Society, Madison, WI, pp. 37 - 42.

Showalter, K.L., F.E. Woeste, y B.A. Bendtsen. 1987. *Effect of Length on Tensile Strength in Structural Lumber*. USDA Forest Service Research Paper FPL-RP-482, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

COMENTARIO

Capítulo 4 Miembros comprimidos y superficies de apoyo

C4.1 Generalidades

C4.1.1 Alcance. La compresión puede actuar sobre un miembro a lo largo del eje del miembro, como en las columnas, o sobre una parte del extremo, del borde, o de cualquier superficie del miembro, en cuyo caso se dice que esa región localizada tiene carga de apoyo. En este capítulo se incluyen tanto las columnas con carga concéntrica como los apoyos sobre una superficie de madera.

La compresión axial frecuentemente se combina con flexión ya sea debida a una excentricidad de la carga axial aplicada o a las cargas transversales o momentos de extremo aplicados sobre la columna. En estos casos se deben aplicar los requisitos de la Secc. 6.3 correspondientes a cargas combinadas. Dependiendo de la esbeltez del miembro, pueden ocurrir efectos de segundo orden significativos (también denominados efectos P-delta); éstos deben ser considerados en el diseño.

C4.1.2 Diseño de los miembros. Las ecuaciones para la resistencia ajustada del miembro de este capítulo siguen la forma general de la Secc. 1.4.3. Los factores de ajuste dados en la Secc. 2.6 se deben aplicar a los valores de la propiedad de referencia (resistencia del miembro o del material o rigidez); no es la intención que se apliquen en las ecuaciones de diseño final. Este procedimiento es particularmente importante en el caso de las ecuaciones de diseño que involucran dos o más propiedades de los materiales o que son no lineales con respecto a uno o más parámetros.

El factor de resistencia, ϕ_c , se utiliza en las ecuaciones tanto para la resistencia a la compresión del miembro como para los apoyos.

Aunque muchas de las consideraciones de diseño del Capítulo 4 se centran en el comportamiento general del miembro, el diseñador debe tener en cuenta que la resistencia local del miembro y su estabilidad en las

regiones con cargas concentradas, ya sean axiales o transversales, pueden determinar el diseño. Estas consideraciones se vuelven aún más críticas en el caso de miembros armados y compuestos de sección doble T, especialmente los que poseen almas de poco espesor. Las cargas axiales se deben aplicar en una superficie de madera suficiente o a través de una longitud de conexión suficiente de manera que no haya regiones con tensiones de apoyo o tensiones localizadas extremadamente elevadas. Para el diseño de las regiones con cargas concentradas de los miembros de sección doble T con alma de poco espesor, se recomienda adoptar adecuadas prácticas de diseño e hipótesis de análisis comparables a las utilizadas para calcular la inestabilidad localizada o el pandeo o abolladura del alma de vigas metálicas de ala ancha (AISC, 1994). En esta norma no se han incluido ecuaciones de diseño detalladas para estos efectos localizados, en parte porque el comportamiento y el análisis resultante depende fuertemente de la geometría y de las propiedades de las secciones de alma delgada para las cuales estos efectos localizados son más críticos. Estas propiedades del alma difieren considerablemente entre los diferentes productos disponibles en el mercado.

C4.2 Consideraciones sobre la esbeltez y la longitud efectiva

C4.2.1 Longitud efectiva de una columna. El factor de longitud efectiva, K_e , toma en cuenta las condiciones de restricción de los extremos y el desplazamiento lateral de la columna, las cuales modifican la longitud de la forma pandeada semisinusoidal con respecto a la de una columna sin desplazamiento lateral articulada en ambos extremos. Observar que la longitud no

arriostrada y el factor de longitud efectiva de la columna pueden ser diferentes en cada dirección.

La longitud efectiva, $K_e \ell_u$, se puede visualizar como la longitud de la curva semisinusoidal ajustada a la forma de la columna con las condiciones de extremo y desplazamiento especificadas. Por ejemplo, una columna perfectamente empotrada en sus extremos y sin desplazamiento lateral se deformará por pandeo adoptando una forma que posee puntos de inflexión a un cuarto de la longitud de la columna a partir de cada extremo, produciendo una forma semisinusoidal en la mitad central de la altura de la columna. Por lo tanto, para esta columna idealmente empotrada sin desplazamiento lateral, $K_e = 0,50$.

El factor de longitud efectiva, K_e , está comprendido entre 0,50 (ambos extremos empotrados) y 1,00 (ambos extremos articulados) para columnas arriostradas contra el desplazamiento lateral, y entre 1,0 (rotación impedida en ambos extremos) e infinito (ambos extremos articulados) si el miembro no está arriostrado contra el desplazamiento lateral. Por lo tanto, el empleo de $K_e = 1,0$ es conservador en el caso de miembros sin desplazamiento lateral, pero no conservador cuando hay desplazamiento lateral. Por este motivo la Secc. 4.2 permite utilizar $K_e = 1,00$ como valor por defecto sólo si no hay desplazamiento lateral.

En la Fig. C4.2-1 se dan valores de diseño de K_e para varios casos habituales. Esta figura es igual a la que aparece en el Apéndice G de la NDS 1991 (AF&PA, 1991). Observar que cuando hay fijación de los extremos los valores de diseño recomendados son mayores que los valores teóricos. Esto refleja el hecho que en las estructuras reales nunca se logra una fijación perfecta de los extremos.

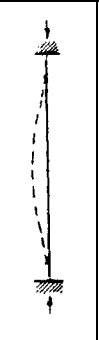
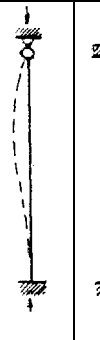
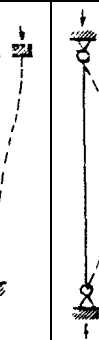
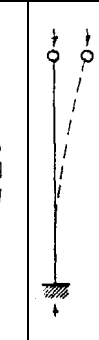
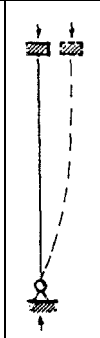





Modos de pandeo						
Valor teórico de K_e	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valor de diseño recomendado para K_e cuando se aproximan las condiciones ideales	0,65	0,80	1,2	1,0	2,10	2,4
Referencia para las condiciones de extremo		Rotación impedida, traslación impedida				
		Rotación libre, traslación impedida				
		Rotación impedida, traslación libre				
		Rotación libre, traslación libre				

Figura C4.2-1 - Factores de longitud efectiva para el diseño de columnas de madera.

C4.2.2 Relación de esbeltez de una columna. La relación de esbeltez que aparece en las ecuaciones de pandeo de columnas es la longitud efectiva de la columna dividida por el radio de giro. Esta es una forma generalizada del factor $K\ell_u/d$ tradicional para columnas rectangulares de la NDS. Para un miembro de sección rectangular el radio de giro es 0,289 por la dimensión lateral correspondiente. Para un miembro de sección circular el radio de giro es un cuarto del diámetro.

En el caso de columnas compuestas con dos o más componentes de materiales con diferentes rigideces, el radio de giro se debe determinar utilizando una superficie total transformada adecuada. Los radios de giro de las secciones transformadas se deben calcular sólo para columnas compuestas correctamente conectadas.

El límite de 175 fijado para $K\ell_u/r$ para las columnas macizas de sección rectangular corresponde a un valor de ℓ/d aproximadamente igual a 50 y es consistente con los requisitos de la NDS para el diseño por tensiones admisibles.

C4.3 Resistencia de columnas macizas con carga de compresión concéntrica

C4.3.1 Valores de cálculo de los materiales y factores de cálculo. Cuando la rigidez del miembro resulta crítica para los estados límites de resistencia, la norma requiere el empleo del valor correspondiente al cinco por ciento, E_{05} , antes que el E utilizado en las ecuaciones de diseño. El uso explícito de E_{05} en estas ecuaciones (diferente a reducir E aplicando algún factor) permite presentar las fórmulas de estabilidad en un formato familiar. Observar que este procedimiento también se utiliza en el diseño por tensiones admisibles, pero en el diseño por tensiones admisibles la reducción del E tabulado al E_{05} se materializa aplicando constantes numéricas. El valor de E_{05} a utilizar es el correspondiente a la dirección de pandeo analizada. Como se discutió en el comentario a la Secc. C1.4.2.1, para diversas líneas de productos de madera se utilizan valores por defecto de E_{05} relacionados con E.

C4.3.2 Resistencia de columnas prismáticas. Al igual que en el diseño por tensiones admisibles, algunos estados límites relacionados con el comportamiento de las columnas son una combinación de consideraciones de resistencia y rigidez. En el diseño por factores de carga y resistencia esto representa un problema, ya que en el LRFD el factor de efecto temporal se aplica **después** de calcular la resistencia del miembro (a diferencia del diseño por tensiones admisibles en el cual los efectos de la duración de la carga se incluyen como factores en las ecuaciones de comportamiento). Debido a que se supone que la rigidez del miembro es independiente del tiempo de carga (como en el diseño por tensiones admisibles), esto representa una

dificultad en el formato de presentación. Este dilema fue resuelto incorporando E/λ en las ecuaciones de resistencia del miembro (en vez de sólo E). De este modo el divisor λ cancela el λ de la ecuación de diseño $\lambda\phi_c P'$, manteniendo un estado límite de pandeo independiente del tiempo.

La resistencia de la columna se debe verificar en todas las direcciones de pandeo posibles; el valor menor determinará el diseño. La ecuación para columnas continuas dada en esta sección tiene el mismo fundamento que la presentada en NDS-91. La ecuación para C_p se expresa como un factor de corrección relacionado con la estabilidad que se debe aplicar a la resistencia ajustada de una columna corta, P_0' . El factor C_p es una función de la relación entre la carga de pandeo de Euler y la resistencia de una columna corta. Como se observó en otras secciones de este comentario, esta relación básica se modifica incluyendo el factor de efecto temporal y la relación entre los factores de resistencia para compresión y estabilidad. Esta modificación algebraica es necesaria para proveer un comportamiento limitante adecuado (para columnas muy cortas y muy largas). También se utiliza una ecuación de forma similar para efectuar la transición entre columnas arriostradas y no arriostradas.

Para incluir correctamente el factor de efecto temporal y los factores de resistencia para compresión y estabilidad, α ha sido definido como $\phi_s/\lambda\phi_c$ por el valor original de α . Este α original es igual a la carga de pandeo de Euler dividida por la resistencia de una columna muy corta. Para valores de esbeltez elevados, la ecuación para columnas continuas da un factor de corrección relacionado con la geometría y la estabilidad, C_p , que se aproxima a α partiendo de valores menores. Cuando la resistencia ajustada resultante para la columna, P' , que se aproxima al α modificado multiplicado por AF_c' , se multiplica por $\lambda\phi_c$ para obtener la resistencia de diseño del miembro, λ y ϕ_c tienden a cancelarse cada vez más a medida que aumenta la relación de esbeltez y la resistencia ajustada del miembro se aproxima a ϕ_s por la carga crítica de pandeo de Euler. Este es el resultado que se busca cuando se establece que el factor de efecto temporal no se debe aplicar al caso de pandeo elástico y que a las columnas largas se les debe aplicar un factor de resistencia para estabilidad. En el caso de columnas muy cortas C_p tiende a la unidad para todos los valores de c , y la definición de α no tiene efecto alguno. Por lo tanto, la columna muy corta está afectada por el factor de efecto temporal y el factor de resistencia para compresión axial. La mayoría de las columnas se encuentran dentro de estos dos extremos y por lo tanto están parcialmente afectadas por estos tres factores, ϕ_s , ϕ_c y λ .

El factor de resistencia para estabilidad, ϕ_s , toma en cuenta las incertidumbres tales como la variación de la rigidez de diseño de los materiales, E_{05} , junto con los efectos de la combadura inicial permitida para los

miembros en compresión, excentricidades accidentales muy pequeñas y efectos de la fluencia lenta. En las columnas típicas la fluencia lenta influye mucho menos que la combadura inicial (Itani et al., 1986), en parte porque las cargas de diseño máximas actúan durante periodos breves. Cuando los miembros están sometidos a relaciones carga permanente/sobrecarga elevadas y/o cuando los miembros están sometidos a ciclos de temperatura y/o humedad importantes y frecuentes, la fluencia lenta puede afectar la resistencia de los miembros comprimidos de gran longitud de manera más significativa. En el caso de las columnas-viga, la fluencia lenta por flexión debida a las tensiones de flexión provoca un aumento de la curvatura inicial de la columna y por lo tanto la fluencia lenta por flexión reduce la resistencia de la columna. El efecto de la fluencia lenta se puede modelar disminuyendo el valor de E_{05} . La Sección 7 de la norma ASTM D245 (ASTM, 1993) observa que "el pandeo de una columna larga es sensible a la duración de la carga" y procede a recomendar la aplicación de los factores de efecto temporal habituales a la carga de pandeo.

El valor de la rigidez del material, E_{05} , utilizado en la Ec. 4.3-4 es el valor de E longitudinal. Este valor es mayor que el módulo de elasticidad basado en la flexión y , en la norma NDS-91, se calcula como un 3% mayor. En C1.4.2.1 se discutieron factores de conversión para E_{05} consistentes con los procedimientos de la NDS.

C4.3.3 Resistencia de columnas prismáticas entalladas o perforadas. En los casos en los cuales la superficie neta local es mucho menor que la superficie total, es posible que la carga de pandeo supere la resistencia de columna corta calculada en base a la sección neta. Por este motivo, esta última se fija como un límite superior para la resistencia a compresión del miembro.

La segunda parte de esta sección presenta criterios a utilizar cuando la sección reducida es lo suficientemente larga o se encuentra en una ubicación lo suficientemente crítica como para requerir que la resistencia de la columna se calcule en base a la sección neta. Los criterios presentados son más específicos que el requisito anterior que establecía el empleo de la superficie neta "cuando la sección reducida ocurre en la parte crítica de la longitud de la columna que está potencialmente más sujeta al pandeo" (AF&PA, 1991). El diseñador puede basar la carga de pandeo en un análisis más detallado que tome en cuenta la forma no prismática real de la columna.

C4.3.4 Resistencia de columnas ahusadas. Los requisitos para determinar una columna prismática equivalente a fin de determinar la carga de pandeo de las columnas comprendidas en los cuatro casos básicos, casos 1 a 4, se basan en estudios numéricos de columnas ahusadas con diferentes condiciones de extremo (Criswell, 1991). Estos requisitos reemplazan la generalmente, pero no siempre, conservadora práctica anterior que consistía en definir este diámetro equivalente a un tercio de la longitud medida desde el extremo de menor sección. Para ilustrar la

necesidad de diámetros equivalentes diferentes para un mismo miembro ahusado, visualicemos un miembro ahusado en configuración tipo "mástil" con el extremo mayor empotrado, y luego el mismo miembro con una disposición en voladizo y el extremo de menor sección empotrado. Como es de esperar, el mástil tiene una carga de pandeo significativamente superior. Esto se debe a que la porción del miembro sometida a los mayores momentos en la configuración pandeada corresponde al extremo mayor del mástil, mientras que para el voladizo esta región más crítica es adyacente al extremo de menor sección. Por lo tanto, el mástil (caso 1 de la Secc. 4.3.4) tiene un diámetro prismático equivalente mayor que el voladizo (caso 2). Los requisitos para columnas más restringidas son aproximados. El requisito que establece que D_1/D_2 debe ser mayor que 1/3 es un límite de aplicabilidad adoptado a criterio para las ecuaciones simplificadas linealizadas.

Al igual que para todas las columnas, se debe aplicar un factor de longitud efectiva a la longitud de la columna ahusada si la columna no responde a las condiciones básicas de extremo articulado y desplazamiento lateral impedido. Si el desplazamiento lateral está impedido, el empleo de $K_e = 1,00$ es aceptable y conservador. La resistencia a la compresión de las columnas ahusadas está limitada (ver también Secc. 4.3.3) a más de $\lambda\phi_c F_c$ por la superficie del extremo de menor sección.

Como en el caso de las columnas prismáticas, si existe alguna duda sobre la dirección de pandeo determinante, la resistencia al pandeo de las columnas ahusadas se debe verificar alrededor de ambos ejes principales. Observar que para las columnas simplemente ahusadas se dan dos ubicaciones para la sección del miembro prismático equivalente ligeramente diferentes, correspondientes a ambos ejes principales. Por lo tanto, si no se puede determinar la sección determinante mediante una inspección, es necesario localizar y utilizar dos secciones equivalentes.

C4.4 Resistencia de columnas con separadores, columnas armadas y columnas compuestas

C4.4.1 Columnas con separadores. Los requisitos de diseño para las columnas con separadores se encuentran en el Apéndice A1. Esto se debe a que estos requisitos son bastante extensos en relación con el uso que se le da a este tipo de miembros en las construcciones nuevas.

C4.4.2 Columnas armadas. A menos que los componentes de una columna armada estén unidos rígidamente, el deslizamiento relativo entre los componentes reducirá la rigidez del conjunto debido a la acción compuesta incompleta resultante. Por lo tanto, la resistencia de una columna armada comprimida puede variar entre la correspondiente a una columna conectada rígidamente si la rigidez del conector es muy elevada y/o la columna es bastante corta, y un valor menor igual a la sumatoria de cada componente actuando de manera independiente. Se tiende a este límite inferior si la columna

es de longitud intermedia a larga y la rigidez del sujetador es muy baja. Los valores de la esbeltez para los cuales la rigidez del conector tiene el mayor efecto sobre la resistencia de la columna son los comprendidos en el rango intermedio de $K\ell/r$ de alrededor de 70 a 100, ya que las fuerzas en el conector requeridas para impedir el pandeo de los componentes individuales son mayores en dicho rango. El método alternativo que consiste en sumar las resistencias individuales de los componentes es cada vez más conservador a medida que la conexión entre capas adyacentes se vuelve más rígida.

La publicación "Wood Handbook" (Forest Products Laboratories, 1955) contiene algunos lineamientos para el diseño de columnas armadas. Las versiones de 1974 y 1987 de este mismo libro no contienen esta información. Más recientemente, Malhotra y Van Dyer (1977) han presentado información sobre columnas armadas. Jumaat (1991) presenta un método de análisis tanto para miembros con separadores como para miembros armados. La norma canadiense "Provisions for Limit State Design in Wood" (CSA, 1989) permite utilizar 60%, 75% y 80% de la resistencia a la compresión correspondiente a un miembro totalmente compuesto para los miembros armados clavados, abulonados y conectados mediante aros partidos, respectivamente, si es que se proporciona la cantidad mínima de conectores especificados. Caso contrario se deben sumar las resistencias de los componentes individuales actuando independientemente.

C4.4.3 Columnas compuestas. Debido a que tanto la expresión de pandeo crítico como las ecuaciones para calcular las tensiones de la columna se basan en la hipótesis de miembro homogéneo con una única rigidez efectiva para el material, si la columna compuesta correctamente conectada incluye componentes de materiales de diferentes rigideces, se deben utilizar los conceptos de sección transformada. Los análisis de las columnas compuestas parcialmente conectadas deben considerar tanto las diferentes rigideces de los materiales como las características de rigidez de los conectores.

C.4.5 Resistencia en los puntos de apoyo

La resistencia de apoyo sobre grano terminal se diferencia de la resistencia a la compresión en que los nudos propios del grado no reducen la resistencia de apoyo. Por lo tanto, la resistencia de apoyo sobre grano terminal es una función de la gravedad específica, mientras que la resistencia a la compresión se ve afectada por los nudos permitidos para el grado. La resistencia de apoyo sobre grano lateral es igual a la resistencia a la compresión perpendicular al grano.

Para los propósitos de esta norma el factor de efecto temporal se aplica a la resistencia a la compresión perpendicular al grano, a diferencia de las prácticas recientes de diseño por tensiones admisibles. Por lo tanto, la práctica de diseño regresa a lo que disponía la NDS en

sus ediciones anteriores a 1982. La edición de 1982 fue la primera en excluir el factor de duración de las cargas de "los valores de diseño de la compresión perpendicular al grano basados en un límite de deformación". Debido a que este cambio es significativo, a continuación presentamos información adicional.

El cambio en la edición de 1982 que pasó de una compresión perpendicular al grano de diseño definida en el límite proporcional a una correspondiente a una deformación de 0,04 in. (1,02 mm) (utilizando la muestra de ensayo normalizada descrita en la norma ASTM D143 (ASTM, 1994)) provocó un importante aumento de las tensiones admisibles. De acuerdo con la sección X1.9 de la norma ASTM D2555 (ASTM, 1988), los valores correspondientes a una deformación de 0,4 in. utilizados en las NDS de 1982 y 1986 (AF&PA, 1982 y 1986) son alrededor de 1,6 mayores que veces los valores correspondientes al límite proporcional. Aunque la ASTM D2555 especifica que las modificaciones por la duración de las cargas se aplican a los valores de compresión perpendicular al grano sólo si éstos no se basan en la deformación, los resultados de ensayos a corto plazo efectuados en laboratorio tanto para los valores basados en el límite proporcional como para aquellos basados en la deformación son modificados por la ASTM D2555 a valores de diseño para 10 años utilizando idénticos factores de ajuste, los cuales de acuerdo con la Secc. 6.2 de la ASTM D2555 incluyen un ajuste para la duración normal de las cargas y un factor de seguridad. Es decir que de hecho los efectos temporales han sido considerados en la determinación de los valores de diseño correspondientes a compresión perpendicular al grano de duración normal (10 años) basados en la deformación.

El razonamiento según el cual en los suplementos de las NDS de 1982 y 1986 a los valores de compresión perpendicular al grano basados en la deformación no se les aplicaba el factor de duración de cargas tradicional era que como el factor de duración de las cargas no se aplica al módulo de elasticidad, E , tampoco se debería aplicar a otras propiedades basadas en la rigidez o la deformación. Un razonamiento más pragmático podría ser que no aplicando el factor de duración de las cargas (mayor que la unidad para cargas de menos de 10 años de duración) se evita parte del salto en los valores de diseño para duración normal que se daba en 1982. Los efectos temporales claramente afectan las resistencias y deformaciones a largo plazo definidas para una deformación de 0,04 in. (102 mm) al menos tanto como en el caso de las tensiones menores definidas en base a un límite proporcional.

En esta norma de diseño por factores de carga y resistencia las resistencias de los materiales se basan en valores a corto plazo. La aplicación del factor de efecto temporal, λ , que es menor que la unidad excepto en el caso de las cargas de impacto, provee una parte adecuada de la reducción por la duración de las cargas utilizada totalmente en la ASTM D2555 para obtener el valor de duración

normal de 10 años. Desde un punto de vista práctico, el uso de los mismos factores de efecto temporal tanto para apoyo sobre grano terminal como para apoyo sobre grano lateral también simplifica el procedimiento de diseño, incluyendo el diseño de apoyos que forman un ángulo con la dirección del grano. Así, para el diseñador, aplicar el factor de efecto temporal a esta propiedad en particular en realidad simplifica el proceso de diseño. También se debe observar que en la mayoría de los casos de diseño el proceso de calibración da como resultado requisitos para los apoyos en el LRFD virtualmente idénticos a los utilizados anteriormente en el diseño por tensiones admisibles.

C4.5.1 Resistencia en los apoyos sobre grano terminal. Debido a que la resistencia en apoyo sobre grano terminal es mayor que la resistencia a la compresión paralela al grano, el apoyo sobre grano terminal puede ser crítico sólo cuando la carga sobre una columna se aplica sobre una placa o superficie menor que la superficie neta de la sección transversal de la columna. La resistencia de apoyo se basa en la superficie de apoyo neta sobre el extremo del miembro.

Cuando dos miembros de madera se encuentran formando un apoyo sobre sus extremos, es importante que los extremos del miembro estén cortados en ángulo recto de manera que las tensiones de apoyo se distribuyan uniformemente. Estos cortes en ángulo recto ayudan a mantener la geometría de la estructura y minimizan las excentricidades accidentales de las cargas y/o los problemas de alineación que se producen como resultado de un apoyo incompleto sobre la superficie del miembro. La práctica establecida, continuada por los requisitos de esta sección, consiste en requerir una placa de apoyo metálica entre miembros muy cargados en empalmes de compresión con apoyo sobre grano terminal.

La resistencia flexional del miembro se ve interrumpida por el empalme de compresión con apoyo sobre grano terminal y, a los fines del análisis del comportamiento de la columna, en el empalme los extremos de los miembros se consideran articulados. Para evitar la traslación y el consiguiente pandeo de estas conexiones con apoyo sobre grano terminal es importante que en el empalme o muy cerca del mismo los miembros tengan apoyo lateral en ambas direcciones.

C4.5.2 Resistencia en los apoyos sobre grano lateral. Los apoyos sobre grano lateral típicamente ocurren en los apoyos y en los puntos de aplicación de cargas puntuales en los miembros flexionados. Aunque la resistencia de apoyo es en realidad mayor en el borde de un apoyo simple (porque la forma deformada de la viga es inclinada en el apoyo), la práctica convencional consiste en asumir que esta resistencia de apoyo está distribuida uniformemente.

Observar que, tal como se discutió anteriormente, el factor de efecto temporal se aplica al valor de compresión perpendicular al grano.

El aumento de la resistencia de apoyo sobre grano lateral para longitudes de apoyo, L_p , de menos de 6 in. (152 mm) es igual que en la NDS 1991 (AF&PA, 1991), aunque se expresa en forma de ecuación y no de tabla. Hemos clarificado la mínima distancia entre la totalidad de la superficie de apoyo y el extremo del miembro. Cuando el apoyo lateral se materializa a través de una arandela, el diámetro de la arandela se puede utilizar como L_p .

C4.4.3 Apoyo que forma un ángulo con la dirección del grano. Se utiliza la fórmula de Hankinson como una manera práctica y adecuada para proporcionar una transición entre las condiciones de apoyo sobre grano lateral y apoyo sobre grano terminal. Cuando un apoyo que forma un ángulo con la dirección del grano provoca una fuerza de compresión con una componente dirigida hacia el extremo del miembro, es necesario investigar la resistencia al corte de la superficie desde la base de la entalladura hasta el extremo del miembro para determinar si esta resistencia es adecuada para impedir una falla por corte con deslizamiento de bloque a lo largo de este recorrido paralelo al grano (ver Fig. C4.5-1).

Se ha añadido un requisito que permite apoyos que formen un ángulo de 10 grados o menos con la dirección perpendicular al miembro con el objetivo de permitir que los requisitos de la Secc. 4.5.2, incluyendo el aumento para longitudes de apoyo cortas, se apliquen a las cubiertas con pendiente hacia el drenaje y otros miembros con pequeñas inclinaciones. Con la Ec. 4.5-4 se obtiene un valor ligeramente diferente de $A_g F_{c\perp}$ cuando $\theta_b = 80$ grados (es decir, cuando la carga forma un ángulo de 10 grados con respecto a una dirección perpendicular al miembro). El límite de 10 grados es en gran parte empírico.

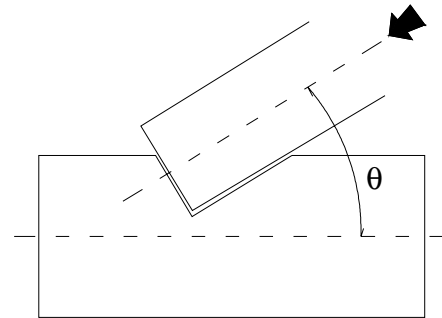


Figura C4.5-1 - Condiciones de corte en una entalladura de apoyo próxima al extremo del miembro

C4.6 Compresión radial en miembros curvos

En los miembros curvos la compresión radial surge cuando el momento aplicado actúa cerrando el miembro (es decir, disminuye el radio de curvatura y provoca compresión flexional en la cara interna del miembro). Aunque pocas veces resulta crítico, este esfuerzo se debe verificar para determinar que no supera la resistencia a la compresión perpendicular al grano ajustada, $F_{c\perp}'$, por el factor de efecto temporal aplicable, λ , y el factor de resistencia para compresión y apoyo, ϕ_c .

Referencias - Comentario Capítulo 4

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA, Washington, DC.

American Institute of Steel Construction. 1994. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, Segunda Edición*. Chicago, IL.

American Society for Testing and materials. 1994. *Standard Method of Testing Small Clear Specimens of Timber, ASTM D143-94*, ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1993. *Establishing Structural Grades and Related Allowable Properties for Visually Graded Lumber. ASTM D245-93*. Philadelphia, PA,

American Society for Testing and Materials. 1988. *Establishing Clear Wood Strength Values. ASTM D2555-88*. Philadelphia, PA.

Canadian Standards Association. 1989. *Engineering Design in Wood (Limit States Design)*. CAN3-086.1-M89. Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario.

Criswell, M.E. 1991. *New Design Equations for Tapered Columns*, Wood Design Focus, Vol. 2, No. 3, Otoño de 1991.

Forest Products Laboratory, 1955. *Wood Handbook - Basic Information on Wood as a Material of Construction with Data on its Use in Design*. USDA, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Galambos, T.V., editor. 1988. *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Cuarta Edición*. Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons.

Jumaat, M.K. 1991. *Analysis of Built-up Timber Columns Using Matrix Progression Methods*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 7, Julio 1991, pp. 1911-1928.

Malhotra, S.K., y D.B. Van Dyer. 1977. *Rational Approach to the Design of Built-Up Timber Columns*. Wood Science, Vol. 9, No. 4.

Newlin, S.A., y J. M. Gahagan. 1930. *Tests of Large Timber Columns and Presentation of the Forest Products Laboratory Column Formula*. Boletín Técnico No. 167, USDA, Forest Products Laboratory.

Ylinen, A. 1956. *A Method of Determining the Buckling Stress and the Required Cross-Sectional Area for Centrally Loaded Straight Columns in Elastic and Inelastic Range*. Publicaciones de la International Association for Bridge and Structural Engineering, IABSE, Volumen 16, Zurich, Suiza, pp. 529-550.

Zahn, J.J. 1986. *Design of Wood Members Under Combined Load*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 9, Setiembre de 1986, pp. 2109-2126.

Zahn, J.J. 1990. *Interaction of Crushing and Buckling in Wood Columns and Beams*. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Zahn, J.J. 1992. *Re-examination of Ylinen and Other Column Equations*. J. Str. Engr., ASCE 118(10):2716-2728. New York, NY.

COMENTARIO

Capítulo 5 Miembros en flexión, flexión y corte

C5.1 Generalidades

C5.1.1 Alcance. Los requisitos del Capítulo 5 tratan los estados límites de resistencia de miembros cargados en flexión. Se incluyen tanto la flexión como flexión y corte. En este capítulo también se discute la torsión. No se consideran los estados límites de servicio, aunque estas condiciones, particularmente las deflexiones y las características dinámicas asociadas, en la práctica a menudo determinan el diseño de los miembros en flexión. En el Capítulo 10 y su comentario el diseñador encontrará lineamientos con respecto a los estados límites de servicio de los miembros en flexión.

