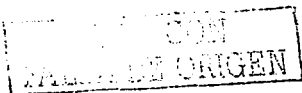


41121
25



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"CAMPUS ARAGÓN"**



"DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
GUSTAVO NAVARRO ROJAS

ASESOR: ING. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA

SAN JUAN DE ARAGÓN ESTADO DE MÉXICO 2003



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ARAGÓN
SECRETARÍA ACADÉMICA

* Ing. MARTÍN ORTIZ LEÓN
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,
Presente. *

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

* En atención a la solicitud de fecha 23 de abril del año en curso, por la que se comunica que el alumno GUSTAVO NAVARRO ROJAS, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión, así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional. *

Sin otro particular, reitero a usted la seguridad de mi atenta consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 24 de abril del 2003
EL SECRETARIO


~~Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS~~

C p Asesor de Tesis.
C p Interesado.

AIR/vr


2



ESCUELA NACIONAL
DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

GUSTAVO NAVARRO ROJAS
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de agosto del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "DISEÑO DE CIMBRAS DE MADERA" con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 4 de octubre del 2000
EL DIRECTOR

M en R.I. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

C p Secretaría Académica.
C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/REC/IIa.

3

A MI MADRE MARGARITA ROJAS

Por su educación, fortaleza y espíritu de lucha que me hereda, y por ser una mujer que admiro, a ella mi gratitud incondicional.

A CECY

Por contribuir a la paz interior que tanto anhelo, y por enseñarme a disfrutar las cosas más sencillas de este mundo.

A MIS HERMANOS AZU, DAGO Y NORA

Por su enorme calidad humana de la cual sigo aprendiendo, el orgullo de ser su hermano, y por ser mis únicos hermanos en este grandioso universo.

A MI TIO MOISES ROJAS

Por que sin su aliciente este trabajo no existiría.

A MI TIA JUDITH ROJAS

Por su alegría por vivir, que imp. lagna a todo su alrededor.

A MI ASESOR ACADÉMICO ING. PAULO MEJORADA MOTA

Por sus consejos y apoyo en este trabajo.

A TODOS ELLOS ¡GRACIAS!

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

	INDICE	PÁGINA
I.-	INTRODUCCIÓN	1
II.-	GENERALIDADES	3
III.-	DISEÑO DE CIMBRAS	41
III.-1	DISEÑO DE CIMBRAS POR ESFUERZOS PERMISIBLES	41
III.-2	DISEÑO DE CIMBRAS POR ESTADOS LÍMITE	64
IV.-	CIMBRADO Y DESCIMBRADO	82
V.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	87
	BIBLIOGRAFÍA	91
	ANEXOS	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CAPITULO I.- INTRODUCCIÓN

Es muy común que en una obra de concreto no se reconozca suficientemente la importancia de la cimbra, ya sea por la dirección de la obra o bien por el contratista. Si ocurre un colapso de la cimbra se puede originar pérdidas o accidentes severos al personal de la obra. Por las consideraciones anteriores es esencial tomar las precauciones necesarias en el procedimiento de construcción, desde el diseño, la erección de la cimbra para reducir a un mínimo el riesgo de colapso.

Se observa actualmente que el diseño de cimbras de madera se basa en esfuerzos permisibles proporcionados por el Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal, lo que limita al diseñador, creándole confusión ya que las estructuras de acero y concreto se basan en el diseño por estados límite. Por ello en el presente trabajo se incluyen los dos métodos tanto el diseño por *esfuerzos permisibles* como el de *estados límite*, basados en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera del DDF. En este último, el alcance solo considera a elementos estructurales de madera aserrada o maciza y de madera contrachapada. No se incluye información sobre tableros existente en el mercado por la escasa información disponible sobre sus características estructurales.

Para lograr finalidad anterior, el desarrollo de esta investigación se plantea en cuatro capítulos:

En capítulo II se presenta de una manera breve los aspectos básicos, iniciando con las dos formas de diseñar las cimbras tanto por *esfuerzos permisibles* así como por *estados límite*, se continúa con los fundamentos sobre esfuerzo y sus diversos tipos como son esfuerzos normales y cortantes, otro concepto primordial es la deformación, describiendo la deformación unitaria, así como el módulo de poisson. Debido a que el diseño de estructuras de madera se basa en factores de seguridad, se menciona la forma de obtener los esfuerzos últimos y admisibles, así como la curva esfuerzo-deformación, un concepto que no se omite es el de centros de gravedad, ya que es la base para comprender lo que es un momento de inercia. Por último se aborda un tema que es de gran utilidad que es el diagrama de momentos y cortantes desde su origen teórico, hasta desarrollar algunos ejemplos.

En el capítulo III se aborda todo lo relacionado con la madera. Se inicia con el concepto fundamental de madera, la estructura del árbol, sus partes principales y la función de cada una de ellas. Los tipos de cortes que se hacen en el árbol, que de ello depende el destino de la madera en la estructura. Se menciona los diversos tipos de clasificación de la madera como son: botánica, por su uso, calidad y estructural, se incluye un tema relacionado con las propiedades y comportamiento mecánicas de la madera, factores que afectan el comportamiento mecánico, como son: contenido de humedad, densidad los diversos tipos de defecto, con los que se encuentra la madera en el mercado.

En el capítulo IV se desarrolla en si la parte fundamental de este trabajo, iniciando con la definición de cimbra, materiales que se cuenta en el mercado. los aspectos a

tomarse en el diseño, así como los esfuerzos permisibles y las recomendaciones del Reglamento del Distrito Federal y factores de seguridad.

Esta sección se desarrolla por los diversos tipos de elementos estructurales en forma separada como son columnas que se dividen en cortas y largas, compuestas, de acuerdo al Reglamento de Construcción del Departamento del Distrito Federal se incluye el diseño de piezas a tensión y flexión que se basa en la fórmula de la escuadria. Otro aspecto fundamental es la máxima deformación llamada flecha que se obtendrá al construir la cimbra, para terminar con un ejemplo de una losa, columna y trabe, sus puntales y vigas maderas.

Se incluye la forma de diseñar en base al estado límite, desde la ecuación y las tablas en las que se basa el diseño, los diversos factores de reducción de resistencia que se deben de aplicar en la de madera. Se anexa el Diseño de estructuras de Madera de las Normas Técnicas Complementarias en las cuales se obtienen esfuerzos de diseño, y el capítulo VI del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal el Capítulo V se incluyen las operaciones para preparar el cimbrado como es el engrasamiento y humedecimiento de diversos elementos, y otras acciones. Se mencionan los puntos a tomar en cuenta en la construcción de los diversos elementos como son: elementos verticales, horizontales, horizontales elevados, trabes, losas, finalmente tolerancias y descimbrado.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

CAPITULO II.-GENERALIDADES

II.1 PRINCIPIOS

El diseño por esfuerzos permisibles en condiciones de servicio (bajo cargas nominales especificadas en el Reglamento de Construcción) se basa en esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la densidad aparente de la madera y para madera de primera. El reglamento permite clasificar la madera según Norma C-18-1946 de la Dirección General de Normas(D. G. N.), el cual clasifica la madera según sus defectos observados. Proporciona esfuerzos permisibles en madera selecta, primera segunda y tercera, debido a que esta última clasificación no toma en cuenta la localización de los defectos con relación al trabajo estructural de la pieza, se incluyó un procedimiento optativo que considera los defectos y sus características en forma más compleja y permite así una mejor clasificación para fines estructurales. En estas condiciones se tienen cuatro calidades V-75, V-64-, V50, y V-40.

En este método se determinan las cargas verticales, debido al peso del concreto, acero de refuerzo, peso propio, y también cargas laterales debido a las descargas de concreto, movimiento de equipo de construcción y la acción del viento. Para las diversas cargas se toman en cuenta las diversas recomendaciones del Comité A.C.I. Para las presiones laterales que el concreto ejerce sobre la cimbra, se calculan en base a las fórmulas del American Concrete Institute, publicada por el comité 347 del A.C.I.

Para diseñar las diversas piezas se basa en formulas de resistencia de materiales como son: piezas a flexión, la formula de la escuadria para momento máximo, así como combinaciones de carga a flexión y axial. Por igual en el calculo de esfuerzos cortantes.

Los esfuerzos de trabajo en que se basa este método se publican en el Reglamento de Construcción de D. F., estos esfuerzos se basan en la densidad de aparente de la madera seca.

En el diseño por estados limite, se dimensiona de acuerdo con los criterios relativos a los estados limites de falla y de servicio establecidos en el titulo VI del Reglamento y de las Normas Técnicas Complementarias para El Diseño y Construcción de Estructuras de Madera (NTC).

Cabe mencionar que se requiere de las construcciones es que cumplan con determinados requisitos de funcionamiento que son independientes del material o del sistema constructivo empleado; por tanto, en el diseño hay que definir inicialmente contra que se quiere tomar seguridad, o sea, cuales son los limites mas allá de los cuales el comportamiento de una estructura se considera inaceptable. Estas condiciones extremas se han denominado *estados limite* distinguiéndose estados limites de falla, que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, y estados limite de servicio que corresponden a condiciones que afectan el funcionamiento de la construcción (flechas, o vibraciones excesivas, agrietamiento, daños a elementos estructurales).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En este método las estructuras deben dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actué sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno.

En las NTC se basan en la clasificación botánica que consiste en gimnospermas o coníferas (pino principalmente) y angiospermas o latifoliadas (las cuales se clasifican de acuerdo con su densidad), y para la clasificación estructural de basa en la NOM-C-239-1985, la cual clasifica la madera en tipo "A" y "B" que dependen de los defectos visuales y su resistencia a pruebas realizadas con especímenes. Este método supone un comportamiento elástico y se basa en formulas de resistencia de materiales.

Los valores de las resistencias y deformaciones para diseño utilizadas se obtiene modificando las propiedades mecánicas por diversos factores apropiados de los valores especificados en las tablas 2.1, 2.2, 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D. F.

De las tablas mencionadas se obtienen valores denominados valores especificados de resistencia y rigideces (tabla 2.1 y 2.2 de las NTC), los cuales se modifican con factores de reducción de resistencia que toman en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna condición de servicio como la duración, de carga, el contenido de humedad, el tamaño de superficie de apoyo y otros, para obtener finalmente un valor modificado.

De los factores más importantes para el diseño de cimbra son el de humedad (K_H), el de duración de carga (el de carga muerta mas viva en cimbra y techos, $K_d = 1.25$). Este factor se refiere a la combinatoron descarga muerta mas carga viva en que la duración de carga viva especificada exceda de siete dias, sea en forma continua o en forma acumulativa

Las fuerzas internas de diseño se calculan de acuerdo con lo que establece el titulo VI, los valores de resistencia obtenidos de un miembro o conexión, se modifican con factores de reducción de resistencia (F_R), que toman en cuenta la variabilidad de las dimensiones y propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia. Los valores Factores de reducción se especifican en la tabla 2.4 de las NTC, los cuales dependen del esfuerzo a que este sujeto la pieza o conexión que se diseña.

Cabe mencionar que los valores de la tabla 2.1 de las NTCM, están basados en experimentos llevados acabo en el laboratorio de Ciencia y tecnología de la Madera (LACITEMA) del instituto de investigaciones sobre Recursos Bióticos. Los resultados de estos experimentos confirmaron que no hay diferencia significativa en la resistencia y rigidez de madera clasificada de pinos provenientes de diferentes regiones del país. La tabla 2.2 para maderas latifoliadas se elaboraron en conjunto con LACITEMA y la UAM Azcapotzalco.

La ecuación básica de diseño (pag. 70) se basa en la teoría de segundos momentos descritos por Meli, R, "Bases para los criterios de diseño estructural del proyecto de reglamento de construcciones para el Distrito Federal", facultad de Ingeniería, Revista Ingeniería.

Los factores de reducción se basan en diversos trabajos de investigación como son: El factor por contenido de humedad (K_H) por Madsen, B Jansen, del departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Columbia Británica. El factor de reducción de

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

carga (K_d) por Wood, L, del departamento de agricultura del laboratorio de productos forestales. El factor por compartición de carga (K_c) en trabajos de la NFPA (National Forest Products Association). El factor por peralte (K_p) se determinó con pruebas mecánicas con madera en tamaño estructural, cuyos resultados se reportan por Cerón Cardena, M. de la facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán.

Las expresiones propuestas para el calculo de resistencia de miembros de madera maciza en general están basados en la hipótesis, de un comportamiento elástico lineal.

II.2 DEFINICIONES

De los conocimientos necesarios para el eficiente diseño de cimbras, se mencionan a continuación, estos se hace con el objetivo de facilitar la consulta del capítulo en el que se desarrolla el diseño de cimbra. Son conocimientos indispensables como los diferentes tipos de esfuerzos, momentos, diagramas momentos, etc.

II.2.1 Esfuerzos

Esfuerzo: Fuerza interna, o fuerza que se transmite a través de una sección plana de un cuerpo libre. Se dice que mide la intensidad de la fuerza por unidad de área. Si se observa el cuerpo de la figura III.1 y III.2, se nota que actúa una fuerza P en dirección perpendicular a la sección. Haciendo un corte imaginario $a-a'$, internamente el cuerpo responde con una fuerza F de igual magnitud pero en sentido contrario.

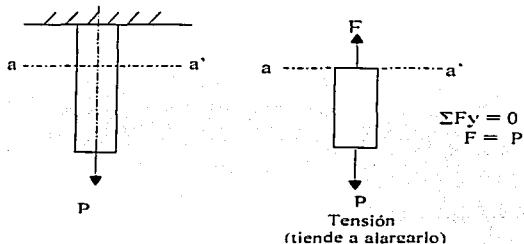
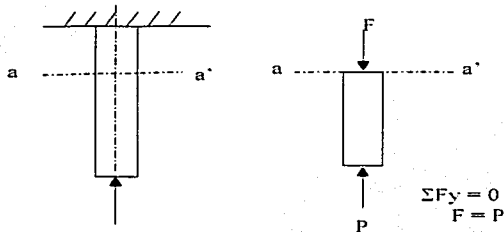


Figura II.1 Esfuerzo normal a tensión

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Compresión
(tiende a contraerlo)

Figura 11.2 Esfuerzo Normal Compresión

$$F = \int \sigma dA$$

si σ es una constante

$$F = \sigma \int dA$$

$$F = \sigma A$$

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

Donde: σ es la intensidad del esfuerzo o fuerza por unidad de superficie

P es la fuerza interna en Newton

A es el area transversal de la sección donde actua la fuerza en cm^2

Esfuerzo normal: Es el esfuerzo producido por una fuerza *perpendicular* a la sección transversal y puede ser a tensión o compresión.

Las condiciones que se deben de cumplirse son:

1. El elemento sometido a tensión debe de tener una sección recta constante.
2. El material debe ser homogéneo.
3. La fuerza o carga debe ser axial, ese decir, producir una tensión uniforme.

Esfuerzo Cortante o de cortadura

Es aquel esfuerzo producido por una fuerza que se ejerce en dirección *paralela* a la superficie.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

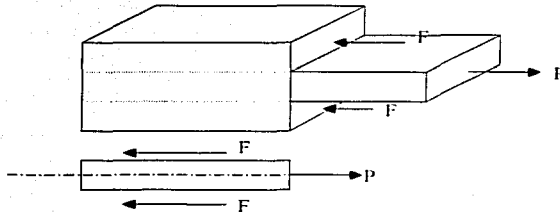


Figura 11.3 Esfuerzo Cortante

$$\tau = \frac{P}{A}$$

Donde

τ = Esfuerzo cortante por unidad de área

P es la fuerza interna en Newton.

A es el área de la sección donde actúa la fuerza en cm^2

11.2.2 Deformación

Una barra cargada axialmente sufre una variación en longitud: se alarga si esta a tensión y se acorta si esta a compresión. La variación total en longitud se denomina por la letra griega δ (delta). Este alargamiento constituye el resultado acumulativo del estiramiento del material sobre la longitud L de la barra.

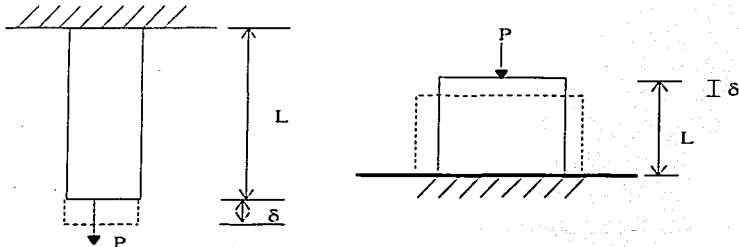


Figura 11.4 Deformación en cuerpo sometidos cargas

δ : Deformación o alargamiento total mm.cm. etc.

$$\epsilon = \frac{\delta}{L}$$

Donde ϵ : Deformación por unidad de longitud o deformación unitaria

L : Longitud total mm.cm. m. etc.

δ : Deformación o alargamiento total mm.cm. etc

Modulo de poisson

$$\mu = \frac{\epsilon_{\text{lateral}}}{\epsilon_{\text{longitudinal}}}$$

Si la barra esta sujeta a tensión la deformación unitaria se denomina *deformación unitaria a tensión*, y representa un alargamiento relativo del material. Si la barra esta sujeta a compresión, la deformación corresponde a una deformación unitaria a compresión. *La deformación unitaria a tensión* se toma como positiva y la deformación unitaria a compresión como negativa. La deformación unitaria ϵ se denomina *deformación unitaria normal*.

Debido a que la deformación unitaria ϵ es el cociente de dos longitudes constituye una *cantidad dimensional*; esto es, no posee unidades. Por ello, la deformación unitaria se expresa como numero absoluto.

II.2.3 Esfuerzos permisibles y cargas permisibles

Una estructura es un sistema que resiste y/o transmite cargas. Si se desea evitar la falla de una estructura, las cargas que la misma puede realmente soportar deben ser mayores que las cargas que requerirá sostener cuando este en servicio.