En este capítulo también se incluye una breve sección sobre estancamiento, ya que el estancamiento es una condición que puede afectar la seguridad de las cubiertas y sus miembros en flexión. En el Apéndice A3 se dan requisitos específicos para impedir un comportamiento no satisfactorio provocado por el estancamiento del agua o el hielo sobre cubiertas planas o casi planas.

Cuando hay flexión combinada con cargas axiales, ya sean de tracción o de compresión, los requisitos de este capítulo se utilizan para obtener los valores relacionados con la flexión necesarios para las ecuaciones de interacción del Capítulo 6.

C5.1.2 Diseño de los miembros. Al igual que en los Capítulos 3 y 4, la resistencia ajustada de los miembros en flexión se calcula multiplicando la resistencia de referencia por el factor de efecto temporal, λ , y por el factor de resistencia correspondiente. Este formato requiere que el factor de efecto temporal y los factores de resistencia también aparezcan en algunos términos relacionados con la estabilidad de manera que estos factores se consideren correctamente en los valores de la resistencia de cálculo del miembro.

Además de la resistencia y estabilidad global, un diseño correcto también debe considerar la resistencia y la estabilidad localizadas. Esto es particularmente crítico en el caso de cargas concentradas y en el caso de miembros fabricados con formas estructuralmente eficientes (secciones doble T, etc).

C5.1.3 Longitud de diseño. La definición de la longitud del miembro como la longitud libre más la mitad de la longitud de apoyo requerida para cada apoyo refleja la práctica habitual y reconoce que la longitud a utilizar para determinar los momentos debe ser ligeramente mayor que la longitud libre. Esta definición de longitud complica un poco el diseño y análisis de los miembros en flexión, ya que la longitud de apoyo requerida, y por ende la longitud efectiva del miembro necesaria para diseñar el mismo, son funciones de la magnitud de las cargas que actúan sobre el miembro en flexión. Por lo tanto, es práctica habitual efectuar los diseños preliminares en base a la distancia entre los ejes de los apoyos (cálculo ligeramente conservador), y verificar nuevamente la longitud de diseño mínima sólo cuando el diseño lo requiera.

C5.1.4 Entalladura de los miembros en flexión. Como se discutió en el Capítulo 3 para los miembros traccionados, no se recomiendan las entalladuras en los miembros en flexión, especialmente del lado traccionado, por la susceptibilidad del miembro a las rajaduras en la dirección del grano que se pueden originar en las esquinas internas de la entalladura. Una vez iniciadas, estas rajaduras se pueden extender hacia el interior del miembro reduciendo la sección del mismo más allá de la entalladura.

Los efectos de las entalladuras se pueden reducir ahusando la entalladura o redondeando sus esquinas internas. Debido a la naturaleza ortótropa de la madera, que posee resistencia y rigidez mucho mayores en la dirección longitudinal (la cual generalmente coincide con el eje del miembro), para permitir un flujo suave de las tensiones evitando tensiones localizadas de corte o perpendiculares al grano excesivas, es necesario un ahusamiento mucho más gradual que el ahusamiento que sería necesario si se tratara de un material isótropo.

Las restricciones sobre entalladuras incluidas en el segundo párrafo de la Secc. 5.1.4 son las de la NDS 1991 (AF&PA, 1991) y el manual "*Timber Construction Manual*" (AITC, 1994) a las cuales se ha agregado una restricción que prohíbe las entalladuras en las regiones de

momento negativo elevado de los apoyos intermedios de vigas continuas o tramos en voladizo.

Los requisitos más severos para las entalladuras ubicadas en la parte traccionada de las secciones con momentos significativos que los correspondientes a las entalladuras en la parte comprimida reflejan los graves efectos que ocasionan las entalladuras en la cara traccionada. En un miembro simplemente apoyado cargado uniformemente el momento flector llega a la mitad de su valor máximo a 15% de la longitud del tramo desde los apoyos. No se deben utilizar entalladuras traccionadas en ninguna ubicación donde el esfuerzo de flexión sea mayor que el 50% del máximo momento del miembro. Por lo tanto, en general no se deben utilizar entalladuras en la cara traccionada en los apoyos intermedios de vigas continuas ni en los apoyos de miembros en voladizo.

C5.1.5 Orientación de los miembros y condiciones de apoyo. Los miembros de madera maciza aserrada a menudo se clasifican, y los miembros de madera laminada encolada a menudo se diseñan y fabrican, para cumplir con determinadas condiciones de longitud, apoyo y carga. Las vigas de madera laminada encolada y otros miembros prefabricados pueden estar fabricados con una cara inferior o de tracción predeterminada. Por este motivo, los miembros diseñados a medida se deben instalar en el edificio en ubicaciones adecuadas.

C5.1.6 Acción parcialmente compuesta de conjuntos de miembros ensamblados en paralelo. El aumento de la resistencia y especialmente el aumento de rigidez de un sistema de entrepiso, cubierta o tabique ensamblado con miembros paralelos y un revestimiento conectado mediante clavos, tornillos, grampas o colas elastoméricas puede ser significativo, aunque estos aumentos son menores que los que se lograrían con colas "rígidas" y acción totalmente compuesta. La acción compuesta incompleta o acción de viga doble T se produce cuando los conectores son lo suficientemente rígidos para poder transferir algo de carga axial al revestimiento, pero lo suficientemente flexibles para que pueda ocurrir un deslizamiento relativo apreciable entre el revestimiento y el miembro principal flexionado. El revestimiento también actúa como una viga ancha sobre los miembros principales flexionados y es capaz de distribuir lateralmente las cargas concentradas y de distribuir las cargas uniformes entre las viguetas si las viguetas tienen diferentes rigideces. Este comportamiento básico de los sistemas con acción parcialmente compuesta y vigas entre los miembros principales o acción bidireccional se describe en varias referencias, incluyendo Criswell (1981), Foschi (1984), Polensk (1976) y Vanderbilt et al. (1974).

La magnitud del sistema se beneficia gracias a la acción parcialmente compuesta y la repartición de cargas varía considerablemente con las rigideces relativas del miembro en flexión y el revestimiento, los tipos de sujetadores y sus separaciones, las condiciones en las uniones del revestimiento y otros parámetros. La magnitud de la

redistribución de cargas en los sistemas de miembros paralelos cargados uniformemente depende de la variabilidad de la rigidez de dichos miembros paralelos. Los métodos para evaluar adecuadamente los beneficios de los sistemas de miembros paralelos revestidos incluyen los modelos matemáticos implementados mediante programas de computación (Thompson et al., 1975; Foschi, 1984). También existen otros modelos simplificados de alcance más limitado. La Secc. 5.3 contiene requisitos adecuados para los diseños habituales que de manera aproximada y conservadora reconocen estos beneficios; estos requisitos reemplazan el aumento del 15% correspondiente al uso de miembros repetidos contenidos en otras especificaciones (AF&PA, 1991).

C5.1.7 Resistencia al momento de miembros prismáticos de sección cuadrada y circular. Tradicionalmente a los miembros cuadrados flexionados alrededor de su diagonal y los miembros circulares se les ha asignado una resistencia flexional superior a la dada por las ecuaciones de la Secc. 5.2, convencionalmente a través del empleo de un factor de forma (AF&PA, 1991). La evidencia de que este aumento efectivamente ocurre es limitada. Se han ofrecido diversas explicaciones para este incremento, todas ellas centradas en la observación que el ancho de las porciones más altamente solicitadas de estas secciones son angostas con respecto al ancho promedio del miembro. Los factores habituales de 1,414 para secciones cuadradas flexionadas alrededor de su diagonal y 1,180 para miembros circulares tuvieron su origen en ensayos sobre muestras pequeñas de abeto sin defectos realizados a principios de la década del 20 como parte de un programa que intentaba definir el comportamiento de la madera para su uso en aeronaves (Newlin & Trayer, 1924) y posteriormente informados por Markwardt (1938).

Los aumentos contenidos en la Secc. 5.1.7 han sido redondeados ligeramente por debajo de los valores tradicionales para reflejar la falta de resultados de ensayos recientes realizados sobre miembros de maderas típicas.

Para los postes y pilares cualquier factor de forma está incluido en los valores de resistencia básica del material, por lo tanto los requisitos para miembros prismáticos de sección circular no se aplican a postes y pilares.

C5.1.8 Resistencia al momento de vigas tubulares y vigas doble T. Las dos preguntas que surgen en relación con las vigas tubulares, vigas doble T y configuraciones similares son (a) cuándo se deben evaluar las alas como cordones de tracción y compresión (con resistencia basada en F_t' y F_c') y no como parte del miembro en flexión (en base a F_b'), y (b) cuando se las diseña como miembros en flexión, existe algún efecto de forma o geometría?

El trabajo de Newlin y Trayer (1924), incluyendo los ensayos realizados sobre pequeñas vigas T y doble T de abeto sin defectos, formadas a partir de una sola pieza de madera y pequeñas vigas tubulares, proporciona una referencia útil sobre este tema. Además, en el Código Uniforme de Construcción de 1985 (ICBO, 1985) se dio el

siguiente factor de forma para vigas tubulares y vigas doble T de madera:

$$C_r = 0,81 \left[1 + \left(\frac{d^2 + 143}{d^2 + 88} - 1 \right) C_g \right] \quad (C5.1-1)$$

donde:

- C_g = factor de apoyo
= $p^2 (6 - 8p + 3p^2 (1 - q)) + q$,
- p = relación entre la altura del ala de compresión y la altura total de la viga,
- q = relación entre el espesor del alma o almas y el ancho total de la viga.

Al utilizar esta ecuación, se asume que el factor de forma incluye cualquier factor de tamaño.

C5.1.9 Resistencia al momento de miembros no prismáticos. En los miembros no prismáticos el máximo esfuerzo de flexión generalmente no ocurre en la ubicación del máximo momento flector. Esto se debe a que el módulo de sección de los miembros no prismáticos varía a lo largo del mismo y por lo tanto el máximo esfuerzo flexional de una sección transversal no es proporcional al momento flector.

Es posible hallar soluciones de forma cerrada para el máximo esfuerzo de flexión y su ubicación a lo largo del miembro para algunas geometrías y condiciones de carga sencillas. Por ejemplo, el máximo esfuerzo de flexión para un poste uniformemente ahusado, en voladizo, sometido a una única carga transversal, se produce en una sección donde el diámetro es 1,50 veces el diámetro en el punto cargado (o en la base del voladizo si el diámetro en esa sección es menos que 1,50 veces el diámetro del poste en el punto cargado). El máximo esfuerzo de flexión para una viga maciza rectangular uniformemente ahusada, de ancho constante, en voladizo, cargada con una carga concentrada en su punta, está ubicado donde la profundidad del miembro es el doble que en el punto de carga (o en el extremo fijo del voladizo si el ahusamiento no es suficiente para duplicar la profundidad del miembro). Para otros esquemas de cargas sobre vigas ahusadas puede ser necesario investigar varias ubicaciones para localizar la sección crítica.

C5.1.10 Ahusamiento de los miembros. Por motivos similares a los discutidos en la Secc. C5.1.4 para las entalladuras, en general los miembros no se deben ahusar recortando la cara traccionada del mismo. Tradicionalmente la industria de la madera laminada encolado no ha permitido esta práctica de ahusar por corte la cara traccionada, y tampoco es recomendable para otros productos de madera, ya que fácilmente se puede iniciar una falla en la superficie cortada.

Los miembros de madera laminada encolada típicamente se fabrican utilizando las láminas de mayor rigidez y mayor resistencia próximas a la parte superior e inferior de la sección transversal de los miembros. Por lo tanto, al ahusar por corte la cara comprimida (lo cual está

permitido) generalmente se reduce material de laminación de mejor calidad que el que quedará expuesto en el corte, a menos que el miembro haya sido específicamente diseñado y fabricado para esta geometría. Cuando el ahusamiento provoca que sobre la superficie del miembro haya laminaciones de menor grado, esto se debe considerar reduciendo la resistencia a la flexión del material.

C5.1.11 Interacción de esfuerzos en una cara cortada de un miembro. En la cara de compresión de una viga formada por un corte ahusado, la estática requiere que el esfuerzo flexional sea paralelo a la superficie cortada y no paralelo al grano. Cuando este esfuerzo flexional se expresa en sus componentes paralela y perpendicular a la dirección de laminación (y por lo tanto a la dirección del grano), se producen tensiones de compresión acompañadas por corte tanto en la dirección paralela como en la dirección perpendicular al grano.

C5.1.12 Resistencia al momento de miembros compuestos. Los temas relacionados con la conectividad de las capas, compatibilidad de deformaciones y ductilidad discutidos en las Secc. C3.4 y C4.4 también se aplican a los miembros en flexión.

C5.1.13 Resistencia al momento de miembros armados. Los miembros en flexión tales como los travesaños sobre grandes aberturas para puertas o ventanas (incluyendo las puertas de las cocheras), como así también las vigas maestras, a menudo consisten en varias viguetas u otro tipo de vigas adyacentes. Si la carga sobre estos miembros compuestos se aplica igualmente a todos sus componentes, se aplica el incremento por repartición de cargas.

Si las cargas se aplican a un lado de la viga y los detalles constructivos de las conexiones no limitan la torsión de la viga de apoyo, los momentos torsionales pueden ser importantes. Para una viga que consiste en n miembros adyacentes cada uno de ellos de un ancho b y una profundidad d la constante torsional, J , es más parecida a n veces el valor de J de cada miembro componente que al valor de J mucho mayor correspondiente a un miembro macizo de ancho b y profundidad d (debido a que la menor dimensión se eleva al cubo). El valor de la constante torsional efectiva está comprendido entre estos dos extremos, y depende de la rigidez de los conectores entre los componentes individuales.

C5.2 Condiciones de apoyo lateral

C5.2.1.1 Consideración de las condiciones de apoyo lateral. La resistencia de los miembros en flexión flexionados alrededor del eje resistente y que no están totalmente arriostrados por un entrepiso u otro revestimiento o sistema de tablero es reducida por el comportamiento de pandeo torsional lateral a medida que aumenta la distancia entre el arriostramiento lateral del lado comprimido y la relación profundidad/ancho del miembro. Los fenómenos básicos del pandeo torsional lateral se pueden encontrar en los textos sobre estabilidad y pandeo

lateral; el Capítulo 5 de la Guía SSRC (Galambos, 1988) presenta un buen tratamiento de este tema.

La consideración de la estabilidad lateral de los miembros durante la construcción es particularmente crítica en el caso de cerchas, vigas delgadas de sección doble T y otros miembros similares que poseen elevadas relaciones entre sus resistencias y rigideces con respecto a los ejes resistente y débil. Típicamente estos miembros se arriostran y revisten antes de aplicar las cargas de servicio. Cuando este tipo de miembros están sometidos a cargas de construcción, es necesario colocar un arriostramiento adecuado para evitar fallas durante la construcción. Los miembros deben estar arriostrados a apoyos capaces de resistir los posibles movimientos del miembro; arriostrar los miembros delgados exclusivamente a otros miembros similares no necesariamente impedirá una falla general en la cual todos los miembros se desplacen lateralmente. El arriostramiento de las cerchas de madera, incluyendo su arriostramiento durante la construcción, se discute en TPI (1991).

C5.2.1.2 Requisitos generales sobre arriostramiento lateral. El requisito que establece que los apoyos de los miembros que no están totalmente arriostrados en la dirección lateral se deben mantener en posición tanto lateralmente como en rotación representa una buena práctica de diseño y es consistente con las especificaciones anteriores (AF&PA, 1991), aunque en esta norma la necesidad de restringir la rotación se expresa más explícitamente. Estudios recientes realizados sobre miembros de madera laminada encolada apoyados en su cara inferior sobre ménsulas (Peterson, 1991) demostraron que esta configuración de apoyo es efectiva para impedir la rotación de los extremos, a menos que el miembro posea una elevada relación profundidad/ancho. Se espera que de esta investigación, que actualmente se continúa, surjan nuevos lineamientos para el diseño.

Los entarimados, largueros y miembros similares generalmente pueden proporcionar apoyo lateral a miembros flexionados de mayor tamaño en las regiones de momento positivo. Es necesario proveer arriostramiento lateral intermedio (es decir, además del correspondiente a los apoyos, donde también se desea restringir la rotación) para soportar al menos la cara comprimida del miembro. En las áreas de momento negativo, el revestimiento o entarimado unido a la cara superior no constituye un arriostramiento totalmente efectivo, ya que éstos están unidos a la cara traccionada, y es necesario colocar arriostramientos adicionales que soporten la cara inferior o la porción inferior de la viga. El arriostramiento de los sistemas de miembros paralelos debe consistir en elementos de revestimiento, los cuales están presentes en la mayoría de los sistemas de entrepiso y cubierta, o bien deben estar unidos a apoyos que impidan que todos los miembros arriostrados se desplacen lateralmente de forma conjunta en una misma dirección.

Para los miembros de madera maciza aserrada a menudo se han utilizado las reglas empíricas de la Secc. 5.2 (AF&PA, 1991) como requisitos para arriostramiento en base a la relación entre la profundidad nominal y el ancho nominal.

C5.2.1.3 Longitud efectiva sin apoyo lateral. Las vigas de madera sin apoyo lateral total se pueden analizar y diseñar adoptando uno de dos enfoques. Se puede utilizar la ecuación de la mecánica general para vigas sin apoyo lateral que requiere las propiedades torsionales y flexionales de la sección (Capítulo 5, Galambos, 1988). Un procedimiento alternativo utilizado para vigas de madera maciza de sección rectangular y gran longitud se basa en la definición de una longitud no arriostrada efectiva, ℓ_e , que se puede utilizar en una expresión de carga de pandeo que sólo contiene valores flexionales. En la derivación de las expresiones para esta longitud no arriostrada (Hooley y Madsen, 1964) se consideró la rigidez torsional y se supuso una relación entre la rigidez del material en corte y el módulo de elasticidad longitudinal, G/E , de 0,064. Como este segundo método se limita a secciones rectangulares, no se lo puede aplicar a las cerchas, secciones con forma de doble T u otras formas no rectangulares.

El valor máximo del factor de esbeltez de las vigas (igual a 50) es el mismo que el dado en la NDS 1991 (AF&PA, 1991) y por lo tanto refleja el límite de diseño generalmente aceptado. Se puede demostrar que esta esbeltez funciona de manera muy similar a las medidas de la esbeltez de las columnas, ℓ/d o ℓ/r .

C5.2.2 Resistencia al momento de vigas con apoyo lateral. La ecuación básica de la resistencia a la flexión utiliza la expresión flexional elástica lineal habitual. Las ecuaciones de las resistencias a la flexión y las resistencias de los materiales F_{bx}' y F_{by}' que contienen se aplican para esfuerzos flexionales que producen flexión en la dirección de la longitud del miembro. Se debe evitar la flexión a través del grano, como la que ocurre cuando el diafragma de una cubierta tira de la parte superior de una viga larguero abulonada a un muro, ya que la resistencia a la flexión a través del grano de la madera es baja y bastante impredecible. Esta flexión a través del grano provoca una tracción perpendicular al grano y puede ocasionar una rajadura del miembro al menos en parte de su longitud.

C5.2.3 Resistencia al momento de vigas sin apoyo lateral total.

C5.2.3.1 Resistencia y rigidez. Los requisitos iniciales de esta sección son un paralelo de los correspondientes a las columnas (Secc. C4.3.1). La exclusión del factor de efecto volumétrico, C_V , para los miembros de madera laminada encolada cuando se calcula su resistencia a la flexión controlada por el pandeo torsional lateral responde a la filosofía de que este factor, que para las vigas de grandes dimensiones es menor que la unidad, toma en cuenta los efectos del tamaño del miembro que reducen la capacidad de flexión de la cara traccionada.

Como las resistencias calculadas para el pandeo torsional lateral son controladas principalmente por el comportamiento de la cara comprimida y no por la cara traccionada, típicamente no se aplica el factor de efecto volumétrico ni otros factores similares.

Observar que, debido a la no linealidad de esta ecuación, el factor de efecto temporal, λ , de la Tabla 1.4-2 se debe utilizar como multiplicador de los valores de M' antes que como multiplicador de los valores de la resistencia a la flexión ajustada, F_{bx}' .

C5.2.3.2 Vigas prismáticas. Al igual que para las columnas, la resistencia a la flexión de una viga sin apoyo lateral total se expresa como el producto entre un factor de modificación relacionado con las estabilidad de las vigas, C_L , y la resistencia a flexión del miembro totalmente arriostrado. La ecuación para C_L es similar a la de la NDS 1991 (AF&PA, 1991).

La Secc. C4.3.2 explica la presencia de los factores de resistencia y del factor de efecto temporal en el término α los cuales también se aplican a las ecuaciones de resistencia a la flexión y su parámetro equivalente, α_b .

Se dan dos ecuaciones para el momento de pandeo elástico de vigas sin arriostramiento lateral; su uso queda determinado por la elección anterior del diseñador de optar por los requisitos generales para pandeo torsional lateral o por la longitud efectiva alternativa. Para los miembros macizos de sección rectangular, para los cuales se pueden aplicar ambas ecuaciones, la ecuación que proporciona el mayor momento de M_e depende de la relación entre el ancho y la profundidad del miembro, b/d , del valor de c_b y de la relación entre la longitud efectiva y la longitud no arriostrada real, ℓ_e/ℓ_u , utilizados en la ecuación especializada Ec. 5.2-7. Debido a que la Ec. 5.2-7 modela más adecuadamente los efectos de la forma del diagrama de momentos para los casos habituales específicos incluidos en la Secc. 5.2.3 y en la mayoría de los casos que involucran secciones rectangulares proporciona los mayores valores de M_e , para las vigas rectangulares considerar sólo la Ec. 5.2-7 es adecuado. Rara vez se obtendrá una resistencia a la flexión significativamente mayor utilizando la ecuación más general Ec. 5.2-8 en el caso de las vigas rectangulares.

La Ec. 5.2-7 es similar a la correspondiente a la tensión admisible a la flexión para miembros muy esbeltos en flexión dada en la NDS (AF&PA, 1991) y, al igual que la expresión de la NDS, surge de las investigaciones informadas por Hooley y Madsen (1964). Tanto en la Ec. 5.2-7 como en la expresión de la NDS la longitud no arriostrada efectiva se aumenta un 15% para reconocer que en la práctica el arriostramiento lateral no es totalmente efectivo para impedir la rotación, al igual que el grado de fijación de los extremos de las columnas rara vez alcanza el correspondiente a una columna ideal.

El factor de forma del diagrama de momentos, junto con las propiedades torsionales del miembro rectangular,

está incluido en las expresiones para el cálculo de la longitud no arriostrada equivalente. Por lo tanto, la expresión del momento de pandeo elástico del método alternativo de la Ec. 5.2-7 no incluye el factor C_b . La Ec. 5.2-7 se puede expresar en términos del producto entre un esfuerzo crítico y el módulo de sección correspondiente al eje resistente, S_x :

$$M_e = \frac{1,20E'_{y05}}{\ell_e d/b^2} (S_x) \quad (C5.2-1)$$

Esta forma muestra más claramente que el momento de pandeo elástico depende del cuadrado del factor de esbeltez de la viga $K_s = (\ell_e d/b^2)^{1/2}$ y que, a excepción del coeficiente y de la definición de E (promedio o límite de exclusión inferior de 5%) es igual a la expresión de la NDS.

En el Capítulo 5 de Galambos (1988) se dan los antecedentes teóricos de la ecuación 5.2-8 para el momento de pandeo elástico. El factor de forma del diagrama de momentos se ha estado utilizando desde hace mucho tiempo en el diseño de estructuras de acero (AISC, 1994) para reconocer la forma del diagrama de momentos, y por lo tanto el esfuerzo de compresión en la viga que controla el movimiento de pandeo lateral torsional afecta el momento de pandeo elástico. Una viga con momento uniforme (relación entre los momentos de sus extremos $M_1/M_2 = 1,00$) es la más crítica; para esta forma del diagrama de momentos se obtiene $C_b = 1,0$. Cuando el segmento de viga no arriostrado está cargado con momentos de extremo iguales y opuestos que flexionan al miembro con una curvatura inversa con forma de S, la región de compresión a cada lado de la viga es sólo la mitad de la longitud no arriostrada y, con el diagrama de momentos disminuyendo linealmente a partir de cada extremo hasta un valor nulo en el centro del tramo, en esta longitud gran parte del lado de la viga no está comprimida. Estas condiciones reducen la tendencia al pandeo y movimiento lateral de la zona de compresión de la viga, obteniéndose un aumento de la resistencia en este caso reflejada por el máximo valor de C_b igual a 2,3.

La ecuación dada para J, la constante torsional para la torsión de St. Venant, corresponde al comportamiento elástico de un miembro rectangular y es la misma ecuación que la utilizada para derivar el enfoque de la longitud no arriostrada equivalente (Hooley y Madsen, 1964). Para otras secciones J se puede obtener de textos sobre resistencia de materiales.

La Ec. 5.2-8 se puede simplificar si G' se toma como $E_{y05}'/16$, entonces $(E_{y05}' G')^{1/2}$ es $E_{y05}'/4$. Expresando J como $J = 4I_y(1-0,63(b/d))$ se obtiene $(JI_y)^{1/2} = 2I_y(1 - 0,63(b/d))^{1/2}$. Se obtienen las siguientes variaciones de la Ec. 5.2-8:

$$M_e = \frac{\pi C_b E'_{y05} I_y}{2,30 \ell_u} \sqrt{1-0,63 \frac{b}{d}} \quad (C5.2-2)$$

$$= \frac{1,366 C_b E_{y05n} I_y}{\ell_u} \sqrt{1-0,63 \frac{b}{d}} \quad (C5.2-3)$$

Las similitudes y diferencias entre las dos ecuaciones de momento de pandeo son más evidentes si se compara la Ec. 5.2-7 con la Ec. 5.2-8. Igualando los valores de M_e se puede demostrar que con estas dos ecuaciones se obtienen los mismos resultados para vigas rectangulares si la relación entre longitud no arriostrada efectiva y la no arriostrada real es la siguiente:

$$\frac{\ell_e}{\ell_u} = \frac{1,757}{M_b \sqrt{1-0,63 \frac{b}{d}}} \quad (C5.2-4)$$

Para menores relaciones ℓ_e/ℓ_u con la Ec. 5.2-7 se obtiene un valor de M_e mayor que con la Ec. 5.2-8.

El comportamiento de pandeo torsional lateral es controlado por la porción comprimida de la viga, mientras que los factores volumétricos tratan la resistencia del miembro controlada por la cara traccionada del mismo. Por lo tanto, la ecuación de la resistencia nominal a la flexión de los miembros sin arriostramiento lateral total, Ec. 5.2-4, no contiene un factor volumétrico. Para miembros grandes con un factor volumétrico, C_v , significativamente menor que la unidad, la Ec. 5.2-2 para el miembro en una configuración con apoyo lateral puede proporcionar una resistencia a la flexión menor que la dada por la Ec. 5.2-4. Esta posibilidad es el fundamento por el cual se incluye el requisito de utilizar la menor de estas resistencias a la flexión.

C5.3 Resistencia al momento de los conjuntos ensamblados

Como se observó anteriormente, los conjuntos revestidos y otros conjuntos con miembros paralelos se pueden beneficiar de la acción parcialmente compuesta (viga T) a lo largo de los miembros y de la repartición de cargas que surge del revestimiento colocado sobre los miembros paralelos del sistema. La magnitud de estos dos efectos depende de: (a) la rigidez de los conectores que unen el revestimiento al entramado, (b) la rigidez relativa del entramado y el revestimiento, (c) la separación de los elementos del entramado, (d) las uniones del revestimiento, (e) las variaciones de la resistencia y la rigidez de los materiales, y (f) el esquema de cargas. La rigidez de los conectores depende de su tipo, tamaño y separación. La acción compuesta debida al revestimiento colocado sólo en uno de los lados (como es el caso típico en los entresijos y cubiertas) aumenta la rigidez más de los que reduce las máximas tensiones flexionales (Criswell, 1981).

Los requisitos de la Secc. 5.3 contienen expresiones simples y en general conservadoras para los beneficios de los conjuntos ensamblados cargados uniformemente. En el

Apéndice D de la NDS 1991 (AF&PA, 1991) y en estudios basados en modelos analíticos (Sazinsky y Vanderbilt, 1979) se pueden obtener lineamientos sobre la distribución lateral de las cargas concentradas.

C5.3.2 Factores de ajuste para conjuntos cargados uniformemente. Se dan factores de ajuste independientes para la rigidez y la resistencia de los conjuntos ensamblados. El factor de acción compuesta, C_E , utilizado como multiplicador de la rigidez flexional del miembro, se puede utilizar para investigar los requisitos sobre calidad de servicio.

C5.3.3 Factor de acción compuesta. El factor de acción compuesta, C_E , reconoce fundamentalmente los beneficios de la acción parcialmente compuesta debido a la cual el miembro flexional es rigidizado por el revestimiento al que está unido. Por lo tanto, el factor C_E depende de la rigidez de los conectores que unen el revestimiento a los miembros flexionales.

Las condiciones requeridas para aplicar el factor C_E siguen la práctica anterior y sus valores han sido seleccionados para garantizar que los aumentos obtenidos aplicando el factor C_E efectivamente se logran. Las aberturas y/o uniones del revestimiento interrumpen la acción parcialmente compuesta. Los valores presentados son aplicables para una separación de las juntas del revestimiento igual a 4 ft a lo largo de los miembros flexionales, que corresponde a la separación que generalmente se logra utilizando productos a base de paneles de 4 ft por 8 ft. Las discontinuidades introducidas por los tablonés, tableros y otros productos que no son a base de paneles son suficientes para impedir que se desarrolle una acción parcialmente compuesta significativa. Por el contrario, los valores de C_E son bastante conservadores para sistemas de revestimientos con pocas aberturas o con sus juntas encoladas.

Como alternativa al enfoque discutido anteriormente, es posible calcular el factor de acción compuesta aplicando los principios de la mecánica. En su forma más simple, un cálculo de la acción compuesta comenzaría por asumir que la conexión entre los diversos miembros flexionales de un conjunto ensamblado es adecuada para lograr que los miembros actúen como una sola unidad compuesta y que la conexión entre los diferentes miembros del conjunto es capaz de distribuir el flujo de corte horizontal provocado por la carga vertical a cada uno de los miembros del conjunto. Este flujo de corte actúa en el plano entre los miembros del conjunto (es decir, la interfase de la conexión en un conjunto revestido). Utilizando este enfoque, la magnitud del flujo de corte se calcularía como $f_v = VQ/It$, donde f_v es el flujo de corte horizontal por unidad de longitud de la interfase, V es el corte vertical aplicado, Q es el momento estático del área del conjunto, I es el momento de inercia del conjunto y t es el espesor del miembro.