La seguridad consiste en cierto margen de capacidad estructural mas allá de la estrictamente requerida para la función real. Este margen se expresa por el factor de seguridad, FS, que se define como:

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{resistencia real}}{\text{resistencia requerida}}$$

La capacidad de una estructura para soportar cargas se denomina *resistencia*.

Si una estructura necesita cargar 40 000 kg y puede soportar realmente 70 000 Kg antes de fallar, el factor de seguridad se expresa como $FS = 70\ 000/40\ 000 = 1.75$.

El deseo de seguridad debe ser moderado por los aspectos prácticos. El usuario de una estructura puede considerar cómodo un factor de seguridad tan alto como 10, pero el costo el tamaño total de las estructuras puede ser inconveniente.

Existen dos técnicas básicas para asegurar el margen de seguridad. El método que se usa ampliamente es el denominado *método de esfuerzos de trabajo o de cargas de servicio*. Con este método se determinan condiciones de esfuerzo bajo uso real (cargas de servicio) y se establecen los limites del esfuerzo como un porcentaje de las capacidades máximas (últimas) definidas de los materiales. El margen de seguridad se determina a partir del porcentaje específico utilizado para los esfuerzos de trabajo.

Este método es adecuado para materiales frágiles, como el concreto y también se utiliza para la *madera*.

Una forma del método común de diseño consiste en emplear un factor de seguridad respecto a la fluencia de la estructura. La estructura alcanza la fluencia cuando algún punto de la misma alcanza su esfuerzo de fluencia. Mediante la aplicación de un factor de seguridad respecto al esfuerzo de fluencia, se obtiene un esfuerzo permisible o esfuerzo de trabajo, que no debe rebasarse en ninguna parte de la estructura.

$$\text{Esfuerzo permisible} = \frac{\text{esfuerzo de fluencia}}{\text{factor de seguridad}} \quad \sigma = \frac{\sigma_u}{n}$$

$$\sigma_{perm} = \frac{\sigma_u}{n}$$

$$\sigma_{perm} = \text{Esfuerzo permisible} \quad \frac{N}{m^2}$$

$$\sigma_u = \text{Esfuerzo último} \quad \frac{N}{m^2}$$

$$n = \text{Factor de seguridad} \quad \text{adimensional}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El otro método principal para lograr la seguridad se denomina método de diseño por resistencia o del factor de carga. La base de este método es sencillo. Se determina la capacidad total de carga de la estructura en el punto de falla y se establece la carga permisible (de servicio) en el nivel deseado, dividiendo simplemente la carga de falla entre el factor de seguridad seleccionado

$$\text{Factor de seguridad} = \frac{\text{carga última}}{\text{carga de servicio}}$$

II.2.4 Ensayo Esfuerzo-deformación

El ensayo consiste en aplicar una fuerza a una probeta de dimensiones estándares, una carga que se incrementa gradualmente, anotando las lecturas de los valores de las cargas y de las deformaciones correspondientes hasta que se produce la fractura. La carga se aplica y se mide mediante un dispositivo de prueba denominado "Maquina universal", y los valores de los esfuerzos se calculan dividiendo los valores de la carga entre el área de la sección transversal original de la probeta. La deformación se obtiene midiendo el incremento de la longitud entre dos puntos marcados en la probeta (en su dirección axial), antes de iniciar la prueba. Los valores de la deformación unitaria se calculan dividiendo este incremento entre la longitud original de medición.

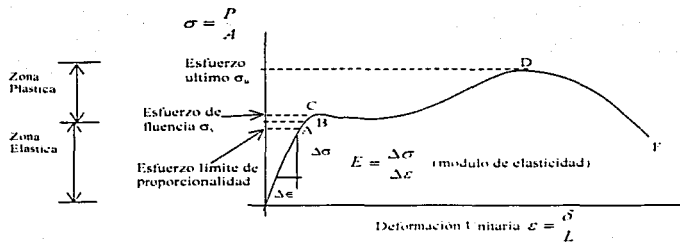


Figura II.5 Diagrama esfuerzo-deformación del acero estructural

II.2.5 Centro de gravedad

El peso de un cuerpo es la atracción gravitatoria de la tierra sobre el cuerpo. El peso resultante de todas sus partículas pasa a través de un punto llamado *centro de gravedad, c.g.* este puede describirse como el punto donde colocado un apoyo (tal como un dedo), equilibra el cuerpo sin ladearse.

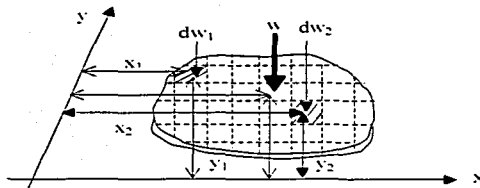


Figura II.6 Momento de inercia

Las expresiones para localizar el centro de gravedad son:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$x = \frac{\sum II_x}{\sum II} = \frac{\sum (At\rho)x}{\sum (At\rho)}$$

$$y = \frac{\sum II_y}{\sum II} = \frac{\sum (At\rho)y}{\sum (At\rho)}$$

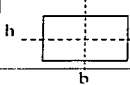
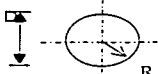
Donde A : Area
 t : Espesor
 ρ : Peso Específico

II.2.6 Centroide de un área

Como los términos t y ρ son iguales para cada elemento de la placa, se elimina y las ecuaciones resultantes se convierten en:

$$x = \frac{\sum A x}{\sum A}$$

$$y = \frac{\sum A y}{\sum A}$$

Forma	Localización del centroide	Área
	Centro	$A = bh$
	Centro	$A = \frac{\pi D^2}{4} = \pi R^2$

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Fig. II.7 Centroides de figuras comunes

II.2.7 Momento de inercia

Se define como $I_x = \int x^2 dA$ o $I_y = \int y^2 dA$.

Es una propiedad geométrica de un área con respecto a un eje de referencia. Para un área de dimensiones y eje de referencia específicamente dados, el momento de inercia tiene un valor numérico específico.

En la práctica de ingeniería la mayor parte de las áreas son formas geométricas regulares. Es posible obtener el momento de inercia de figuras conocidas, integrando las definiciones básicas, entre los límites del área.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

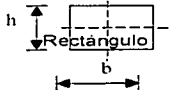

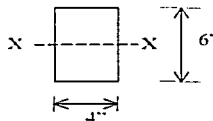
Forma	Figura	Momento de inercia
 <p>Rectángulo</p>		$I = \frac{1}{12} bh^3$
 <p>Círculo</p>		$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi R^4}{4}$

Figura II.8 Momentos de inercia de formas comunes

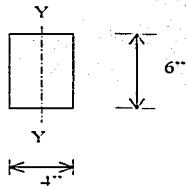
Ejemplo: Calcular el momento de inercia de con respecto al eje centroidal X - X del rectángulo indicado en la figura.



$$I_X = \frac{1}{12} bh^3 = \left(\frac{1}{12}\right)(4)(6)^3 \quad I_X = 72 plg^4$$

Fig. II.9

Determinar el momento de inercia con respecto al eje centroidal Y-Y del rectángulo indicado



$$I_Y = \frac{1}{12} bh^3 = \left(\frac{1}{12}\right)(6)(4)^3 \quad I_Y = 32 plg^4$$

Fig. II.10

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

El ancho "b", siempre es la dimensión paralela al eje considerado, mientras que el "peralte" h, siempre es la dimensión perpendicular al mismo eje.

Para obtener el momento de inercia de figuras compuestas

- Se descompone el área en forma geométricas simples
- Se escoge un eje de referencia (o ejes de referencia), se localiza el centroide aplicando las ecuaciones

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} \quad y/o \quad x = \frac{\sum Ax}{\sum A}$$

Se aplica el teorema de los ejes paralelos

$$I = I_{c.a.} + Ad^2 \quad y/o \quad I = I_{c.a.} + Ad^2$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ejemplo: Calcular el momento de inercia de la siguiente figura

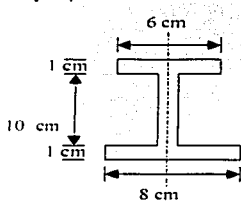


Fig.: II.11

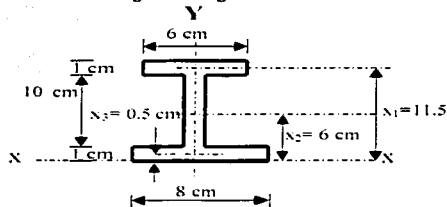


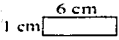
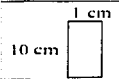
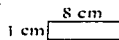
Fig.: II.12

Localizando el centroide

La figura es simétrica con respecto al eje Y-Y por lo que $x = 0$

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{((6 \text{ cm})(1 \text{ cm}))(11.5) + ((10 \text{ cm})(1 \text{ cm}))(6) + ((8 \text{ cm})(1 \text{ cm}))(0.5)}{((6 \text{ cm})(1 \text{ cm})) + ((10 \text{ cm})(1 \text{ cm})) + ((8 \text{ cm})(1 \text{ cm}))} = 5.54 \text{ plg}$$

Calculando el momento de inercia, aplicando el teorema de los ejes paralelos

Figura	Momento de inercia $I = \frac{bh^3}{12}$	Area	d	Ad^2
	$I = \frac{(6\text{ cm})(1\text{ cm})^3}{12}$ $I = 0.5\text{ cm}^4$	6 cm^2	6.46 cm	250.39 cm^4
	$I = \frac{(1\text{ cm})(10\text{ cm})^3}{12}$ $I = 83.33\text{ cm}^4$	10 cm^2	0.04 cm	0.016 cm^4
	$I = \frac{(1\text{ cm})(8\text{ cm})^3}{12}$ $I = 42.66\text{ cm}^4$	6 cm^2	5.54 cm	170.01 cm^4
	$\sum I = 126.50\text{ cm}^4$			$\sum Ad^2 = 420.42\text{ cm}^4$

$$I = 126.50\text{ cm}^4 + 420.42\text{ cm}^4$$

$$I = 546.92\text{ cm}^4$$

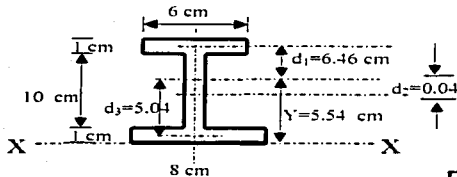


Fig. II.13

II.2.8 Módulo de sección

El módulo de sección se define como

$$S = \frac{I}{c}$$

Donde I es el momento de inercia de la sección

c es la distancia del centro de la sección a la fibra mas extrema

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Debido a que I esta en pulgadas a la cuarta potencia (pulg⁴) y c es una dimensión lineal en pulgada, el modulo de la sección $S=I/c$, esta en pulgadas a la tercera potencia (pulg³).

Para la sección transversal de la viga rectangular que se muestra en la figura III.7, b es el ancho de la sección y h es el peralte. La distancia desde la orilla mas alejada hasta el eje x es $c=h/2$. Se sabe que $I_{xx}=bh^3/12$. Por lo tanto el modulo de sección es:

$$S = \frac{I}{c} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{2bh^3}{12h} \quad S = \frac{bd^2}{6}$$

Rara vez es necesario resolver esta formula porque se dispone de extensas tablas que proporcionan el modulo de sección para diversas formas estructurales.

III.2.9 Diagrama de momento flexionante

Otro tema fundamental es el momento flexionante, el cual se abordara con el concepto de viga, para posteriormente retomarlo.

Se entiende por una viga a cualquier barra prismática, sometida a fuerzas transversales, es decir fuerzas perpendiculares al eje longitudinal de la barra.

Tipos de Vigas

Viga simplemente0 apoyada: su característica es la de estar libremente apoyada en sus extremos.

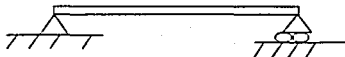


Figura II.14 Viga simplemente apoyada

Viga empotrada: Su característica es la de estar fijada en muros o columnas

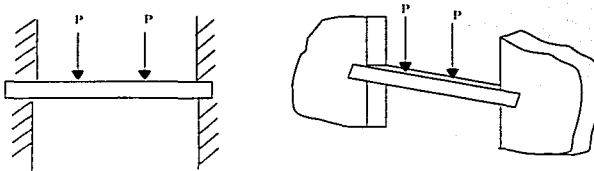


Figura II.15 Viga empotrada

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Viga cantilever o en voladizo: Su característica es la de estar empotrada en un extremo y libre en otro.



Fig. II.16 Viga Cantilever

Si realizamos un corte imaginario en cualquier sección de una viga cargada. Por ejemplo la sección A-A, en el lado izquierdo tiene efecto un momento R_Ax , el cual como esta en equilibrio producirá un momento M de la misma magnitud pero en sentido contrario en el lado derecho de la sección A-A. Al igual que la reacción R_A producirá una fuerza cortante que será equilibrada por una fuerza cortante V del lado derecho de la misma sección.

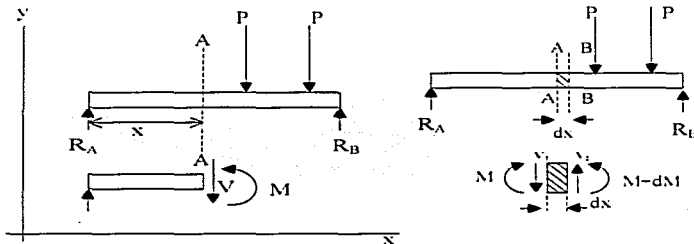


Figura II.17 Cortes imaginarios en una viga

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Como la viga esta en equilibrio, cualquier sección esta en equilibrio. Por lo tanto si seleccionamos una sección entre los cortes AA y BB, del lado A-A estará presente un momento, y del lado B-B, el mismo momento solo que en sentido contrario y tendrá el incremento del diferencial del momento producido por Vdx . De la misma manera tendrá efecto una fuerza cortante del lado A-A, y del lado izquierdo una fuerza cortante de la misma magnitud pero en sentido contrario.

Si aplicamos el equilibrio de fuerzas

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 & \quad \sum M = 0 \\ I_1' - I_2' = 0 & \quad Vdx + M - (M + dM) = 0 \\ I_1' = I_2' & \quad Vdx = dM \\ & \quad I' = \frac{dM}{dx} \end{aligned}$$

Ejemplo 1:

1. Obtener el momento flexionante máximo al que esta sometido la siguiente viga

Obteniendo las reacciones en los apoyos

Haciendo $\sum M_A = 0$

$$2t(2m) - R_B(4m) = 0$$

$$4tm - R_B(4m)$$

$$R_B = \frac{4tm}{4m} = 1t$$

Haciendo $\sum M_B = 0$

$$R_A(4m) - 2t(4m) = 0$$

$$R_A = \frac{4tm}{4m} = 1t$$

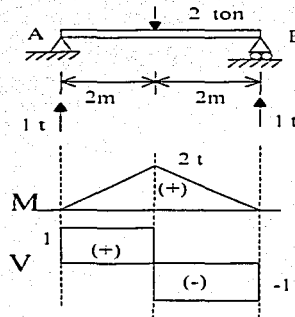


Fig. II.18

Haciendo un corte imaginario entre carga y carga

$$0 \leq x \leq 2$$

Obteniendo los momentos interno en la viga provocados por el momento externo

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

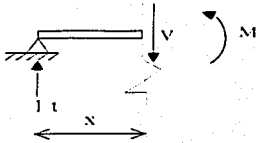


Fig. III.19

$M = 1x$ Valorando: Si $x = 0$ $M = 0$ $V = 1$

$I' = \frac{dM}{dx} = 1$ Si $x = 2$ $M = 2$ $V = 1$

$V = 1$
 $2 \leq x \leq 4$

$M = x - 2(x - 2)$ Si $x = 2$ $M = 2$ $V = -1$
 $x - 2x + 4$ Si $x = 4$ $M = 0$ $V = -1$
 $-x + 4$

$V = -1$

Ejemplo 2
 Obtener el momento flexionante máximo de la siguiente viga

Obteniendo la fuerza concentrando la carga en el centroide

$F = w \times L$ $F = \left(2 \frac{t}{m}\right)(3m) = 6t$

Haciendo $\sum M_A = 0$
 $(6t)(1.5m) - R_B(3m) = 0$

$9 \text{ t.m} - R_B(3m) = 0$ $R_B = \frac{9 \text{ t.m}}{3m}$ $R_B = 3t$

Haciendo $\sum M_B = 0$
 $R_A(3t) - (6t)(1.5m) = 0$

$R_A(3t) - 9 \text{ t.m} = 0$ $R_A = \frac{9 \text{ t.m}}{3m}$ $R_A = 3t$

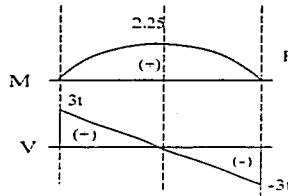
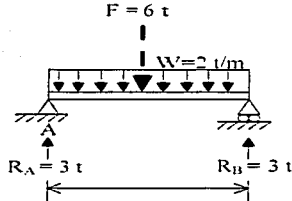
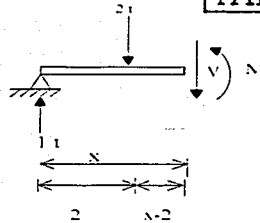


Fig. II.20

Como no cambia la carga uniforme el tramo a analizarse en todo el claro

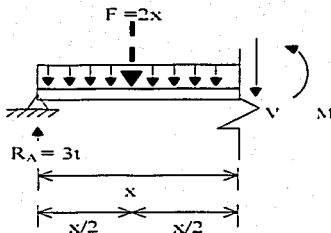


Fig. III.21

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$0 \leq x \leq 6$$

$$M = 3x - 2x\left(\frac{x}{2}\right)$$

$$= 3x - \frac{2x^2}{2}$$

$$M = 3x - x^2$$

Si	$x = 0$	$M = 0$	$V = 3$
	$x = 1.5$	$M = 2.25$	$V = 0$
	$x = 6$	$M = 0$	$V = -3$

$$V = 3 - 2x$$

Para obtener la distancia donde se ubica el momento máximo se iguala a cero la cortante y se resuelve la ecuación de primer grado.