Utilizando este enfoque, si en el conjunto se colocan sujetadores mecánicos con tamaño y separación adecuados para transferir el flujo de corte horizontal calculado,

también se pueden calcular las propiedades seccionales de la sección compuesta. Uno de los desafíos de este procedimiento consiste en cuantificar la rigidez de la conexión en la interfase. Por ejemplo, los sujetadores mecánicos (clavos) son bastante rígidos durante la carga inicial y se vuelven menos rígidos a medida que las cargas aumentan. Por el contrario, los adhesivos varían desde totalmente rígidos hasta altamente elastoméricos.

C5.3.4 Factor de repartición de cargas. El factor de repartición de cargas, C_T , se puede utilizar como multiplicador de la resistencia flexional ajustada del miembro único, F_b' . El factor C_T reconoce fundamentalmente los beneficios que introduce el revestimiento al redistribuir lateralmente una parte de la carga uniforme del área tributaria alejándola de los miembros de menor rigidez. Por lo tanto, el valor del factor C_T depende del coeficiente de variación de la rigidez del miembro. También depende de la correlación entre la resistencia flexional y la rigidez flexional.

C5.4 Resistencia de los miembros sometidos a corte

En la madera maciza aserrada, madera laminada encolada, madera microlaminada y otros productos de madera con el material orientado en una sola dirección las tensiones de corte determinantes, también denominadas corte horizontal, generalmente están orientadas a lo largo de los planos tangencial-longitudinal y radial-longitudinal de la madera. Las tensiones de corte en los planos tangencial y radial, denominadas corte rasante, pocas veces controla el diseño de los miembros de madera aserrada y se trata en el Capítulo 8 para los casos que involucran productos a base de paneles. Para la madera el corte en un plano perpendicular al grano no es importante. Las rajaduras u otros defectos provocados en los extremos de los miembros por el estacionamiento u otras causas reducen la resistencia al corte en las regiones de los extremos de muchos miembros de madera maciza aserrada, y complican el comportamiento en estas ubicaciones. Para estudiar la resistencia al corte de vigas con rajaduras en sus extremos se han utilizado los conceptos de la mecánica (Murphy, 1979), generalmente con buenos resultados. Soltis y Gerhardt (1988) recientemente prepararon un trabajo sobre el diseño al corte de las vigas de madera.

C5.4.1 Cálculo del esfuerzo de corte de diseño.

Para las vigas de madera típicas, las cargas aplicadas muy cerca de los apoyos se transmiten al menos parcialmente a lo largo de un recorrido de compresión diagonal hacia el apoyo, y la región de la viga por encima del apoyo está sometida a un esfuerzo de compresión perpendicular al grano significativa. Estas son algunas de las razones que sustentan la práctica habitual, continuada en esta norma, de excluir del esfuerzo de corte de diseño las cargas aplicadas a una distancia igual a la profundidad del miembro medida desde la cara del apoyo.

En otros casos, tales como cuando el miembro está soportado por bulones u otras conexiones que soportan la

viga en ubicaciones a lo largo del lateral de la viga, no se dan las condiciones de apoyo favorables mencionadas anteriormente y no se considera prudente excluir las cargas muy próximas a los apoyos.

Para el diseño al corte en o cerca de los apoyos de los componentes de los miembros armados y compuestos, incluyendo las secciones prefabricadas de alma delgada y/o aquellas con conexiones portantes, como entre el alma y el cordón, se deben seguir las recomendaciones del fabricante.

C5.4.2 Resistencia al corte flexional. La expresión correspondiente a la resistencia del miembro se basa en la ecuación de corte flexional, elástica lineal, de la mecánica. Esta ecuación se presenta primero en su forma general (Ec. 5.4-1). Observar que el mayor esfuerzo de corte se produce donde la relación b/Q es mínima. En las secciones rectangulares, circulares y en forma de doble T, esto se da en el eje neutro, pero en el caso de secciones poco habituales puede ser en otra ubicación. La Ec. 5.4-2 es una manera de describir la ecuación de la resistencia al corte flexional para una forma rectangular.

La Ec. 5.4-1 se puede utilizar para investigar si el corte es adecuado en las uniones alma-ala y en otros planos potencialmente débiles si Q se determina correctamente, siendo Q el primer momento de la sección transversal de la viga fuera de la sección de interés tomado alrededor del eje neutro. La Ec. 5.4-1 se deriva de la distribución de esfuerzos flexionales dada por la clásica ecuación para vigas elásticas Mc/I y por lo tanto está sujeta a las mismas limitaciones. Una de estas limitaciones es que la Ec. 5.4-1 se aplica sólo cuando todos los materiales de la sección transversal tienen la misma rigidez. Por lo tanto, en el caso de miembros compuestos con componentes de diferentes rigideces, es necesario efectuar un análisis en base a la sección transformada.

La resistencia al corte horizontal tabulada, F_v , para miembros macizos aserrados considera el posible efecto de las rajaduras en los extremos; esta reducción no se utiliza en el caso de los miembros de madera laminada encolada. Por lo tanto, es adecuado aumentar la resistencia al corte del material en ubicaciones bien alejadas de los extremos de los miembros de madera maciza aserrada. La Ec. 5.4-3 proporciona un incremento lineal que comienza en las secciones ubicadas a $3d$ del extremo del miembro que duplica la resistencia al corte en secciones ubicadas a $6d$ o más del extremo. Este incremento, que se aplica a la mayoría de los puntos de apoyo de los miembros flexionales continuos y en voladizo, es consistente con los requisitos de la sección 4.4.2 de la NDS 1991 (AF&PA, 1991).

C5.4.3 Resistencia al corte en la proximidad de las entalladuras. Igual que para tracción y flexión, una entalladura introduce una concentración de tensiones que reduce la resistencia del miembro en corte flexional. En las vigas estas entalladuras habitualmente se ubican en la cara inferior del miembro en los apoyos o cerca de los mismos.

El término d_n/d actúa como un factor de reducción cuyo efecto aumenta a medida que la profundidad de la entalladura aumenta en relación con la profundidad total del miembro. Este término también está incluido en la NDS 1991 (AF&PA, 1991). Los requisitos y limitaciones de la Secc. 5.1.4 también se deben satisfacer en las entalladuras.

Se ha añadido un requisito que permite que este término de reducción d_n/d sea reemplazado por $1 - (d - d_n) \sin \theta/d$ tanto para reconocer los beneficios de un ahusamiento gradual hasta llegar a la sección completamente entallada como para alentar el empleo de este tipo de ahusamientos. Con esta expresión modificada se obtiene una menor reducción si los extremos de la entalladura son ahusadas. Por ejemplo, si para una entalladura con un ahusamiento con pendiente 1:1 (45 grados) $d_n = 0,8d$ se permite utilizar un término de reducción de 0,86 en vez de 0,8. Para una entalladura más plana con pendiente 1:4 (vertical:horizontal) el término se eleva a 0,95.

Observar que el incremento dado por la Ec. 5.4-3 para la resistencia al corte a medida que la sección se aleja de los extremos del miembro no está contenido en la Ec. 5.4-4. Por lo tanto este incremento no se aplica en la proximidad de las entalladuras.

C5.4.4 Resistencia al corte en la proximidad de las conexiones. Las conexiones que soportan miembros flexionales o que transfieren cargas transversales importantes hacia los miembros flexionales pueden conducir a debilitamientos localizados. En estas ubicaciones la porción del miembro que está del lado no cargado de la conexión (en relación con las fuerzas transferidas por la conexión) no es efectiva y esa porción de la profundidad del miembro se excluye de la profundidad efectiva del miembro, d_e , en la región de conexión. La Fig. C5.4-1 muestra la profundidad efectiva del miembro, d_e , para diferentes conexiones.

A lo largo de la longitud de una viga se pueden colocar muchas conexiones que no transfieren grandes cargas. No es razonable suponer que las conexiones que transfieren pequeñas cargas afectarán la resistencia al corte global del miembro. A fin de clarificar cuándo es necesario verificar el corte en la región de conexión, se ha introducido una frase que requiere que la Ec. 5.4-5, o la Ec. 5.4-6 cuando ésta sea aplicable, se debe satisfacer sólo si la carga transversal o la fuerza de apoyo introducida por la conexión es elevada con respecto a la resistencia del miembro. La definición de la contribución de la conexión al esfuerzo de corte de la sección que hace necesario el empleo de la Ec. 5.4-5 se adopta en base a un juicio razonable, ya que no hay datos experimentales adecuados disponibles.

Observar que las condiciones de corte en una conexión se deben satisfacer en el borde de la conexión, no a una distancia d de su borde.

El aumento de la resistencia al corte horizontal del miembro permitido por la Ec. 5.4-6 en secciones ubicadas al menos a $3d$ de los extremos (es decir, fuera de la región

de posibles rajaduras en los extremos) es consistente con los requisitos de la Secc. 3.4.5 de la NDS 1991 (AF&PA, 1991), excepto que proporciona una transición gradual de esta resistencia incrementada en las distancias comprendidas entre $3d$ y $6d$ de los extremos de los miembros, similar a la proporcionada por la Ec. 5.4-3 para los miembros a medida que la sección se aleja de las entalladuras y conexiones, en vez de un salto brusco a $5d$ del extremo del miembro. El factor d_e/d se deja de lado en la sección a $3d$ en vez de la sección a $5d$ indicada por los requisitos de la NDS 1991. Se permite un menor incremento máximo (50% en vez de 100%) para las regiones de conexión que para los miembros flexionales en general. Este diferencia en parte se puede explicar por los efectos de la introducción de fuerzas muy localizadas en las regiones de conexión del miembro y las posibles tensiones

localizadas paralelas al grano que se pueden producir en estas áreas y que podrían acelerar la aparición de rajaduras cerca de los conectores individuales. El requisito que establece que la resistencia al corte en la proximidad de la conexión no debe superar la correspondiente a la sección total puede ser determinante si no se permite incrementar la resistencia al corte de la sección total en ubicaciones alejadas de los extremos de los miembros. Este es el caso de los miembros de madera laminada encolada, pero no de los miembros de madera maciza aserrada para los cuales está permitido utilizar la Ec. 5.4-3. Cuando no se permite ningún incremento para la resistencia al corte de la sección total alejada de los bordes, el corte de la sección total será determinante cuando el factor $1 + (x - 3d)/6d$ de la Ec. 5.4-6 sea mayor que el valor d/d_e .

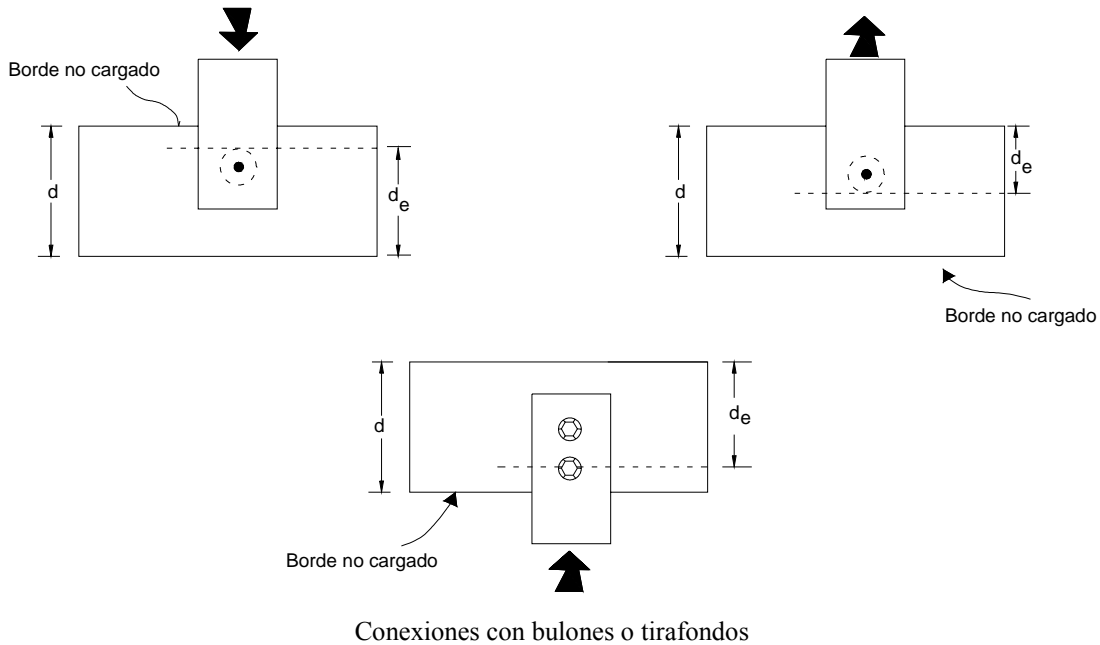


Figura C5.4-1 - Definición de profundidad efectiva del miembro en una conexión.

C5.5 Resistencia de los miembros en torsión

Algunas veces, aunque no siempre, los miembros de madera se diseñan para resistir cargas laterales de torsión. En general se recomienda que la estructura se diseñe de manera tal de evitar que la rigidez y la resistencia torsional del miembro de madera sea la única manera de soportar la carga.

Un miembro de madera cargado en torsión hasta su falla evidencia rajaduras longitudinales, paralelas al grano. Los miembros de madera de sección rectangular poseen una constante de torsión, J , relativamente elevada, pero una rigidez y resistencia material bastante bajas. Por lo tanto, la madera no es muy eficiente para los miembros en torsión y los principios de diseño para este tipo de aplicaciones no

han sido bien definidos. Los contenidos de la Secc. 5.5 corresponden a los del documento *Timber Construction Manual* (AITC, 1994), incluyendo la definición de resistencia al corte torsional para miembros de madera laminada encolada. El límite de la resistencia al corte torsional para miembros de madera maciza aserrada se tomó de la publicación *Wood Handbook* (Forest Products Laboratory, 1987).

C5.6 Vigas curvas de madera laminada encolada de sección constante o de sección ahusada/entallada

C5.6.1 Ajuste por curvatura de la resistencia al momento. Un miembro originalmente recto doblado hasta adquirir una forma curva retiene la mayor parte de la

tensión flexional provocada por este proceso de doblado, aunque el proceso de fluencia lenta del material reducirá en parte esta tensión. Generalmente se reconoce que esta tensión, que se puede considerar como una especie de tensión residual, tiene algún efecto sobre la resistencia a la flexión del miembro. Los requisitos de la Secc. 5.8.1 corresponden a los de la NDS 1991 (AP&PA, 1991). La experiencia demuestra que los radios de curvatura mínimos iguales a 100 veces el espesor de laminación, t , para maderas duras y pino sureño e iguales a $125t$ para otras maderas blandas son razonables. Para estos radios de curvatura mínimos los factores de curvatura, C_c , son iguales a 0,800 y 0,872 para las maderas duras/pino sureño y para otras maderas blandas, respectivamente.

C5.6.2 Tracción y compresión radial en los miembros curvos. Esta sección requiere considerar en el diseño las tensiones radiales que surgen como un requisito básico del comportamiento de las vigas curvas (ver los análisis de vigas curvas en los textos sobre mecánica y resistencia de los materiales). Estas tensiones, en particular las tracciones radiales, pueden determinar el diseño de un miembro curvo.

La resistencia de la madera a la tracción radial (que en realidad es una tracción perpendicular al grano que surge de la geometría del miembro) es muy baja, especialmente en el caso de algunas maderas blandas, incluyendo el abeto douglas. Por lo tanto, algunas veces se utilizan refuerzos radiales para este tipo de miembros, particularmente cuando las cargas de diseño determinantes no son las cargas de viento o las cargas sísmicas. En AITC (1994) se encuentran procedimientos de diseño para estos refuerzos.

C5.6.2.1 Miembros curvos de sección transversal constante. Las ecuaciones para determinar la tensión radial de diseño dependen de la geometría de la viga. La ecuación para la resistencia del miembro dada en esta sección se basa en una expresión que aproxima la tensión radial máxima, que se produce cerca de la mitad de la profundidad de una viga uniformemente curva flexionada alrededor de uno de los ejes primarios de su sección transversal rectangular y que responde en el rango linealmente elástico. Los requisitos sobre resistencia ajustada correspondiente a tensión radial, incluyendo los valores incrementados para algunas especies en el caso de cargas de viento y cargas sísmicas, siguen los requisitos de la NDS 1991. Observar que el texto de la Secc. 5.6.2.1 establece que la tensión radial se debe ajustar sólo por temperatura y humedad. Esto difiere ligeramente del requisito de la NDS 1991 ya que en LRFD el factor de efecto temporal se aplica posteriormente, y no se incluye en el cálculo de la resistencia al momento ajustada.

C5.6.2.2 Vigas laminadas encoladas ahusadas y entalladas. El análisis de las vigas entalladas y ahusadas, geometrías que son posibles gracias a las técnicas de laminación, se complica por la amplia variedad de geometrías posibles y por la ausencia de una ecuación precisa, sencilla y de forma cerrada que se pueda utilizar en

este tipo de análisis. En el Apéndice A2 se incluyen procedimientos de diseño que se han desarrollado para considerar las tensiones radiales en este tipo de miembros.

Referencias - Comentario Capítulo 5

American Association of State Highway and Transportation Officials. 1983. *Standard Specifications for Highway Bridges*. 13^o Edición, AASHTO, Washington, DC, p. 394.

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA, Washington DC.

American Institute of Steel Construction. 1994. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Segunda Edición. Chicago, IL.

American Institute of Timber Construction, 1994. *Timber Construction Manual*. Cuarta Edición, Wiley-Interscience.

American Society for Testing and Materials. 1993. *Standard Specification for Establishing and Monitoring Structural Capacity of Prefabricated Wood I-Joists*, ASTM. Philadelphia, PA.

Criswell, M.E. 1981. *New Floor Design Procedures*. Procedimientos de una Conferencia sobre el Diseño y Comportamiento de Estructuras de Entramado Liviano, Denver, CO, Setiembre de 1981, Procedimientos 7317, Forest Products Research Society, Madison, WI, pp. 63-86.

Foschi, R.O. 1984. *Structural Analysis of Wood Floor Systems*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 108, No. ST7, Julio de 1984.

Galambos, T.V. editor. 1988, *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, Cuarta Edición. Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons.

Hooley, R.F., y B. Madsen. 1964. *Lateral Stability of Glued Laminated Beams*. Journal of the Structural Division, ASCE, No. 90, ST3, Junio de 1964, pp. 201-218.

Hooley, R.G. y R.H. Devall. 1972. *Lateral Buckling of Simply Supported Glued Laminated Beams*. Informe para la Industria de la Madera Laminada de Canadá, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de British Columbia, Noviembre 22, 1972.

International Conference of Building Officials. 1985. *Uniform Building Code*, Edición 1985. ICBO, Whittier, CA.

Markwardt, L.J. 1938. *Form Factors and Methods of Calculating the Strength of Wooden Beams*, Documento presentado en las Conferencias sobre Madera y Hormigón, Cambridge, MA, USDA Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Murphy, J.F. 1979. *Strength of Wood Beams with End Splits*. Publicación FPL 347, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Murphy, J.F. 1986. *Strength and Stiffness Reduction of Large Notched Beams*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 9, Setiembre de 1986, pp. 1989-2000.

Newlin, J.A., y G.W. Trayer. 1924. *The Influence of the Form of a Wooden Beam on Its Stiffness and Strength, Part II: Form Factors of Beams Subjected to Transverse Loading Only*. Informe Técnico 181, Informe para el National Advisory Committee on Aeronautics, Informe Anual No. 9, pp. 375 – 393.

Peterson, 1991. Report on glued-laminated beam tests at Oregon State (en preparación).

Polensek, A. 1976. *Finite Element Analysis of Wood-Stud Walls*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST7, Julio de 1976.

Sazinski, R.J. y M.D. Vanderbilt. 1979. *Behavior and Design of Wood Joist Floors*. Wood Science, Vol. 11, No. 4, pp. 209 - 220.

Soltis, L.A., y T.D. Gerhardt. 1988. *Shear Design of Wood Beams – State of the Art*. Informe Técnico General FPL-GTR-56, USDA Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI, 9 pp.

Thompson, E.G., J.R. Goodman, y M.D. Vanderbilt. 1975. *Finite Element Analysis of Layered Wood Systems*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST12, Diciembre de 1975, pp. 2659 – 2672.

Truss Plate Institute. 1991. *Handling, Installing and Bracing Metal Plate Connected Wood Trusses (HIB-91)*. Truss Plate Institute, Madison, WI.

USDA Forest Products Laboratory, 1965. *Deflection and Stresses of Tapered Wood Beams*. Research Paper FPL34, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

USDA Forest Products Laboratory. 1987. *Wood Handbook-Wood as an Engineering Material*. Agricultural Handbook 72, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Vanderbilt, M.D., J.R. Goodman, y M.E. Criswell. 1974. *Service and Overload Behavior of Wood Joist Floor Systems*. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST1, Enero de 1974, pp. 11-29.

Zahn, J.J. 1988. *Combined Load Stability Criterion for Wood Beam-Columns*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 11, Noviembre de 1988, pp. 2612 – 2628.

COMENTARIO

Capítulo 6 Miembros sometidos a flexión y carga axial

C6.1 Generalidades

C6.1.1 Alcance. Los requisitos de este capítulo se aplican cuando las cargas provocan dos o más de los siguientes esfuerzos: tracción o compresión axial, flexión alrededor del eje resistente y flexión alrededor del eje débil. Estas cargas incluyen tracción o compresión axial combinada con flexión alrededor de uno o ambos ejes principales del miembro. También incluyen la flexión oblicua (flexión alrededor de ambos ejes principales) sin carga axial. Aunque también pueden ocurrir otras interacciones de los esfuerzos; por ejemplo, interacción de corte flexional y torsión, así como corte flexional y tracción perpendicular al grano, estas interacciones no tienen la misma importancia en el diseño que la que presenta el caso de miembros con combinaciones de cargas axiales y flexión.

C6.1.2 Diseño de los miembros. Las ecuaciones de interacción de este capítulo proporcionan límites sobre cómo se pueden combinar dos o más de las condiciones consideradas individualmente en los Capítulos 3 a 5. Por lo tanto, este capítulo se basa en gran parte en las ecuaciones para la resistencia de los miembros contenidas en los tres capítulos anteriores. Los factores de resistencia de estos capítulos anteriores también se aplican en el Capítulo 6.

Observar que los valores de la resistencia ajustada de los miembros de los Capítulos 3 a 5 a utilizar no contienen los valores de λ y ϕ a menos que estos términos estén involucrados en la consideración de los efectos de la estabilidad ya sea para columnas (Secc. 4.3.2) o para vigas sin arriostramiento lateral (Secc. 5.2.3). El factor de efecto temporal, λ , utilizado en todos los términos de las ecuaciones de interacción debe tener el mismo valor, es decir, el valor especificado en la Secc. 1.4.3 para las cargas consideradas. Esto es consistente con la filosofía del LRFD

de considerar diversas combinaciones de cargas, cada una de ellas con una carga dominante diferente. Esto no difiere de una filosofía de diseño que permite o requiere el empleo de diferentes factores de efecto temporal en cada término dependiendo de la duración de la carga más dominante que produce el tipo de carga (axial, flexión) considerada por los términos individuales.

C6.2 Resistencia a la flexotracción

Las ecuaciones de interacción de este capítulo son versiones expandidas de la ecuación básica de verificación que requiere que la resistencia de diseño del miembro, incluyendo el factor de efecto temporal y los factores de resistencia correspondientes, sea mayor que los valores de diseño calculados a partir de las cargas factoreadas de la combinación considerada:

$$(Oferta) \lambda\phi R' > R_u \quad (Demanda) \quad (C6.2-1)$$

donde:

- R' = resistencia ajustada del miembro,
- R_u = resistencia requerida para el miembro.

Dividiendo ambos lados de esta ecuación por λφR', la Ec. C6.2-1 se puede escribir como:

$$R_u / \lambda\phi R' < 1 \quad (C6.2-2)$$

La Ec. C6.2-2 aún es válida si ambos lados de la ecuación se elevan al cuadrado (o a cualquier otra potencia).

Cómo se deben combinar dos o más del tipo de términos del lado izquierdo de la Ec. C6.2-2 es una característica básica del diagrama de interacción. Un enfoque conservador utilizado frecuentemente consiste en limitar la sumatoria de todos estos términos a un valor menor o igual a 1. Esta forma de interacción lineal es más adecuada cuando los esfuerzos obtenidos mediante dos análisis elásticos son aditivos, es decir, la superposición es válida si ambos casos involucran esfuerzos del mismo tipo y dirección. La primera ecuación de la Secc. 6.2-1 es un ejemplo de este enfoque. Se obtiene una ecuación de interacción más permisiva cuando cualquiera de los términos o todos ellos, cada uno de ellos menores a la unidad, se elevan a una potencia mayor que uno antes de sumar las relaciones. Estas formas son más adecuadas cuando hay acción inelástica o cuando la interacción se da entre diferentes tipos de esfuerzos. El factor de corrección por interacción de esfuerzos de la Secc. 5.1.11 se deriva de una ecuación de tres términos de este tipo, donde cada término contiene un esfuerzo diferente y se eleva al cuadrado antes de efectuar la sumatoria. Para definir la forma adecuada para la ecuación de interacción se pueden utilizar análisis, resultados de ensayos o una combinación de métodos (Zahn, 1988).

En el caso de flexión combinada con tracción axial, el esfuerzo de tracción axial es aditivo con respecto a la tracción por flexión en una de las caras y reduce la magnitud de la compresión en la otra. Debido a que la resistencia del miembro puede estar controlada por las condiciones en la cara de compresión cuando la viga no tiene arriostamiento lateral total, se obtienen dos ecuaciones de interacción diferentes, una para cada cara de la viga. En general, para que un miembro sometido a tracción axial y flexión sea aceptado, tanto la primera ecuación como la segunda (cara comprimida) con la correspondiente inclusión o exclusión de T_u se deben satisfacer en todas las ubicaciones a lo largo de la viga. Habitualmente esto se puede lograr verificando la sección donde el momento es máximo, o en el caso de flexión biaxial, en las ubicaciones del máximo momento para cada dirección.

La primera ecuación de interacción de tracción más flexión, Ec. 6.2-1, es una expresión lineal que efectivamente limita la máxima tracción que surge de la superposición de la tracción axial con la tracción por flexión. Debido a que es necesario considerar la cara traccionada por la flexión, la resistencia del miembro alrededor del eje resistente se define como la resistencia a la flexión alrededor del eje resistente con el factor de estabilidad de vigas, C_L, igual a uno. Por lo tanto, el valor M_s' que aparece en el denominador del segundo término se debe calcular mediante la Ec. 5.2-2, independientemente de las condiciones reales de apoyo lateral. La Ec. 6.2-1 no reconoce ningún beneficio aportado por la carga de tracción axial a la reducción de las deflexiones flexionales del miembro, y por lo tanto de los momentos flexionales, actuando para enderezar el miembro. Generalmente este efecto de segundo orden es pequeño y la práctica habitual consiste en despreciarlo.

La segunda ecuación de interacción de tracción más flexión para tracción más flexión alrededor de uno o ambos ejes, Ec. 6.2-2, reconoce que la carga de tracción puede no reducir las tensiones de compresión por flexión lo suficiente para excluir un modo de falla por pandeo lateral determinado por la compresión si la viga o el segmento de viga no arriostado es bastante esbelto y la carga de tracción axial es bastante pequeña. Observar que en la Ec. 6.2-2 se debe utilizar M_x', que incluye cualquier comportamiento de pandeo torsional lateral, y no el valor M_s' utilizado en la Ec. 6.2-1. Esta segunda ecuación no será determinante si el miembro está totalmente arriostado lateralmente y el módulo de sección del miembro es igual para las caras superior e inferior.

En la Ec. 6.2-2, siendo determinante la cara comprimida de la viga, la tracción es beneficiosa ya que permite la aplicación de un momento mayor. Si se anticipa que bajo las condiciones reales de carga la máxima tracción de la estructura no ocurrirá necesariamente de forma simultánea con el máximo momento, se debe analizar la segunda ecuación con T_u igual a cero. La ecuación

resultante es igual a la Ec. 6.3-1 con una carga de compresión axial nula y todos los amplificadores de momento iguales a cero.

El primer término de la Ec. 6.2-2 se puede obtener a partir de la ecuación de la NDS 1991 (AF&PA, 1991) para la cara comprimida en flexotracción, $(f_b - f_t)/F_b \leq 1$, multiplicando todos los términos por el módulo de sección correspondiente al eje resistente, S_x , observando que $f_t = P/A$, pasando a la notación LRFD para fuerzas y momentos, e introduciendo los factores ϕ_b y λ de manera que el primer término se convierte en $M_{ux}/\lambda\phi_b M_x'$ cuando la fuerza de tracción aplicada, T_u , es igual a cero. Mediante este procedimiento se obtiene un factor (S_x/A) para el término T_u . Para los miembros rectangulares, $S_x/A = d/6$.

Si los valores de T_u son elevados el primer término de la Ec. 6.2-2 puede resultar negativo. Antes que T_u sea lo suficientemente grande como para que esto ocurra, la Ec. 6.2-1 se habrá convertido en la ecuación determinante. La Ec. 6.2-2 es determinante para un rango de T_u más elevado, a medida que disminuye el valor del factor de estabilidad de vigas, C_L .

C6.3 Resistencia de miembros en flexión biaxial y flexocompresión

En los miembros sometidos a esfuerzos de flexión y compresión (algunas veces denominados vigas-columna) el momento flector se amplifica debido a la fuerza axial que actúa con un brazo de palanca igual a la flecha del miembro. Este momento adicional a menudo se describe como un momento P-delta. En los miembros con flexión alrededor de uno o ambos ejes combinada con compresión axial los efectos de segundo orden aumentan la demanda y deben ser incluidos en la ecuación de interacción.

La forma general de la Ec. 6.3-1, incluyendo el cuadrado del término correspondiente a la compresión axial, se deriva del trabajo de Zahn (Zahn, 1986 y 1988). Como se observó anteriormente, elevando al cuadrado este término axial se obtiene un criterio de interacción más permisivo que en el caso de la combinación lineal de los términos.

Se han separado las porciones de los términos de momento que reflejan los efectos de segundo orden, y que por lo tanto pueden ser identificados como amplificadores de los momentos (Ecs. 6.3-4 a 6.3-7). Este enfoque también permite efectuar la amplificación de los momentos considerando la forma del diagrama de momentos y la condición de desplazamiento lateral del miembro analizado. Las especificaciones de diseño para acero estructural (AISC, 1986) y para hormigón armado (ACI, 1992) tratan la amplificación de los momentos de manera similar. La notación de la Secc. 6.3 es más parecida a la del Código ACI que a la de la AISC, aunque ninguna es idéntica.