$$3 - 2x = 0 \quad x = \frac{3}{2} = 1.5$$

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

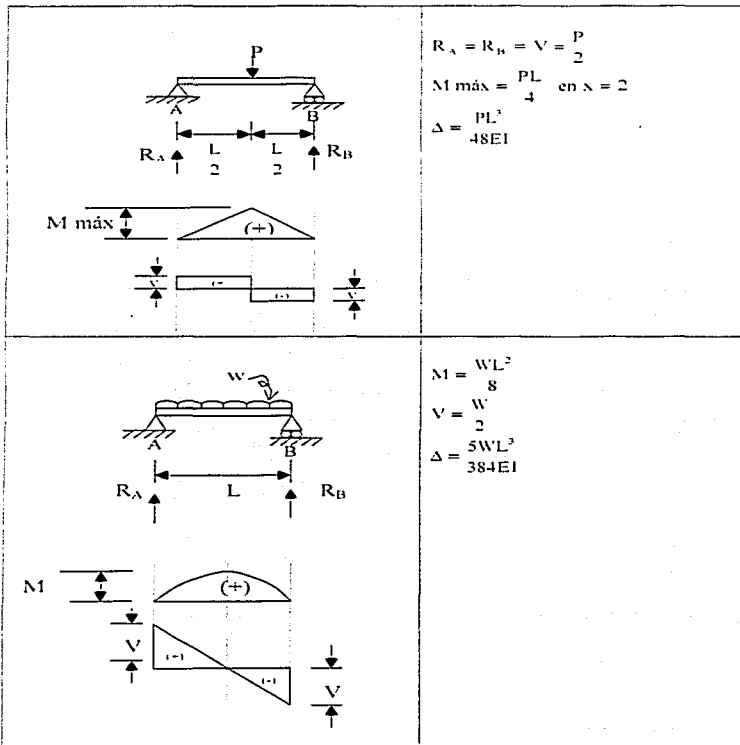


Figura II.22 Valores para condiciones de carga características en vigas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

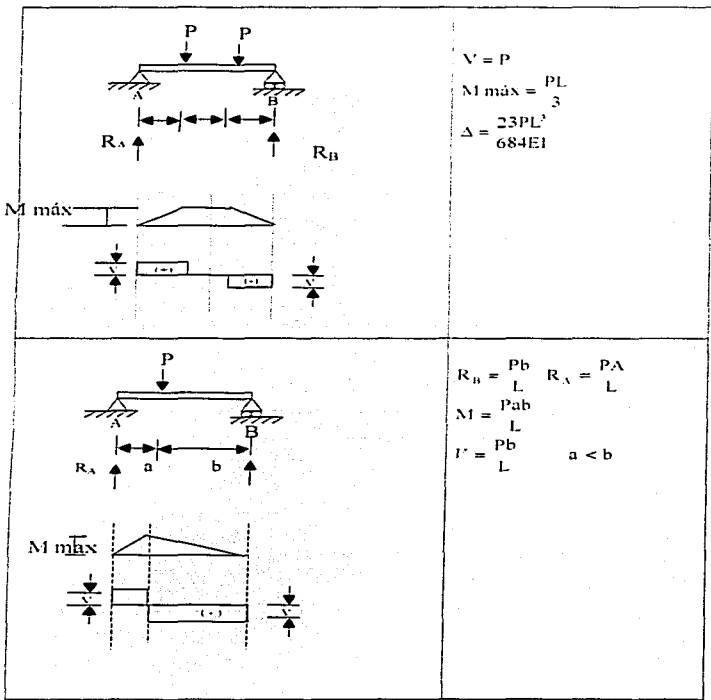


Figura II.23 Valores para condiciones de carga características en vigas

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

III.10 Definición de cimbra

Es la estructura provisional o molde que soporta al concreto mientras esta fraguando y logra la resistencia suficiente para sostenerse asimismo. Se llama cimbrado a todo el sistema de soporte para el concreto incluyendo los moldes o forros que se colocan en contacto con el concreto, así como todos los elementos de soporte, materiales metálicos y refuerzos necesarios.

III.11 Clases de Cimbras

Atendiendo aspectos del alcance de la especificación y detalle de *diseño las cimbras* puede dividirse en las siguientes clases:

- Clase 1 Diseño y detalle de todos los miembros y conexiones principales.
Dibujos de taller y especificaciones para los materiales y erección.
- Clase 2 Diseño y detalle de todos los miembros y conexiones principales.
Dibujo de taller y especificaciones breves de materiales y erección.
- Clase 3 Diseño y detalle de todos los miembros sin incluir conexiones.
- Clase 4 Descripción principal sin incluir dibujos. La descripción puede ser escrita o frecuentemente en forma verbal.

Material	Uso principal	Especificación	Datos de Diseño
Acero	Cimbra pesada y Andamiaje. Columnas y puntales.	AISC	Manual del AISC
Aluminio	Paneles ligeros	AWS	Manual del AISI
Magnesio	Paneles ligeros	Fabricante	Fabricante
Triplay	Paneles ligeros	Fabricante	Fabricante
Madera	Estructura y recubrimiento	Norma C 18-46	Esfuerzos en función de su densidad aparente
Papel prensado tubular	Columnas, losas y pilotes	Fabricante	Fabricante
Cartón corrugado	Aligeramiento rectangular o cilíndrico en losas o trabes.		
Concreto	Zapatas, precolados y cubiertas	ACI	Código ACI
Fibra de vidrio	Losas reticulares, trabes y motivos arquitectónico	Fabricante	Fabricante
Plástico	Acabado aparente	Fabricante	Fabricante

Fig. II.24 Tipos de cimbras

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

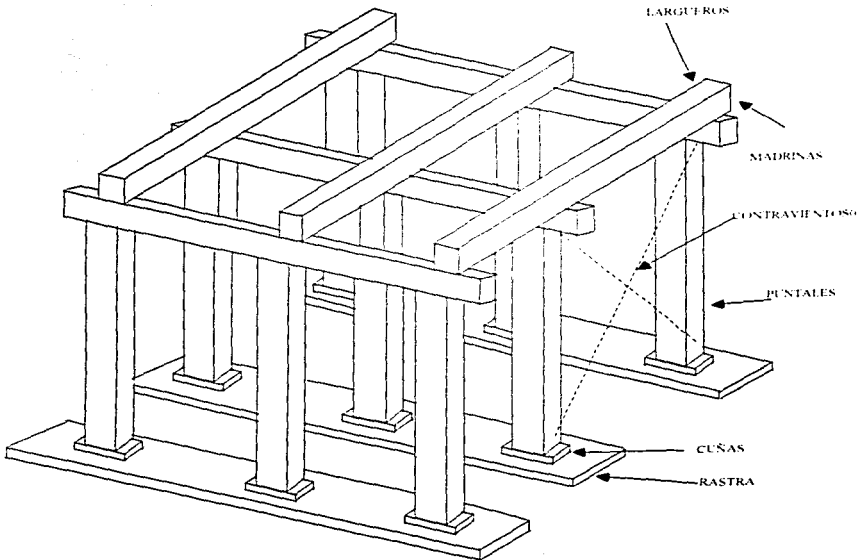


Fig. III.25 Componentes típicos de un cimbra para losa

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

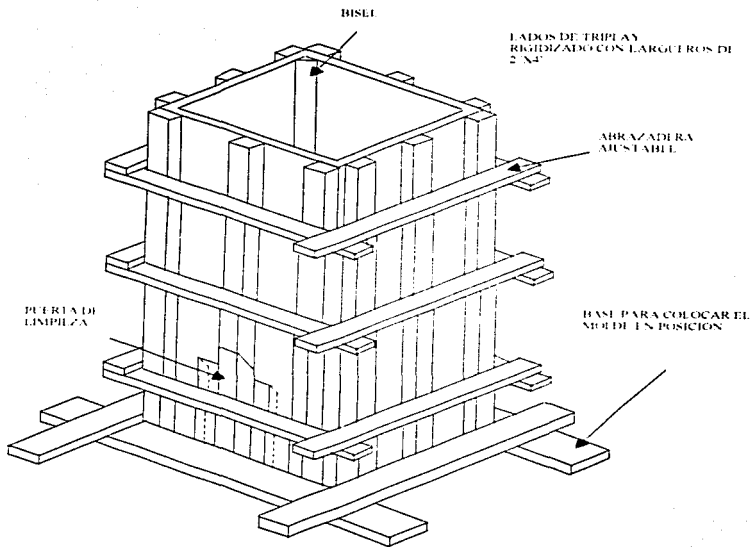


Fig. III.26 Cimbra típica para columnas

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

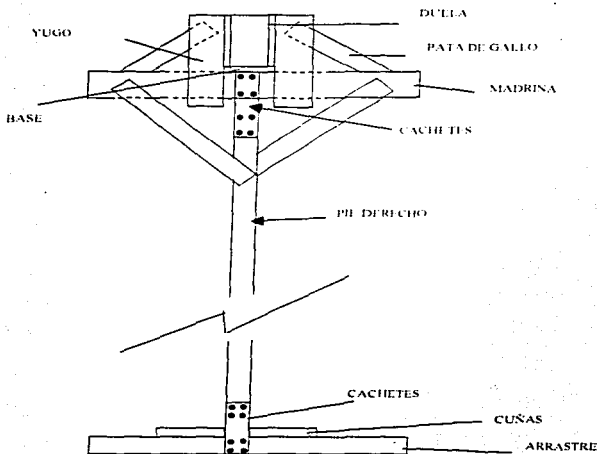


Fig. III.27 Cimbra en traves

En el mercado se conocen diversos materiales con los que se construye una cimbra, desde aluminio, acero, papel, etc., para efecto de estudio, en este trabajo, se centra toda la atención en el diseño de cimbras de madera, y todo lo relacionado en la madera.

II.2.10 Definición de madera

La madera es un material orgánico, que se usa en su estado natural. Es el producto del proceso de cepillar y cantear en el aserradero, sin ningún tratamiento adicional que aserrar, volver a aserrar y pasarla longitudinalmente por una canteadora estándar y cortarla a cierta longitud e igualarla. Desde el punto de vista ingenieril, no es un material que se puedan obtener sus esfuerzos unitarios con exactitud, debido a sus defectos de origen, por ello es un material muy complejo en cuanto a su comportamiento estructural.

II.2.11 Estructura del Árbol

La madera se compone de celdillas alargadas y huecas cuya base es la celulosa. Las celdillas están cementadas por lignina, cuyos ejes corren paralelos a la longitud del árbol, y de manera secundaria, de celdas que irradian del eje central a la superficie. Estructuralmente se podría utilizar el símil de que la madera esta formado por tubos constituidos por barras de acero (cadenas de celulosa), inmersos en hormigón (lignina). Su ordenamiento dentro del árbol afecta grandemente la apariencia y las propiedades de las diversas especies.

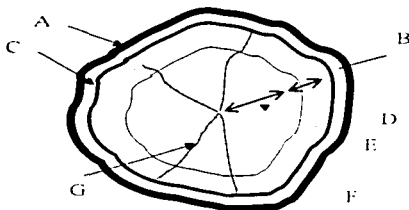


Figura II.28 Corte transversal de un árbol

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Los árboles de donde se obtiene la madera crecen de una manera exógena, (se crea bajo la corteza una nueva capa de celdas que cubre completamente la madera de los años anteriores), su forma de crecimiento es en forma de *anillo anuales*, cuando el anillo o capa es de un color claro, indica que fue creado en la primavera, y cuando es oscuro indica que fue creado en verano. Como es de notarse el número de anillos indica la edad de los árboles

A) Es la *corteza exterior*, compuesta de tejidos secos muertos de aspecto resquebrajado, y que sirve como corteza protectora, lo protege de insectos y lesiones, es impermeable y retiene la savia.

B) Es el *liber o corteza suave* interior que sirve de conducto alimenticio desde las hojas hasta las otras partes del árbol, esto es en forma descendente que alimenta el proceso de crecimiento, que tiene su origen en el cambium.

C) Es el *cambium* una capa microscópica inmediatamente interior al liber, llamada el cambium o cambio. Es aquí donde se forma las nuevas celdillas de corteza y leño. Cada año el cambium origina nuevas células de madera en su superficie interior y nuevas células de su corteza exterior. Inmediatamente después de su formación por división celular, una célula de madera comienza alargar su diámetro y su longitud. Las nuevas células de madera entran a formar parte de la banda circular de la albura o madera tierna o de sabia.

D) Es la albura, es la parte activa del árbol, en general de color claro, su función consiste en conducir sabia, en forma ascendente desde la raíz a las hojas. Esta formado por células vivas.

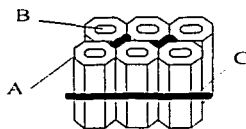
E) Es el *corazón o duramen*, generalmente de color más oscuro que la albura que se debe a los mayores depósitos de materiales parecidos a la brea y de minerales. Es más denso, más fuerte y más resistente a la descomposición que la albura. Se forma por cambios graduales en la albura y es inactivo dentro del árbol. Formada por células muertas que están llenas con resina y gomas que no tienen ninguna función. Su función principal es la de dar soporte estructural al árbol. La madera del duramen es más duradera que la de la albura porque es menos susceptible a los agentes que provocan la putrefacción.

F) Es la *medula* es el tejido suave que se encuentra en el centro del árbol alrededor del cual tiene lugar el primer crecimiento de la madera. Es aquí donde se lleva acabo el crecimiento de leño nuevo para formar nuevas ramas.

G) representa los *rayos medulares* que sirven para conectar las diversas partes del árbol para el almacenaje y movimiento de las sustancias alimenticias. Son una serie de células que parten del centro del árbol hacia el exterior del tronco. Ayudan a mantener unida la estructura.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



- A) es la pared de la célula o celdilla compuesta de celulosa y lignina
 B) es la cavidad.
 C) Células transversales

Figura II.29 Estructura simplificada de las células de madera

Elemento	Porcentaje
Carbono	Del 48,00 al 52,00
Hidrógeno	5,8 al 6,20
oxígeno	41,5 al 45,5

Figura II.30 Composición química básica de la madera

Estos elementos químicos forman los dos compuestos mencionados anteriormente: La celulosa, en una proporción de 50 a 60 por ciento, y la lignina, en una proporción de 20 a 35 por ciento. Además Existen otros carbohidratos y algunas sustancias minerales.

El proceso de crecimiento consiste en el nacimiento y desarrollo de nuevas células en el cambium y en los extremos de las raíces y de las ramas. Al formarse la madera nueva se va incorporando a las capas ya existentes al interior del cambium. Este incremento de material va empujando la corteza hacia fuera.

II.2.12 Fibra

La madera de árboles de crecimiento rápido tiene anillos anuales anchos, y se denomina de grano grueso. Por el contrario, la madera proveniente de árboles de crecimiento lento cuenta con anillos delgados y menudos se le nombra de grano cerrado. Se emplean los términos de fibra recta o fibra atravesada, para describir la madera en la que las fibras son paralelas o bien forman un ángulo con los lados de la pieza. La inclinación de las fibras, expresada como una relación entre una desviación unitaria de las fibras, medida con relación a la cara de la pieza y la distancia en que ocurre esta desviación, se toma en cuenta en las especificaciones estructurales, porque tiene un efecto marcado sobre la resistencia de la pieza. Al decir grano de la madera, nos referimos generalmente a la apariencia de la pieza. La madera se corta de modo que los anillos anuales forman un ángulo de 45° o más con la superficie se denomina "grano de canto" o fibra vertical. El término grano plano se refiere a la madera que ha sido aserrada aproximadamente tangente a los anillos anuales, es decir los anillos forman un ángulo de menos de 45°.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

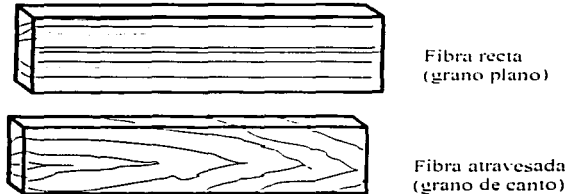


Figura II.31 Tipos de fibras

II.2.13 Corte en el árbol

Corte transversal: Los anillos de crecimiento se aprecian en forma de círculos concéntricos, cuyo origen es la medula del árbol

Corte longitudinal radial: Los anillos se aprecian como líneas paralelas, en la misma dirección que la longitud de la pieza.

Corte longitudinal tangencial: Los anillos se aprecian en forma de V invertida

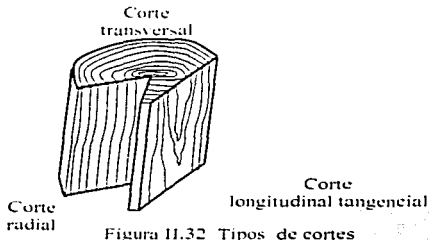


Figura II.32 Tipos de cortes

Tipos de corte Transversal

Se utilizan dos diferentes métodos para el corte transversal de tablas en los troncos.

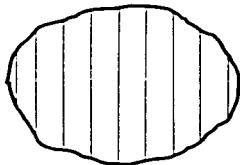
Corte transversal recto:

En este tipo todos los cortes son hechos en una sola dirección. En el cual los anillos de crecimiento interceptan generalmente a la superficie en ángulos inferiores a 45°.

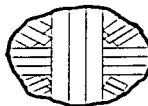
Se tiene menos desperdicio y los nudos, aunque aparecen en mayor número de tablas cubren una superficie menor.