Observar que cuando se utiliza la Ec. 5.2-5 para evaluar la resistencia al momento correspondiente al eje resistente, M_x' , a utilizar en la ecuación de interacción Ec. 6.3-1 el

término relacionado con la forma del diagrama de momentos, C_b , que aparece en la Ec. 5.2-5 para M_x' se debe tomar igual a la unidad. Esto se debe a que en las ecuaciones amplificadoras de momentos se incluye un término similar correspondiente a la forma del diagrama de momentos.

A diferencia de la NDS 1991 (AF&PA, 1991), se incluyen de forma conjunta los momentos de todos los orígenes, incluyendo los debidos a la excentricidad de la carga axial. No se mantienen separados los momentos provocados por la excentricidad de la carga axial y los provocados por las cargas transversales.

En la ecuación de interacción generalizada, Ec. 6.3-1, los momentos factoreados alrededor de los dos ejes principales se definen de manera que si hay compresión axial también se incluyen los efectos de segundo orden. Para indicar que estos momentos deben incluir amplificación, a fin de tomar en cuenta los efectos de segundo orden, se los designa M_{mx} y M_{my} y no M_{ux} y M_{uy} , utilizándose el subíndice u sólo para los momentos de primer orden. El método habitual para evaluar sus valores es mediante las Ecs. 6.3-2 y 6.3-3. En estas ecuaciones los momentos de primer orden (momentos calculados con la estructura en su posición original, y no en su posición deformada para la cual se debe verificar realmente el equilibrio), M_{ux} y M_{uy} , se dividen en dos categorías. El motivo de esta separación es que a cada una de estas categorías de momentos se deben aplicar diferentes factores de amplificación. Por lo tanto:

$$M_{ux} = M_{bx} + M_{sx} \quad (C6.3-1)$$

$$M_{uy} = M_{by} + M_{sy} \quad (C6.3-2)$$

La primera categoría de momentos de primer orden, M_{bx} y M_{by} , son los momentos debidos a las cargas que no provocan un desplazamiento lateral apreciable del miembro; éstas incluyen las cargas gravitatorias en los marcos no arriostrados y todas las cargas en los marcos arriostrados. Utilizando el subíndice b , estos momentos de primer orden se denominan M_{bx} y M_{by} /N. del T.: Subíndice b : inicial del Inglés "braced", arriostrado/. Como la mayoría de las estructuras de madera son arriostradas y no marcos rígidos, en la mayoría de los casos esta primera categoría es la única que se debe considerar. También se debe observar que el desplazamiento lateral, que de forma más amplia se define como la traslación relativa de los extremos de los miembros, está impedido en casi todos los miembros horizontales (es decir, las vigas) sometidos a cargas combinadas debido a su apoyo vertical sobre columnas.

La segunda familia de momentos de primer orden está compuesta por los momentos debidos a las cargas que provocan un desplazamiento lateral apreciable, tales como las cargas de viento u otras cargas laterales actuando sobre marcos rígidos. Los momentos con desplazamiento lateral

se denominan M_{sx} y M_{sy}/N . *del T.*: Subíndice s: inicial del Inglés "sidesway", desplazamiento lateral/. Algunas veces se utilizan construcciones de madera con marcos rígidos. Son ejemplos de este tipo de construcciones los edificios con múltiples postes y las construcciones en las cuales los miembros de las columnas están restringidos contra el momento en sus extremos superiores gracias a que están unidos tanto al cordón superior como al cordón inferior de cerchas de cordones paralelos o cuando se utilizan diagonales entre los miembros de la columna y los miembros de los entrepisos o cubiertas.

Todos los amplificadores de los momentos incluyen un denominador que se vuelve más pequeño, aumentando el amplificador de los momentos, a medida que aumenta la relación entre la carga axial y la carga de pandeo de Euler correspondiente a la dirección considerada. Cuando la carga axial aplicada, P_u , iguala el factor de resistencia para compresión, ϕ_c , multiplicado por la carga de pandeo, P_e , lo cual constituye la condición limitante para una columna cargada de forma concéntrica sólo cuando la columna posee una esbeltez elevada, el amplificador de momento se vuelve infinitamente grande. Esto significa que la viga-columna que está a punto de pandearse debido exclusivamente a la carga axial no puede soportar la aplicación de ningún momento.

Cuando los extremos de los miembros están arriostrados contra el desplazamiento lateral, la amplificación del máximo momento depende de la distribución de momentos a lo largo del miembro. Esto es reflejado por los coeficientes relacionados con la forma del diagrama de momentos, C_{mx} y C_{my} . En el caso de un miembro flexionado con una única curvatura por momentos iguales en ambos extremos, el máximo momento P-delta ocurre a la mitad de la altura y siempre provoca un mayor momento total (primer orden más P-delta). En el caso de un miembro flexionado en forma de una curva inversa en S por momentos de igual magnitud en sus extremos, la deflexión flexional del miembro es mayor a una distancia de alrededor de un cuarto de la longitud del miembro a partir de cada extremo. El máximo momento P-delta resultante actúa cuando el momento de primer orden es aproximadamente igual a la mitad del momento en los extremos del miembro. Los máximo momentos de primer orden no se pueden reducir debido a los efectos P-delta. Por este motivo, todos los amplificadores de los momentos se deben limitar a uno o a un valor mayor.

La Ec. 6.3-8, que proporciona C_m cuando actúan momentos de extremo exclusivamente, es la misma que se utiliza (tomando en cuenta las diferentes convenciones de signos utilizadas para M_1/M_2) en los códigos de diseño para hormigón armado (ACI, 1989) y para acero estructural (AISC, 1986).

Los factores de amplificación de momentos de las Ecs. 6.3-4 a 6.3-7 no reconocen explícitamente las deformaciones por fluencia lenta que producen las cargas flexionales de larga duración y el correspondiente aumento

de los momentos P-Δ. La influencia de la fluencia lenta y otros efectos temporales sobre el comportamiento de vigas-columna no está bien definida. Cuando actúan momentos flectores de larga duración, es posible reconocer las deformaciones por fluencia lenta reduciendo el valor del módulo de elasticidad utilizado para determinar las cargas de pandeo P_u y M_{ux} .

C6.4 Columnas cargadas sobre ménsulas laterales

Estos procedimientos son una continuación de los procedimientos contenidos en la NDS (AF&PA, 1991) desde hace tiempo. La carga lateral equivalente, P_s , se especifica para producir aproximadamente el mismo efecto que la carga real. A través de una simple consideración de los momentos debidos a las cargas reales y a las cargas equivalentes, es sencillo demostrar (Criswell, 1986) que con la carga equivalente se obtiene un momento máximo igual a 0,75 del correspondiente al miembro real, pero se obtiene un diagrama de momentos de curvatura simple más crítico en comparación con la forma real de la curvatura inversa. Se logra un conservadurismo adicional colocando la carga sobre la ménsula lateral de manera que actúe sobre la totalidad de la longitud de la columna y no desde la ménsula hacia la parte inferior.

C6.6 Cerchas

C6.6.1 Cordones de compresión revestidos de las cerchas. Los revestimientos unidos a un cordón de compresión de una cercha, como frecuentemente ocurre en el caso del cordón superior, aumentan la rigidez flexional del cordón debido a la acción parcialmente compuesta descrita en la Secc. 5.3.3 para sistemas de vigas con miembros paralelos. Esta rigidez flexional efectiva incrementada EI se reconoce por medio del factor de rigidez al pandeo C_T que se aplica como multiplicador del momento de inercia con respecto al eje resistente. Los valores de C_T son iguales a los de la NDS 1991 (AF&PA, 1991).

Referencias - Comentario Capítulo 6

American Concrete Institute. 1992. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-92) and Commentary - ACE 318R-92*. ACI, Detroit, MI, 353 p.

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC.

American Institute of Steel Construction. 1994. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Segunda Edición. Chicago, IL.

Criswell, M.E. 1986. *Design of Columns*. En *Wood: Engineering Design Concepts*, Volumen IV, Clark C. Heritage Memorial Series on Wood, Forest Products

Laboratory en colaboración con la Universidad de Wisconsin, publicado por la Universidad del Estado de Pensilvania, pp. 291 - 364.

Criswell, M.E., J.R. Goodman, y J. Bodig. 1988. *The Stiffness Contribution of Sheathing to Truss Compression Chord Members*. Procedimientos de la Conferencia Internacional sobre Ingeniería de la Madera de 1988, Setiembre 19-22, 1988, Seattle, WA, Forest Products Research Society, Madison, WI, pp. 439 - 447.

Zahn, J.J. 1986. *Design of Wood Members Under Combined Load*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 9, Setiembre de 1986, pp. 2109 - 2126.

Zahn, J.J. 1988. *Combined-Load Stability Criterion for Wood Beam-Columns*. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 114, No. 11, Noviembre de 1988, pp. 2612 - 2628.

Zahn, J.J. 1988. *Empirical Failure Criteria with Correlated Resistance Variables*. J. Str. Engr., ASCE 116(11):3122 - 3137. New York, NY.

COMENTARIO

Capítulo 7 Conexiones mecánicas

C7.1 Generalidades

C7.1.2 Diseño de las conexiones. La resistencia de las conexiones se basa en el empleo de (a) modelos estadísticos para ajustar los datos de ensayos, (b) modelos analíticos verificados utilizando la teoría de fluencia (McLain y Thangjitham, 1983; Soltis, et al., 1986; Soltis y Wilkinson, 1987), o (c) resultados de ensayos directamente. Estas estimaciones se han combinado con los niveles de seguridad tradicionales y traducido al formato del LRFD. En McLain et al. (1983) se describe el desarrollo de los requisitos para el diseño de las conexiones. Observar que se asume que los sujetadores están instalados en material libre de defectos, con el grano relativamente plano. Los valores de diseño para las conexiones no toman en cuenta las características de crecimiento localizadas tales como los nudos, los granos con pendientes excesivas, las bolsas de resina y otros defectos similares que pueden afectar la capacidad de las conexiones. Tampoco consideran las características relacionadas con el procesamiento tales como rajaduras, gemas u oquedades.

El factor de efecto temporal, λ , desarrollado para productos de madera maciza como se describe en la Secc. 1.4, se aplica a las conexiones con dos excepciones. Primero, el factor λ no se aplica si la resistencia de un elemento de conexión que no es de madera o del sujetador determina la resistencia de la conexión. Segundo, en el caso de cargas de impacto $\lambda = 1,0$. No hay datos que apoyen un aumento de la resistencia de la conexión asociado con las cargas de impacto. Por lo tanto, se especifica el valor más conservador $\lambda = 1,0$.

C7.2.3 Resistencia al aplastamiento provocado por los sujetadores. La resistencia al aplastamiento provocado por los sujetadores de la madera o de un material a base de madera indica la capacidad de un material de resistir el empotramiento lateral de una varilla. Se define como la carga a la cual la pendiente inicial de la curva carga-empotramiento, desplazada 5% del diámetro del pasador, interseca la curva. Es una propiedad del material y se puede obtener del fabricante o encontrar en los suplementos de la especificación. En el caso de la madera maciza, F_c es una función de la densidad, del diámetro de la varilla y de la dirección del empotramiento con respecto a la dirección del grano. Se utiliza una fórmula tipo Hankinson para interpolar entre carga paralela al grano y carga perpendicular al grano. Para mayor información consultar Wilkinson (1991) o Smith, et al. (1988).

Observar que la resistencia al aplastamiento provocado por los sujetadores utilizada en el LRFD es el mismo valor utilizado en el diseño por tensiones admisibles. Esto difiere de las demás propiedades del diseño por tensiones admisibles, que generalmente se multiplican por un factor de conversión antes de utilizarlas en el LRFD. El escalado de las resistencias de las conexiones se logra dentro de las propias ecuaciones de resistencia, y no escalando los valores de la resistencia al aplastamiento provocado por los sujetadores.

C7.3.1 Conexiones simples. En el diseño se deben utilizar conexiones articuladas sin fijación, a menos que se tomen en cuenta los momentos en la conexión. En general, en las conexiones resistentes al momento se deben evitar los sujetadores tipo clavija, los aros partidos y las placas de corte debido a las elevadas tensiones perpendiculares al grano que se pueden generar. Estas tensiones pueden provocar una falla frágil de la conexión.

C7.3.3 Esfuerzo en los miembros en una conexión. Históricamente los requisitos para la sección neta de las conexiones con filas de bulones y tirafondos en tresbolillo cargadas paralelamente al grano se han basado en una separación entre sujetadores igual a 8D. Se ha supuesto que para una fila en la cual las separaciones son menores que 8 diámetros los sujetadores en las filas adyacentes se consideran alineados; para separaciones mayores que 8 diámetros las filas adyacentes se consideran en tresbolillo (AF&PA, 1991). Esta filosofía se extiende a los actuales requisitos sobre equidistancia (s) y separación

entre filas de sujetadores (g), el factor de acción combinada (C_g), así como a los requisitos sobre sección neta para bulones, tirafondos, pasadores ahusados o clavijas de 1/4 in. (6,3 mm) de diámetro o mayores. Se basa en la observación que un requisito de separación de 4D entre sujetadores de filas adyacentes es igual a una distancia de 8D en una sola fila. Ver Fig. C7.3-1.

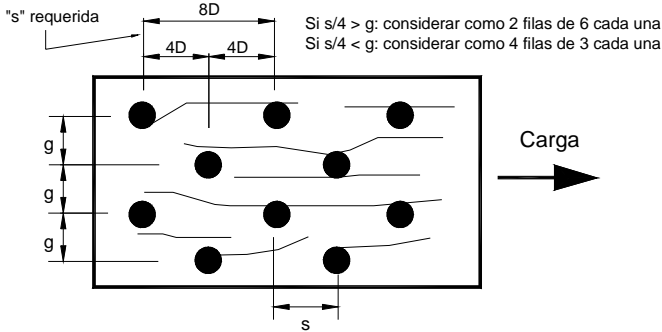


Figura C7.3-1 - Separación entre sujetadores, indicando separación entre filas (s) y separación entre sujetadores de una misma fila (g).

Para carga paralela al grano si cualquier sujetador en una fila está separado menos de 4D de un sujetador en cualquier fila adyacente:

- (a) El requisito sobre sección neta crítica supone que los sujetadores en filas adyacentes están alineados y colocados en la sección crítica. Por ejemplo, si hay dos filas de estos sujetadores, la sección neta crítica sería la sección total menos la superficie de dos orificios.
- (b) Los requisitos sobre separación entre filas de sujetadores son iguales que para múltiples filas alineadas.
- (c) Para el cálculo de C_g , n_i es igual al número real de sujetadores en cada fila individual, ya que se supone que las filas que en realidad están en trespelillo están alineadas.

Para carga paralela al grano si cualquier sujetador en una fila está separado más de 4D de un sujetador en cualquier fila adyacente:

- (a) La sección neta crítica incluye sólo un sujetador de las filas adyacentes. Por ejemplo, si hay dos filas de sujetadores y $s > 4D$, la sección neta crítica será la sección total menos la superficie de un orificio.
- (b) No hay requisito sobre separación mínima entre filas de sujetadores. A medida que la separación entre filas tiende a cero, dos filas en trespelillo con una equidistancia de 8D se convierten en una fila con una equidistancia de 4D.
- (c) El cálculo de C_g se basa en la distancia entre filas de sujetadores. Si la distancia entre filas es menor o

igual a 1/4 de la equidistancia, las dos filas en trespelillo se consideran como una fila siendo n_i igual al número total de sujetadores en ambas filas. Si la distancia entre filas es mayor que 1/4 de la equidistancia (para una fila), las dos filas en trespelillo son independientes y n_i es igual al número real de sujetadores en cada fila.

La sección neta en una unidad de aro partido/placa de corte se determina restando de la superficie de la sección transversal total del miembro la superficie proyectada de la porción de la ranura del conector dentro del miembro y la porción del orificio del bulón fuera de la ranura del conector ubicada en el plano crítico.

C7.3.6.1 Factor de acción combinada: Cuando una conexión contiene una o más filas de bulones, tirafondos o clavijas con $D > 1/4$ in. (6,3 mm), o aros partidos, placas de corte o dispositivos similares, hay una reducción de la resistencia debida a la distribución no uniforme de los esfuerzos entre los diferentes sujetadores. Esta reducción no se aplica a los sujetadores de pequeño diámetro con $D < 1/4$ in. (6,3 mm). La Fórmula 7.3-1 para a_i se obtuvo mediante simplificación algebraica de un análisis elástico de la repartición de cargas en una fila de sujetadores (Lantos, 1969; Zahn, 1990).

El término a_i es siempre menor que n_i y se acerca a a_∞ a medida que n_i aumenta. $a_\infty = (1 + j)/(1 - m)$. Este término es útil para hallar la máxima resistencia posible de una fila en una configuración dada.

C7.4 Clavos y tornillos para madera

C7.4.1 Generalidades. El sistema de clasificación denominado "pennyweight" ha sido utilizado en el comercio durante muchas décadas. Sin embargo, no existen normas de aceptación generalizada que relacionen el sistema "pennyweight" con el diámetro o la longitud nominal. La única especificación parcial es la Especificación Federal FFN-105B (GSA, 1974) que identifica los clavos mediante su "pennyweight", diámetro y longitud. Sin embargo, esta especificación no sirve como norma global para las dimensiones ni para las propiedades mecánicas que se pueda utilizar en el comercio. Dada la ausencia de normas de aceptación generalizada, el diseñador debería especificar los diámetros, longitudes y F_y requeridos para los clavos utilizados en las conexiones estructurales. A los fines de la ingeniería no es adecuado especificar de acuerdo con el sistema "pennyweight".

El uso de clavos de acero endurecido en las conexiones estructurales puede resultar ventajoso, particularmente en las conexiones que involucran piezas especializadas. En ausencia de normas de calidad aceptadas para estos sujetadores, en especial con respecto a las estrías, el diseñador o fabricante debe determinar las propiedades de los clavos efectuando ensayos en base a los lineamientos adoptados por la industria.

C7.4.2 Separación de los sujetadores. La separación mínima de los clavos y tornillos para madera debe garantizar que cada sujetador se utiliza a su máxima capacidad. En la mayoría de las especies estas separaciones minimizan las rajaduras de la madera cerca de los sujetadores. En el caso de algunas maderas duras puede ser necesario preperforar los orificios. Debido a la ductilidad de estos sujetadores no se aplica ningún ajuste para el caso de sujetadores múltiples.

La capacidad de las conexiones clavadas con orificios guía generalmente es superior a la capacidad de las conexiones que no se perforan con anterioridad. Esto se debe a la minimización de las rajaduras de la madera. Sin embargo, los orificios guía pueden ser demasiado grandes y en este caso reducirán la resistencia. Por este motivo los orificios guía no deben ser mayores que los especificados.

C7.4.3 Resistencia a las fuerzas laterales. Las ecuaciones para la resistencia lateral nominal de una conexión con sujetadores tipo clavija pequeña se basan en una teoría de falla desarrollada para las conexiones tipo clavija. Se especifica una penetración mínima para garantizar la acción esperada del sujetador en la conexión. Cuando la longitud de penetración del vástago en el miembro que sujeta la punta (l_p) es menor que $6D$ en el caso de los clavos o menor que $4D$ en el caso de los tornillos, la capacidad lateral puede ser errática y variable. Esto se debe a que la resistencia al arrancamiento de la punta puede no ser lo suficientemente grande para permitir la formación del modo de falla esperado.

La resistencia lateral también es una función de las propiedades del clavo o tornillo para madera. No existen valores ampliamente aceptados para estas propiedades y para las conexiones importantes esta información se le debe solicitar a los fabricantes. Loferski y McLain (1991) tomaron muestras de clavos de diferentes regiones de Estados Unidos y determinaron su resistencia a la flexión, F_y . Los resultados que obtuvieron son comparables con los informados por Smith et al. (1988). A los fines de la calibración se utilizó $F_y = 130 - 214D$ (ksi) para fijar el nivel de seguridad relativo en correspondencia con la práctica actual. Para un clavo 16d con $D = 0.162$ in. (3,2 mm) $F_y = 95$ ksi.

Una diferencia entre clavijas "grandes" y "pequeñas" es su respuesta a la colocación paralela y perpendicular al grano en la madera maciza. Para los sujetadores "pequeños" introducidos por clavado (es decir, los clavos) el efecto de la orientación del grano no es discernible. Esto significa que las resistencias paralela y perpendicular al grano son prácticamente iguales. En el caso de las clavijas "grandes" (es decir, bulones, tirafondos, etc.) hay una clara diferencia entre las resistencias correspondientes a diferentes orientaciones del grano, y para los ángulos de carga intermedios generalmente se utiliza la fórmula de Hankinson. Soltis et al. (1987) hallaron que el límite entre clavijas grandes y pequeñas era de alrededor de $\frac{1}{4}$ in. (6,3 mm), pero era algo variable con la densidad. Este efecto es

mitigado en parte por las diferencias entre F_c correspondiente a sujetadores "clavados" y sujetadores "no clavados". Por lo tanto, para los clavos y tornillos habituales no es necesario considerar la orientación del grano. Sin embargo, para las conexiones con clavijas con $D > \frac{1}{4}$ in. (6,3 mm) y clavadas en orificios preperforados, puede resultar adecuado aplicar los requisitos correspondientes al diseño de bulones o tirafondos.

Las conexiones con sujetadores sometidos a corte doble se pueden diseñar como la suma de dos conexiones sometidas a corte simple. El límite del espesor en el miembro central previene un modo de falla exclusivo de las conexiones de tres miembros (Aune y Patton-Mallory, 1986). Se debe proveer la mínima penetración de la punta en un miembro lateral para garantizar que el modo de falla esperado sea físicamente posible. Esta especificación se aplica sólo a conexiones simétricas; los sujetadores se deben insertar desde ambos lados para minimizar la excentricidad.

Los clavos y tornillos para madera insertados en el grano terminal no son eficientes para resistir cargas laterales y en determinadas circunstancias pueden provocar una falla frágil de la conexión. Se deberían considerar esquemas de conexión alternativos que aprovechen la resistencia en grano lateral.

Penetración de la cabeza del sujetador. El sujetador y el miembro lateral se deben seleccionar de manera de evitar las fallas por penetración de la cabeza del sujetador. La resistencia a la penetración de la cabeza se puede determinar mediante ensayos o análisis. Las fallas debidas a la penetración de la cabeza pueden ocurrir en áreas sometidas a elevadas presiones negativas provocadas por velocidades de viento elevadas. Aunque no es sencillo determinar los valores de diseño de la penetración de la cabeza de un sujetador, el diseñador debe tener en cuenta la necesidad de considerarla en el momento de determinar el tipo y la separación de los sujetadores. Las revisiones recientes de las normas para regiones con velocidades de viento elevadas (SBCCI 1991) y de los esquemas de clavado recomendados (APA 1992) tratan este tema específicamente.

C7.4.4 Resistencia a los esfuerzos axiales. La resistencia al arrancamiento de los sujetadores patentados tales como los clavos con estrías helicoidales o anulares depende de la geometría de las estrías o del anillo. Los estudios han demostrado que la mayor resistencia al arrancamiento aportado por el "estriado" con respecto a los vástagos lisos puede ser despreciable o importante dependiendo de la calidad del estriado (Stern, 1986). Como no existen especificaciones universalmente aceptadas para la calidad del estriado, no existe manera alguna de cuantificar el aumento específico de la capacidad con respecto a la capacidad de un clavo de vástago liso. La resistencia de diseño se puede tomar por defecto como la de un clavo de vástago liso tomando el diámetro del vástago igual al del clavo con su vástago deformado. No

hay ninguna reducción para la resistencia al arrancamiento de un clavo estriado debido al cambio de las condiciones de humedad (USDA, 1987).

Las Ecs. 7.4-10 y 7.4-11 son la base de las actuales tablas de arrancamiento de la NDS. Probablemente la información reciente obtenida en base al análisis de una gran cantidad de datos disponibles de una gran variedad de fuentes servirá como base para una futura versión de esta sección de la especificación. El empleo de estas ecuaciones sólo considera el arrancamiento del vástago. En general, se deben evitar las conexiones que dependen exclusivamente de la resistencia al arrancamiento axial de los clavos o tornillos para madera, ya que la resistencia al arrancamiento es muy variable. Esto es particularmente cierto en el caso de algunos tipos de sujetadores si el contenido de humedad de la conexión experimenta algún cambio. En general las conexiones con tornillos son más confiables que las conexiones con clavos sometidos a arrancamiento, y además se pueden desarmar y armar nuevamente sin una pérdida de resistencia significativa si están fabricados correctamente.

C7.4.5 Combinación de fuerzas axiales y laterales. La Ec. 7.4-12 fue desarrollada por DeBonis y Bodig (1975) para clavos con vástagos lisos y constituye una interpretación conservadora de sus resultados experimentales. En el caso de sujetadores con una elevada resistencia al arrancamiento, tales como los tornillos para madera, o en el caso de clavos con vástagos deformados, esta forma de interacción se vuelve más conservadora.

C7.5 Bulones, tirafondos, pasadores y clavijas

C7.5.3 Separación de los sujetadores. Los criterios de diseño para las separaciones, distancias a los extremos y distancias a los bordes de las conexiones abulonadas se basan en observaciones experimentales (Trayer, 1932). Trayer adquirió gran experiencia con las conexiones abulonadas para componentes aeronáuticos en la década de 1920 y basó sus recomendaciones en su experiencia. Trayer reconoció que la distribución de tensiones debajo del bulón para diferentes relaciones l/D afecta las separaciones y distancias a los extremos necesarias para desarrollar la máxima capacidad de la conexión. Sin embargo, concluyó que los requisitos sobre separaciones y distancias a los extremos basadas en relaciones l/D pequeñas son conservadores para relaciones l/D mayores. Investigaciones posteriores han confirmado las observaciones de Trayer. Estas observaciones también han sido incorporadas para otras conexiones tipo clavija de gran diámetro.

La manera en que se perforan y alinean los orificios afecta significativamente el comportamiento de carga-deformación de las conexiones, especialmente el de las conexiones abulonadas. Un estudio no publicado por el *U.S. Forest Products Laboratory* indica que los orificios ligeramente sobredimensionados no afectan materialmente

las cargas de fluencia, pero la deformación correspondiente a la fluencia es aproximadamente 10% a 20% superior. Si el orificio se perfora formando un ángulo de dos grados con respecto a una perpendicular a la superficie, la carga es aproximadamente la mitad de la carga de fluencia correspondiente a orificios perforados perpendicularmente para la misma deformación.

La distribución de cargas supuesta para los sujetadores de una fila se basa en el estudio de conexiones abulonadas en orificios cuidadosamente mecanizados y calibrados. La distribución de las cargas se vuelve desconocida si uno o más orificios está escariado para la colocación en obra de los sujetadores o si no está fabricado correctamente. Por ejemplo, si tres de cuatro orificios de una fila están escariados es posible que la carga total sea soportada por el cuarto sujetador (Wilkinson, 1986). Se debe efectuar una inspección para impedir una incorrecta colocación en obra. En el caso de las conexiones con múltiples sujetadores es altamente recomendable perforar los orificios en un ambiente de calidad controlada, preferentemente antes de cualquier tratamiento con un conservante.

Los orificios deben ser lisos. Los orificios rugosos producen curvas carga-deformación más planas que provocan niveles de deformación más elevados que los normales para niveles de cargas de servicio. La resistencia última no se ve afectada significativamente (USDA, 1987).

El requisito que establece una dimensión máxima perpendicular al grano entre los sujetadores más externos de 5 in. (127 mm) se basa en la experiencia con fisuras de contracción desarrolladas en conexiones con placas laterales metálicas. Es posible que los miembros de madera o de materiales a base de madera se coloquen en servicio con un contenido de humedad del 19% y que luego se sequen hasta llegar a un contenido de humedad inferior. La restricción provocada por la contracción de la madera y la no contracción de las placas metálicas laterales puede ocasionar grietas debido a las elevadas tensiones perpendiculares al grano. Estas grietas pueden provocar la debilitación de la conexión cuando ésta se somete a las cargas de servicio. Se considera que las 5 in. (127 mm) requeridas son una separación que minimiza este problema relacionado con la contracción.

C7.5.4 Resistencia a las fuerzas laterales. Las cargas características para los bulones, tirafondos o clavijas (así como para los clavos y tornillos para madera) se predicen en base a una teoría de fluencia basada en la resistencia de materiales. Estos requisitos son consistentes con la NDS (AF&PA, 1991). Johansen (1949) desarrolló modelos analíticos para predecir la carga de fluencia de la conexión. McLain y Thangjithan (1983), Soltis et al. (1987, 1986) y otros han demostrado que estos modelos predicen adecuadamente el comportamiento de la conexión.

Los modelos de fluencia utilizan la resistencia al embotamiento, F_e , la resistencia a la fluencia del sujetador, F_y , y la geometría de la conexión para predecir la carga de fluencia de las conexiones de dos o tres miembros.