Corte transversal por cuartos:

la intersección del grano con la superficie forma generalmente un ángulo entre 45° y 90° . Las tablas cortadas de esta forma de comban o alabean menos y se desgastan más uniformemente, no obstante los nudos se extiendan por toda la superficie.



a) Corte recto



b) Corte por cuartos

Figura II.33 Tipos de cortes

II.2.14 Clasificación botánica Madera dura y blanda

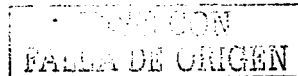
Tipos de árboles
(de donde se obtiene
la madera)

Angiospermas, latifoliadas u hojosas (Madera blanda): árboles de flores y de hojas anchas que en la mayoría de los casos forman un follaje vistoso, como el roble o encino, caoba, cedro rojo, fresno, Chicozapote, etc. Se encuentran en todo el mundo

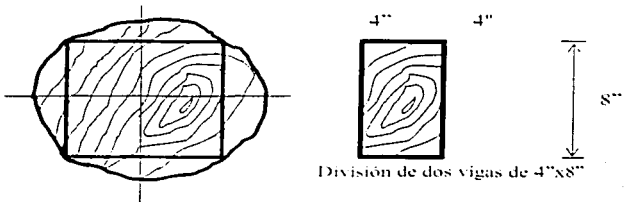
Gimnospermas o coníferas (Madera dura): Árboles de hoja perenne en forma de aguja como el pino, abeto, oyamel, sabino, cedro blanco, etc. Típico de regiones templadas.

Figura II.35 Tipos de árboles

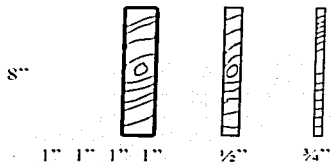
Las gimnospermas o coníferas integran un grupo de árboles con características muy similares entre sí. Esto se refleja en propiedades físicas como la densidad y otras propiedades relacionadas con esta, las cuales tienen un rango de variación relativamente pequeño. En contraste, las angiospermas o latifoliadas, que incluyen a varios miles de especies en todo el mundo, presentan un rango de variación en sus propiedades significativamente mayor que el de las coníferas. Por tanto resulta conveniente considerar, desde el punto de vista estructural, a las coníferas como un



solo grupo: para las angiospermas o latifoliadas, que tiene una variación tan amplia, resulta razonable subdividir las en grupos. Por medio de subdivisiones sucesivas de un tronco de árbol se obtienen secciones conocidas en el mercado con diferentes nombres. Siendo la principal la viga cuya dimensión de 4"x8" es la mas conocida, pudiéndose conseguir vigas de mayor dimensión mediante una selección cuidadosa.

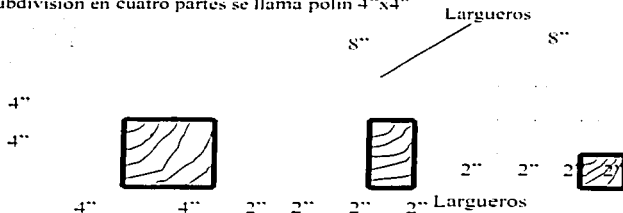


La subdivisión de la viga en múltiplos de pulgada se llaman tablones



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

La subdivisión en cuatro partes se llama polín 4"x4"



La subdivisión en cuatro partes llamada polín
 Figura 11.34 Nombres de los cortes de la madera

II.2.15 Clasificación por su uso

Madera comercial: Se usa generalmente en la construcción. Comprende el material de grueso menor a 5 plg. Que se usa en trabajos generales de construcción. Incluye tablas y madera para forros con espesor menor de 2 plg., duelas para pisos, listones, tejas, estacas, material para acabados, tablones de grueso menor a 4 plg. y viguetas de 4 plg. o menores.

Madera estructural: Se incluye madera (excepto las viguetas y tablones) de 5 plg. o más de grueso y ancho. En general se usa para soportar cargas y se clasifica tomando como base la resistencia y el uso de toda la pieza.

Madera para elaborar: Se usa en la industria de carpintería, ebanistería y artículos de madera. Se clasifica de por el área de la pieza que se presta para hacer piezas cortadas de cierto tamaño y calidad. Comprende los tablones para fabricas y madera que se clasifica como adecuada para usarse en puertas, marcos, y otras piezas de 1 1/4 plg. o más de grueso y 5 plg. o más de ancho.

Madera aserrada: Es madera comercial de grueso entre 2 y 5 plg. o más de ancho.

Madera Aserrada no. 1: Madera sana que solo se permiten nudos de tamaño relativamente pequeños con respecto al de la pieza.

Madera Aserrada no. 2: Tiene defectos mayores que la primera y es mas tosca que la anterior.

Madera Aserrada no. 3: Se incluyen todas las piezas de menor categoría que la anterior, se usa en construcciones baratas y provisionales.

II.2.16 Clasificación de acuerdo a su calidad

La madera por su calidad se clasifica en:

Madera de primera: Es aquella que carece de nudos firmes mayores de una pulgada y rajaduras en el sentido de sus fibras.

Madera de segunda: La que presenta nudos firmes mayores de una pulgada sin exceder de la tercera parte del ancho de la sección de la pieza. Puede presentar nudos flojos del ancho de la sección o rajaduras que no lleguen a la mitad de su espesor con longitud no mayor a un sexto de la longitud total de la pieza, puede presentar torceduras siempre que no afecten apreciablemente sus características de resistencia y forma de trabajo. **Madera de tercera:** Son todas aquellas que sobrepasan, limitando su uso a obras de tipo provisional o como elemento de relleno.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

MADERA
BLANDA

Madera comercial
(Madera de grueso
menor de 5 plg.)

labrada
(de grueso no mayor de
4 plg. y de ancho no mayor
de 16 plg.)

Tablas comunes
(de grueso menor de 2 plg.
y de una o más plg. de ancho)

Aserrada común
(de 2 plg. y menos de 5 plg.
de grueso y de 2 o más plg.
de ancho)

Viguetas y tablones
(de 2 a 4 plg. de grueso y
y de 4 o más de ancho)

Madera estructural
(Madera de 5 plg. o más
de grueso y ancho)

Vigetas y tablones
(de 2 a 4 plg. de grueso y
4 o más de ancho)
Vigas y largueros
(de 5 plg. o más de grueso
o más de ancho)
Postes y madera gruesa
(de 5x5 plg. y mayor)

Madera por elaborar

Tablones para fabricar puertas, marcos, etc.
Madera de taller

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. II.36 Clasificación por su uso

II.2.17 Clasificación estructural

El propósito de la clasificación estructural es garantizar los valores de resistencia y rigidez mínimos de las piezas clasificadas. Esto permite que la madera de una misma clase estructural dentro de un grupo sea utilizado para los mismos fines, independientemente de su lugar de origen y de la especie que se trate.

La regla de clasificación visual NOM-C-329-1985 es de este tipo: establece dos calidades de madera estructural y es aplicable únicamente a los pinos aunque con ciertas reservas puede aplicarse a otras coníferas. Las calidades estructurales definidas en esta regla son la clase "A", para maderas de alta resistencia y con defectos de poca importancia y la clase "B", para maderas de media resistencia con defectos de mayor tamaño.

Al efectuar la clasificación de pieza de madera de pino se tomara en cuenta una serie de "defectos" o características de las piezas que influyen en su resistencia, tales como nudos, bolsas de resina, pudrición, pendiente máxima de las fibras con respecto, al eje de la pieza, ataque de insectos, y otros. Dentro de estas características la que tiene mayor importancia es el tamaño y localización de los nudos en la pieza, por lo que sirve como base de los criterios de clasificación como se observa en la tabla III.37.

Para cuantificar la magnitud de estos se toman en cuenta dos parámetros, el porcentaje del área de nudos con respecto al área total de la sección y su localización con respecto a las zonas próximas a los cantos. Para medir el área de nudos se consideran aquellos que se encuentran dentro de una longitud de 15 cm, proyectándolos sobre un plano perpendicular al eje de la pieza.

TIPO DE REGLA	SECCIÓN TRANSVERSAL	CLASE	ÁREA TOTAL DE MÁXIMA NUDOS	TAMAÑO MÁXIMO DE NUDOS SOBRE EL CANTO
I Regla especial	Vigas grosor de 38 mm Polines (87 x 87 mm y vigas de (87 x 190)	A	$\frac{1}{2} A_t$	600 mm ²
		B	$\frac{1}{2} A_t$	$\frac{1}{8} A_t$
		A	$\frac{1}{3} A_t$	600 mm ²
		B	$\frac{1}{3} A_t$	$\frac{1}{5}$
II Regla general	Todas las de la clase NOM-C-224-1983	A	$\frac{1}{4} A_t$	$\frac{1}{8} A_t$
		B	$\frac{1}{4} A_t$	sin restricciones
III Regla Industrial	Viga grosor 38 mm	A	$\frac{1}{4} A_t$	0
		B	$\frac{1}{4} A_t$	$\frac{1}{8} A_t$

III.37 Resumen de las reglas de calificación y clasificación para maderas de pino de usos estructurales.

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

11.2.18 Propiedades mecánicas

Por lo común, la madera reacciona con la mayor resistencia cuando se somete a cargas de flexión. Las fallas debidas a las cargas de flexión se producen casi siempre por compresión o tensión en las fibras más externas.

La madera reacciona también muy favorablemente cuando se somete a cargas de compresión que actúan a lo largo del grano. Las fallas de las columnas cortas, sujetas a cargas de compresión, se deben a la compresión de las fibras o el corte a contrafibra. Las columnas largas y esbeltas pueden fallar también al pandearse.

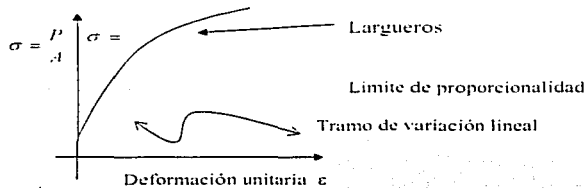


Figura. 11.38. Grafica esfuerzo-Deformación

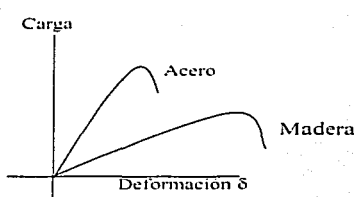


Fig. 11.39 Diagrama Carga-Deformación

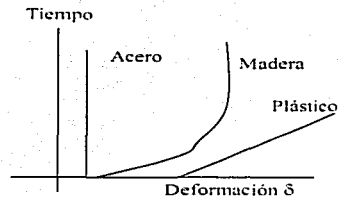


Fig. 11.40 Diagrama Tiempo-Deformación

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

II.2.19 Comportamiento mecánico

Las diferentes características de comportamiento que presenta la madera respecto de cualquier tipo de material elástico son las siguientes

Las relaciones esfuerzos-deformación de la madera son muy variables según la especie, la forma en que se hace el ensayo, el tipo de acción a que está sujeto, las características de crecimiento y otros factores. En general, cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de las gráficas esfuerzo-deformación son semejantes a las que se muestran cualitativamente en la Fig. III.38. La primera parte de la gráfica es prácticamente recta de manera que puede suponerse proporcionalidad directa entre esfuerzo y deformaciones, como un material elástico ideal. A partir del límite de proporcionalidad, que suele corresponder a un esfuerzo relativamente alto, las relaciones esfuerzo-deformaciones dejan de ser lineales.

Cualquiera que sea el tipo de esfuerzo, la forma de las gráficas esfuerzo/deformación es semejante a las que se muestran en la Fig. III.39 y III.40

El valor de la deformación, en el estado plástico es muy elevado respecto de cualquier otro material. Es decir, la madera es muy deformable.

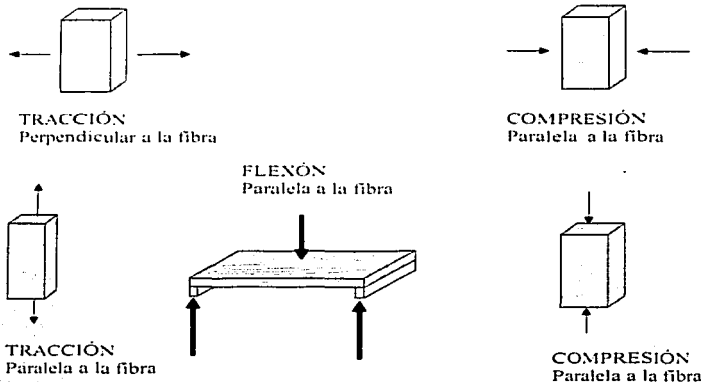


Fig. II.41 Tipos de Esfuerzos Mecánicos

II.2.20 Factores que influyen en el comportamiento mecánico de la madera

Densidad

La densidad es un factor que influye en la eficacia de la madera, porque su resistencia, tanto a la flexión como a la compresión, aumenta rápidamente cuando la

densidad aumenta y por lo tanto se toma la densidad como un índice de calidad al formular las reglas de la clasificación de la madera.
Densidad es la relación entre el peso P y el volumen de una madera

$$\rho = \frac{P}{V}$$

Como el peso y el volumen de una madera esta afectado por el porcentaje de humedad, al hablar de densidad se debe significar siempre la humedad a la esta hecha la medida, es decir que se debe hablar de densidad de la madera a una determinada humedad como puede ser el 0%(densidad anhidrida), 12% (humedad normal) o a otra humedad de la madera.

$$\rho' = \frac{P_s}{V_s}$$

Densidad relativa

La densidad relativa o peso específico (ρ_r), se define como el cociente de la densidad del material y la del agua a 4°C. Se le llama peso específico porque su valor se puede calcular como el cociente del peso volumétrico del material y el del agua. No tiene unidades.

Densidad específica

Se denomina densidad específica de una madera, a la relación entre el peso seco P_s de la madera y el volumen V_s de la madera cuando esta tiene una humedad superior al punto de saturación de la fibra.

$$\rho' = \frac{P_s}{V_s}$$

Como se menciono anteriormente la madera se compone de celdillas alargadas cementada por lignina, considerando que la densidad específica del material que forma las paredes de las celdillas, o sea a la sustancia madera es aproximadamente igual a 1.54 para todas las especies.

Contenido de humedad

La resistencia de la madera aumenta a medida a medida que disminuye su grado de humedad, es decir la madera seca y seca es más resistente y rígida que la verde. El contenido humedad se define como el peso del agua expresado como un porcentaje del peso de la madera secada al horno. En el árbol vivo puede llegar a ser del 200%. La madera contiene agua en las paredes celulares, La cual al ser cortada inicia a perder humedad, hasta un punto en que la humedad se equilibra con la de la atmósfera. *El punto de saturación de las fibras* de la madera se alcanza cuando se evapora el agua de las celdillas y las paredes de las celdillas aun están saturadas. El contenido de humedad correspondiente a esta condición varia entre 25% y 30%. Para contenidos de humedad superiores al del punto de saturación, la resistencia permanece constante. Sin embargo, cuando por medio del secado se reduce el contenido de humedad a un nivel inferior el correspondiente al punto de saturación de las fibras la mayoría de las propiedades de la madera mejora. Esto se debe

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

principalmente a dos causas: (1) el fortalecimiento (2) el incremento en la cantidad de material por unidad de volumen debido a la contracción originada por el secado.

Puesto que la madera es un material higroscópico, su contenido depende del medio ambiente en que se encuentre. Así una pieza de madera absorbe o desprende humedad hasta que su contenido de humedad se encuentra en equilibrio con el de la atmósfera. El contenido de humedad de equilibrio es siempre proporcional al peso de la madera secada en horno. En la ciudad de México el contenido de humedad en equilibrio de la madera es de alrededor del 10% y varía $\pm 4\%$ de acuerdo con la temperatura y humedad relativa del medio ambiente en las diferentes épocas del año.

Para efectos de elección de esfuerzos permisibles suele distinguirse entre madera "seca" y madera "húmeda". En los Estados Unidos se dice que una madera está seca cuando el contenido de humedad es inferior al 15%. El valor recomendado en los códigos ingleses es 18%.

II.2.21 Defectos en la madera

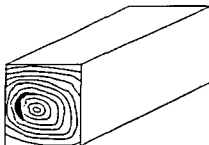
Los principales defectos de la madera son nudos, rajadura, pudrición, los cuales influyen en la reducción de la resistencia, tanto como para vigas como para postes.

Se considera como defecto cualquier irregularidad que afecte la resistencia o durabilidad de la madera. Los defectos más comunes son:

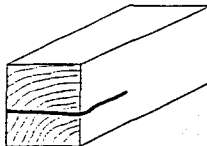
Rajadura a través de los anillos: es una separación longitudinal de la madera que atraviesa los anillos anuales.

Reventadura entre anillos: Es la separación a lo largo del hilo, principalmente entre anillos anuales.

Pudrición: Se debe al efecto destructor de hongos sobre la materia lignosa. Se reconoce porque la madera se hace blanda, esponjosa y/o se desmorona. Para impedir la pudrición algunas veces se impregna con preservativos como la brea de carbón de piedra, creosota o pintura cuando está seca.



Reventadura



Rajadura

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Fig. II.42 Tipos de defectos

Decantillado: Se caracteriza por la falta de madera o corteza en las esquinas.

Nudo: Es la parte de una rama incorporada en el tallo de un árbol

Los nudos afectan la resistencia de la madera, porque es necesario que las fibras se desvíen de su dirección normal para librarlo, y porque muchas veces ocurren rajaduras en su alrededor al perder la pieza humedad.

Las fibras de la madera al pasar a través de un nudo se desvían provocando que estén en forma perpendicular a las de la madera adyacente. El efecto negativo principal se da cuando la pieza está sometida a los esfuerzos de tensión más que a los de compresión. Dicho efecto depende de la ubicación en la pieza, por ejemplo un nudo colocado en la cara inferior de una viga simplemente apoyada tendrá un gran efecto sobre la carga máxima que pueda soportar.

Clasificación de los Nudos

Los nudos se pueden clasificar de la siguiente forma.