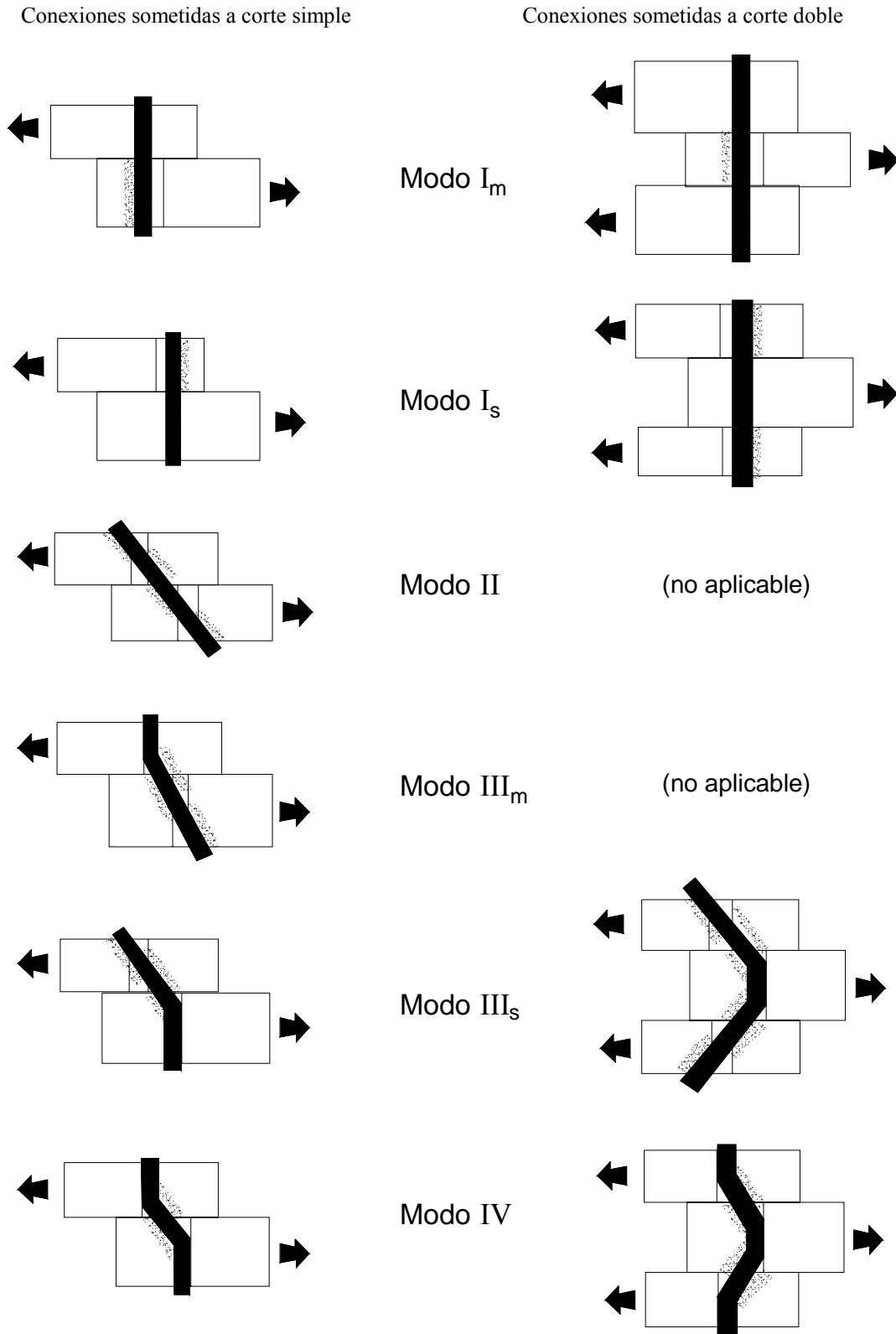


Figura C7.5-1 - Modos de fluencia para conexiones con sujetador tipo clavija cargadas lateralmente

En base a los principios de la mecánica se identificaron seis modos de fluencia posibles para las conexiones sometidas a corte simple y cuatro modos para las sometidas a corte doble. Estos modos se ilustran en la Fig. 7.5-1. Cada modo se identifica mediante su número y acción. Las acciones de los Modos I y II son dominadas por el apoyo. El Modo III es el resultado de la formación de una única rótula plástica en la clavija próxima a cada plano de corte. El Modo IV exhibe dos puntos de fluencia sobre el sujetador cerca de cada plano de corte. La carga de fluencia de la conexión se define como la carga a la cual la pendiente inicial de la curva carga/deformación lateral de la conexión, al ser desplazada 5% del diámetro del sujetador, interseca la curva (ver Fig. C7.5-2).

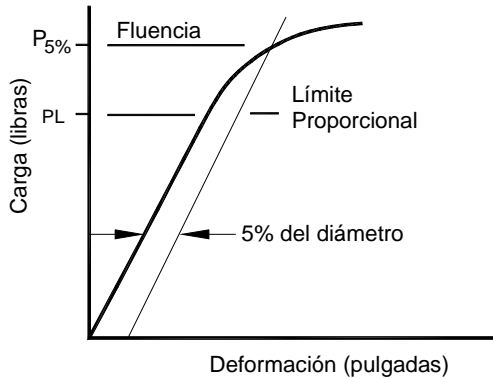


Figura C7.5-2 - Definición de fluencia para una conexión con sujetador tipo clavija cargada lateralmente

Esta definición de carga de fluencia ha sido utilizada por Harding y Fawkes (1984) y es una carga experimental más repetible que la carga correspondiente al límite proporcional utilizada tradicionalmente.

Las ecuaciones de fluencia para bulones se han calibrado en correspondencia con la práctica histórica sobre una porción del espacio de diseño utilizando valores de F_c tomados de los lineamientos de la industria y $F_y = 45$ ksi (310,3 MPa).

Para los tirafondos las ecuaciones de fluencia se han simplificado en base a una calibración que está estrictamente ligada a la geometría de la ASME/ANSI B18.2.1 (1981). El diseñador siempre debe tener en cuenta que en el mercado se pueden adquirir tirafondos tanto con roscas cortadas como con roscas conformadas. El vástago de los tornillos con roscas conformadas generalmente es menor que el tamaño nominal. Se puede utilizar cualquiera de los dos tipos de tornillos para resistencia lateral, siempre que en el cálculo de la resistencia se utilice el diámetro real. El empleo de tornillos "de diámetro constante" generalmente es más eficiente para las cargas laterales.

C7.5.4.2 Resistencia lateral ajustada. Si en una conexión se requiere menos que la resistencia máxima de la misma, los requisitos sobre separación y distancias a los extremos se pueden reducir interpolando linealmente. Sin

embargo, en ningún caso la capacidad se debe reducir a menos de la mitad de la capacidad máxima. Estos requisitos se basan en prácticas históricas satisfactorias.

C7.5.5 Resistencia a las fuerzas axiales. La resistencia al arrancamiento de los tirafondos se basa en un análisis de los datos disponibles de Newlin y Gahagan (1938) y de Carroll (1988). No se ensayaron tornillos con vástagos laminados (es decir, con el diámetro de su vástago reducido), pero parece razonable suponer que la resistencia al arrancamiento de todos los sujetadores que cumplen con esta norma será adecuada. Esto no es válido en el caso de la resistencia lateral.

C7.5.6 Resistencia a la combinación de fuerzas axiales y laterales. Las investigaciones recientes de McLain y Carroll (1990) indican que se puede emplear el enfoque vectorial del diseño por tensiones admisibles utilizado actualmente (AF&PA, 1991) o el enfoque de la interpolación de Hankinson del *Timber Construction Manual* (AITC, 1985), dependiendo de los principios del diseño. Se prefiere el empleo del segundo enfoque en el caso de la carga de fluencia, ya que sigue siendo conservador para tornillos de gran diámetro.

C7.6 Aros partidos y placas de corte

C7.6.1 Generalidades. Las placas de corte y aros partidos son conectores diseñados para incrementar la superficie de apoyo y el área de corte de los tornillos o tirafondos. Los esfuerzos de corte se transfieren entre miembros adyacentes a través del aro o la placa; el bulón o tirafondo sirve fundamentalmente para mantener los miembros en contacto, pero a la vez proporciona algo de resistencia. La base para su diseño se discute en Scholten (1944). El *Wood Handbook* (USDA, 1987) proporciona un resumen actualizado de estos resultados.

C7.6.3 Resistencia a las fuerzas laterales. Se supone que las caras de todos los miembros se ponen en contacto al instalar los conectores. Además, es necesario considerar las variaciones estacionales del contenido de humedad de la madera (después que la madera ha alcanzado la humedad de equilibrio). Cuando se materializan uniones en madera no estacionada, las uniones se deben ajustar periódicamente hasta que se alcance la humedad de equilibrio.

El eje del conector se define mediante una línea que une los centros de dos conectores cualesquiera ubicados en la misma cara de un miembro en una unión. El ángulo del eje del conector es el que forma con respecto al eje longitudinal del miembro. Como se ilustra en la Fig. 7.4-1, este ángulo es un factor que interviene en la determinación de la separación requerida entre los conectores para una carga dada.

Las distancias al borde tabuladas corresponden a bordes cargados y no cargados. La distancia al borde no cargado es un valor mínimo; se utiliza tanto para la carga paralela al grano como para la distancia al borde no cargado cuando la carga actúa formando un ángulo con el grano. Las

distancias dadas para el borde cargado son las mínimas y las requeridas para desarrollar toda la carga de diseño.

Las distancias de los conectores a los bordes fueron determinadas mediante ensayos. Los valores de diseño para conectores de 2-1/2 in. (65 mm) y 2-5/8 in. (67 mm) se basan en distancias a los bordes que permiten el empleo de un conector en piezas de 4 in. (102 mm) de ancho nominal (3,5 in.; 89 mm netos) y el empleo de conectores de 4 in. (102 mm) en piezas de 6 in. (152 mm) de ancho nominal (5,5 in.; 140 mm netos). El ancho de las piezas de madera laminada encolada es ligeramente inferior que el de las piezas de madera maciza aserrada del mismo ancho nominal. Los factores de modificación fueron desarrollados a partir del trabajo de Scholten (1944), quien exploró el empleo de distancias a los bordes inferiores a las de referencia. No se debe utilizar un conector de 2-1/2 in. (65 mm) o de 2-5/8 in. (67 mm) en un miembro de menos de 3 in. (76 mm) de ancho; tampoco se debe utilizar un conector de 4 in. (102 mm) en un miembro de menos de 5 in. (127 mm) de ancho.

Referencias - Comentario Capítulo 7

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC.

American Institute of Timber Construction 1994. *Timber Construction Manual*. Wiley-Interscience, Cuarta Edición.

American Plywood Association. 1992. *Roof Sheathing Fastening Schedules for Wind Uplift*. T92-28. Tacoma, WA.

ANSI/ASME B18.2.1-1981. *American National Standard for Square and Hex Bolts and Screws – Inch Series*. American Society of Mechanical Engineers, New York, NY.

ANSI/ASME B18.6.1-1981. *American National Standard for Wood Screws*. American Society of Mechanical Engineers, New York, NY.

ASTM A307-84. 1984. *Specification for Carbon Steel Externally Threaded Standard Fasteners*. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA.

Aune, P. y M. Patton-Mallory. 1986. *Lateral load-bearing capacity of nailed joints based on the yield theory*. USDA Forest Service Research Reports. FPL-469 y 470. U.S. Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Carroll, J.D. 1988. *Withdrawal and combined load capacity of threaded-fastener wood joints*. Tesis Doctoral. Dept. of Wood Science and Forest Products. Virginia Tech. Blacksburg, VA.

DeBonis, A.L. y J. Bodig. 1975. *Nailed wood joints under combined loading*. Wood Science and Technology 9(2):129-144.

General Services Administration (GSA). 1974. *Federal Specification, Nails, Brads, Staples, and Spikes: Wire, Cut and Wrought*, (FFN-105B) (con 4 suplementos). Federal Supply Service, U.S. Govt. Printing Office, Washington, DC.

Gerhards, C.C. 1982. *Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of Wood: An Analysis of Immediate Effects*. Wood and Fiber, 14(1), 1982.

Harding, N. y Fowkes, A.H.R. 1984. *Bolted timber joints*. Proceedings of Pacific Timber Engineering Conference, Volumen III Wood Science, Mayo. pp. 872-883.

Johansen, K.W. 1949. *Theory of timber connections*. Publications, International Association for Bridge and Structural Engineering. 9:249 – 262.

Lantos, G. 1969. *Load distribution in a row of fasteners subjected to a lateral load*. Wood Science 1(3):129 - 136.

Loferski, J.R. y T.E. McLain. 1991. *Static and impact properties of common wire nails*. ASTM J. of Testing and Evaluation, 19(4):297 - 304.

McLain, T.E., L. Soltis, D. Pollock, T. Wilkinson. 1993. *LRFD for Engineered Wood Structures: Connection Behavioral Equations*. J. Structural Engineering, 119(10):3024-3038.

McLain, T.E. y J.D. Carroll. 1990. *Combined load capacity of threaded fastener wood connections*. J. Structural Engineering, 116(9):2419 - 2432.

McLain, T.E. y S. Thangjitham. 1983. *Bolted wood joint yield model*. Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers. 109(8):1820-1835.

Nelson, J.A. y R.W. Petterson. 1983. *The Effects of Hot Water Exposure on the Strength and Stiffness of Douglas-Fir and Redwood*. Cooling Tower Institute, Documento No. TP 264A.

Newlin, J.A. y Gahagan, J.M. 1938. *Lag-screw Joints: Their Behavior and Design*. Boletín Técnico No. 597. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Scholten, J.A. 1944. *Timber-connector joints, their strength and design*. Tech Bulletin 865. U.S. Dept. of Ag. Washington, DC.

Smith, I., L.R.J. Whale, C. Anderson, B.O. Hilson, y P.D. Rodd. 1988. *Design properties of laterally loaded nailed or bolted wood joints*. Can. J. Civil Eng. 15(4):633-643.

Soltis, L.A. y Wilkinson, T.L. 1987. *Bolted Connection Design*. Informe General FPL-GRT-54. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Soltis, L.A., Hubbard, F.K., y T.L. Wilkinson. 1986. *Bearing strength of bolted timber joints*, J. Struct. Eng. ASCE. Vol. 112, No. 9 pp. 2141 – 2154.

Soltis, L.A., S. Karnasudirdja, y J.K. Little. 1987. *Angle to grain strength of dowel-type fasteners*. Wood and Fiber Science 19(1):68 – 80.

Southern Building Code Congress International, 1993. *SBCCI SSTD 10-93 Standard for Hurricane Resistant Residential Construction*. Birmingham, Alabama.

Stern, E.G. 1986. *Specifications for fasteners used for assembly of wood pallets, wood-frames, trussed rafters, trusses, buildings and pole-type structures*. Forest Products Journal 36(1):25 - 26.

Trayer, G.W. 1932. *Bearing strength of wood under bolts*. Tech. Bull. No. 332, Washington, DC, U. S. Dept. of Agriculture, 40 p.

USDA Forest Products Laboratory. 1987. *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material*. Agricultural Handbook 72, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Wilkinson, T.L. 1986. *Load distribution among bolts parallel to load*. J. Struct. Engineering, Vol. 112, No. 4, pp. 835 - 851.

Wilkinson, T.L. 1991. *Dowel Bearing Strength*. Documento FPL-RP-505. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

Zahn, J.J. 1990. *Design Equations for Multiple-Fastener Wood Connections*. J. Str. Engr., ASCE 117(11):3477 - 3486. New York, NY.

COMENTARIO

Capítulo 8 Paneles estructurales

C8.1 Alcance.

Los paneles estructurales se fabrican de acuerdo con los requisitos de las normas aplicables. Se utilizan como cerramientos para las estructuras y para soportar cargas de ocupación, transfiriendo cargas de las áreas cubiertas al entramado principal de la estructura. Las cargas distribuidas sobre el revestimiento típicamente inducen tensiones de flexión y corte en los paneles. El revestimiento debe resistir las cargas aplicadas sin deformaciones excesivas.

Otro modo de transferir las cargas del revestimiento a los elementos del entramado es a través del corte del panel (es decir, comportamiento como diafragma). Esta es una importante aplicación estructural que involucra acción compuesta entre los paneles y el marco estructural.

La evaluación sistemática de diferentes materiales a base de madera utilizados para los revestimientos llevó al desarrollo de un sistema de evaluación basado en el comportamiento (APA PRP-108), en el cual los requisitos de uso final constituyen el criterio de comportamiento aceptable, independientemente de la composición del material del panel. Este desarrollo culminó con la promulgación de la PS2-92, "*Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels*", por parte del Departamento de Comercio de Estados Unidos, Instituto Nacional de Normas y Tecnología.

O'Halloran et al. (1988) presentan una descripción del sistema de evaluación en base al comportamiento y su relación con el desarrollo del LRFD para paneles de uso estructural.

C8.2 Requisitos de diseño

C8.2.1 Condiciones de referencia. Las condiciones de referencia representan la aplicaciones típicas a las cuales se enfrenta el diseñador. La resistencia de referencia, R, se puede utilizar directamente en las ecuaciones de diseño cuando las condiciones de uso final coinciden con las condiciones de uso final de referencia. Las condiciones de uso final de referencia se listan en la Secc. 2.5.

C8.2.2 Especificación de los paneles estructurales. Los paneles estructurales se clasifican de acuerdo con su longitud de tramo. Además de la longitud de tramo seleccionada, el diseñador debe especificar el espesor nominal del panel, la clasificación del panel según la exposición y, en el caso de los paneles de madera contrachapada, el grado del panel.

Los paneles estructurales se pueden utilizar si satisfacen los requisitos ya sea de las normas obligatorias de

fabricación (por ejemplo, PS1-83), u otras normas relacionadas con su comportamiento (por ejemplo, PS1-83, PS2-92). Ambos enfoques establecen un rango de espesores para cada longitud de tramo. Por lo tanto, el diseñador debe especificar tanto la longitud del tramo como el espesor nominal del panel.

Las clasificaciones de acuerdo con la durabilidad de los paneles según su exposición incluyen "Exterior" y "Exposición 1".

Los paneles **Exteriores** poseen uniones totalmente impermeables y están diseñados para aplicaciones que estarán permanentemente expuestas a las condiciones climáticas o a la humedad.

Los paneles de **Exposición 1** poseen uniones totalmente impermeables y están diseñados para aplicaciones en las cuales se anticipan demoras durante la construcción u otras condiciones igualmente severas durante el período anterior a la protección de los paneles.

C8.3 Resistencia de referencia

Las estructuras fabricadas a base de paneles representan una clase especial dentro de los productos de madera, fundamentalmente debido a sus relaciones de aspecto y aplicaciones únicas. A menos que se indique lo contrario, el eje primario, X_p , de un panel estructural es en la dirección del eje más largo y el eje secundario, X_s , es perpendicular al eje, estando ambos ejes contenidos en el plano del panel. Aunque es posible conseguir otras dimensiones, la longitud de los paneles generalmente es de 8 ft y su ancho generalmente es de 4 ft.

C8.3.1 Rigidez del panel y resistencia de referencia factoreada. Los valores de diseño incluyen la resistencia de referencia factoreada, $\lambda\phi R$, la rigidez flexional del panel, EI , la rigidez axial del panel, EA , y la rigidez del panel. Los valores de $\lambda\phi R$ se dan como capacidad de momento de referencia factoreada, $\lambda\phi M$, capacidad de corte de referencia factoreada, $\lambda\phi V$, capacidad de la tracción de referencia factoreada, $\lambda\phi T$, y capacidad de compresión de referencia factoreada, $\lambda\phi P$. Estos valores están tabulados en base a un panel de un pie de ancho, simplificando la conversión de la carga distribuida (psf) a una carga distribuida linealmente (plf).

C8.3.2 Resistencia de referencia y propiedades elásticas de los materiales. El diseño de los paneles estructurales se efectúa con las capacidades de carga del panel, es decir, rigidez del panel y resistencia de referencia factoreada. En el caso de las aplicaciones poco habituales que requieren las propiedades elásticas y la resistencia de referencia de los materiales, el diseñador debe calcular estas propiedades utilizando las propiedades tabuladas de la sección de diseño.

Las propiedades tabuladas de la sección de diseño corresponden a espesores de referencia (diseño), que se tabulan como el espesor nominal para cada clasificación según la longitud del tramo. Debido a la naturaleza

ortótropa de los paneles, los valores de las propiedades son diferentes en las direcciones de los ejes primario y secundario.

Observar que el término "a través del espesor" es el resultado de un corte en el plano del laminado. Este se diferencia del "corte rasante", que se refiere a un corte que tiende a deslizar una "lámina" desplazándola con respecto a otra (Fig. C8.3.2).

C8.4 Propiedades de la sección de diseño

Las propiedades de la sección de diseño se dan para los ejes primario y secundario sobre la base de un ancho de un pie. En los casos en los cuales el esfuerzo normal es paralelo al eje primario se deben usar las propiedades de la sección designadas para el eje primario, p . Este es el caso de los miembros en flexión instalados con su eje primario extendiéndose entre los apoyos. Cuando el esfuerzo normal es en la dirección perpendicular al eje primario se deben utilizar las propiedades de la sección correspondientes al eje secundario, s . Esta condición se produce cuando el panel se instala con su eje secundario extendiéndose entre los apoyos.

C8.4.1 Espesor de diseño. Los valores del espesor de diseño de los paneles estructurales están relacionados con las resistencias de diseño, de manera que el ingeniero pueda efectuar el diseño como si el material se tratara de una placa homogénea anisótropa - una placa con diferentes propiedades en sus dos direcciones principales. En la mayoría de las aplicaciones no es necesario que el diseñador tome en cuenta la configuración real de las capas que componen los paneles.

C8.5 Diseño

Generalmente los paneles estructurales están diseñados para soportar cargas uniformes sobre múltiples vanos.

C8.5.2 Flexión de canto. Para diseñar los paneles a flexión de canto se utilizan las ecuaciones habituales empleadas para el cálculo de vigas (Ecs. 5.1-1 y 5.1-2). Para aplicaciones de un solo tramo o de tramos múltiples el momento debido a las cargas factoreadas (kip-in.) se calcula como:

$$M_u = w\ell^2 / k \quad (C8.5-1)$$

donde w es la carga uniforme aplicada factoreada (ksf), ℓ es la longitud de diseño (medida entre los centros de los apoyos, in.) y k es una constante (que incluye la conversión de unidades) que es igual a 96 para aplicaciones de uno o dos tramos (continuos) e igual a 120 para aplicaciones de tres o más tramos (continuos).

De manera similar, el esfuerzo de corte (kips) debido a las cargas factoreadas se puede calcular como:

$$V_u = w\ell / k \quad (C8.5-2)$$

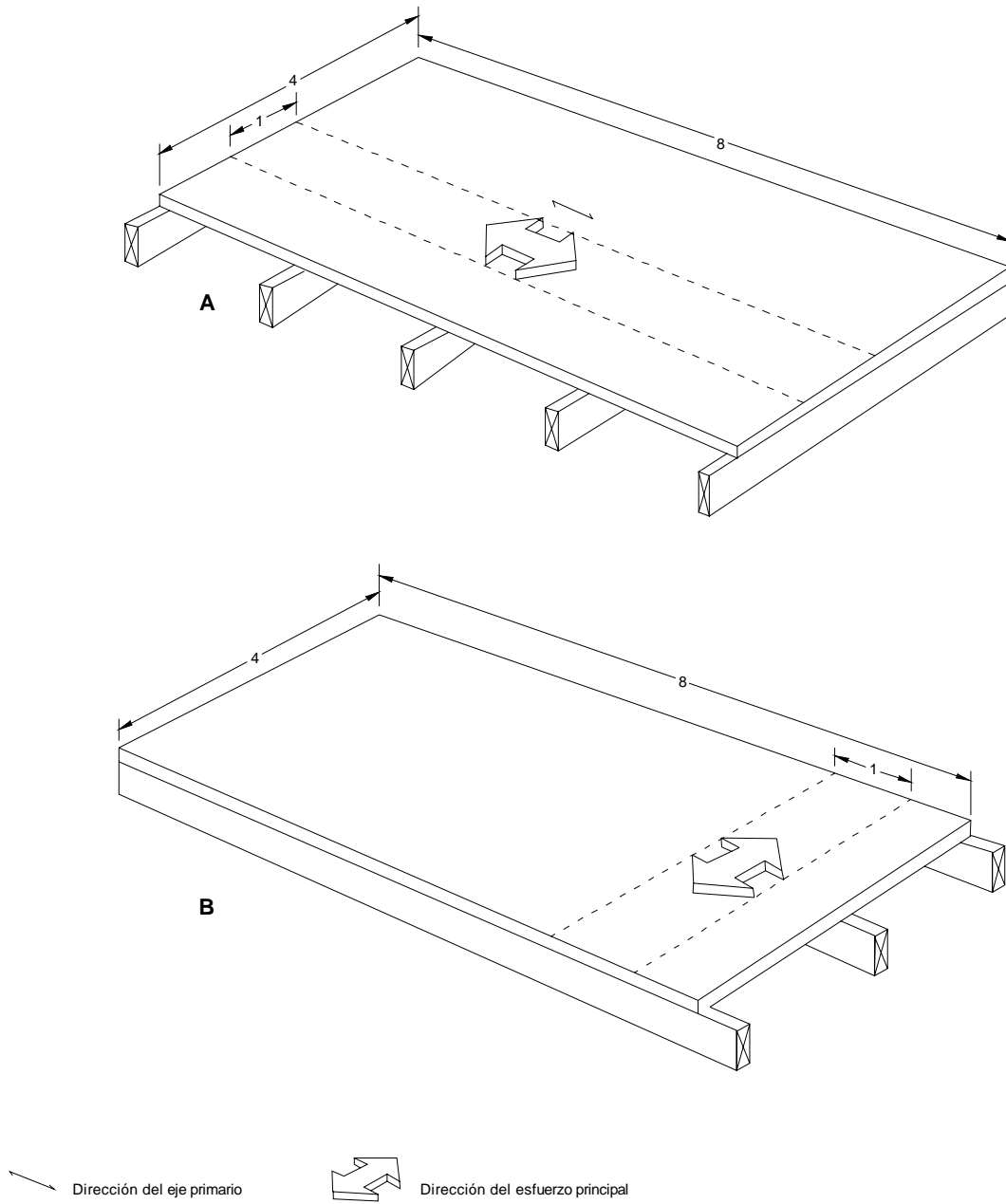


Figura C8.3-1 - Paneles con la fuerza aplicada a lo largo de los ejes primario (A) y secundario (B).

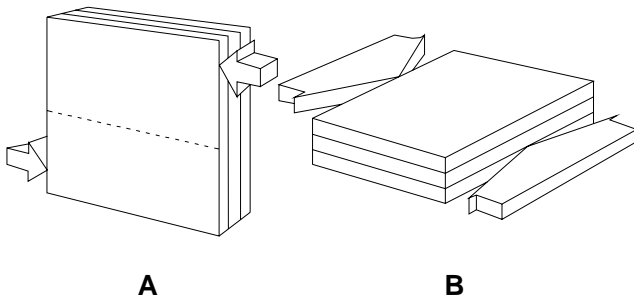


Figura C8.3-2 - Corte a través del espesor (A) y corte rasante (B).

donde w es la carga uniforme aplicada factoreada (ksf), ℓ es la longitud libre (distancia entre los centros de los apoyos menos el ancho del apoyo, in.) y k es una constante (que incluye la conversión de unidades) que es igual a 24,0 para aplicaciones de un tramo; 19,2 para aplicaciones de dos tramos (continuos) y 20,0 para aplicaciones de tres o más tramos (continuos).

Las flechas se calculan como:

$$\Delta = w\ell^4 / k \quad (\text{C8.5-3})$$

donde Δ es la máxima flecha (in.); w es la carga uniforme aplicada factoreada para el cálculo de las flechas (ksf); ℓ es la longitud de diseño (longitud libre más la mitad del espesor del panel, in.) y k es una constante (que incluye la conversión de unidades) que es igual a 0,92 para aplicaciones de un solo tramo; 2,22 para aplicaciones de dos tramos (continuos) y 1,74 para aplicaciones de tres o más tramos (continuos).

C8.5.4 Compresión en el plano del panel. Las capacidades de compresión de los paneles estructurales generalmente son determinadas por el pandeo debido a relaciones de esbeltez elevadas. Típicamente las relaciones de esbeltez son elevadas debido a que el espesor de los paneles es pequeño en relación con las demás dimensiones del panel y a las condiciones de los bordes.

C8.5.5 Corte de los paneles. Las aplicaciones en las cuales es necesario verificar el corte a través del espesor incluyen los paneles de los muros de cortante y diafragmas, los paneles que forman las almas de las viguetas de sección doble T y las placas de refuerzo. Esta también sería la resistencia adecuada para verificar el punzonado.

Referencias - Comentario Capítulo 8

American Plywood Association. 1988. *Plywood in Hostile Environments*. RR-132. Revisado en Diciembre de 1988. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1989. *Plywood Design Specification*. Revisado en Junio de 1989. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1989. *Performance Standards and Policies for Structural-Use Panels*. APA PRP-108. Revisado en Junio de 1989. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1989. *Design Capacities of APA Performance-Rated Structural-Use Panels*. TN-N375. Revisado en Setiembre de 1989. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1990. *Design/Construction Guide – Residential & Commercial*. Revisado en Junio de 1990. Tacoma, WA.

American Society of Civil Engineers. 1987. *Evaluation, Maintenance and Upgrading of Wood Structures, A Guide and Commentary*. Comité ASCE sobre Madera, New York, NY.

American Society for Testing and Materials. 1987. *Standard Methods of Testing Structural Panels in Flexure*, ASTM D3043-87. ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1976. *Standard Test Method for Shear Modulus of Plywood*, ASTM D3044-94. ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1976. *Standard Method of Testing Plywood in Compression*, ASTM D3501-94. ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1989. *Standard Methods of Testing Plywood in Shear Through-the-Thickness*, ASTM D2719-89. ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1990. *Standard Method of Testing Plywood in Planar Shear*, ASTM D2718-95. ASTM. Philadelphia, PA.

American Society for Testing and Materials. 1990. *Standard Method of Testing Plywood in Tension*, ASTM D3500-90. ASTM. Philadelphia, PA.

Bodig, J., Cheung, K., y Cunningham, T.P., Jr. 1995. *Engineered Wood Construction: Structural Properties for LRFD*. J. Str. Div., ASCE 121(9): 1346-1351. New York, NY.

Canadian Standards Association. 1978. *Canadian Softwood Plywood*. CAN-0151.1-M78. Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario.

Canadian Standards Association. 1978. *Douglas-fir Plywood*. CAN3-0121.1-M78. Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario.

Canadian Standards Association. 1992. *Oriented Strand Board and Waferboard*. CAN-0437.0-M92. Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario.

Canadian Standards Association. 1991. *Construction Sheathing*. CAN-0325.0-M91. Canadian Standards Association, Rexdale (Toronto), Ontario.

Canadian Wood Council. 1990. *Wood Design Manual*. Ottawa, Ontario.

Meyer, R.W. y R.M. Kellogg, Editores. 1982. *Structural Use of Wood in Adverse Environments*. Van Nostrand Reinhold, Co., New York, NY.

O'Halloran, M.R., J.A. Johnson, E.G. Elias, y T.P. Cunningham. 1988. *Considerations of Reliability-Based Design for Structural Composite Products*, Forest Products Journal, 38(4):35-43.

O'Halloran, M.R. 1975. *Plywood in Hostile Environments*. American Plywood Association, Informe de Investigación 132, Tacoma, WA.

TECO Performance Standards and Policies for Structural Use Panel. Marzo de 1989.

USDA Forest Products Laboratory. 1987. *Wood Handbook: Wood as an Engineering Material*. Agricultural Handbook 72, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.

U.S. Department of Commerce. 1994. *Construction and Industrial Plywood. PS 1-94*. Washington, DC.

U.S. Department of Commerce. 1992. *Performance Standard for Wood-Based Structural-Use Panels. PS 2-92*. Washington, DC.

COMENTARIO

Capítulo 9 Muros de cortante y diafragmas

C9.1 Alcance

El Comité sobre Sismología de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) ha definido los elementos del sistema resistente a las fuerzas laterales de la siguiente manera:

Diafragma: "... un sistema horizontal o casi horizontal que actúa para transmitir las fuerzas laterales a los elementos resistentes verticales. el término 'diafragma' incluye los sistemas de arriostramiento horizontal."

Muro de cortante: "... un muro diseñado para resistir fuerzas laterales paralelas al plano del muro (algunas veces llamado diafragma vertical o muro estructural)."

C9.2 Diseño de muros de cortante y diafragmas

C9.2.1.1 El diseño de los muros de cortante y diafragmas es un proceso de diseño para fuerzas laterales. Al resistir y transmitir las fuerzas laterales, los muros de cortante y diafragmas actúan como vigas delgadas y profundas compuestas por un revestimiento de panel estructural conectado al entramado estructural. El revestimiento actúa como el material del "alma" y los miembros de borde actúan como "alas" (cordones). Se supone que los cordones resisten los esfuerzos axiales y las almas resisten el corte. El momento inducido es resistido por el par de fuerzas de los cordones, ignorando cualquier resistencia proporcionada por las almas. Se supone que los esfuerzos de corte están distribuidos uniformemente en la profundidad de los muros de cortante y diafragmas clavados. Esta analogía de la viga ha sido confirmada mediante exhaustivos ensayos de laboratorio.

C9.4 Resistencia de referencia

A excepción de las capacidades tabuladas para los diafragmas con cargas elevadas, las capacidades de diseño de los muros de cortante y diafragmas de madera se limitan a la capacidad de la conexión revestimiento-entramado. Las capacidades tabuladas para diafragmas con cargas elevadas están limitadas ya sea por la capacidad de la conexión o bien por la capacidad de corte a través del espesor del revestimiento (corte del alma).

Las capacidades de diseño de los muros de cortante o diafragmas de madera se pueden tomar de tablas aprobadas, o bien se pueden calcular de acuerdo con los principios de la mecánica aplicados a la ingeniería. Tradicionalmente la aplicación de la mecánica se ha guiado simplemente por la observación de ensayos estrictamente controlados

efectuados de acuerdo con las normas aplicables. El método basado en los principios de la mecánica en general ha concordado con los valores tabulados. De manera similar, la información recogida en los ensayos ha servido para verificar tanto los valores tabulados como las hipótesis del enfoque de la mecánica aplicada a la ingeniería. Para garantizar la compatibilidad entre las resistencias tabuladas y las hipótesis de diseño, se ha limitado la aplicabilidad del procedimiento basado en los principios de la mecánica.

Los puntos a considerar en el desarrollo de las capacidades de diseño de los muros de cortante y diafragmas (corte en el plano) incluyen:

- capacidad de la conexión revestimiento-entramado,
- espesor del revestimiento,
- configuración del revestimiento,
- capacidad del revestimiento en corte a través del espesor,
- pandeo del revestimiento (alma),
- bloqueo,
- separación de los sujetadores,
- líneas (filas) de sujetadores en los bordes del revestimiento,
- capacidades del entramado,
- ancho del entramado (cara que recibe el sujetador).

En la fase de diseño de los muros de cortante y diafragmas de madera hay tres fases principales:

- (1) determinación de la resistencia requerida mediante la determinación de las cargas laterales factoreadas determinantes;
- (2) diseño de los detalles del diafragma para proporcionar la resistencia de diseño requerida; y
- (3) establecer un recorrido completo para las cargas a fin de transferir las fuerzas de diseño al sistema portante. La acción de muro de cortante o diafragma requiere conexiones adecuadas para transferir las cargas entre los elementos estructurales asociados.

C9.4.1 Resistencia al corte en el plano. La resistencia al corte en el plano es la resistencia ofrecida por las configuraciones básicas o normales de los muros de cortante y diafragmas. Esta resistencia generalmente se limita a la capacidad de la conexión revestimiento-entramado y corresponde a una configuración y detalles específicos de los componentes de los elementos. La influencia de las aberturas y otras irregularidades generalmente no se refleja en la resistencia de los elementos, excepto cuando se establece mediante ensayos aprobados.

C9.4.2 Resistencia de los elementos de borde. Los miembros de borde se deben diseñar para soportar las

fuerzas axiales asociadas con la resistencia al corte en el plano establecida en la Secc. 9.4.1. Esto incluye la determinación del número de cordones requeridos y el diseño de los empalmes en los cordones.

Una vez establecida la resistencia al corte en el plano y verificados los elementos de borde periféricos para garantizar que pueden soportar las fuerzas asociadas, es necesario considerar los efectos de las aberturas y otras discontinuidades. Si las fuerzas son lo suficientemente elevadas, se deben colocar elementos de borde interiores alrededor de las discontinuidades. Se debe verificar la resistencia del revestimiento y las resistencias de las conexiones asociadas, según sea necesario para soportar las fuerzas localizadas generadas por las discontinuidades.

C9.5 Otras consideraciones de diseño

Los códigos modelo tratan las cuestiones relacionadas con la calidad de servicio de diferentes maneras, según se discute a continuación.

Límites dimensionales: Las dimensiones de los muros de cortante y diafragmas típicamente están limitadas de la siguiente manera:

para los diafragmas la máxima relación longitud-ancho es igual a 4,

para los muros de cortante bloqueados la máxima relación altura-ancho es igual a $3\frac{1}{2}$,

para los muros de cortante no bloqueados la máxima relación altura-ancho es igual a 2.

Deflexión de los diafragmas. Las deflexiones de los diafragmas de madera (Ec. C9.5-1) y muros de cortante (Ec. C9.5-2) bloqueados se pueden estimar utilizando las siguientes ecuaciones. Sin embargo, es necesario satisfacer límites dimensionales independientemente de las deflexiones calculadas. No se han establecido criterios específicos para las deflexiones. La aceptación de las deflexiones calculadas queda a criterio del ingeniero.

$$\Delta = \frac{5vL^3}{8EAb} + \frac{vL}{4Gt} + 0,188L_{e_n} + \frac{\sum \Delta_c X}{2b} \quad (C9.5-1)$$

donde Δ es la deflexión calculada (in.); v es el máximo corte debido a las cargas de diseño no factoreadas en la dirección considerada (plf); L es la longitud del diafragma (ft); b es el ancho del diafragma (ft); E es el módulo de elasticidad de los cordones (psi); A es la superficie de la sección transversal del cordón (in.²); G es el módulo de rigidez de la madera contrachapada (psi); t es el espesor efectivo de la madera contrachapada para el corte (in.); $\sum(\Delta_c X)$ es la sumatoria de los valores de deformación lateral de los empalmes individuales de los cordones a ambos lados del diafragma, cada uno multiplicado por su distancia (ft) al apoyo más cercano; y e_n es la deformación de los clavos (in.).

$$\Delta = \frac{8vh^3}{EAb} + \frac{vh}{Gt} + 0,75h_{e_n} + d_a \quad (C9.5-2)$$

donde Δ es la deflexión calculada (in.); v es el máximo corte debido a las cargas de diseño no factoreadas en la parte superior del muro (plf); A es la superficie de la sección transversal del elemento de borde (in.²); h es la altura del muro (ft); b es el ancho del muro (ft); d_a es la deflexión debida a los detalles del anclaje (rotación y deformación lateral en los bulones de anclaje); E es el módulo de elasticidad del elemento de borde (miembro vertical en el borde vertical del muro de cortante) (psi); G es el módulo de rigidez del revestimiento (psi); t es el espesor efectivo del revestimiento para el corte (in.); y e_n es la deformación de los clavos (in.).

Rotación de los diafragmas. El diseño para la rotación de los diafragmas típicamente incluye los siguientes límites.

Los diafragmas no se deben considerar para transferencia por rotación de fuerzas laterales a la mampostería u otros elementos de hormigón.

La profundidad de un diafragma perpendicular al lado abierto debe ser el valor menor entre 25 ft (7,6 m) o dos tercios del ancho del diafragma.

Excepciones: (a) las estructuras de un solo piso con una profundidad normal al lado abierto igual a 25 ft (7,6 m) o menos pueden tener una profundidad igual al ancho; (b) la profundidad del diafragma normal al extremo abierto se puede incrementar hasta una relación profundidad-ancho igual a 2 si las deflexiones calculadas lo permiten.

La rotación del diafragma es una consideración que surge en los edificios que poseen uno de sus lados abiertos. En este caso se recomienda proveer resistencia al corte a lo largo del lado abierto. Se prefiere esta opción antes que la consideración de la rotación del diafragma.

Tabla C9.5-1
Ecuaciones para la deformación lateral de los sujetadores, e_n

Sujetador	Penetración mínima (in.)	Para cargas máximas hasta (lbf)	Deformación lateral aproximada, e_n (in.) ^{(a)(b)}	
			Verde/Seca	Seca/Seca
clavo común 6d	1-1/4	180	$(V_n/434)^{2,314}$	$(V_n/456)^{3,144}$
clavo común 8d	1-7/16	220	$(V_n/857)^{1,869}$	$(V_n/616)^{3,018}$
clavo común 10d	1-5/8	260	$(V_n/977)^{1,894}$	$(V_n/769)^{3,276}$
grampa 14-ga	1 a 2	140	$(V_n/902)^{1,464}$	$(V_n/596)^{1,999}$
grampa 14-ga	2	170	$(V_n/674)^{1,873}$	$(V_n/461)^{2,776}$

(a) Fabricada verde/ensayada seca (estacionada); fabricada seca/ensayada seca. V_n - carga del sujetador.

(b) Valores basados en revestimiento Estructural I sujetado a madera del Grupo II. Aumentar la deformación lateral en un 20% si el revestimiento no es Estructural I.

Tabla C9.5-1M
Ecuaciones para la deformación lateral de los sujetadores, e_n

Sujetador	Penetración mínima (cm)	Para cargas máximas hasta (N)	Deformación lateral aproximada, e_n (cm) ^{(a)(b)}	
			Seca/Seca	Seca/Seca
clavo común 6d	3,18	800	$2,54(V_n/434)^{2,314}$	$2,54(V_n/456)^{3,144}$
clavo común 8d	3,65	979	$2,54(V_n/857)^{1,869}$	$2,54(V_n/616)^{3,018}$
clavo común 10d	4,13	1156	$2,54(V_n/977)^{1,894}$	$2,54(V_n/769)^{3,276}$
grampa 14-ga	2,54 or 5,08	623	$2,54(V_n/902)^{1,464}$	$2,54(V_n/596)^{1,999}$
grampa 14-ga	5,08	756	$2,54(V_n/674)^{1,873}$	$2,54(V_n/461)^{2,776}$

(a) Fabricada verde/ensayada seca (estacionada); fabricada seca/ensayada seca. V_n - carga del sujetador.

(b) Valores basados en revestimiento Estructural I sujetado a madera del Grupo II. Aumentar la deformación lateral en un 20% si el revestimiento no es Estructural I.

Referencias - Comentario Capítulo 9

American Plywood Association. 1991. *Design /Construction Guide: Diaphragms*. Revisado en Octubre de 1991. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1990. *Plywood Diaphragms*. APA Research Report 138. Revisado en Abril de 1990. Tacoma, WA.

American Plywood Association. 1990. *Structural Panel Shear Walls*. APA Research Report 154. Julio de 1990. Tacoma, WA.

Applied Technology Council. 1976. *A Methodology for Seismic Design and Construction of Single Family Dwellings*. ATC-4. Palo Alto, CA.

Applied Technology Council. 1981. *Guidelines for the Design of Horizontal Wood Diaphragms*. ATC-7. Palo Alto, CA.

Breyer, Donald E. 1993. *Design of Wood Structures*. McGraw-Hill.

Building Officials and Code Administrators International, Inc. 1993. *National Building Code, 1993*. Country Club Hills, IL.

Diekmann, Edward F. 1986. *Design of Wood Diaphragms*. Clark C. Heritage Memorial Series on Wood, Wood: Engineering Design Concepts, Vol. IV. Universidad del Estado de Pensilvania.

Canadian Wood Council. 1990. *Wood Design Manual*, Ottawa, Ontario.

Council of American Building Officials. 1995. *One and Two Family Dwelling Code*. Falls Church, VA.

International Conference of Building Officials. 1994. *Uniform Building Code*. Whittier, CA.

Southern Building Code Congress International, Inc. 1991. *Standard Building Code*. Birmingham, AL.

Structural Engineers Association of California, Seismology Committee. 1988. *Recommended Lateral Force Requirements and Tentative Commentary*. San Francisco, CA.

COMENTARIO

Capítulo 10 Consideraciones sobre los estados límites de servicio

C10.1 Consideraciones generales

Los estados límites de servicio son condiciones en las cuales se perturban las funciones de un edificio o estructura debido a deformaciones elásticas excesivas, daños localizados o deterioro de los componentes del edificio o debido a la incomodidad de los ocupantes. Aunque en general para los estados límites de servicio la seguridad no constituye un problema, dichos estados límites pueden traer aparejadas graves consecuencias económicas. Con el empleo de los estados límites junto con el uso cada vez más difundido de las computadoras como herramientas para el diseño, el empleo de materiales arquitectónicos más livianos y el desacoplamiento de los componentes no estructurales del marco estructural se obtienen sistemas constructivos relativamente flexibles y algo amortiguados. Los criterios de servicio son fundamentales para garantizar una buena funcionalidad y economía de diseño para las construcciones con este tipo de sistemas estructurales (Comité sobre Serviciabilidad, 1986).

Una estructura puede experimentar tres tipos de falta de serviciabilidad.

Deformaciones o rotaciones excesivas que pueden afectar la apariencia, la funcionalidad o el drenaje de la estructura, o que pueden provocar una transferencia de cargas perjudicial a elementos y accesorios que no han sido diseñados para soportar cargas.

Vibraciones excesivas producidas por las actividades de los ocupantes del edificio, por los equipos mecánicos o por el viento, las cuales pueden provocar la incomodidad de los ocupantes.

Deterioro, incluyendo el deterioro provocado por los agentes climáticos, descomposición y decoloración.

Normalmente la respuesta de la estructura a las cargas de servicio se puede analizar suponiendo un comportamiento elástico lineal. Sin embargo, los miembros que acumulan deformaciones residuales bajo cargas de servicio pueden requerir un análisis de este comportamiento a largo plazo. Las cargas de servicio utilizadas para analizar la fluencia lenta u otros efectos a largo plazo pueden ser significativamente menores que las utilizadas para analizar las deformaciones elásticas u otros comportamientos estructurales a corto plazo reversibles.

Los estados límites de servicio para un edificio en particular sólo se pueden determinar luego de un cuidadoso análisis de todos los requisitos y restricciones funcionales y económicos por parte del propietario, el ingeniero y el arquitecto. Los ocupantes de un edificio pueden percibir las flechas, movimientos, grietas y otras señales de posibles debilitamientos estructurales cuando éstas se encuentran en niveles muy por debajo que los que indicarían una inminente falla estructural. Estas señales pueden ser consideradas como un indicio de la falta de seguridad del edificio y disminuir el valor comercial de la propiedad.

Deflexión a corto plazo (Estática).

Vertical. Históricamente los límites habituales para la deflexión de los miembros horizontales se ha establecido en 1/360 de la longitud para un piso sometido a la totalidad de la carga nominal y 1/240 de la longitud en el caso de los miembros de la cubierta. Limitar la deflexión en términos de una fracción de la longitud equivale a limitar la curvatura del miembro o su deformación flexional elástica, lo cual puede explicar la estrecha relación entre estos límites y la ocurrencia de daños no estructurales en los accesorios. Las flechas de alrededor de 1/300 de la longitud (para los voladizos, 1/150 de la longitud) son visibles y pueden llevar a un daño arquitectónico general o al desprendimiento de los revestimientos. Las flechas superiores a 1/200 de la longitud pueden perjudicar la operación de los componentes móviles tales como las puertas, ventanas y tabiques corredizos.

En ciertos casos puede ser necesario establecer un límite (independiente de la longitud), típicamente 10-12 mm (aproximadamente 0,5 in.) para la máxima deflexión a fin de minimizar la posibilidad que resulten dañados los elementos no estructurales adyacentes (ISO 4356). Por ejemplo, pueden ocurrir daños en los tabiques no portantes si las deflexiones verticales son mayores que aproximadamente 10 mm (3/8 in.) a menos que se tomen recaudos para permitir movimientos diferenciales (Cooney y King, 1988).

Las combinaciones de cargas para verificar las deflexiones estáticas de las vigas de entrepiso se pueden desarrollar utilizando análisis de confiabilidad (Galambos y Ellingwood, 1986). Los efectos que dependen de la duración de la carga (tiempo) se pueden despreciar en el análisis de serviciabilidad. Suponiendo que los actuales límites de deflexión representan un comportamiento satisfactorio de los entrepisos con respecto a las deformaciones objetables desde el punto de vista estético y daños no estructurales, el estado límite para la deflexión excesiva de una viga cargada uniformemente es:

$$\Delta_{\max} - \frac{k w_L \ell^4}{EI} = 0 \tag{C10.1-1}$$

donde $\Delta_{\max} = \ell/360$ o $\ell/240$, según corresponda; k = factor que refleja las condiciones de fijación; ℓ = longitud; EI =

rigidez flexional; y w_L (plf) = s·L, siendo L la sobrecarga (psf) y s = separación de las vigas.

La verificación actual de la serviciabilidad es

$$\frac{k w_{L_n} \ell^4}{(E'I)} < \Delta_{\max} \tag{C10.1-2}$$

donde E'I = rigidez flexional media ajustada para las condiciones de uso final y $w_{L_n} = s L_n$, siendo L_n en este ejemplo la sobrecarga nominal (de ASCE 7-93). C10.1-2 se puede resolver para el momento de inercia requerido, I; sustituyendo este I en C10.1-1 y reordenando se llega al estado límite,

$$\frac{E}{E'} - \frac{w_L}{w_{L_n}} = 0 \tag{C10.1-3}$$

Observar que este estado límite es independiente de la longitud, ℓ , Δ_{\max} y k, siempre que las condiciones de fijación supuestas en la verificación de las deflexiones nominales modelen adecuadamente las condiciones reales. Este análisis no considera específicamente los efectos de la repartición de cargas dentro de un sistema de entrepiso, aunque estos efectos se podrían incluir como parte del factor k.

El módulo de elasticidad, E, y la sobrecarga, w_L , son aleatorios. La práctica actual consiste en permitir el empleo del promedio ajustado E' para verificar las deflexiones; por lo tanto, $E = 1,0E'$. El coeficiente de variación (V_E) de E es alrededor de 0,20 para muchos grados y especies de madera dimensional. Para las vigas de madera laminada encolada V_E es aproximadamente igual a 0,10. Las estadísticas de carga son diferentes a las utilizadas para los estados límites últimos, ya que el período de recurrencia considerado en un análisis de serviciabilidad es sustancialmente menor que los 50 ó 100 años que se consideran en los análisis de seguridad. Sobre una base anual, L_m (valor medio de la máxima sobrecarga) = $0,47L_n$ y $V_L = 0,58$ para la totalidad de la sobrecarga, es decir la componente sostenida más la componente transitoria sobre áreas de influencia de menos de 37 m² (400 ft²), esta sobrecarga tendría una duración de un día o menos. Si se quisiera analizar la deformación provocada por la fluencia lenta u otros efectos de larga duración, sólo se debería considerar la sobrecarga sostenida ya que la sobrecarga transitoria es de corta duración. Para la sobrecarga sostenida, $L_m = 0,24L_n$ y $V_L = 0,60$.

Utilizando estas estadísticas de carga, el índice de confiabilidad, β , asociado con la práctica actual (sobre una base anual) es 1,5 considerando la totalidad de la sobrecarga y alrededor de 2,9 considerando sólo la sobrecarga sostenida. Un análisis similar efectuado para cubiertas sometidas a cargas de nieve demostró que para la máxima carga de nieve anual sobre una cubierta, $\beta = 2,4$. Estos índices de confiabilidad no son sensibles a la

variación de la rigidez, que típicamente es mucho menor (0,1 - 0,2) que la variabilidad de la carga (0,6 o más). Implican que las probabilidades de los estados límites de servicio están comprendidas entre alrededor de 0,002 y 0,007 sobre una base anual. Por lo tanto, utilizando la práctica actual existe una probabilidad no despreciable de falla de la serviciabilidad.

Las combinaciones de cargas para la verificación de los estados límites correspondientes a deformación estática se pueden determinar utilizando como base el análisis de confiabilidad descripto. Hay poca evidencia que sugiera que los actuales lineamientos sobre deflexiones son inadecuados para la mayoría de los edificios; por lo tanto, el análisis anterior indica que las cargas con una probabilidad anual de ser superada de 0,05 sería adecuada. Para los estados límites de servicio que involucran cargas gravitatorias con efectos a corto plazo sobre la estructura,

$$D + L \quad (C10.1-4)$$

$$D + 0,5S \quad (C10.1-5)$$

donde D, L y S son la carga permanente, sobrecarga y carga de nieve nominales (de ASCE 7-93) (por comodidad se ha suprimido el subíndice n).

Para los estados límites de servicio que involucran efectos a largo plazo o permanentes,

$$D + 0,5L \quad (C10.1-6)$$

Lateral (desplazamiento lateral). Las deflexiones laterales importantes para la verificación de los estados límites de servicio surgen principalmente de los efectos del viento. Los límites para el desplazamiento lateral actualmente utilizados para el diseño de edificios están en el orden de 1/600 a 1/400 de la altura del piso o edificio (Comité de Trabajo sobre Control de Desplazamientos Laterales, ASCE, 1988). Estos límites generalmente son suficientes para minimizar los daños a los revestimientos y los muros y tabiques no estructurales.

No existe una práctica normalizada para seleccionar las cargas de viento para verificar las deflexiones laterales; éstas pueden variar desde una simple carga uniforme de 20 psf (0,96 kPa) sobre la cara a barlovento del edificio hasta la carga de viento nominal (no factoreada) de ASCE 7-93. El empleo de la carga de viento de diseño (factoreada) para verificar la serviciabilidad es excesivamente conservador. Una combinación de cargas adecuada para verificar los efectos a corto plazo podría ser,

$$D + 0,5L + 0,7W \quad (C10.1-7)$$

obtenida aplicando un procedimiento similar al utilizado para derivar C10.1-4, 5 y 6. Debido a su naturaleza transitoria, no es necesario considerar las cargas de viento

al analizar los efectos de la fluencia lenta u otras acciones de larga duración.

Los límites para la deformación se deberían aplicar a la estructura en su conjunto. El efecto rigidizador de los muros y tabiques no estructurales se puede tomar en cuenta en el análisis del desplazamiento lateral siempre que exista información disponible sobre su efecto. Si la estructura está sometida a ciclos de carga, es necesario considerar la posibilidad de que los aumentos de las deformaciones residuales lleven a un colapso estructural.

Deflexión a corto plazo (dinámica).

Los movimientos estructurales de los entresijos o del edificio en su conjunto pueden incomodar a los ocupantes. Las verificaciones tradicionales de las deflexiones estáticas no son suficientes para garantizar que no ocurrirán molestas vibraciones de los sistemas de entresijo o del edificio en su totalidad (Comité sobre Investigación de la Serviabilidad, 1986). Aunque el control de la rigidez es un aspecto de la serviciabilidad, la distribución de masas y la amortiguación son también importantes para controlar las vibraciones. El empleo de nuevos materiales y sistemas constructivos pueden requerir la consideración explícita de la respuesta dinámica del sistema. Generalmente los modelos dinámicos simples son suficientes para determinar si existe un problema potencial y para sugerir posibles medidas correctivas.

En general, el movimiento estructural excesivo se impide mediante medidas que limitan las aceleraciones del edificio o entresijo a niveles que no perturban a los ocupantes o que no dañan los equipos de servicio. La percepción y la tolerancia de cada individuo frente a las vibraciones depende de sus expectativas con respecto al comportamiento del edificio (relacionadas con la ocupación) y con su nivel de actividad en el momento en que se producen las vibraciones (ANSI 3.29, 1983). Las vibraciones continuas (durante un período de minutos) que llevan a aceleraciones del orden de 0,005g a 0,01g perturban a la mayoría de las personas mientras se dedican a ocupaciones tranquilas, mientras que los asistentes a un espectáculo pueden tolerar aceleraciones del orden de 0,02g a 0,05g. Los umbrales a partir de los cuales las vibraciones transitorias (de una duración de unos pocos segundos) resultan perturbadoras son considerablemente más elevados y dependen de la cantidad de amortiguación estructural presente (Murray, 1981). En el caso de un entresijo acabado con (típicamente) 5 a 10% de amortiguación, se pueden tolerar picos de aceleración transitorios de 0,05g a 0,1g.

Para la mayoría de las estructuras con entramados de madera las vibraciones inducidas por el viento no constituyen un problemas desde el punto de vista de la serviciabilidad. Para los raros casos en los cuales las vibraciones inducidas por el viento pudieran resultar significativas se recomienda consultar la bibliografía especializada (Comité sobre Serviabilidad, 1986).

Las vibraciones de los entrepisos debidas a las actividades de los ocupantes del edificio pueden representar un problema para las construcciones de madera. Muchas de las actividades habituales de las personas imparten a la estructura fuerzas dinámicas en frecuencias (o armónicas) en el rango de 2 a 6 Hz (Allen y Rainer, 1976; Allen et al., 1985). Si la frecuencia fundamental de vibración del entrepiso está comprendida en este rango y si la actividad es de naturaleza rítmica (por ejemplo, baile, ejercicios aeróbicos, deportes de pista, hinchadas que alientan espectáculos públicos), es posible que se produzca resonancia. En las construcciones con entramados livianos de madera la mayoría de los sistemas de piso poseen frecuencias fundamentales de vibración en el rango comprendido entre 12 y 30 Hz (Polensek, 1975; Atherton, et al., 1976). Este rango de frecuencias fundamentales está muy por encima de la frecuencia excitatriz de las actividades humanas habituales (por ejemplo, el movimiento pedestre habitual imparte fuerzas con armónicas de alrededor de 2 y 4 Hz, y por lo tanto es poco probable que haya resonancia. Sin embargo, el entrepiso se puede mover de manera cuasiestática en respuesta a las cargas móviles. Aparentemente en las ocupaciones residenciales la característica más compleja de los entrepisos de madera es el movimiento y el ruido que se ocasionan cuando las personas caminan en los cuartos, que ocasiona que los muebles vibren y que los contenidos de los armarios se sacudan (Onysko, 1986). Limitar la deflexión bajo sobrecarga uniforme a 1/360 de la longitud (u otra fracción) resulta poco efectivo desde el punto de vista de este tipo de vibraciones.

A diferencia de los sistemas de entrepiso de gran longitud de hormigón armado o acero, la respuesta de los entrepisos de madera depende de las personas y muebles presentes, los cuales pueden representar una fracción significativa de la masa total del sistema vibratorio. Aunque es difícil estimar la amortiguación, debido a la acción parcialmente compuesta del sistema vigueta-contrapiso-terminación y en menor grado al comportamiento de las conexiones, en general la amortiguación es más alta en las

construcciones de madera que en las de hormigón o acero. La amortiguación media de los sistemas de entrepiso de viguetas de madera clavados que soportan cargas debidas a la presencia de personas puede ser de 12% o más, mientras que sin las personas puede ser de 5% o menos (Polensk, 1975). Los tabiques no estructurales y recubrimientos de los pisos también contribuyen de manera no predecible a la rigidez y amortiguación.

Es posible desarrollar criterios referidos a la vibración de las construcciones de madera utilizando modelos dinámicos relativamente sencillos (Allen y Rainer, 1976; Ellingwood y Tallin, 1984; Ohlsson, 1988; Smith y Chui, 1988). En un estudio reciente de las vibraciones de los entrepisos de las ocupaciones residenciales (Onysko, 1986) se descubrió que la deflexión bajo una carga concentrada de 100 kg (981 N ó 224 lb) proporcionaba la mejor medida para identificar entrepisos con excesiva flexibilidad al estar sometidos al movimiento de los ocupantes. Estos resultados sugieren que una manera sencilla y relativamente efectiva de minimizar las vibraciones indeseables debidas al caminar y a otras actividades humanas habituales sería controlar la rigidez del entrepiso, medida mediante el desplazamiento bajo carga concentrada. Se ha propuesto el siguiente límite para la deflexión estática bajo una carga concentrada de 1 kN (225 lb) (Onysko, 1988):

$$\delta = 7,5/\ell^{1,2} \text{ mm } (1,2/\ell^{1,2} \text{ pulgadas});$$

$$\ell > 3 \text{ m } (\ell > 10 \text{ ft}) \tag{C10.1-8}$$

$$\delta = 2 \text{ mm } (0,08 \text{ pulgadas});$$

$$\ell < 3 \text{ m } (\ell < 10 \text{ ft}) \tag{C10.1-9}$$

donde ℓ = longitud. En la Fig. C10.1-1 se grafica esta relación, junto con recomendaciones similares de otros estudios. Se enfatiza que esta verificación de la deflexión es exclusivamente un medio para determinar que el sistema tiene suficiente rigidez; no se debe interpretar que significa que la carga de diseño es 1 kN.

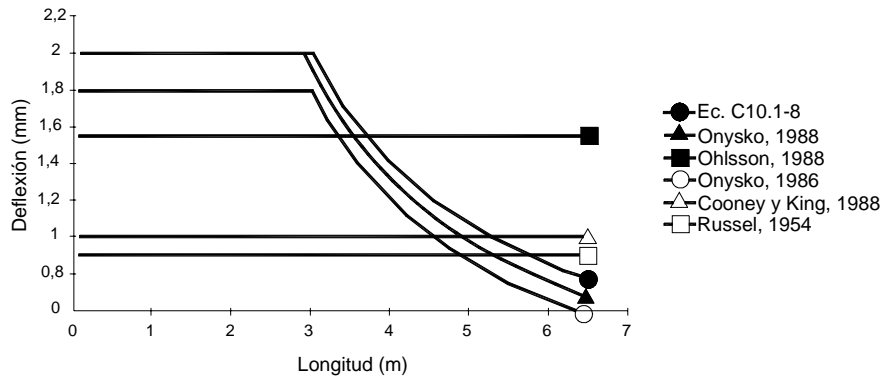


Figura C10.1-1 - Límites a la deflexión a fin de mitigar la vibración de los entrepisos de las construcciones de madera

Se puede obtener una justificación adicional para limitar la deflexión a un valor absoluto y no a una fracción de la longitud si se consideran las características dinámicas de un sistema de entrepiso modelado como un único tramo cargado uniformemente. La frecuencia fundamental de vibración, f_o , de este sistema está dada por,

$$f_o = \frac{\pi}{2\ell^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho}} \quad (\text{C10.1-10})$$

donde EI = rigidez flexional del entrepiso, ℓ = longitud y ρ = masa por unidad de longitud; $\rho = w/g$, siendo $g =$ aceleración de la gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$) y $w =$ carga permanente más sobrecarga participante. La máxima deflexión debida a una carga, w , es:

$$\delta_{st} = \frac{5w\ell^4}{384EI} \quad (\text{C10.1-11})$$

Sustituyendo EI de esta ecuación en C10.1-10 se obtiene,

$$f_o = \frac{0,56}{\sqrt{\delta_{st}}} \quad (\text{C10.1-12})$$

donde la unidad de δ_{st} es el metro. Si la frecuencia fundamental de vibración del sistema de entrepiso se ha de mantener por encima de 12 Hz - debido a que la sensibilidad a las vibraciones de los seres humanos disminuye por encima de esta frecuencia (ANSI S3.29, 1983), la Ec. C10.1-11 indica que la deflexión estática se debe limitar a alrededor de 2 mm. Este límite es consistente con el requisito general de la Ec. C10.1-9 y con la Fig. C10.1-1; observar que fue derivada para una carga uniforme y no para una carga concentrada.