-Por estado de los nudos:

- ✓ Nudo sano y adherente: Tiene su origen en una rama que en el momento del corte del árbol está viva, trabajan conjunta ante esfuerzos que pueden surgir, denominándose por esta razón, nudo adherente.
- ✓ Nudo negro: Suele tener su origen en una rama que en el momento del corte o ha desaparecido o se encuentra muerta en forma natural
- ✓ Nudo saltadizo: Se produce cuando la rama, de forma natural, artificial o accidental, se rompe, no por su base, sino dejando un muñón
- ✓ Nudo viciosos o podrido: Suele tener su origen en una rama que, en plena actividad fisiológica, se rompe, bien accidentalmente o bien por efecto de una poda. En este caso, la herida producida queda expuesta a la posible ataque de esporas, que encuentran un medio idóneo para su desarrollo.

Por el tamaño de los nudos

- ✓ Nudo en el ojo perdiz (<5 mm)
- ✓ Nudo pequeño (entre 5 mm y 15 mm)
- ✓ Nudo mediano (entre 15 mm y 25 mm)
- ✓ Nudo grande (entre 25 mm y 40 mm)
- ✓ Nudo muy grande (>40 mm)

Por la forma de los nudos:

- Nudo de espiga
- Nudo redondo o circular

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

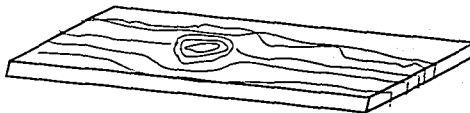


Fig. 11.43 Discontinuidades y alteraciones en la orientación de Las fibras producidas por un nudo

CAPITULO III

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

40-A

CAPITULO III.- DISEÑO DE CIMBRAS

III.1 DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES

El criterio de dimensionamiento mas comúnmente utilizados en el diseño de estructuras de madera es el de esfuerzos permisibles o de trabajo.

La magnitud de los esfuerzos permisibles dependerá fundamentalmente de la variabilidad de las características resistentes, el contenido de humedad, la duración de la carga, los defectos naturales de la madera y el grado de seguridad con que se quiera contar.

III.1.1 Aspectos importantes en el diseño de cimbras

El diseñador de cimbras debe tener como objetivo lograr un método satisfactorio para contener y dar forma al concreto dentro de las tolerancias especificadas, economizando mano de obra y materiales.

Las especificaciones generales para la cimbra prestan atención especial a los siguientes aspectos

- 1) Confinamiento del concreto para dar forma según las dimensiones requeridas y suficientemente herméticas para evitar fugas del mortero durante el colado del concreto.
- 2) Resistencia suficiente para soportar la presión originada por la colocación y vibrado del concreto.
- 3) Determinación del tiempo de permanencia de la cimbra, considerando: cargas de construcción, resistencia a edades tempranas del concreto y la posibilidad de recuperación de contraflechas.
- 4) Integridad de la estructura, mediante juntas de colado convenientemente localizadas y sujetas previamente la aprobación del diseñador, restringiendo su localización a los sitios en que se debilite en menor grado la estructura.

Como norma general, *los pies* derechos irán sobre rastras y estarán colocadas sobre dos cuñas de madera con las cuales se podrá corregir cualquier asentamiento. Los *puntales* de piso superior deberán coincidir con los del piso inferior en lo que se refiere a su eje vertical.

En el diseño se deberá demostrar que la resistencia y la rigidez de la cimbra son adecuadas calculando con un factor de seguridad de 5. Las uniones deberán ser capaces de desarrollar la resistencia calculada de los miembros.

III.1.2 Consideraciones particulares en el diseño de cimbras

1. Altura del vaciado (m)
 2. Espesor del muro (cm)
 3. Velocidad a la cual se levanta la superficie del concreto (cuando no es mayor de 80 cm).
 4. Revenimiento del concreto (cm).
 5. Temperatura de colocación.
- Efectos a tomarse en cuenta
- a) Sobre carga y daños accidentales
 - b) Cargas laterales cuyos efectos secundarios originen deflexión en la estructura.
 - c) Restricciones laterales por influencia externa tales como estructuras adyacentes.
 - d) Cimentación, efectos de deformación elástica.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- e) Cargas vivas durante la construcción que constituyen un alto porcentaje del diseño.
- f) Cargas de impacto y vibración.
- g) Deflexiones severas, tolerables por las conexiones.
- h) Indeterminación o redundancia estática por desconocimiento de las condiciones de apoyo por lo que es recomendable usar sistemas estáticamente determinados.
- i) Sistemas de transferencia de la carga
- j) Distorsiones locales por asentimientos locales de la cimentación.
- k) Modificaciones en la aplicación de la carga por cambios cíclicos.
- l) Conexiones articuladas o semiarticuladas, especialmente en andamiaje tubular.
- m) Contra viento de diferentes planos que aunque introducen o incrementan redundancia estática es el método más eficiente de prevenir pandeo lateral por aplicación de carga dudosa.
- n) Condiciones especiales de carga originados por el procedimiento de construcción de la estructura permanente.
- o) Plataforma de trabajo y acceso.
- p) Desmantelamiento de la cimbra para aplicar la secuencia correcta de retiro de los apoyos especialmente en estructuras de arco
- q) Uso repetido de la cimbra cuyo daño acumulado se tomará en cuenta en el diseño.

III.1.3 Cargas

La mayoría de las cargas aplicadas a una cimbra son similares a las que se aplican a una estructura, tales como el viento, impacto, tráfico, carga muerta, etc. Pero cabe hacer notar que en función del estado líquido se generan presiones laterales cuyos valores apropiados deben considerarse en el diseño.

Peso propio: La cimbra generalmente pesa de 50 a 75 kg/m², cuando este peso es pequeño en comparación con el peso del concreto más la carga viva, puede despreciarse.

Carga viva: El comité A.C.I., recomienda una carga debida a cargas vivas de construcción de 250 kg/cm², de proyección horizontal, que incluye el peso de los trabajadores, equipo, andadores e impacto. Si se usan volquetes motorizados, esta carga debe incrementarse hasta 400 kg/m²

Cargas laterales: Las cimbras y obras falsas deben soportar todas las cargas laterales debidas a viento, cables de tensión, soportes inclinados, vaciado del concreto y movimientos horizontales del equipo.

El comité A.C.I. recomienda las siguientes cargas mínimas laterales.

- a) En losas 150 kg/m de borde de losa o 2 por ciento de la carga muerta sobre la cimbra (distribuido como una carga por metro de losa), el que sea mayor.
- b) En muros: Carga de viento de 50 kg/m² o mayor si así lo exigen los códigos locales,

Presión lateral del concreto

Cuando el concreto se vacía en la cimbra, produce una presión perpendicular a esta que es proporcional a la densidad y a la profundidad del concreto en estado líquido.

El tiempo inicial requerido para el fraguado inicial es mayor para una baja, que para una alta temperatura.

La presión esta influenciada por los siguientes factores:

- a) Velocidad de llenado de las formas
- b) Temperatura del concreto

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

c) Método de colado del concreto, a mano o con vibrador

Formulas para calcular la presión

A) Para muros, con velocidad vertical de colado (R) menor o igual a 2 metros/h

$$P = 730 + \frac{80,000}{R}$$

$$P = 170 + \frac{17.8 + T}{17.8 + T}$$

con un máximo de 10 000 kg/m² y un mínimo de 3 000 kg/m², pero en ningún caso mayor de wh.

B) Para muros con una velocidad vertical de colado de 2 a 3 metros/h

$$P = 170 + \frac{118,000}{17.8 + T} + \frac{24,900R}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 10 000 kg/m² y un mínimo de 3 000 kg/m², pero en ningún caso mayor de wh.

C) Para columnas

$$P = 730 + \frac{80,000}{17.8 + T}$$

Con un máximo de 15 000 kg/m² y un mínimo de 3 000 kg/m², pero en ningún caso mayor de wh.

En las formulas anteriores:

P = Presión del concreto (kg/m²)

R = Velocidad vertical de colado (m/h)

T = Temperatura vertical de colado (°C)

W = Peso volumétrico del concreto (kg/m³)

h = Altura del concreto fresco.

III.1.4 Recomendaciones de los reglamentos de los Estados Unidos, Inglaterra y Canadá

Para llegar a los esfuerzos permisibles para diseño se establecen primero unos "esfuerzos básicos" que se definen como los esfuerzos que con un margen de seguridad adecuado puede resistir permanentemente la madera verde (es decir, con un contenido de humedad superior al correspondiente al punto de saturación de las fibras), limpias (sin rajaduras ni nudos) y de grano recto.

Velocidad vertical de colado	Presión lateral (kg/cm ²) para la temperatura indicada					
	30°	25°	20°	15°	10°	5°
0.50	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.300
0.75	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.360
1.00	3.000	3.000	3.000	3.170	3.610	4.240
1.25	3.000	3.065	3.375	3.780	4.325	5.115
1.50	3.240	3.535	3.905	4.390	5.050	5.990
1.75	3.660	4.000	4.435	5.000	5.765	6.870
2.00	4.080	4.470	4.965	5.610	6.485	7.750
2.50	4.500	4.940	5.500	6.225	7.215	8.635
2.75	4.631	5.085	5.665	6.415	7.440	8.910
3.00	4.760	5.230	5.830	6.600	7.660	9.180

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura III.1 Presiones horizontales para diseño de cimbras de muros

Elevación Vertical de colado	Presión lateral (kg/cm ²) para la temperatura indicada					
	30°C	25°C	20°C	15°C	10°C	5°C
0.50	Rige el mínimo					3,000
0.75	Rige el mínimo					3,360
1.00	Rige el mínimo					3,000
1.25	3,000	3,065	3,065	3,170	3,610	4,240
1.50	3,240	3,535	3,535	4,390	5,050	5,990
1.75	3,660	4,000	4,000	5,000	5,765	6,870
2.00	4,080	4,470	4,470	5,610	6,485	7,750
2.50	4,915	5,400	5,400	6,830	7,925	9,500
3.00	5,750	6,340	6,340	8,045	9,360	11,250
3.5	6,590	7,270	7,270	9,265	10,800	13,010
4.00	7,425	8,205	9,200	10,485	12,240	14,765
4.5	8,260	9,140	10,255	11,705	13,680	15,000
5.00	9,100	10,075	11,310	12,925	15,000	
6.00	10,770	11,945	13,430	15,000		
7.00	12,445	13,185	15,000			
8.00	14,125	15,000				
9.00	15,000				Rige el máximo	

Fig. III.2 Presión horizontal para el diseño de columnas

Los esfuerzos básicos se obtienen a partir de los resultados de ensayos efectuados con probetas pequeñas limpias, generalmente de madera verde.

Los resultados de estos ensayos se corrigen para tener en cuenta los distintos factores que afectan la resistencia y el comportamiento en condiciones de servicio. Los principales factores son la variabilidad de la resistencia, el contenido de humedad, el efecto de duración de la carga, la forma y el tamaño de la pieza estructural considerada y el grado de seguridad requerido.

El esfuerzo básico puede considerarse como un esfuerzo permisible de diseño para madera libre de defectos, es decir para una madera limpia. En general es necesario tener en cuenta el efecto de la presencia de rajadura, y nudos y la influencia de la inclinación del grano reduciendo el valor del esfuerzo básico. Esto se hace clasificando la madera de acuerdo con la importancia de los defectos que contenga y reduciendo los esfuerzos básicos de acuerdo con los dictados de la experiencia y los resultados disponibles en ensayos a escala natural. Los manuales dan valores permisibles de diseño para distintas especies, obtenidos en esta forma. Suelen darse juego de valores distintos según sea húmeda o seca la condición de uso.

Los esfuerzos permisibles $\sigma_{perm} = \frac{\mu_{TL}}{f.S.}$ para cimbra serán normalmente iguales a los

esfuerzos de trabajo del material empleado excepto por las siguientes consideraciones:

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

- 1) Deterioro del material por uso previo
 - 2) Condiciones de diseño y responsabilidad del mismo.
 - 3) Factores de modificación, aplicables al material por pérdida de resistencia.
- El factor de modificación para los esfuerzos permisibles se establece en función de las clases de cimbra descritas en la página 41 considerando los errores posibles en construcción y el uso de la cimbra, conforme a la siguiente tabla:

Clases de cimbra	Factor de modificación aplicado al esfuerzo permisible
1	1.0 a 1.1
2	0.7 a 0.9
3	0.5 a 0.75
4	No se aplica

Fig. III.3 Factores de modificación aplicados a esfuerzos permisibles

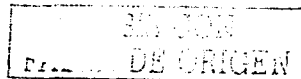
Los factores de modificación anteriores deberán multiplicarse por el *esfuerzo permisible del material* empleado, conforme a la clasificación de la cimbra, independientemente de otros factores de seguridad que recomiendan las especificaciones del fabricante, ya que su aplicación esta relacionada con el grado de diseño, detalle y condiciones de construcción, conforme a las condiciones de diseño.

III.1.5 Recomendaciones del Reglamento del Distrito Federal

El 4 de julio de Julio de 1987, al día siguiente de su publicación en el Diario oficial, entra en vigor una nueva versión del reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Las

TITULO I	DISPOSICIONES GENERALES
TITULO II	VIAS PUBLICAS Y OTROS BIENES DE USO COMÚN
TITULO III	DIRECTORES RESPONSABLES DE OBRA
TITULO III	LICENCIAS Y AUTORIZACIÓN
TITULO V	PROYECTO ARQUITECTÓNICO
TITULO VI	SEGURIDAD INDUSTRIAL DE LAS CONSTRUCCIONES
TITULO VII	CONSTRUCCIÓN
TITULO VIII	USO, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO
TITULO IX	AMPLIACIÓN DE OBRA DE MEJORAMIENTO
TITULO X	DEMOLICIONES

disposiciones que contiene se agrupan en los siguientes títulos



Las disposiciones relativas a diseño estructural (Título VI) se refieren exclusivamente a aquellos requisitos aplicables a cualquier material y sistema estructural y a los criterios generales de diseño que se espera sean validos por un lapso considerable. Este título incluye, además, Disposiciones detalladas relativas a diseño por sismo a diseño de cimentaciones, por ser tema de particular importancia en el Distrito Federal Este reglamento considera varios grados de acuerdo con el numero y tipo de sus defectos naturales. La clasificación propuesta se basa en la norma C-18-46 de la dirección General de normas de seguridad de Industria y Comercio.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

En lugar de fijar esfuerzos permisibles para cada tipo de madera, como hacen algunas normas, estos se hacen depender del peso volumétrico.

Nunca deberán usarse madera que acuse torceduras o laminaciones visibles y al diseñar los miembros sujetos a compresión deberá limitarse la relación de esbeltez a 150 excepto donde las cargas de compresión se produzcan por viento en cuyo caso la relación de esbeltez puede incrementarse a 200.

Conforme al artículo 214 del capítulo XXVII del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, se admiten los siguientes esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad, en función de la *densidad aparente de la madera seca*, γ , para madera de primera. De no obtenerse experimentalmente, al valor de γ se supondrá 0.4, obteniéndose los valores consignados en la última columna de la siguiente tabla:

Concepto	<i>Para cualquier γ</i>	(Valor en kg/cm ²) Para $\gamma = 0.4$
Esfuerzo en flexión o tensión simple	196 γ	60
Modulo de elasticidad en flexión o tensión simple	196,000 γ	79,000
Esfuerzo a compresión paralela a la fibra	143.5 γ	57
Esfuerzo a compresión perpendicular a la fibra.	54.2 γ	7
Modulo de elasticidad en compresión	238,000 γ	95,000
Esfuerzo cortante	35 γ	10

Figura III.4 Esfuerzos de trabajo y módulos de elasticidad

Para *maderas selectas* se pueden incrementar los valores anteriores en un 30%. Para *maderas de segunda*, se tomara el 70% de los valores consignados en la tabla. Para *maderas de tercera* se tomara el 50%.

Tratándose de maderas *saturadas* o *sumergidas*, el esfuerzo de compresión paralelo a la fibra debe reducirse 10%, el de compresión perpendicular a la fibra, 33% y de los módulos de elasticidad 10%.

El *esfuerzo permisible* en compresión en direcciones inclinadas con respecto a la fibra, se determinara de acuerdo con la formula:

$$N = \frac{PQ}{P \sin \theta + Q \cos^2 \theta}$$

Donde N: Esfuerzo permisible en la dirección que forma un ángulo con la fibra.

P: Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra

Q: Esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra.

Sobre apoyos menores de 15 cm de longitud localizados a 7 cm. o más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible en compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse de acuerdo con el factor contemplado en la figura III.5

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

III.1.6 Factores de seguridad

Independientemente de los factores de modificación descritos en los esfuerzos permisibles, para el diseño estructural de la cimbra se recomienda usar un factor de seguridad de 5.0, cuando se trate de estructuras cuyo diseño este limitado por desconocimiento general de las características de los materiales y existen dudas fundamentales de las condiciones de los mismos.

III.1.7 Clasificación Estructural

En el reglamento de construcción del DDF se contempla la clasificación estructural de acuerdo a la presencia de defectos. Se tiene cuatro calidades: V-75, V-64, V-40. La calidad V-40 significa que la resistencia de esta madera está entre el 40 y el 49 por ciento de la resistencia de esa madera que tendría si careciera de defectos; la madera clasificada como V-50 esta entre el 50 y el 64 por ciento de la correspondiente a madera sin defectos y así sucesivamente. Así de acuerdo al R.D.F., los esfuerzos permisibles para madera clasificada estructuralmente en forma visual para todas las especies, son las siguientes:

SOLICITACIONES	V-75	V-65	V-50	V-40
Flexión y tensión	80	70	50	40
Compresión paralela a la fibra	60	50	40	30
Compresión perpendicular a a fibra	12	12	11	11
Cortante paralelo a la fibra	11	9	7	6

II.1.8 Formulas de diseño

a) Postes o columnas de madera

Artículo 218 del Reglamento de construcción del D. F. referente a diseño de postes o columnas.

Nomenclatura

A = Área de la sección transversal del miembro. (cm²)

c = Esfuerzo permisible en las columnas a compresión paralela a la fibra,

corregida por esbeltez en kg/cm².

d = Mínima dimensión transversal del miembro o de cada una de las piezas que constituyen una columna espaciada (cm).

P = Carga axial (kg)

fc = Esfuerzo permisible en compresión paralela a la fibra de conformidad con los artículos 214 a 216.

II Clasificación. Las columnas a que pueden aplicarse estas especificaciones se clasifican en simples compuestas simples y espaciadas.

Las columnas simples están formadas por una sola pieza.

Las columnas compuestas están formadas por dos o más piezas correctamente ligadas.

b) Columnas simples.

El esfuerzo permisible en columnas simples de sección rectangular se valuará con las siguientes expresiones:

a) Para columnas cortas y puntales, con relación $\frac{L}{d}$ no mayor de 11, el esfuerzo permisible se valuará con la siguiente expresión: $c = .7fc$

$$c = \frac{P}{A}$$

b) Para relaciones L/d comprendidas entre 11 y 13

$$c = fc \left[1 - \left(\frac{L}{38d} \right)^4 \right] \quad d = \text{Mínima dimensión transversal del miembro (cm)}$$

c) Para relaciones mayores L/d mayores que 30

$$c = fc \left[\frac{550}{\left(\frac{L}{d} \right)^2} \right]$$

Considerando que para elementos de cimbra, se recomienda una relación máxima de $\frac{L}{d}$ igual a 50, la fórmula de Euler con un factor de reducción de 3,

es igual a:

$$P = 0.30E \cdot A \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Al aplicar la fórmula anterior, $\frac{P}{A}$, no deberá exceder el esfuerzo permisible a compresión paralela a la fibra, según la densidad de la madera empleada, de conformidad con las recomendadas en la sección 3.2.1

Ejemplo cuando $\frac{L}{d} \leq 11$ a)

Poste de 10x20 cm. $\sigma_c = fc = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ (según el reglamento)

Si $\frac{L}{d} = 11$ $L = 11(10 \text{ cm}) = 110 \text{ cm}$. La capacidad de carga del poste será de igual al producto de área por el coeficiente del trabajo

$$P = 200 \text{ cm}^2 \left(57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 11,400 \text{ kg.}$$

b) Si $L = 2.50$ y la sección y coeficiente de trabajo los mismos

$$\frac{L}{d} = \frac{250}{10} = 25 < 30 \quad c = fc \left[1 - \left(\frac{L}{38d} \right)^4 \right]$$

$$c = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left[1 - \left(\frac{250 \text{ cm}}{(38)(30 \text{ cm})} \right)^4 \right] = \left(57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.81) = 46.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = (200 \text{ cm}^2) \left(46.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 9,230 \text{ kg.}$$

c) Si $L = 3.50$ m sección 10×20 y $fc = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$\frac{L}{d} = \frac{350}{10} = 35 > 30 \quad c = fc \left[\left(\frac{L}{d} \right)^2 \right] = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\left(\frac{350}{10} \right)^2 \right) = \left(57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.448) = 25.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = (200 \text{cm}^2) \left(25.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) \therefore P = 5,148 \text{ kg}$$

$\frac{L}{d}$ relacion de esbeltez = $\frac{L}{d}$ anterior o usaremos $\frac{L}{d}$

donde d = lado anterior del poste

L = lado menor del poste

a) si $\frac{L}{d} < 10$ columna corta $P = A \cdot fc$

b) si $\frac{L}{d} < 45$ columna larga $P = A \cdot c$

Esfuerzo para columna larga = $c = \frac{fc}{1 + \frac{1}{1300} \left(\frac{L}{d} \right)^2}$

Ejemplo :

b) Seccion 10x20, L = 2.50 cm. $fc = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

$$\frac{L}{d} = \frac{250}{10} = 25 > 10 \text{ y } 25 < 45 \text{ col. larga} \quad c = \frac{57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{1 + \frac{1}{1300} \left(\frac{250}{10} \right)^2} = 38.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = 260 \text{cm}^2 \left(38.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 7,700 \text{ kg}$$

Podemos aplicar tambien formulas tales como las siguientes :

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$P = A_c = A \left(f_c \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{L}{k d} \right)^4 \right) \right) \text{ llamada fórmula de la parábola cuarta}$$

$$\text{siendo } k = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{E}{6 f_c} = 0.64 \frac{E}{f_c} \quad \text{y} \quad K > \frac{L}{d} > 10 \quad K \approx 25$$

Esta fórmula se aplica para columnas intermedias

$$P = A_c = A \frac{0.274 E}{\left(\frac{L}{d} \right)^2} \quad 45 > \frac{L}{b} > K \quad \text{donde } E = \text{módulo de elasticidad}$$

c) Columnas o postes espaciados

Inciso cuarto artículo 218. Capítulo XXVII

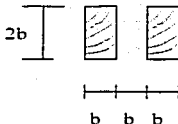
Todas las piezas que constituyan una columna espaciada tendrán la mínima dimensión disponible. El espesor de los empaques será también igual a dicha dimensión

La máxima relación $\frac{L}{d}$ permisible es de 80 es de 80 en este tipo de columnas. La capacidad de carga de una columna espaciada se tomara igual a la suma de la capacidad de sus miembros, calculada estas como si se tratara de columnas simples independientes, sustituyendo las formulas para columnas

simples por las que siguen:

$$\text{Para } \frac{L}{d} > 28 \quad c = f$$

$$\text{Para relación } \frac{L}{d} > 28 \text{ pero } < 80 \quad c = f_c \left(1 - \left(\frac{L}{95d} \right)^4 \right)$$



Separación máxima = b
 espesor de los empaques = b

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

Ejemplo:

Sección 10x20, $f_c = 57 \text{ kg/cm}^2$, $L = 6 \text{ m}$

$$L/d = \frac{600}{10} = 60 < 80 \text{ pero } 60 > 28 \quad c = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(1 - \left(\frac{600}{95 \times 10} \right)^4 \right)$$

$$c = 57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (1 - 0.16) = 57 \times 0.84 = 4788 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P = 200 \text{cm}^2 \left(4788 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 9,576 \text{ kg}$$

d) Columnas o postes compuestos

Inciso V, Art. 218 Cap. XXVII

La capacidad de carga de una columna compuesta se calculara con las formulas para columnas simples pero reduciendo la capacidad así obtenidas, de acuerdo con la siguiente tabla:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

L/d	Capacidad reducida % de la calculada
2	88
6	82
10	77
14	71
18	65
22	74
26	82
30	91
34	99

Fig. III.5 Porcentaje de reducción de capacidad en columnas compuestas

e) Piezas en tensión

El artículo 217 del capítulo XXVII dice:

El esfuerzo se valuará dividiendo la fuerza neta entre el área neta. Estos esfuerzos no deben exceder el permisible que se especifica en los artículos 214 a 216

$$P/A = f_c = 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Ejemplo:

Si $P = 6,000 \text{ kg/cm}^2$, $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $A = ?$

$$6000 \text{ kg} = 100 \text{ cm}^2 \quad \text{Seccion de } 10 \times 10$$

$$60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

b) Seccion de 10×20 , $f_c = 60 \text{ kg/cm}^2$, $P = ?$

$$P = 200 \text{ cm}^2 \left(60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) = 12,000 \text{ kg}$$

c) Seccion de 10×15 , $P = 8,500 \text{ kg}$, $f_c = ?$

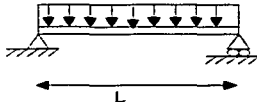
$$f_c = \frac{8500 \text{ kg}}{150 \text{ cm}^2} = 56.67 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{OK}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

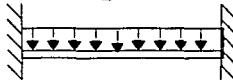
f) Piezas a flexión

Artículo 219, Cap. XXVII, del reglamento

Deben de utilizarse las formulas convencionales de la resistencia de materiales, como la formula de la esquadria, siempre que la relación de claro a peralte sea mayor que 5.



$$M \text{ max} = \frac{\omega L^2}{8}$$



$$M \text{ max} = \frac{\omega L^2}{12}$$

$$M \text{ flecha max.} = \frac{\omega L^4}{10}$$

Considerando una condición promedio

Formula de la esquadria

$$\frac{M}{fm} = \frac{I}{y}$$

Donde: M: Momento flexionante
fm: Esfuerzo permisible a flexión
I: Momento de inercia

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Y: Distancia del eje neutro a la fibra más alejada

con las siguientes salvedades:

Se supone que una viga de sección circular tiene el mismo momento resistente que una viga de sección cuadrada. Si el peralte de una viga de sección rectangular excede a 30 cm., se debe introducir el siguiente factor F que multiplique al momento de inercia

$$\text{Factor de forma } F = 0.81 \frac{h^2 + 922}{h^2 + 568}$$

donde h es el peralte de miembro en cm

Ejemplo:

Hallar la sección que tendrá una viga rectangular de proporción $h = 2b$, con una carga uniformemente distribuida $w = 600 \text{ kg/cm}$, siendo el esfuerzo admisible para la madera de 60 kg/cm^2 y el módulo de sección de una viga rectangular igual a

$$\frac{M}{I_c} = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{Momento flexionante maximo } M = \frac{wL^2}{8} = \frac{600 \text{ kg/cm} (400\text{cm})^2}{8} = 120.000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$S = \frac{120.000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2000 \text{ cm}^3 = \frac{bh^2}{6}$$

$$\text{Si } S = \frac{bh^2}{6} \quad \text{Si } b = \frac{h}{2} \quad 2000 \text{ cm}^3 = \frac{h}{2} \frac{h^2}{6} \quad h = \sqrt[3]{24.000 \text{ cm}^3} = 29 \text{ cm} < 30$$

Sección de 15x30

g) Flexotensión (combinación de flexión y carga axial)

Artículo 220.- Capítulo XXVII

Combinación de Flexión y carga axial. Los miembros sujetos flexotension deberían proporcionarse en tal forma que:

$$\frac{P}{A} + \frac{M}{S} \leq f_m$$

Los miembros sujetos a flexocompresión, deberán proporcionarse de tal forma que:

$$\frac{P}{Ac} + \frac{M}{fmS} \left(1 - \frac{PL^2}{2EI} \right) \leq 1$$

En las formulas anteriores:

Ac = Área de la sección transversal de la pieza (cm²).

E = Modulo de elasticidad (kg/cm²)

fm = Esfuerzo permisible a la flexión (kg/cm²).

I = Momento de Inercia (cm⁴).

M = Momento flexionante (kg/cm²)

S = Modulo de sección (cm³)

c = Esfuerzo permisible a compresión paralela a la fibra corregido por esbeltez (kg/cm²).

El esfuerzo c no deberá ser superior al dado en el artículo 218. En columnas espaciadas estas formulas solo se aplican si la flexión actúa en dirección paralela a la mayor dimensión de los miembros individuales.

Ejemplo:

Poste de 10 cm x 20 cm de sección con una carga de 2 ton. y excentricidad de 20 cm en el sentido del eje longitudinal.

fm = 60 kg/cm²

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SIS CON
FALLA DE ORIGEN

M_v = fatiga debido a la flexión en el sentido del momento

$$M = P \cdot e = 2000 \text{ kg} (20 \text{ cm}) = 40,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$f = \frac{2000 \text{ kg}}{10 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}} + \frac{40,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{10 \text{ cm} (20 \text{ cm})^2}$$

$$f = \frac{2000 \text{ kg}}{200 \text{ cm}^2} + \frac{40,000 \text{ kg} \cdot \text{cm}}{6666 \text{ cm}^3} = 10 + 58$$

$f = 68 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2 > 60 \text{ kg} \cdot \text{cm}^2$ Habrá que aumentar la sección proponiendo 12×25

$$f = \frac{2000 \text{ kg}}{300 \text{ cm}^2}$$

Cortante horizontal

La fórmula general para viga es:

$$q = \frac{3V}{2A}$$

en donde: $q = \text{Esfuerzo cortante} \left(\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right)$

$V = \text{Cortante vertical}$

$A = \text{Área de la sección transversal (cm}^2\text{)}$

el esfuerzo cortante debido a una carga concentrada distante menos de un peralte del poyo, puede reducirse en dicho tramo a $\frac{2}{3}$ de su valor

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

III.1.8 Flecha

La deformación máxima, provocada por la flexión, se le denomina comúnmente flecha máxima; su valor depende principalmente del claro "L" y es función directamente proporcional de la carga por metro "w", el módulo de elasticidad "E", y el momento de Inercia centroidal de la sección "I"

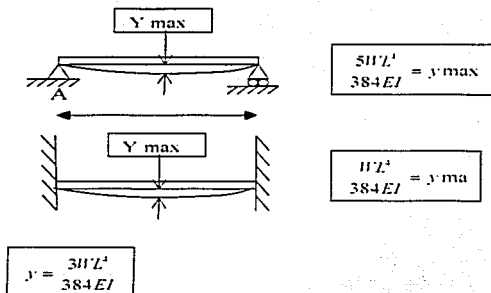


Fig. III.6 Flecha máxima

Existen dos criterios para los límites de y ; el americano que recomienda $y \text{ max} = \frac{1}{36}$ del claro, y el europeo, que indica $y \text{ max} = \frac{1}{500}$ del claro.

Si aceptamos estos límites, tendremos dos formulas que, aplicada una sección y a una carga por metro dadas, nos permite encontrar "L"

Americano

$$L = 3 \cdot 0.355 \frac{EI}{W}$$

$$L = 3 \cdot 0.256 \frac{EI}{W}$$

Donde:

W: Carga Vertical repartida en $\frac{kg}{cm}$

E: Modulo de elasticidad

I: Momento de inercia de la sección considerada en cm^4

Ejemplo:

Diseño de una cimbra para losa

La losa será de 20 cm. De espesor, concreto normal, 2,400kg / cm^2 . La cimbra se usará varias veces.

Altura libre piso a techo 2.40 m

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

Carga viva

$$= 200 \text{ kg/m}^2 \\ 6,800 \text{ kg/m}^2$$

Entarimado. Usar tabloncillos de 1" de espesor.

Es espesor efectivo de tablas de 1" de 25/32 (≈ 2.00 cm)

Considerando una franja de 1.00 m. de ancho:

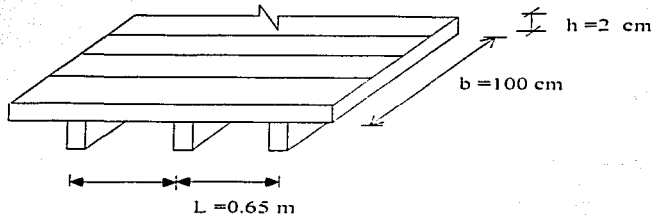


Fig. III.7 Separación de largueros por flecha

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$I = \frac{100\text{cm} \times 2\text{cm}^3}{12} = 66.67\text{cm}^4$$

$$S = \frac{bh}{6} = \frac{100\text{cm} \times (2\text{cm})^2}{6} = 66.67\text{cm}^3$$

Por flexión

$$L_{\max} = 0.32 \frac{f_s}{w} = 0.32 \frac{80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 66.67\text{cm}^4}{680 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.10 \text{ m}$$

$$r = (196)(\gamma) = (196)(0.4) = 80\text{kg/cm}^2$$

Por flechas

$$L_{\max} = \frac{E I}{w} \quad E = 196,000\gamma = 196,000 \times 0.4 = 78,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$L_{\max} = 0.33 \frac{78,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 66.67\text{cm}^4}{680 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 0.65 \text{ m}$$

Se usaran largueros @ 0.65 m lo cual nos da 7 espaciamientos de 0.65 = 4.50m de ancho del tablero

c) Dimensionamiento de largueros y espaciamiento de madrinras

Suponiendo que se tiene a la mano larguero de 2" x 4"

$$I = 365.23 \text{ cm}^4$$

$$S = 71.61 \text{ cm}^3$$

$$\text{Carga en largueros} = 680 \times 0.65 = 4.42 \text{ kg/m}$$

$$\text{Por flexion } L_{\max} = 0.32 \frac{f_s}{w} = 0.32 \frac{80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 71.61\text{cm}^3}{442 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.15 \text{ m}$$

$$\text{Por flecha } L_{\max} = 0.033 \frac{E I}{w} = 0.033 \frac{78,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 365.23}{44 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 1.33 \text{ m}$$

$$\text{Por corte } L_{\max} = 23.33 \frac{bh}{w} = \frac{23.33 \times 4.13\text{cm} \times 10.2\text{cm}}{440 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 2.23 \text{ m}$$

$L_{\max} = 1.15$ por flexión

Dado que el tablero mide 4.50 se usaran 4 claros de 1.125 m. que sera el espaciamiento de las vigas madrinras

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Revisión por esbeltez

$$L = 240 - 28 = 212 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{d} = \frac{212}{6.67} = 32 > 30 \text{ columna larga}$$

Esfuerzo a compresion

$$E = 95,000 \text{ tabla IV.5}$$

$$c = \left(\frac{L}{D} \right)^2 = 27.83$$

compresion admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{adm} = 27.83 \times 44.46 \cong 1237 > 1147$$

f) Revisión de esfuerzos de compresion en apoyo de viga madrinas en puntal

$$\text{Esfuerzo admisible perpendicular a la fibra} = 54.20 \times 0.4 = 21.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{27.55} = 52 \text{ cm}^2$$

Usar placa de 2" x 5" (5.08 x 12.7)

$$A = 4.13 \times 12.7 = 52.45 \text{ cm}^2$$

Apoyo de largueros en vigas madrinas

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2$$

Carga de largueros sobre vigas madrinas

$$C = (680 \times 0.75) = 573.75 \text{ kg}$$

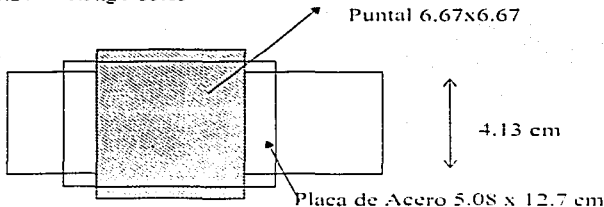
$$f = \frac{573.5 \text{ kg}}{17.06} = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se considerará aceptable según el reglamento "sobre apoyos menores de 15 cm. de longitud localizados a 7 m o más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresión perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor:

$$L + 1 = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$f_{ad} = 33.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