El arriostamiento lateral o la repartición de cargas entre las viguetas es una manera efectiva de proporcionar rigidez adicional al sistema de entrepiso en su conjunto bajo las cargas provocadas por las ocupaciones habituales (concentradas) (Onysko, 1988). El sistema de arriostamiento lateral debe permitir que en el sistema viguetas-contrapiso se desarrolle acción de cercha. Para que sea totalmente efectivo el arriostamiento se debe colocar aproximadamente cada 2 m.

Deflexión a largo plazo (fluencia lenta)

Como se discutió anteriormente, los valores medios de la rigidez se deben utilizar para el cálculo de la deformación inmediata bajo carga. Bajo cargas sostenidas los miembros de madera evidencian deformaciones adicionales dependientes del tiempo provocadas por la fluencia lenta, las cuales generalmente se producen a un ritmo lento pero sostenido durante largos períodos de

tiempo. Las velocidades de la fluencia lenta son mayores para los miembros que se secan bajo carga o que están expuestos a temperatura y humedad relativa variables que en los miembros ubicados en ambientes estables.

En ciertas aplicaciones puede ser necesario limitar la deflexión bajo cargas de larga duración a determinados límites específicos. Esto se puede lograr aplicando un factor de fluencia lenta, λ , a la deflexión inmediata. Para calcular la deformación total a largo plazo, incluyendo la fluencia lenta, la práctica habitual ha consistido en utilizar un coeficiente de 1,5 para la madera laminada encolada o para la madera aserrada estacionada; ó 2,0 para la madera aserrada no estacionada. Este estado límite se debe verificar utilizando la combinación de cargas de la Ec. C10.1-6.

C10.2 Rigidez de los materiales y miembros

Durante muchos años la práctica habitual ha consistido en emplear el valor medio del módulo de elasticidad para calcular los estados límites de servicio de las estructuras de virtualmente todos los materiales de construcción.

Referencias - comentario Capítulo 10

- Ad Hoc Committee on Serviceability Research 1986. *Structural Serviceability: A Critical Appraisal and Research Needs*. J. Str. Div., ASCE 112(12):2646-2664. New York, NY.
- Allen, D.E. y Rainer, J.H. 1976. *Vibration Criteria for Long-Span Floors*. Canadian J. Civil Engr. 3(2): 165-173.
- Allen, D.E., Rainer, J.H., y Pernica, G. 1985. *Vibration Criteria for Assembly Occupancies*. Canadian J. Civil Engr. 12(3):617 – 623.
- American National Standards Institute. 1983. *American National Standard Guide to the Evaluation of Human Exposure to Vibration in Buildings*. ANSI S3.29-1983. New York, NY.
- American Society of Civil Engineers. 1993. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE 7-93. New York, NY.
- ASCE Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures. 1988. *Wind Drift Design of Steel-Framed Buildings: State of the Art*. J. Str. Div., ASCE 114(9):2085 – 2108. New York, NY.
- Atherton, G.H., Polensek, A., y Corder, S.E. 1976. *Human Response to Walking and Impact Vibration of Wood Floors*. Forest Products J. 26(10):40-47. Madison, WI.

Cooney, R.C. y King, A.B. 1988. *Serviceability Criteria for Buildings*. BRANZ Report SR14, Building Research Association of New Zealand, Porirua, New Zealand.

Ellingwood, B. y Tallin, A. 1984. *Structural Serviceability: Floor Vibrations*. J. Str. Div., ASCE 110(2):401-418. New York, NY.

Ellingwood, B. 1989. *Serviceability Guidelines for Steel Structures*. AISC Engr. J. 26(1):1 – 8.

Galambos, T.V. and Ellingwood, B. 1986. *Serviceability Limit States: Deflections*. J. Str. Div., ASCE 112(1):67 – 84. New York, NY.

International Standards Organization. 1977. *Bases for the Design of Structures – Deformations of Buildings at the Serviceability Limit States*. ISO 4356.

Murray, T. 1981. *Acceptability Criteria for Occupant-Induced Floor Vibrations*. AISC Engineering J. 18(1):62-70.

Ohlsson, S. 1988. *Ten Years of Floor Vibration Research – A Review of Aspects and Some Results*. Procedimientos, Symposium on Serviceability of Buildings, pp. 435-450. National Research Council of Canada. Ottawa.

Onysko, D.M. 1986. *Serviceability Criteria for Residential Floors Based on a Field Study of Consumer Response*. Forintek Canada Corp. Report. Ottawa.

Onysko, D.M. 1988. *Performance and Acceptability of Wood Floors – Forintek Studies*. Procedimientos, Symposium on Serviceability of Buildings, pp. 477-494. National Research Council of Canada. Ottawa.

Polensek, A. 1975. *Damping Capacity of Nailed Wood-Joist Floors*. Wood Science 8(2):141 – 151.

Russell, W.A. 1954. *Deflection Characteristics of Residential Wood-Joist Floor Systems*. Informe No. 30, U.S. Housing and Home Finance Agency, Washington, DC.

Smith, I. y Chui, Y.-H. 1988. *Design of Light-weight Floors to Avoid Human Discomfort*. Canadian J. Civil Engr. 1S:254-262.

COMENTARIO

Apéndice A1 Resistencia de columnas con separadores

CA1.1 Geometría y limitaciones a la geometría

El resultado de la fijación provista por los tacos de extremo conectados de una columna con separadores es que la forma pandeada de los componentes de la columna se aproxima a la forma de la onda sinusoidal completa correspondiente a una columna doblemente empotrada, antes que a la forma semisinusoidal correspondiente a una columna simple sin desplazamiento lateral. Por lo tanto, en una dirección, la dirección espaciada, la resistencia de la columna se ve afectada significativamente por la acción de la columna con separadores. En la otra dirección la columna con separadores se comporta como un conjunto de columnas macizas adyacentes (generalmente dos). Debido a que los anchos de los componentes en la dirección separada de la columna generalmente son más pequeños, a menudo de dos a cinco veces menores, que el ancho en la dirección maciza de la columna, la dirección espaciada habitualmente controla la resistencia global del miembro a pesar de la restricción provista en la dirección espaciada.

Los requisitos del Apéndice A1 siguen estrechamente los requisitos de la actual NDS (AF&PA, 1991).

Siguiendo la práctica de diseño actual, se requiere que los tacos de extremo tengan un espesor al menos igual al de los miembros que componen la columna. aunque algunos códigos establecen algunas bonificaciones para el caso de tacos de extremo de mayor espesor (por ejemplo, el código británico), históricamente los códigos norteamericanos no han incluido ningún incremento de este tipo.

El requisito que establece que los separadores se deben ubicar de manera tal que $\ell_3 \leq 0,50\ell$ garantiza que el pandeo de los componentes individuales de la columna entre el separador y un bloque de extremo no sea más crítico que el comportamiento global de la columna en la dirección espaciada de la misma. Las máximas relaciones largo-ancho corresponden a las utilizadas históricamente para el cálculo de columnas con separadores.

CA1.2 Condiciones de fijación de las columnas con separadores

La fijación proporcionada en la dirección espaciada de la columna depende de la rigidez de los conectores en los tacos de extremo, y se mejora colocando estos conectores más alejados del extremo de la columna, siempre que se impida el pandeo de los extremos de la columna en la distancia al extremo ℓ_c . Por motivos de simplicidad se

proporcionan sólo dos categorías de fijación de los extremos, y no una variación continua con la relación ℓ_{ce}/ℓ_1 .

Los factores de longitud efectiva de las columnas con separadores iguales a 0,63 y 0,58 son equivalentes, hasta dos dígitos significativos, a los valores de 2,5 y 3,0 para C_x en la NDS (AF&PA, 1991). Estos factores se han expresado como factores de longitud efectiva a fin de reflejar más adecuadamente que la acción de la columna con separadores afecta la longitud efectiva del componente, y no la rigidez de la sección como lo implica el empleo de $C_x E$ en la NDS. Observar que estos valores de K_e son menores (es decir, más restricción de los extremos) que el valor de diseño dado en la Secc. 4.2 para una columna nominalmente empotrada en ambos extremos. Este uso de K_e también hace que sea más obvio que los valores de K_e de la Secc. 4.2 no se deben utilizar como factores adicionales para reducir aún más $K_e \ell$.

Los requisitos para la longitud efectiva de las columnas con separadores con desplazamiento lateral en la dirección separada reconocen que el mínimo K_e para cualquier miembro restringido en sus extremos debe tener $K_e \ell$ al menos igual a ℓ , y es necesario que al menos uno de los extremos de la columna en su conjunto está restringido para impedir que la columna rote alrededor de su base como un "mástil articulado en su base".

La restricción de los tacos de extremo no afecta la longitud efectiva de la columna con separadores en su conjunto en la dirección maciza de la misma.

CA1.3 Resistencia de las columnas con separadores

Para las columnas con separadores diseñadas de acuerdo con esta sección se utiliza la ecuación para columnas continuas (Ylinen). Basar las propiedades de las columnas con separadores en el menor E , I , y/o F_c' de los componentes individuales es un enfoque simple y en general conservador. Se puede efectuar un análisis más detallado cuando las propiedades difieren significativamente. Este análisis debería considerar los efectos de cualquier falta de simetría de la sección transversal de los miembros y los requisitos de compatibilidad que surgen de los diferentes valores de E e I de los miembros.

CA1.4 Requisitos para conectores colocados en los tacos de extremo

Los conectores colocados en los tacos de extremo le proporcionan la rigidez necesaria a la región de conexión entre el taco de extremo y la columna. La rigidez de la conexión se determina en base al número y tipo de conectores. Se requieren placas de corte o aros partidos, ya que los clavos, bulones y otros sujetadores no proporcionarían suficiente rigidez aunque tengan la misma resistencia. El *British Standard Code of Practice* (BSI, 1971) trata las columnas con separadores con los tacos de extremo unidos mediante clavos, cola, bulones y otros

medios; de acuerdo con esta publicación, las conexiones encoladas son las que proporcionan mayor rigidez.

Los requisitos para los conectores ubicados fuera del décimo medio surgen de los crecientes esfuerzos de corte que el taco experimentará a medida que se aleja de la posición de simetría a la mitad de la altura. El efecto de este requisito es recomendar enfáticamente que el taco separador se ubique en el décimo central de la longitud total de la columna.

Observar que los conectores de los tacos de extremo requeridos por la sección A1.4 proporcionan la rigidez necesaria para restringir el extremo del componente y por lo tanto no son aditivos con respecto a los requeridos para las funciones de transferencia de cargas. Por lo tanto, el número de conectores requeridos en un extremo de una columna con separadores es el mayor entre el número requerido para transferencia de esfuerzos entre el taco de extremo y los componentes de la columna (como cuando el taco de extremo forma parte de una viga soportada por la columna con separadores) y el número requerido por esta sección.

Los grupos de especies son los mismos que los de la NDS 1991 (AF&PA, 1991). Las ecuaciones para la constante de taco de extremo, C_{eb} , son equivalentes a los valores tabulados en la NDS 1991 multiplicados por 2,165. Este factor es el factor de resistencia del conector ($\phi_z = 0,65$) por 3,33 - un factor para convertir el diseño por tensiones admisibles de la NDS 1991 a los valores de resistencia a utilizar con el LRFD.

Referencias

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC.

British Standards Institution. 1971. Council for Codes of Practice. *British Standard Code of Practice: The Structural Use of Timber*.

COMENTARIO

Apéndice A2

Madera laminada encolada (Glulam)

CA2.1 Generalidades

El término *glulam* es una contracción del término inglés "*glued laminated lumber*" o madera laminada encolada; en esta especificación ambos se utilizan indistintamente. El diseño de la madera laminada encolada sigue el mismo procedimiento general de diseño utilizado para la madera maciza aserrada. Sin embargo, debido a las características únicas de la madera laminada encolada, se requieren procedimientos de diseño adicionales. Cuando se utiliza madera laminada encolada por su resistencia flexional, se debe tener en cuenta que las zonas exteriores poseen madera de grados superiores que las de las zonas interiores, y que existen diferentes combinaciones de grados con las que se logran diferentes resistencias y rigideces.

Muchas vigas de madera laminada encolada son ahusadas, y es necesario tomar en cuenta los efectos del ahusamiento. Como resultado del ahusamiento no es posible establecer tablas de momentos nominales para cada profundidad, y el diseñador debe calcular la resistencia al momento ajustada, M' , multiplicando la resistencia a la flexión ajustada, F_b' , por el módulo de sección correspondiente a la ubicación en la cual se está calculando la resistencia flexional. La combinación de ahusamiento y curvatura requiere un tratamiento especial.

Los efectos del tamaño, profundidad, ancho y longitud (efecto volumétrico) se trata de manera diferente que en el caso de la madera maciza aserrada.

La posibilidad de producir miembros curvos requiere procedimientos adicionales para tomar en cuenta las tensiones radiales inducidas y el efecto de la curvatura sobre las tensiones flexionales.

En la madera laminada encolada las uniones con sujetadores se diseñan de la misma manera que en la madera maciza aserrada. Las combinaciones de madera utilizadas en un miembro pueden variar en cuanto a su especie y densidad. Los grados de mayor resistencia se utilizan en las zonas exteriores superior e inferior de la madera laminada encolada, mientras que en la porción central se puede utilizar madera de menor resistencia. Este hecho se debe tomar en cuenta en el momento de diseñar las uniones con sujetadores. Cuando se colocan conectores tales como placas de corte o aros partidos en las regiones exteriores, se pueden utilizar los valores de diseño correspondientes a la madera de mayor resistencia. Cuando

se utilizan conectores en las caras laterales del miembro, para los sujetadores se deben utilizar los valores de diseño asociados con el tipo de madera utilizada en el núcleo.

CA2.2 Vigas curvas entalladas y ahusadas

CA2.2.1 Resistencia al momento limitada por el esfuerzo radial. La geometría de las vigas curvas entalladas y ahusadas provoca distribuciones tanto de los esfuerzos flexionales como de los esfuerzos radiales diferentes a las calculadas para los miembros prismáticos o para los miembros de sección transversal constante. El método de diseño aquí presentado se basa en estudios teóricos, incluyendo análisis por elementos finitos y ensayos estructurales efectuados sobre vigas. Ha sido simplificado para permitir el diseño mediante la aplicación de factores incluidos en las tablas y gráficas de en la presente. Como se muestra en la Ec. A2.2-1, la resistencia al momento ajustada limitada por el esfuerzo radial es la resistencia al momento ajustada de un miembro prismático dividida por un factor, K_{sr} . El factor K_{sr} se obtiene determinando las constantes A, B y C de la Tabla A2.2-1 para diferentes pendientes de las cubiertas. Para las pendientes no listadas se debe interpolar. Además, el factor K_{gr} se obtiene primero determinando la relación entre la longitud horizontal total del miembro y la longitud horizontal de la porción curva, l/l_c , y luego utilizando las ecuaciones de la Tabla A2.2-2.

CA2.2.2 Resistencia al momento limitada por el esfuerzo de flexión. Para tomar en cuenta el efecto de la geometría sobre el esfuerzo de flexión, la resistencia al momento limitada por el esfuerzo de flexión se determina modificando la resistencia al momento ajustada correspondiente a un miembro prismático del mismo tamaño dividiéndolo por K_{sb} .

La resistencia al momento limitada por el esfuerzo de flexión luego se compara con la resistencia al momento limitada por el esfuerzo radial; la menor de ambas es la resistencia determinante.

CA2.2.3 Deflexión de vigas curvas entalladas y ahusadas. La deflexión se puede aproximar utilizando la Ec. A2.2-5. Observar que en la ecuación aparece el módulo de elasticidad medio ajustado, E' , como es habitual en el cálculo de las deflexiones. La carga, w , utilizada en el cálculo es la carga real no factoreada.

CA2.2.4 Refuerzos radiales. Los refuerzos radiales generalmente consisten en largos tirafondos roscados en toda su longitud o varillas de refuerzo empotradas en un adhesivo epoxi. También se pueden utilizar metales diferentes al acero si se diseñan adecuadamente. El diseño de los refuerzos radiales no se incluye en esta especificación, pero se debe efectuar aplicando un enfoque de diseño para estados límites. Sin embargo, si se utiliza este tipo de refuerzos, el diseñador debe calcular las fuerzas radiales involucradas, y los refuerzos deben resistir la totalidad de estas fuerzas. Debido a la contracción y a otros

factores, la madera y el acero pueden no resistir la fuerza al unísono; los refuerzos deben ser capaces de resistir todas las fuerzas. Además, los refuerzos no se pueden utilizar para resistir más fuerza que la obtenida multiplicando la superficie que se está reforzando por la resistencia al corte de la madera dividida por tres. Para minimizar los efectos de la contracción, en el momento de su fabricación el contenido de humedad de madera no debe ser mayor que 12%.

CA2.2.5 Factores de ajuste. Los factores de ajuste por las condiciones de uso final de la madera laminada encolada son el factor C_M correspondiente a la humedad, C_t correspondiente a la temperatura y C_{pt} correspondiente a tratamiento con conservantes.

Los factores utilizados para calcular la resistencia de las vigas curvas entalladas y ahusadas, K_{sr} , K_{gr} y K_{sb} , se consideran parte de los cálculos antes que factores de ajuste.

CA2.3 Arcos de madera laminada encolada

CA2.3.1 Tipos de arcos. Por razones de comodidad, los arcos se clasifican estructuralmente como arcos biarticulados o triarticulados. Se construyen de muchas formas diferentes e incluyen denominaciones basadas en su forma, tales como: tudor, radial, gótico, parabólico, etc. Independientemente de su forma, estructuralmente se analizan como biarticulados o triarticulados.

CA2.3.2 Arcos triarticulados. Los arcos triarticulados son muy populares, en primer término porque el arco se puede fabricar en dos secciones, lo cual facilita su transporte y armado. En los arcos de pequeñas dimensiones las conexiones pueden incluir placas de acero, conectores o bulones que se tratan como si fueran clavijas. Los arcos de mayores dimensiones generalmente se diseñan con verdaderas articulaciones.

Los arcos triarticulados pueden ser de casi cualquier forma, tales como arcos circulares, parabólicos o tipo "tudor". Su sección transversal puede ser tanto constante como ahusada. Las consideraciones de diseño para estas estructuras estáticamente determinadas incluyen flexión combinada con compresión paralela al grano cuyas magnitudes varían a lo largo del miembro y corte en los extremos. Se aplican las ecuaciones de diseño correspondientes a miembros de madera laminada encolada, excepto que se modifica el efecto volumétrico para la resistencia a la flexión, y no se aplican los requisitos de interacción para superficies con cortes inclinados (Secc. 5.1.10 y 5.1.11).

CA2.3.3 Arcos biarticulados. Los arcos biarticulados son ligeramente más eficientes que los arcos triarticulados. A excepción de los más pequeños, todos los arcos biarticulados se deben fabricar en dos piezas para su transporte y son unidos en obra con un empalme resistente al momento. El empalme resistente al momento generalmente se ubica en el punto medio. En el caso de arcos muy grandes que deben ser transportados en tres

piezas, los empalmes resistentes al momento se pueden ubicar cerca de los puntos correspondientes a los tercios del arco. Los empalmes resistentes al momento se deben diseñar de manera tal de minimizar las tracciones perpendiculares al grano. Además, se debe limitar la distancia perpendicular al grano entre sujetadores que conectan las placas de acero a la madera para impedir que la restricción resultante de las placas laterales rígidas provoque grietas u otros problemas en la madera a medida que esta se contrae.

Los arcos biarticulados son estáticamente indeterminados, y para determinar los momentos, esfuerzos axiales y cortes a lo largo de los mismos se deben utilizar métodos de análisis apropiados. Una vez determinadas estas solicitaciones, el diseño es similar al utilizado en el caso de los arcos triarticulados.

CA2.3.4 Resistencia a la compresión axial. Los arcos se consideran miembros cargados tanto en flexión como en compresión axial. No se verifica el pandeo de los arcos alrededor del eje X-X. Sin embargo, se debe verificar el pandeo alrededor del eje Y-Y si no están arriostrados lateralmente en esa dirección.

CA2.3.5 Esfuerzos radiales en los arcos. El esfuerzo radial inducido en los arcos generalmente es una compresión radial, la cual rara vez determina el diseño pero que igualmente se debe verificar. Ocasionalmente las cargas concentradas y las cargas horizontales inducen tracciones radiales. Generalmente la madera sola es capaz de resistir esta tracción. Si fuera necesario, se deben utilizar refuerzos radiales.

CA2.3.6 Resistencia nominal al momento. La resistencia nominal al momento de los arcos se determina utilizando la Ec. A2.3-1, la cual reproducimos a continuación:

$$M' = M_x' = S_x F_{bx}' C_V \quad (A2.3-1)$$

El factor de efecto volumétrico, C_V , se modifica de manera tal que el efecto de la longitud y el ancho sea igual a la unidad obteniéndose la ecuación $C_V = (d/12)^{0.1}$. La experiencia indica que es adecuado utilizar un factor de efecto volumétrico que sólo considere la profundidad.

Generalmente los arcos están sometidos a compresiones que tienden a disminuir las tracciones sobre la cara traccionada de los arcos sometidos a flexión. Si la tensión de compresión axial aplicada, f_c , es mayor o igual que C_V por la resistencia a la flexión ajustada, F_b' , el factor de efecto volumétrico se cancela ya que sólo afecta la cara traccionada de un miembro en flexión. Por lo tanto, cuando se satisface la Ec. A2.3-2 el factor de efecto volumétrico se puede tomar igual a la unidad.

Si la compresión axial es menor que $F_b'(1 - C_V)$, el factor de efecto volumétrico ajustado se calcula utilizando la Ec. A2.3-3.

CA2.3.7 Interacción de momentos y esfuerzos axiales en los arcos. Se supone que los arcos están

arriostros en la dirección Y-Y. Además, en los arcos el efecto de la amplificación de los momentos en la dirección X-X es muy pequeño y generalmente se desprecia. Por lo tanto, el tercer término de la Ec. 6.3-1 se hace igual a cero, y $M_{mx} = M_{bx}$, obteniéndose la forma simplificada de la Ec. A2.3-4, la cual reproducimos a continuación:

$$(P_u/\lambda\phi_cP_o)^2 + (M_{bx}/\lambda\phi_bM_x') \leq 1. \quad (A2.3-4)$$

CA2.3.8 Deflexión de los arcos. La deflexión de los arcos es ocasionada por la deformación elástica bajo cargas de corta duración, la fluencia lenta asociada con cargas de larga duración y el cambio de forma provocado por la contracción transversal en la procién curva del arco.

La deformación elástica o a corto plazo se puede calcular aplicando un método de análisis adecuado, tal como el método de los trabajos virtuales u otros métodos similares. En los cálculos se utiliza el módulo de elasticidad medio. La deformación a largo plazo provocada por la fluencia lenta bajo condiciones de uso seco es alrededor de la mitad de la deflexión provocada por las cargas permanentes. Esta deflexión se suma a la calculada para las cargas de corta duración. Para calcular la deflexión se utilizan cargas no factoreadas.

La deflexión atribuible a la variación de la dimensión transversal ocasionada por el cambio del contenido de humedad es hacia abajo cuando hay contracción, como es habitual en la mayoría de los casos correspondientes a condiciones de uso seco.

Para el caso de un arco triarticulado tipo tudor, la deflexión provocada por la contracción se puede aproximar mediante la Ec. A2.3. Debido a que d_q es muy pequeño, θ_q se puede tomar como $-d_q$ sin demasiado error. El signo menos indica un movimiento de deformación descendente.

Como se mencionó en el texto principal, para calcular la deflexión se recomienda utilizar el promedio de la contracción radial y la contracción tangencial.

pendiente adecuada de manera de garantizar el drenaje y contraflechar las cubiertas planas de manera que no retengan el agua. Se debe observar que estos métodos son efectivos sólo si se garantiza el drenaje. Los parapetos pueden retener agua y llevar a la falla de una cubierta si se obstruyen los desagües.

El estancamiento constituye un problema relacionado tanto con la rigidez como con la resistencia; si la cubierta es demasiado plana para evitar la acumulación de agua, el sistema de la cubierta debe ser adecuadamente rígido para evitar retener el líquido. Los requisitos de rigidez deben considerar si el sistema de la cubierta consiste en miembros paralelos formando un sistema armado en una dirección o un sistema armado en dos direcciones en las cuales hay viguetas o miembros secundarios soportados por miembros flexionales primarios de mayores dimensiones. En ambos casos se ignora la deflexión del revestimiento de la cubierta, lo cual es equivalente a suponer que el volumen adicional estancado resultante de las deflexiones del revestimiento es despreciablemente pequeño con respecto al resultante de los miembros flexionales primarios y secundarios.

CA3.2 Cubiertas armadas en una dirección

Los requisitos de esta sección se limitan a los sistemas de cubierta que consisten en miembros flexionales primarios paralelos con una separación lo suficientemente pequeña como para que las deflexiones del revestimiento de la cubierta sean pequeñas con respecto a la deflexión en el punto medio de los miembros primarios que soportan este revestimiento directamente. Estos requisitos siguen los propuestos por Zahn (1988) y Zahn y Murphy (1988).

CA3.2.1 Pendiente mínima hacia el drenaje. La expresión correspondiente a la pendiente mínima de una cubierta que garantiza el drenaje, Ec. A3.2-1, se compone de dos partes - la rotación del extremo de un miembro simplemente apoyado inicialmente plano soportando su carga factoreada y un segundo término que incluye los efectos de la flecha o contraflecha inicial. La expresión da el requisito para pendiente nula en el miembro del extremo inferior (suponiendo que los miembros de la cubierta siguen la dirección de la pendiente de la cubierta). Se supone que la carga de estancamiento está uniformemente distribuida, cuando en realidad en los sistemas de cubierta plana el líquido estancado probablemente sigue la forma del miembro deformado. Esta hipótesis de carga no conservadora se contrarresta aplicando el factor de fluencia lenta, el cual reconoce las deflexiones flexionales a largo plazo provocadas por las cargas permanentes y otras cargas sostenidas, a la totalidad de la carga, incluyendo las cargas de lluvia. Los factores de fluencia lenta son los de la NDS 1991 (AF&PA, 1991).

El empleo de $1,2D + 1,2P$ para el estancamiento, en vez del término $1,6R$ de la Ec. 1.3-3, surge de los requisitos sobre cargas de estancamiento dados en la sección 2.4.3 de la norma ASCE 7 (ASCE, 1993).

COMENTARIO

Apéndice A3 Estancamiento

CA3.1 Alcance

El estancamiento se produce cuando se acumula agua de lluvia sobre una cubierta plana o casi plana y esta agua de lluvia provoca deformaciones suficientes en la cubierta como para acumular agua adicional en la forma deformada. El agua adicional agrega más carga y más deformación.

Las maneras más obvias de impedir las fallas por estancamiento incluyen proporcionarle a la cubierta una

CA3.2.2 Aumento del momento provocado por el estancamiento. Si no se proporciona la pendiente mínima dada por la Ec. A3.2-1, es necesario calcular un factor de amplificación de momento, K_{rp} , utilizando la Ec. A3.2-2. Debido a que esta ecuación se basa en un miembro inicialmente plano (ignorando la deflexión provocada por la carga permanente), no se permite ninguna bonificación por pendiente inicial y/o contraflecha si no es suficiente para satisfacer la Ec. A3.2-1.

La Ec. A3.2-3 da la máxima separación de las vigas (contribuyendo carga de estancamiento a una sola viga) proporcionando una rigidez para la viga que es adecuada para volcar el agua antes que para acumularla. La ecuación está formulada de este modo a fin de proporcionar un factor de amplificación familiar del tipo "1 - P/P_{crítico}". Al efectuar el diseño el ingeniero probablemente reescribirá la ecuación A3.2-3 de la siguiente manera:

$$K_{rp} = \frac{1}{1 - \frac{\lambda_{cr} S_p L_p^4 (\rho/1728)}{\phi_s \pi^4 E'_{05} I_x}} \quad (A3.2-1)$$

que algebraicamente se reduce a:

$$K_{rp} = \frac{1}{1 - \frac{\lambda_{cr} S_p L_p^4}{2300 E'_{05} I_x}} \quad (A4.2-2)$$

Observar que esta ecuación es similar a la Ec. 5-102 de la TCM-94, siendo la diferencia el uso explícito de λ_{cr} y E'_{05} (lo cual se discute en el texto de la TCM), y una diferencia en las unidades por defecto (en este documento, pulgadas y libras).

Como en otros capítulos de la norma, en ausencia de otros lineamientos, E'_{05} se puede tomar como $1,03 \cdot (1 - 1,645 \cdot \text{COV}) \cdot E'$ para todos los productos. Típicamente los valores de COV por defecto son 0,11 (madera MSR, madera laminada encolada, madera compuesta estructural); 0,15 (madera evaluada mecánicamente) y 0,25 (otros productos). Con estos valores se obtienen valores de E'_{05} de $0,84E'$; $0,78E'$ y $0,61E'$ para los tres grupos de productos, respectivamente.

La Ec. A3.2-4 suma el término relacionado con el estancamiento al término similar relacionado con la carga axial en el factor de amplificación para miembros planos o casi planos del cordón superior de las cerchas, miembros que actúan en compresión y flexión combinadas.

CA3.3 Cubiertas armadas en dos direcciones

Los requisitos sobre rigidez mínima de los miembros de las cubiertas armadas en dos direcciones siguen los requisitos en la Especificación para LRFD del AISC (AISC, 1994), los cuales a su vez siguen los de Marino (1966). La Ec. A3.3-1 es una expresión simplificada que

proporciona un criterio de rigidez en general conservador. En el Apéndice K2 y en el Comentario de la AISC (1994) se dan criterios de rigidez más completos y refinados.