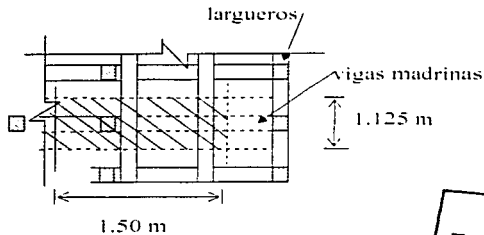


Fig. III.11 Área tributaria de los puntales

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

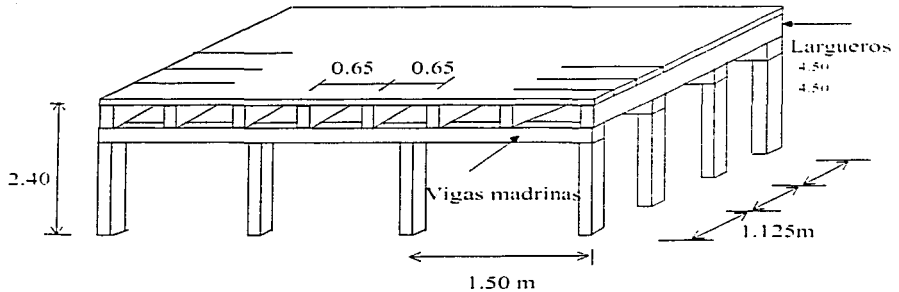


Fig III.12 Vista en isométrico

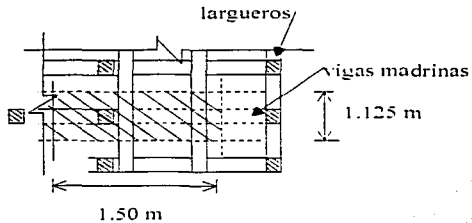


Fig. III.11 Área tributaria de los puntales

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

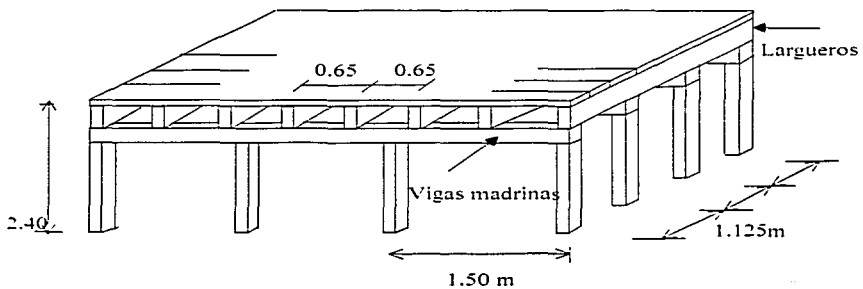


Fig III.12 Vista en isométrico

DISEÑO DE UNA CIMBRA PARA TRABE

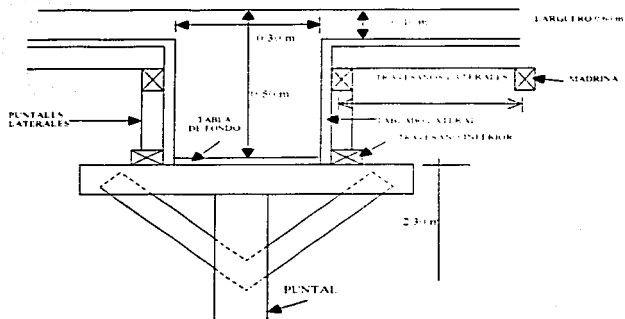


Fig. III.13 Vista de la trabe a diseñar

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

a) Tablado de fondo
cargas que soporta

$$\text{Carga muerta} = 0.30 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 2.400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva} = 0.30 \text{ m} \times 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$
$$= 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Se usará tablón de $1 \frac{1}{2}$ " de espesor nominal. El espesor efectivo es de $1 \frac{5}{16}$ "

$$\text{Módulo de sección } S = \frac{bh^2}{6} = \frac{30 \times (3.33 \text{ cm})^2}{6} = 55.44 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento de inercia } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times (3.33 \text{ cm})^3}{12} = 92.32 \text{ cm}^4$$

$$\text{Por flexión } f = 196\gamma \quad f = 196(0.4) = 80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$l_{\max} = 0.32 \frac{fs}{\omega} \quad l_{\max} = 0.32 \frac{80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{100\text{cm}}{1\text{m}} \right)^2 (55.44\text{cm}^2) \left(\frac{100\text{cm}}{1\text{m}} \right)^2}{420 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 1.03\text{m}$$

$$\text{Por flecha} \quad E = 196,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} (0.4) = 78,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$l_{\max} = 0.0333 \frac{El}{\omega} \quad l_{\max} = 0.0333 \frac{78,400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \left(\frac{100\text{cm}}{1\text{m}} \right)^2 (0.232 \text{cm}^4) \left(\frac{100\text{cm}}{1\text{m}} \right)^2}{420 \frac{\text{kg}}{\text{m}}} = 0.85\text{m}$$

$$\text{Por corte} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{\omega} \quad l_{\max} = 23.33 \frac{bh}{\omega} = 5.5\text{m}$$

Se usarán apoyos cada 0.80 m

b) Tableado lateral

Se utilizará triplay de $\frac{3}{4}$ y travesaño inferior de 2 x 4 plg. resultaron adecuados. A razón de 0.8 de espaciamiento de puntales. resultado que el tableado se colocarán también los puntales laterales que bajan las cargas de los largueros de la losa a través del travesaño lateral.

$\gamma_{\text{triplay}} = 0.6$

Cálculo del travesaño lateral

Cargas en la losa = peso propio concreto $240 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Carga viva $200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$
 $440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$f = 196\gamma = \left(196 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right) (0.6) = 120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Cargas en travesaño} = 440 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times \frac{1.20}{2} = 264 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Por flexion } S = \frac{10\omega l^2}{f} = \frac{10 \times 264 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times (1\text{m})^2}{120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 22\text{cm}^3$$

$$\text{Por flecha: } \frac{L}{360} = \frac{L^4 \omega}{128E} \times 10,000$$

$$\frac{L}{360} = \frac{360 \omega L^3}{128E} \times 10,000$$

$$I = \frac{360 \times 264 \frac{\text{kg}}{\text{cm}} \times (1\text{m})^3 \times 10,000}{128 \times 117,600} = 63.14 \text{ cm}^4$$

$$\text{Por corte } bh = \frac{264 \times l}{23.33} = 11.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar } 2" \times 4" \quad b \times h = 4.13 \text{ cm} \times 10.2 \text{ cm} = 42.13 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{(4.13 \text{ cm})(10.23 \text{ cm})^3}{12} = 365 \text{ cm}^4$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{4.13 \text{ cm} \times (10.2 \text{ cm})^2}{6} = 71.61 \text{ cm}^3$$

Cálculo de puntales principales

Determinando la carga total sobre estos puntales tenemos

$$\text{Por carga de trabe} = 420 \frac{\text{kg}}{\text{m}} \times 0.80 \text{ m} = 336$$

$$\text{Por losas} = 2 \text{ m} \times 264 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.80 \text{ m} = 422$$

$$758 \text{ kg}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$d = 2 \frac{5}{8} = 6.67 \text{ cm}$
Revisión por esbeltez

$$L = 240 - 28 = 212 \text{ cm}$$

Esfuerzo a compresion

$$E = 95,000 \text{ tabla IV.5}$$

$$c = \frac{0.3}{\left(\frac{L}{D}\right)^2} = 27.83$$

compresion admisible de puntal 3" x 3"

$$P_{adm} = 27.83 \times 44.46 \approx 1237 > 1147$$

f) Revisión de esfuerzos de compresion en apoyo de viga madrina en puntal

$$\text{Esfuerzo admisible perpendicular a la fibra} = 54.20 \times 0.4 = 21.68 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Area requerida} = \frac{1147.50}{27.55} = 52 \text{ cm}^2$$

Usar placa de 2" x 5" (5.08 x 12.7)

$$A = 4.13 \times 12.7 = 52.45 \text{ cm}^2$$

Apoyo de largueros en vigas mdrinas

$$A = 4.13^2 = 17.06 \text{ cm}^2$$

Carga de largueros sobre vigas mdrinas

$$C = (680 \times 0.75) = 573.75 \text{ kg}$$

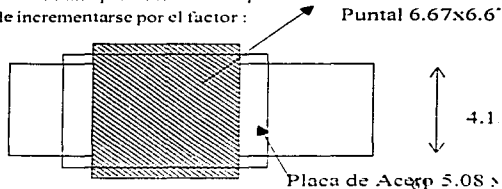
$$f = \frac{573.5 \text{ kg}}{17.06} = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se considerará aceptable según el reglamento "sobre apoyos menores de 15 cm.

de longitud localizados a 7 m o más del extremo de una pieza, el esfuerzo permisible a compresion perpendicular a la fibra puede incrementarse por el factor :

$$L + 1 = \frac{4.13 + 1}{4.13} = 1.24$$

$$f_{ad} = 33.52 \times 1.24 = 40.3 \text{ kg} > 33.63$$



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

III.2 DISEÑO DE CIMBRAS POR ESTADOS LÍMITE

A diferencia de la forma de diseñar desarrollada en el inciso III.1 que esta basado en el método de esfuerzos permisibles o de trabajo, se ha adoptado en el presente inciso un enfoque de estados límite.

Los principios generales del diseño por estados límite en la forma en que ha sido adoptados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal están contenidos en el título VI de dicho Reglamento. Estos principios son aplicables por igual a todas las estructuras, cualquiera que sea el material.

Lo que se requiere de las construcciones es que cumplan con determinados requisitos de funcionamiento que son independientes del material o del sistema constructivo empleado; por tanto, en el diseño hay que definir inicialmente contra que se quiere tomar seguridad, o sea, cuales son los límites mas allá de los cuales el comportamiento de una estructura se considera inaceptable. Estas condiciones extremas se han denominado *estados límite* distinguiéndose estados límites de falla, que corresponden al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura, y estados límite de servicio que corresponden a condiciones que afectan el funcionamiento de la construcción (flechas, o vibraciones excesivas, agrietamiento, daños a elementos o estructuras).

Con este enfoque el énfasis se pone en el funcionamiento de la construcción y no en particulares restricciones ligadas a teorías estructurales particulares, como en el caso de diseño por esfuerzos permisibles.

El diseño por estados límite ha sido introducido en Reglamentos Soviéticos desde hace casi cuarenta años y se esta empleando cada vez con mayor frecuencia en los nuevos reglamentos.

Los estados límite de falla se pueden en general fijar fácilmente para una estructura dada. Corresponden a la falla de una sección, a la transformación de la estructura en un mecanismo, a la inestabilidad de la estructura o parte de ella y a falla por fatiga. Para los caso más usuales los estados límite de falla corresponderán a que se alcance la capacidad de una sección en carga axial, flexión, cortante, torsión o una combinación de estas fuerzas internas.

Se hace distinción entre falla dúctil y frágil. Se entiende por factor de ductilidad la relación entre la deformación para la cual una sección o elemento es capaz de soportar la carga máxima y la deformación existente al alcanzarse el estado límite. Estrictamente la falla es frágil solo cuando el factor de ductilidad es uno, o sea cuando la sección falla bruscamente al alcanzarse el estado límite. Sin embargo para que la falla sea considerada como dúctil se requiere de un factor de ductilidad por lo menos de dos.

Evidentemente la falla es menos grave cuando ocurre en manera dúctil, solo porque los síntomas de falla se hacen en general evidentes con la anticipación y necesaria para tomar precauciones al respecto, sino también porque, es estructuras hiperestáticas, si la falla es dúctil, ocurren redistribuciones de fuerzas que retardan la falla en conjunto.

Por lo anterior, la seguridad exigida para falla dúctil es menor que para falla frágil; esto se refleja en los valores de resistencia. Los valores que se fijan las Normas

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

complementarias para el factor de resistencia, F_R , ya toman en cuenta el tipo de falla esperado; así por ejemplo para columnas de concreto reforzado se especifica un factor de resistencia de 0.85 si tienen refuerzo helicoidal y 0.75 si tienen estribos, debido a que el primer caso se obtiene una falla dúctil, mientras que en el segundo no.

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras debe dimensionarse de modo que la resistencia de diseño de toda sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actué sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momento interno. Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia, F_R . Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dicha fuerza y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el título VI del Reglamento.

III.2.1 Resistencia

Par revisar la seguridad contra la ocurrencia de posibles estados límites hay que contar con métodos para evaluar la respuesta de la estructura ante el efecto de cada posible combinación de acciones (carga muerta, viva y accidental). Se define como resistencia la intensidad de una acción, o del efecto de una combinación de acciones, que lleva a la estructura a un estado límite.

La resistencia de diseño que deberá emplearse en el cálculo, F_R , se obtendrá determinando su valor nominal, o mínimo probable, tal que la probabilidad de que no sea alcanzado sea de 2% y multiplicado este por el factor de resistencia, F_R , que se calculara en la forma que se indica mas adelante

Esquemáticamente el método de diseño por estados límite que establece el Reglamento de Construcciones puede ilustrarse como sigue:

Resistencia de diseño \geq Fuerza interna de diseño cc. IV.1.1

$F_R \times (\text{Resistencia teorica}) \geq F_C \times \text{Fuerza interna debida}$
a las acciones externas especificadas

donde :

F_R : factor de reducción de resistencia

F_C : factor de carga

R_d : Resistencia teórica

$\sum S_d$: Suma de los efectos de todas las cargas consideradas tomadas con los valores especificados en el capítulo VI

La resistencia de diseño F_{R0} para estructuras de madera se determinan de acuerdo con las indicaciones en la Norma Técnicas Complementarias para Diseño y construcción de Estructuras de Madera, 10 de Diciembre de 1987, (NTCM-87).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Las fuerzas internas de diseño se calculan de acuerdo a lo que se establece en el título VI.

Las acciones o fuerzas internas debidas a las acciones nominales externas debidas a las acciones nominales externas pueden determinarse por medio de un análisis basado en la hipótesis de un comportamiento elástico, o por medio de la realización de ensayos.

III.2.2 Acciones

Es necesario tomar en cuenta cuales son los agentes que pueden afectar la estructura y puedan llevara a un estado limite, o sea las que usualmente se llaman cargas y que en una acepción mas general se han denominado acciones, incluyendo ella los efectos de deformaciones impuestas y efectos ambientales. La estructura deberá revisarse por las combinaciones mas desfavorables de acciones que puedan presentarse

III.2.3 Clasificación estructural (inciso 1.1 y 1.2)

Las gimnospermas o coníferas integran un grupo de árboles con características muy similares entre sí. Esto se refleja en propiedades físicas como la densidad y otras propiedades relacionadas con esta, las cuales tiene un rango de variación relativamente pequeño. En contraste, las angiospermas o latifoliadas, que incluyen a varios miles de especies en todo el mundo, presentan un rango de variación en sus propiedades significativamente mayor que el de las coníferas. Por tanto resulta conveniente considerar, desde el punto de vista estructural, a las coníferas como un solo grupo; para las angiospermas o latifoliadas, que tiene una variación tan amplia, resulta razonable subdividir las en grupos.

Con el fin de facilitar la utilización estructural de la madera de especies latifoliadas, se consideró conveniente dividir estas especies en tres grupos. El agrupamiento se ha hecho en función de la rigidez o módulo de elasticidad de la madera seca.

Una forma alternativa más sencilla para agrupar las especies latifoliadas consiste en hacer usos de la densidad relativa promedio, o peso específico. (ver tabla en el anexo A, inciso 1.1).

Para aplicar estas normas en coníferas se aplica la clasificación en madera, grupo "A" o "B" desarrollada en el subcapítulo III.16.

III.2.4 Valores especificados de resistencia y rigideces

Los valores de la tabla 2.1 de las NTCM-87 están basados en experimentos realizados en el laboratorio de Ciencia de y Tecnología de la madera (LACITEMA) del instituto de Nacional de Investigaciones sobre Recursos Bióticos.

La metodología desarrollada con la madera de pino se adaptó para ensayar madera de especies latifoliadas de las regiones tropicales del sureste de México. Los estudios llevados acabo por la Universidad de Yucatán con la participación de LACITEMA y de la UAM-Azcapotzalco han permitido elaborar la tabla 2.1 de las NTCM-87

La tabla 2.3 de las NTCM-87 proporcionan los valores especificados para madera contrachapada de pino.

III.2.5 Factores de reducción de resistencia

La ecuación básica de diseño para todos los materiales es la ecuación IV.1.1. Para efectos de esta norma, se utilizó la formulación particular de la ecuación para el cálculo de la confiabilidad basadas en la teoría de segundo momento.