Los B_p y B_s (p = miembro primario de la cubierta, s = miembro secundario de la cubierta) son los factores C_p y C_s de la Sección K2, AISC 1994, modificados para incluir el valor de E_{05} correspondiente a la madera (en vez de la constante de 29.000.000 psi supuesta para el acero), la especificación de las longitudes y separaciones en pulgadas y el factor de fluencia lenta λ_{cr} . Las constantes de estas expresiones se han escalado de manera que el término de la derecha de la Ec. A3.3-1 tiene el mismo valor que el término de la derecha de la correspondiente expresión de la AISC 1986; esto facilita la aplicación del contenido del apéndice y el comentario de la AISC 1994 a los sistemas de cubierta armados en dos direcciones construidos de madera.

Referencias

American Forest & Paper Association. 1991. *National Design Specification for Wood Construction*. AF&PA. Washington, DC, 125 p.

American Institute of Steel Construction. 1994. *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, Segunda Edición. Chicago, IL.

American Society of Civil Engineers. 1993. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE 7-93. New York, NY.

Marino, F.J. 1966. *Ponding of Two-Way Roof Systems*. AISC Engineering Journal. American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, Julio de 1966.

Zahn, J.J. 1988. *Combined Load Stability Criterion for Wood Beam-Columns*. Journal of Structural Engineering. ASCE, Vol. 114, No. 11, Noviembre de 1988, pp. 2612 – 2628.

Zahn, J.J. y J.E Murphy. *Reliability Analysis of Ponding Collapse of Flat Roofs*. Procedimientos, Conferencia Internacional sobre la Ingeniería de la Madera. Setiembre 19-22, 1988, Seattle, Washington, Forest Products Research Society, Madison, WI, Vol. I, pp. 151 – 155.

COMENTARIO

Apéndice A4 Requisitos para sujetadores y conectores

CA4.1 Generalidades

La normalización de los sujetadores y conectores utilizados en las construcciones de madera es un área en continua evolución. Aunque algunos tipos de conectores se producen y distribuyen en total conformidad con las normas aplicables, otros tipos poseen muy poca documentación al momento de ser entregados en obra. Este apéndice presenta lineamientos sobre los temas relacionados con la normalización de los diferentes tipos de sujetadores.

CA4.2 Clavos

Entre los tipos de sujetadores habituales esta categoría es la que posee el menor nivel de normalización. El apéndice establece el requisito sobre comportamiento dúctil comprobado, ya que se ha observado que la ductilidad parece ser la característica más importante de este tipo de sujetadores desde el punto de vista de la ingeniería.

CA4.3 Tornillos para madera

La discusión de este tipo de sujetadores es similar a la del párrafo precedente, con la adición de una norma de referencia.

CA4.4 Bulones, tirafondos, pasadores y clavijas

Estos sujetadores poseen el más amplio rango de normas relevantes, y a menudo están especificados e identificados en base a su norma de referencia o a la denominación de su grado.

CA4.5 Aros partidos

Los ensayos de estos sujetadores muestran que tanto la calidad del acero como la calidad del proceso de fabricación afectan la resistencia de estas conexiones. La intención de los requisitos establecidos es guiar al usuario hacia las especificaciones adecuadas para estos sujetadores.

CA4.6 Placas de corte

Igual que en el caso de los aros partidos, en el párrafo precedente.

COMENTARIO

Apéndice A5 Resistencia de las placas de corte o aros partidos en grano terminal

CA5.1 Definiciones y notación

Las definiciones y notación utilizadas en esta Norma LRFD fueron desarrolladas para que se ajusten tanto como sea posible a los requisitos de la *National Design Specification* (NDS).

CA5.2 Fundamento del diseño

Esta sección señala las limitaciones de la ecuación general e indica al usuario dónde obtener información para los casos de diseño no habituales.

CA5.3 Conectores instalados en superficies cortadas en ángulo recto o inclinadas

Las placas de corte y aros partidos le proporcionan al diseñador numerosas alternativas con respecto a la ubicación del sujetador en relación con el miembro y a las cargas aplicadas. La terminología de esta sección es algo complicada, pero es necesaria para definir plenamente todos los casos de diseño pertinentes. La terminología es consistente con la NDS.

CA5.4 Separaciones

Este listado de condiciones de diseño se incluye para clarificar cuál es la ecuación adecuada para una configuración dada.

COMENTARIO

Apéndice A6 Diseño de conjuntos ensamblados fabricados a base de paneles

CA6.1 Alcance

El comportamiento de los conjuntos ensamblados fabricados a base de paneles depende de dos factores principales:

- (a) calidad de los componentes; e
- (b) integridad de las uniones.

Debido a que no es sencillo producir uniones confiables en diferentes condiciones de obra, los requisitos de esta norma se limitan a los conjuntos ensamblados fabricados a base de paneles producidos en ambientes fabriles controlados, dentro del marco de un programa de aseguramiento de la calidad.

CA6.2 Componentes

Los conjuntos a base de paneles incluidos en la norma son aquellos fabricados a partir de paneles estructurales y entramados estructurales que cumplen con los requisitos de esta norma.

CA6.3 Fabricación

La fabricación de los conjuntos ensamblados a base de paneles requiere el empleo de adhesivos que cumplan con las especificaciones para adhesivos. En general, los adhesivos tipo "interior" deben cumplir con la Especificación ASTM D3024 o D4689. Los adhesivos tipo "exterior" deben cumplir con la Especificación ASTM D2559. Algunos conjuntos específicos o algunas autoridades competentes pueden requerir adhesivos que cumplan con la Especificación APA AFG-01.

CA6.4 Uniones en los extremos

Para las aplicaciones especiales, especialmente cuando se utilizan conectores metálicos, es posible que el diseñador tenga que considerar los estados límites de deformación de estas uniones.

CA6.5 Procedimiento de diseño

Las ecuaciones de diseño para estos conjuntos ensamblados generalmente consideran la repartición de cargas entre los componentes individuales. Para poder calcular los términos de las ecuaciones de diseño es necesario efectuar cálculos preliminares tales como la ubicación del eje neutro, los módulos de sección modificados, los momentos estáticos ponderados, etc.

Los conjuntos a base de paneles se deben diseñar de acuerdo con los conocimientos sobre metodología de diseño más recientes disponibles. En diferentes publicaciones técnicas se pueden encontrar referencias actualizadas. También hay información de diseño detallada en diferentes publicaciones de la APA (listadas en la sección de referencias de este comentario).

CA6.6 Limitación de las deflexiones

El diseñador debe establecer los requisitos específicos para las flechas a partir de los límites para las deflexiones verticales establecidos en el código vigente.

En el caso de los conjuntos ensamblados a base de paneles, la deformación provocada por el corte puede ser significativa, y se recomienda que el diseñador calcule las componentes tanto de corte como de flexión a fin de determinar la deflexión real del conjunto a base de paneles.

Es posible que condiciones especiales requieran limitaciones más estrictas, como el caso de los apoyos para maquinaria vibratoria o para vigas sobre grandes ventanas.

Se puede proveer una contraflecha por motivos estéticos o funcionales. En general las contraflechas requeridas no afectan la resistencia o la rigidez real de los conjuntos ensamblados a base de paneles.

Si un conjunto ensamblado a base de paneles de un entepiso o cubierta tiene contraflecha, una magnitud recomendada es 1,5 veces la deflexión provocada exclusivamente por la carga permanente. De este modo, una vez deformadas, se obtendrán vigas casi planas cuando no hay sobrecargas.

Si se desea se puede introducir una contraflecha adicional por motivos estéticos o de drenaje. Los miembros de las cubiertas se deben diseñar de manera de impedir el estancamiento de agua. Esto se puede lograr ya sea contraflechando o previendo una pendiente o una mayor rigidez de manera que no se produzca el estancamiento. El Apéndice A3 de esta norma contiene más detalles sobre el embalsamiento.

CA6.7 Vigas de sección doble T

Las vigas de sección doble T constituyen un tipo de conjuntos ensamblados fabricados a partir de paneles. En general las almas se fabrican de madera contrachapada, "strandboard" orientado o paneles compuestos, mientras que las alas pueden ser de materiales para entramados estructurales o de paneles estructurales.

La Fig. CA6.7-1 ilustra secciones transversales de vigas de sección doble T típicas. Éstas pueden ser de sección transversal uniforme o tener diferentes secciones transversales en las ubicaciones donde las tensiones son mayores. La sección transversal también puede ser diferente en los sitios donde se utilizan rigidizadores.

Debido a que para las vigas de sección doble T existen varios modos de falla posibles, el diseñador debe considerar todas las posibilidades. En la Secc. A6.7 de esta norma se listan estos modos de falla.

CA6.8 Paneles con revestimiento resistente

Existen dos categorías principales de paneles con revestimiento resistente: construcción balanceada y construcción no balanceada. Los más comunes son un tipo de construcción balanceada y tres tipos de construcción no balanceada. Estos son:

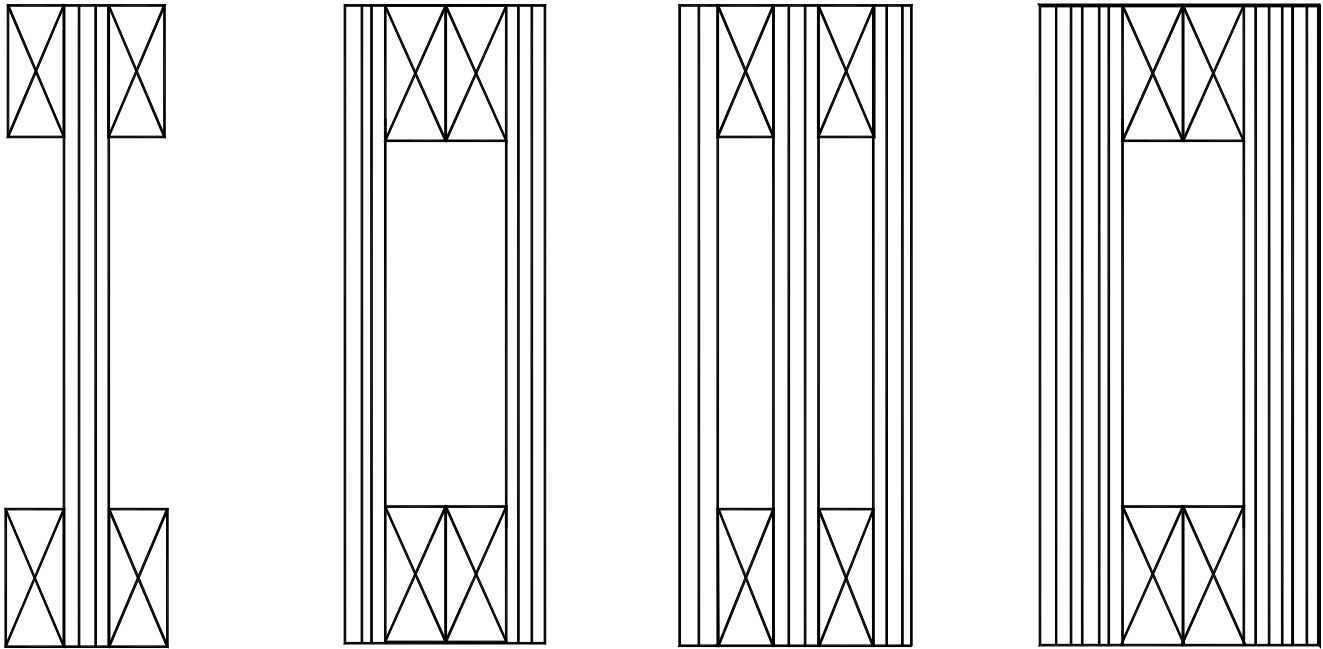


Figura CA6.7-1 - Secciones transversales típicas de las vigas doble T

- (a) panel con revestimiento resistente en ambos lados, con idénticos revestimientos superior e inferior;
- (b) panel con revestimiento resistente en ambos lados, siendo los revestimientos superior e inferior diferentes en cuanto a su espesor, número de capas, grados, tipos de paneles estructurales u otros factores relacionados con diferencias en las propiedades mecánicas;
- (c) panel con revestimiento resistente a un solo lado; y
- (d) panel con revestimiento resistente con alas en T en el cual el revestimiento superior es continuo pero la parte inferior del panel consiste en alas de madera discontinuas encoladas a los fondos de los largueros.

Los paneles con revestimiento resistente actúan como una serie de secciones doble T fusionadas para formar un panel capaz de ofrecer resistencia estructural y satisfacer funciones de revestimiento. Para garantizar un comportamiento aceptable, para calcular los niveles de deformación y las resistencias se utilizan las fórmulas correspondientes a acción compuesta.

En la Fig. CA6.8-1 se ilustran los detalles constructivos de los tres paneles con revestimiento resistente más habituales. Aunque se ilustran todos los posibles componentes principales, con frecuencia algunos de estos componentes no están presentes. En algunos paneles con

revestimiento estructural pueden no estar presentes las uniones en los extremos y las capas aislantes. Además, los revestimientos superior e inferior pueden ser idénticos o diferentes.

Como en el caso de otros conjuntos ensamblados fabricados a base de paneles, existe la posibilidad de múltiples modos de falla. La consideración de estos modos de falla se simplifica si el panel con revestimiento resistente se visualiza como una serie de secciones T o doble T conectadas por un revestimiento superior y a veces también por un revestimiento inferior. Debido a la continuidad del revestimiento entre viga y viga, los estados límites de diseño también incluyen las limitaciones de la resistencia y deformación en el sentido del ancho del panel, que habitualmente representa la dirección del eje secundario.

Ya que generalmente los paneles con revestimiento resistente se cargan a través de su revestimiento superior, habitualmente no es necesario considerar la resistencia transversal y las limitaciones sobre las deformaciones del revestimiento inferior. La eliminación de estos estados límites permite optimizar el panel especificando un panel de menor espesor y/o de menor grado para el revestimiento inferior (con respecto al revestimiento superior).

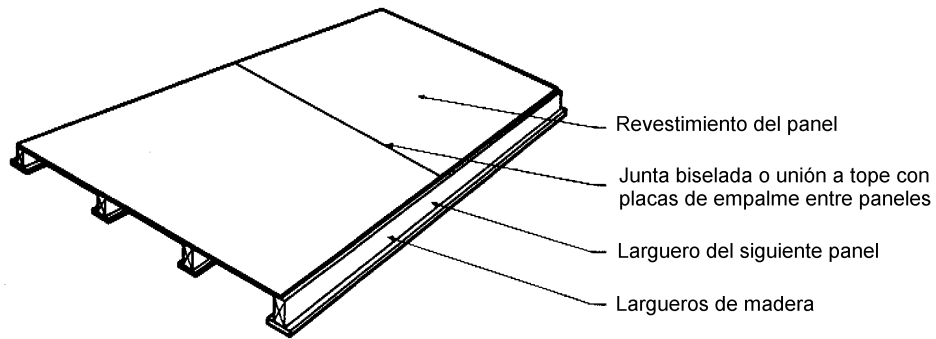
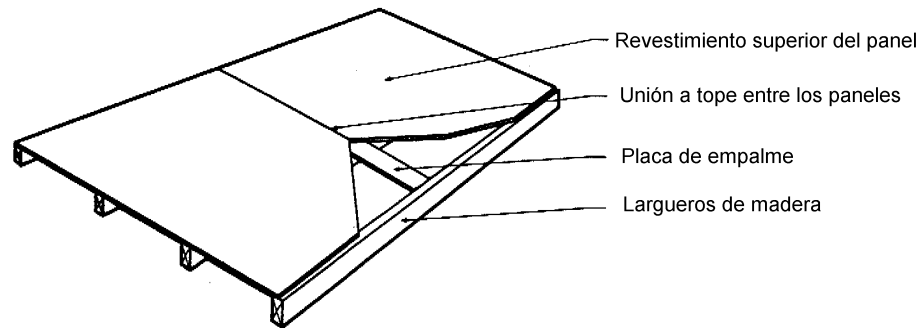
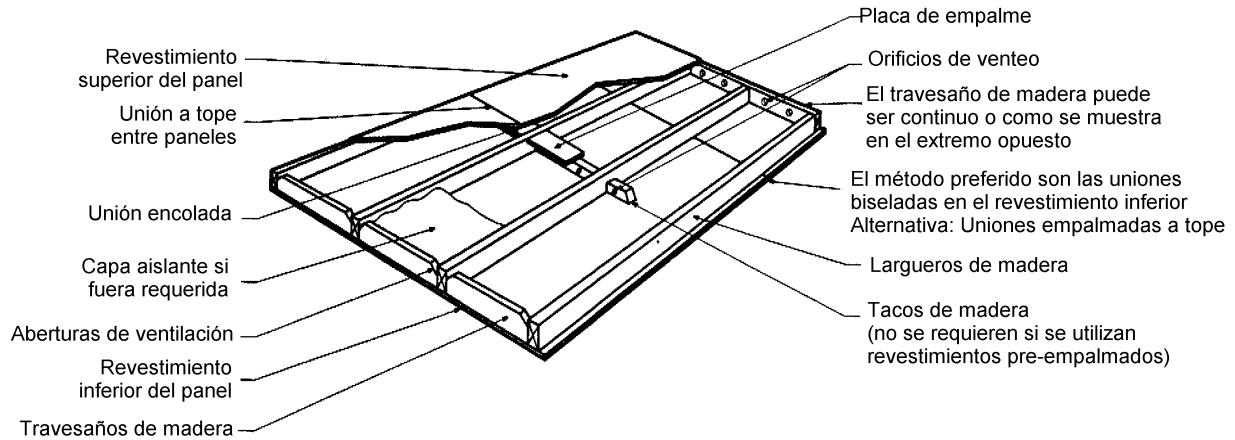


Figura CA6.8-1 - Tipos de paneles con revestimiento resistente

CA6.9 Paneles tipo sándwich

Un panel estructural tipo sándwich es un conjunto que consiste en un núcleo liviano laminado entre dos caras relativamente delgadas de panel estructural resistente. Las caras del panel pueden ser de madera contrachapada, "strandboard" orientado o paneles compuestos, y el material del núcleo generalmente es una espuma tal como poliestireno, poliuretano o panales de papel.

El diseño estructural de los paneles tipo sándwich se puede comparar con el de una sección doble T y sigue el diseño de los paneles con revestimiento resistente. Sin

embargo, debido a la flexibilidad del material que forma el núcleo, es posible que se presenten modos de falla adicionales tales como el corte, pandeo o abolladura de las caras. En consecuencia, se deben modificar las fórmulas de acción compuesta utilizadas para los paneles con revestimiento resistente.

La resistencia de los paneles tipo sándwich se determina de manera similar a la de los paneles con revestimiento resistente. Las caras del panel tipo sándwich representan los revestimientos resistentes, mientras que el núcleo sirve como separador y resiste corte.

La Fig. CA6.9-1 ilustra la sección transversal de un panel tipo sándwich con caras de madera contrachapada. La cara superior puede tener un espesor, t_1 , diferente al de la cara inferior, t_2 . El espesor total del panel tipo sándwich, t , es la suma de los espesores de las caras más el espesor del núcleo, t_c . Las caras se unen al núcleo mediante un adhesivo.

Los paneles estructurales son ideales para las caras de los paneles tipo sándwich. Son fuertes, livianos, de fácil acabado, dimensionalmente estables y en caso de daños se pueden reparar fácilmente. Para el núcleo se pueden utilizar una variedad de materiales. Entre ellos podemos mencionar las espumas de poliestireno, las espumas de poliuretano y los panales de papel. Además de resistir esfuerzos de corte, para algunas aplicaciones tales como los paneles de los muros exteriores y los paneles de cubierta, el núcleo debe poseer una elevada resistencia a la transferencia de calor y vapor. El diseñador posiblemente tenga que considerar si el material del núcleo es adecuado para una determinada aplicación. Los factores a considerar incluyen la resistencia a la degradación provocada por el calor, la edad y la humedad, la compatibilidad con los adhesivos, etc.

Los estados límites de diseño considerados para los paneles tipo sándwich dependen del tipo de cargas. Los tres tipos de cargas más habituales incluyen:

- (a) compresión axial;
- (b) flexión de canto; y
- (c) carga axial en combinación con flexión.

En compresión axial, las limitaciones del pandeo del panel son de importancia fundamental. En flexión de canto las caras se diseñan fundamentalmente para resistir las tracciones y compresiones, mientras que el núcleo se diseña para resistencia al corte.

Las interfases entre las caras y el núcleo deben resistir corte. Esto también requiere diseñar las caras para resistencia al corte en el plano. Una unión insuficiente o un núcleo de baja rigidez podrían provocar el pandeo de las caras (revestimientos), lo cual también se debe considerar como uno de los estados límites.

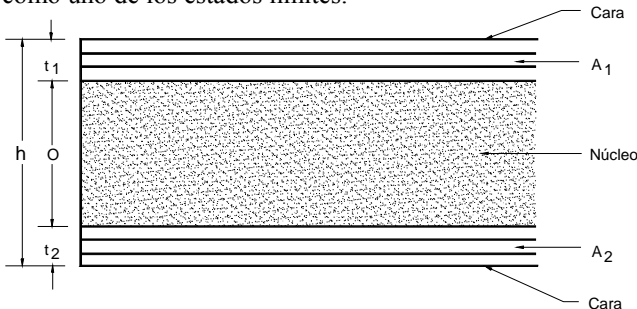


Figura A6.9-1 - Sección transversal de un panel tipo sándwich con caras contrachapadas

La combinación de carga axial y flexión podría provocar la falla del panel tipo sándwich ya sea por los modos de falla correspondientes a carga axial o por los

correspondientes a flexión. Por lo tanto, en este caso se deben evaluar ambos conjuntos de estados límites.

CA6.10 Paneles curvos

Existen dos tipos básicos de paneles curvos: los paneles curvos flexionales y los paneles en arco. Los paneles curvos flexionales se definen como paneles que actúan como vigas simples de manera similar a los paneles planos convencionales. La estructura de apoyo permite la libre deflexión horizontal; en consecuencia, el empuje horizontal no es una consideración de diseño. Generalmente los paneles son relativamente gruesos, y el radio de curvatura afecta las tensiones apenas levemente.

Los paneles en arco desarrollan empuje. Los arcos que son continuos entre apoyos se denominan arcos biarticulados y son estáticamente indeterminados. Dos segmentos de arco se pueden unir para formar un arco triarticulado, que será estáticamente determinado si la unión no es resistente al momento.

Los paneles curvos pueden ser de revestimiento resistente o tipo sándwich. Generalmente, lo más práctico es una curvatura media (relaciones tramo-elevación entre 3 y 8).

El diseño de los paneles curvos es básicamente igual al diseño de los paneles planos. Sin embargo, el efecto de la curvatura del panel eleva las tensiones flexionales e introduce tensiones radiales. Por lo tanto, la resistencia básica del panel se debe modificar para tomar en cuenta la curvatura del mismo, y es necesario verificar la tensión radial. Además, el cálculo de las deflexiones se efectúa utilizando métodos diferentes a los utilizados para paneles planos. Las conexiones a los apoyos y entre paneles requieren un cuidado especial.

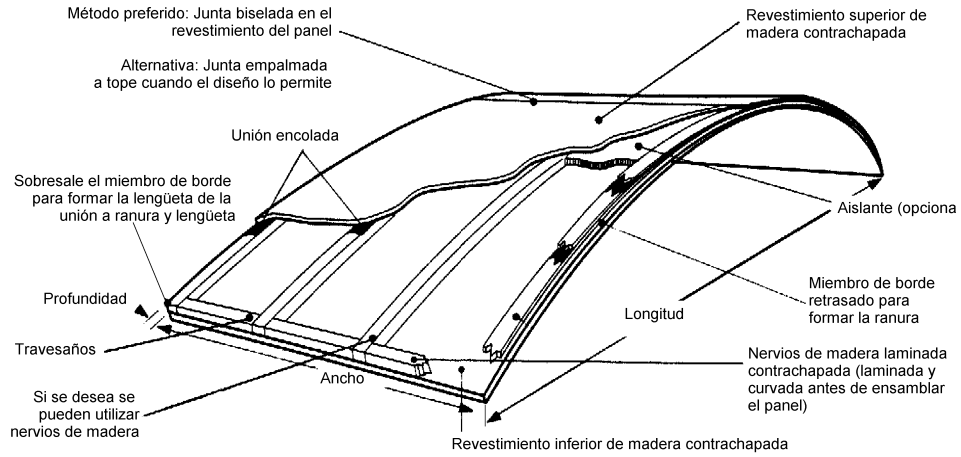
Los paneles curvos se pueden construir ya sea como paneles con revestimiento resistente o como paneles tipo sándwich. La principal diferencia es el grado de curvatura incorporado en los paneles curvos.

La Fig. CA6.10-1 ilustra los tres tipos de paneles curvos más habituales: panel curvo nervurado, panel contrachapado de múltiples capas y panel tipo sándwich con el agregado de largueros de madera y miembros de borde para mayor protección.

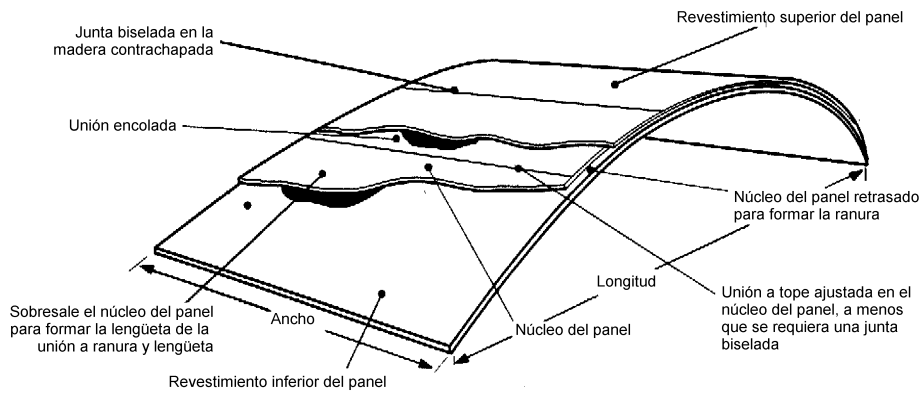
Mientras más complejo sea el conjunto ensamblado fabricado a base de paneles, mayor será la posibilidad de que existan múltiples modos de falla. En consecuencia, también se incrementa el número de estados límites de diseño.

Para los paneles curvos el diseñador debe considerar ya sea todos los estados límites correspondientes a paneles con revestimiento resistente o bien todos los estados límites correspondientes a paneles tipo sándwich, dependiendo de su configuración. Sin embargo, durante la fabricación de los paneles curvos se introducen tensiones adicionales debido a que los miembros planos se flexionan para lograr la curvatura requerida.

Panel estructural curvo



Núcleo sólido de un panel estructural curvo



Núcleo liviano de panel tipo sándwich

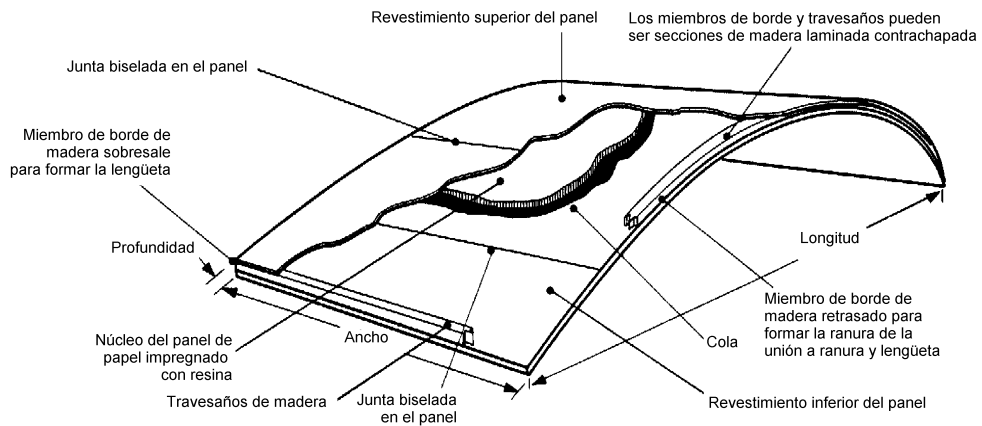


Figura CA6.10-1 - Tipos de paneles curvos habituales

Además de las tensiones generadas durante su fabricación, cuando un panel curvo se carga como un arco biarticulado o triarticulado se desarrollan tensiones radiales y deformaciones horizontales adicionales por las fuerzas de reacción. Estas tensiones y deformaciones adicionales complican aún más el diseño de los paneles curvos, y requieren la verificación de estados límites adicionales además de los requeridos para los paneles con revestimiento resistente o tipo sándwich.

Referencias

- American Plywood Association. 1991. *Performance Standards and Policies for APA Structural Use Panels*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1993. *Plywood Design Specification*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1990. *Plywood Design Specification Supplement One - Design and Fabrication of Plywood Curved Panels*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1990. *Plywood Design Specification Supplement Two - Design and Fabrication of Plywood - Lumber Beams*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1990. *Plywood Design Specification Supplement Three - Design and Fabrication of Plywood Stressed - Skin Panels*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1990. *Plywood Design Specification Supplement Four - Design and Fabrication of Plywood Sandwich Panels*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association. 1989. *Plywood Design Specification Supplement Five - Design and Fabrication of All-Plywood Beams*. APA. Tacoma, WA.
- American Plywood Association Specification AFG-01. *Adhesives for Field-Gluing Plywood to Wood Framing*. APA. Tacoma, WA.
- American Society of Civil Engineers. 1987. *Evaluation, Maintenance and Upgrading of Wood Structures, A Guide and Commentary*. Comité ASCE sobre Madera, New York, NY.
- American Society for Testing and Materials. 1984. *Adhesives for Structural Laminated Wood Products for Use Under Exterior (Wet Use) Exposure Conditions*. ASTM D2559-84. ASTM. Philadelphia, PA.
- American Society for Testing and Materials. 1984. *Protein-Based Adhesives for Structural Laminated Wood Products for Use Under Interior (Dry Use) Exposure Conditions*. ASTM D3024-84. ASTM. Philadelphia, PA.
- Bodig, J. y B.A. Jayne, 1982. *Mechanics of Wood and Wood Composites*. Van Nostrand Reinhold, Co., New York, NY.
- U.S. Department of Commerce. 1994. *Construction and Industrial Plywood, PS 1-94*. Washington, DC.
- U.S. Department of Commerce. 1992. *Performance Standard for Wood-Based Structural Use Panels. PS 2-92*. Washington, DC.
- USDA Forest Products Laboratory. 1987. *Wood Handbook - Wood as an Engineering Material*. Agricultural Handbook 72, USDA, Forest Service, Forest Products Laboratory, Madison, WI.