III.2.6 Valores modificados de resistencia y rigideces

En los cálculos de resistencia y deformación deben utilizarse los valores modificados de las propiedades mecánicas correspondientes. Estos valores se obtienen multiplicando los valores especificados por los factores de modificación apropiados. Así, para la madera maciza y la contrachapada, de una manera general, si f_u es un valor especificado dados por las tablas 2.1, 2.2, o 2.3 de las NTCM-87, el valor modificado correspondiente se obtendrá con la siguiente expresión:

$$f_u = f' u (K_1, K_2, K_3, \dots, K_n)$$

donde: f_u = valor modificado

$f' u$ = valor especificado

K_n = factor de modificación

Análogamente, para uniones, si $X' u$ es un valor especificado según la sección 6, el valor modificado correspondiente se obtendrá con la siguiente expresión

$$X' u = X' u (J_1, J_2, \dots, J_n)$$

donde:

$X' u$: Valor modificado

$X' u$: Valor especificado

J_n : factor de modificación

III.2.7 Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada Factor por contenido de humedad (k_n) (tabla 2.5)

En ensayos a flexión y tensión que se hicieron en maderas de coníferas de tamaño estructural se notó que no son afectadas por el contenido de humedad. Por ello no se han especificado factores de reducción por contenido de humedad para estas resistencias. Se ha supuesto que este criterio es aplicable a las coníferas en general y a las latifoliadas, con la excepción para esta últimas del módulo de elasticidad, al cual de aplicarse un factor de reducción igual 0.8

Factores por duración de carga (k_d) (tabla 2.6)

Desde hace tiempo se ha reconocido la capacidad de la madera para resistir cargas de corta duración es considerablemente mayor que su capacidad de resistir cargas que actúan durante periodos largos.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Los factores de modificación de la tabla 2.6 están referidas a la condición normal, a la cual se ha atribuido un factor igual a la unidad. Los valores especificados que establecen las normas se refieren esta condición. El proyectista deberá ejercer su criterio y recurrir a interpolaciones no cubiertas por estas indicaciones.

Carga continua ($k_d = 0.9$)

Se refiere esta condición a situaciones en que la carga actúa en forma continua durante la vida de la estructura. Evidentemente a esta categoría corresponden los elementos estructurales sujetos exclusivamente a cargas muertas. También pueden clasificarse aquí combinaciones de cargas muertas con cargas que actúan en forma prácticamente continua, como son las presiones hidrostáticas, el empuje de suelos, el empuje de materiales granulares sobre las paredes de depósitos, el peso de materiales almacenados durante periodos largos de tiempo y el peso de la maquinaria fija.

Carga Normal ($K_d = 1.0$)

Se refiere esta condición al caso de miembros estructurales que frecuentemente quedan sujetos a cargas inferiores a las especificadas y solos ocasionalmente a las cargas especificadas totales, de tal manera que la aplicación acumulada de las cargas especificadas totales no exceda un total de 10 años a lo largo de la vida de la estructura.

Carga muerta mas carga viva en cimbras, obra falsa y techos (pendiente < 5%)

($k_d = 1.25$)

Se refiere a la combinación de cargas muertas mas cargas viva en que la duración de la carga viva especificada no exceda a siete días, sea en forma continua o en forma acumulatilla, a lo largo de la vida de la estructura. Corresponden a esta categoría las cargas villas y muertas que en muchos casos actúan sobre las cimbras. Sin embargo cuando se prevé un número elevado de usos se recomienda utilizar un factor de modificación de 1.15.

Este valor de K_d rige también para el diseño de los elementos y cubiertas de los techos con este limite de pendiente cuando se revisen bajo una carga concentrada de 100 Kg. de acuerdo con el artículo 199 del título VI.

Carga muertas mas carga villa mas viento o sismo, y carga muerta mas carga viva en techos (pendiente $\geq 5\%$) $k_d = 1.33$

Además de las combinaciones usuales de carga muerta, viva y sismo o viento, esta categoría incluye la combinación de carga muerta y viva en techos con pendientes importantes en los que las cargas viva especificada suelen actuar durante tiempos reducidos únicamente. Como en el caso del párrafo anterior, este valor de K_d también rige para la revisión de las cargas concentradas de 100 Kg (artículo 199 del título VI).

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Carga muerta mas carga viva mas impacto

Corresponden a estas condiciones las combinaciones de cargas muertas mas cargas vivas afectadas de factores de impacto como las que suelen especificarse para las cargas móviles de puentes y vigas de carril..

El proyectista debe dimensionar los elementos estructurales bajo la condición de cargas que produzca el efecto más desfavorable.

COMBINACIÓN DE CARGA	K_{dc}
carga muerta [CM]	0.90
normal [CM +CV(carga viva)]	1.00
cimbras	1.25
CM+CV+viento o sismo	1.33
CV+CM+impacto	1.60

Factor por compartición de carga ($K_d = 1.6$)

En sistema de piso, techo o muros por viguetas o elementos con espaciamiento pequeño, la cubierta o forro distribuye la carga a varios elementos que la resisten conjuntamente. Se ha fijado 61 cm como separación máxima admisible para aplicar el factor de comparación de cargas por la modulación usual basada en los tamaños comerciales.

Factor por peralte ($K_p = 1.6$) (tabla 2.7)

El factor por peralte se determinó de los resultados de pruebas mecánicas con madera en tamaño estructural. Estos indican que la resistencia mecánica disminuye al aumentar el peralte de las piezas

Para facilidad del proyectista se decidió que únicamente se considerarían dos grupos, definidos: uno como el de aquellas piezas con peralte menor o igual a 14 cm y otro como el de las piezas con peralte mayor a esa cifra.

Factor por clasificación (K_{ci}) (tabla 2.8)

Para obtener proporciones convenientemente de la madera dentro de las tres categorías de madera de pino, "A" y "B" para usos estructurales, y "G" para usos generales (no estructurales), se desarrollaron reglas de clasificación distintas para situaciones de uso diferente.

Factor por contenido de humedad (J_h) (tabla 2.10)

La resistencia de los elementos de unión decrece cuando los contenidos de humedad son altos, especialmente en uniones a compresión perpendicular a la fibra y que se fabrican con madera húmeda.

Factor por grupos de elementos, para pernos y pijas

La resistencia de hileras de pernos o pijas disminuye con el número de elementos respecto a la resistencia que resulta de sumar las resistencias individuales de los elementos en una hilera

III.2.8 RESISTENCIA DE DISEÑO DE MIEMBRO DE MADERA MACIZA

Miembros en Tensión (Inciso 3.1)

Los elementos en tensión se presentan principalmente en armaduras de todo tipo en cuyo diseño es frecuente considerar que las barras que la integran están sometidas únicamente a cargas axiales. También son comunes en distintos tipos de contraviento.

La resistencia de la madera a tensiones perpendiculares a las fibras es considerablemente menor que su resistencia a tensiones paralelas a ellas. Por ello los elementos de madera sujetos a tensión se diseñan de manera que los esfuerzos sean paralelos a las fibras.



Fig. III.14 Elemento de madera sometido a tensión

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

La resistencia de diseño, T_R , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra, se calcula por medio de la ecuación 3.1

El área neta se define como la sección total menos las reducciones por ranuras o agujeros requeridos para alojar elementos de unión. esto es descontar el área proyectada de los agujeros que queden dentro de una longitud igual o menor a 8 diámetros, siendo el diámetro de los agujeros (para agujeros en mas de una hilera)

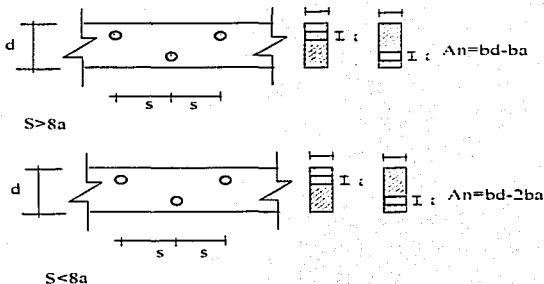


Fig. III.16 Forma de considerar el área neta

NOTA:

Debe tenerse en cuenta que, con frecuencia, las dimensiones de un elemento en tensión no están determinadas por la resistencia a tensión de la madera sino por los esfuerzos cortantes que se presentan en los detalles de conexión.

Ejemplo 1

ENCONTRAR LA CAPACIDAD DE UN ELEMENTO DE MADERA SOMETIDO A TENSION

Datos

calidad: clase A

dimensión: 1x4 pulgadas por 8 pies

humedad: 25%

uso: cimbras

Factores:

$K_d = 1.00$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

tabla 2.6

$K_p = 1.25$

tabla 2.7

$K_{cl} = 1.00$

tabla 2.8

Valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra clase A

$f_{tu} = 115 \text{ kg/cm}^2$

tabla 2.1

$f_{tu} = f_{tu} K_d K_p K_{cl}$
 $f_{tu} = 115 \text{ kg/cm}^2 (1.0) (1.25) (1.0)$

$f_{tu} = 143.75 \text{ kg/cm}^2$

Capacidad a tensión

$A_n = 1 \times 2.54 \times 4 \times 2.54 = 25.806 \text{ cm}^2$

$T_R = F_R f_{tu} A_n$

ec. 3.1

$F_R = 0.7$

tabla 2.4

$T_R = 0.7 (143.75 \text{ kg/cm}^2) (25.806 \text{ cm}^2)$

$T_R = 2596 \text{ kg}$

Ejemplo 2

ENCONTRAR LA CAPACIDAD DE UN ELEMENTO DE MADERA SOMETIDO A TENSION.

Datos

calidad: clase B

dimensión: 1x4 pulgadas por 8 pies

humedad: 40%

uso: cimbras

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Factores:

$K_d = 1.00$

tabla 2.6

$K_p = 1.25$

tabla 2.7

$K_{cl} = 0.8$

tabla 2.8

Valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra (clase B)

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$f_{lu} = 70 \text{ kg/cm}^2$$

tabla 2.1

$$f_{lu} = f_{lu} K_d K_p K_{cf}$$

$$f_{lu} = 100 \text{ kg/cm}^2 (1.0) (1.25) (0.8)$$

$$f_{lu} = 100 \text{ kg/cm}^2$$

Capacidad a tensión

$$A_n = 1 \times 2.54 \times 4 \times 2.54 = 25.806 \text{ cm}^2$$

$$T_R = F_R f_{lu} A_n$$

ec. 3.1

$$F_R = 0.7$$

tabla 2.4

$$T_R = 0.7 (100 \text{ kg/cm}^2) (25.806 \text{ cm}^2)$$

$$T_R = 1806 \text{ kg}$$

III.2.9 Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión (3.3 NTC)

Los elementos estructurales de madera sometidos esencialmente a compresión se presentan bajo la forma de columnas, elementos de armaduras y puntales. Se construyen de manera que las fibras queden paralelas a los esfuerzos de compresión, ya que la resistencia a este tipo de esfuerzos en sentido perpendicular a las fibras es baja.



Fig. III.17 Elemento de madera sometido a carga axial paralela a la fibra

De hecho es raro el elemento estructural sometido a carga axial de compresión exclusivamente, ya que es difícil evitar alguna excentricidad por curvatura del eje debido errores de fabricación, momentos introducidos en los detalles de la conexión o efectos de acciones imprevistas en le análisis. En el dimensionamiento de pies derechos y elementos semejantes para cimbras, por ejemplo, en la practica usual es común considerar que solo existe carga axial y despreciar posibles

excentricidades, a no ser que la estructuración sea tal que la presencia de un momento significativo sea evidente.

Miembros bajo cargas transversales (inciso 3.2)

Claro de Cálculo (inciso 3.2.1.1)

En general, es conservador y sencillo considerar el claro de cálculo como la distancia entre los centros de los apoyos. Sin embargo, en vigas simplemente apoyadas y en los extremos simplemente apoyados de vigas continuas, cuando el apoyo es ancho, puede ser conveniente la aplicación literal de la definición de claro.

Recortes (inciso 3.2.1.2)

El procedimiento se caracteriza por los siguientes aspectos que lo distinguen de los procedimientos establecidos en reglamentos anteriores.

- a) los momentos en las columnas se determinan por un método aproximado de amplificaciones de momentos semejantes al incluido en las normas técnicas complementarias para acero y concreto.
- b) Se define un valor mínimo de la excentricidad de la carga actuante en los extremos
- c) Se toma en cuenta el efecto de la encorvadura

Resistencia flexión (inciso 3.2.2.)

La resistencia de diseño, M_R , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la ecuación 3.2

El modulo de sección S que aparece es el modulo de sección elástico. Así, para secciones rectangulares $S = bd^2/6$

Sección crítica (inciso 3.2.4.1)

Se considera como sección crítica para cortante la que dista un peralte del paño del apoyo. Mas conservador es medirlo desde el centro del apoyo.

Resistencia de diseño a cortante(inciso 3.2.4.2.)

La ecuación de 3.7 esta basada en la formula clásica de resistencia de materiales para cálculo de los esfuerzos cortantes máximos en vigas de sección rectangular

$$v = \frac{3}{2} \frac{V}{bd}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Factor de recorte, K_r (Inciso 3.2.4.3.)

Cuando el peralte de una viga se reduce mediante un recorte en el apoyo, la resistencia a cortante disminuye respecto a la calculada con base en la sección neta, debido a los efectos de las concentraciones de esfuerzos.

Efectos de esbeltez (Inciso 3.3.3)

Los efectos de esbeltez se toman en cuenta a través del método simplificado de momentos que establece el inciso 3.3.5. No se hace clasificación de columnas en cortas e intermedias.

Longitud efectiva (Inciso 3.3.3.2)

Con preferencia el factor de longitud efectiva, k , debe determinarse por medio de un análisis racional. Pueden usarse como guía los valores dados en la tabla del anexo B.

Fórmula de interacción para flexión uniaxial (inciso 3.3.4.)

Esta fórmula no toma en cuenta el efecto de pandeo torsional por lo que con rigor solo es aplicable a secciones circulares o aproximadamente cuadradas.

Determinación del momento amplificado de diseño (inciso 3.3.5.)

Para tomar en cuenta de una manera sencilla los efectos de pandeo torsional mencionados en 3.3.4., que influyen en la interacción carga axial-momento de secciones rectangulares se puede utilizar la ecuación 3.15 un valor de resistencia a compresión reducido, P_R el cual se multiplica por un factor de esbeltez, K_c , el cual es función de la razón de esbeltez, C_c

C_c para miembros en compresión de sección rectangular constante no deberá exceder de 50 y se tomara como el mayor de:

$$C_c = \frac{\text{longitud efectiva asociada con el ancho del miembro}}{\text{ancho del miembro}}$$

$$C_c = \frac{\text{longitud efectiva asociada con el grosor del miembro}}{\text{grosor del miembro}}$$

K_c se determina como sigue:

- cuando C_c no excede de 10, $K_c=1.0$
- cuando C_c es mayor que 10 pero menor que C_k de 10, $K_c=1.0$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$K = \frac{1}{3} \left(\frac{C_c}{C_K} \right)^4$$

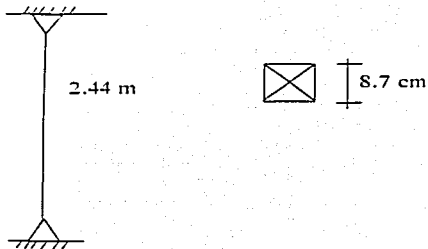
$$C_K = 0.591 \frac{E_{0.50} K_h}{f_{cu}}$$

(C) cuando C_c es mayor que C_K pero menor de 50,

$$K_c = \frac{0.233 E_{0.50} K_h}{C_c^2 f_{cu}}$$

Esto no es necesario en el caso de miembros con restricciones a lo largo de toda su longitud como los pies derechos de sistemas de muros en que la cubierta esta firmemente unida a los pies derechos contrarrestrando en cierto grado la tendencia a la torsión

Ejemplo
Revisar los polines de una cimbra



TESTIS CON
MALLA DE ORIGEN

Fig. III.18

Separación entre polines, $S = 1.22$ m en ambos sentidos

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Extremos articulados y arriotrados convenientemente contra desplazamientos laterales.

Acciones

(Art. 188-I, título VI RDF)

Carga viva distribuida

(Art. 200, título VI RDF)

Personal	150 kg/cm ²
Equipo	150 kg/cm ²
Concreto (t = 10 cm)	240 kg/cm ²
W_{cv}	= 540 kg/m ²

Carga concentrada viva : $P_v = 150$ kg

Carga muerta:

Peso propio $W_{cm} = 40$ kg/m²

Materiales

Madera de conifera, clase B, clasificada con reglas generales

Contenido de humedad, CH > 18 ± 2%

El uso de valore de diseño para madera de coniferas clase "B" con reglas generales de clasificación se justifica debido a que las condiciones de uso en cimbra son por lo regular adversas y deterioran fácilmente la madera, a pesar de que la sección 8.7 × 8.7 cm admite clasificación por reglas especiales. Se considera en el diseño que la madera estaría en condición húmeda, debido al agua proveniente del colado y a que es frecuente que el polín permanezca durante varios días expuesto a la humedad.

DIMENSIONAMIENTO

Revisión por resistencia

Limitaciones por esbeltez:

(3.3.3.3)

Efectos de esbeltez pueden despreciarse si

$kL_u / r < 60 - 20 (M_1/M_2)$

(3.3.3.3-b)

$k = 1.0$

$L_u = 244$ cm

M_1 y M_2 son iguales y M_1 es positivo por curvatura simple

$60 - 20(1) = 40$

El radio de giro r es igual en ambas direcciones, $r_x = r_y$ para sección cuadrada,

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$r = \frac{d}{12}$$

$$r = \frac{8,7}{3,46} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\frac{kLu}{r} = \frac{(1,244)}{2,5} = 97$$

$97 < 4$, por lo tanto, no se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Relacion de esbeltez maxima

$$\frac{kLu}{r} \leq 120 \quad (3.3.3.3 - c)$$

$$97 \leq 120$$

por lo tanto, la sección se puede considerar.

Sección requerida por flexo - compresion

$$\frac{P_c}{P_p} + \frac{M_c}{M_p} \leq 1 \quad (ec. 3.12)$$

La carga de servicio P es el producto de la suma de carga distribuida viva más muerta por el valor del área tributaria A_t , más carga viva concentrada.

Cálculo de P_u :

Carga en cada polín :

$$P_t = W_L \times A_t + P_{VV}$$

Carga ultima distribuida : $W_L = F_C (CM + CV)$

$$F_C = 1,4 \quad (\text{Art. 194, titulo VI RDF})$$

$$W_L = 1,4(40 + 540) = 812 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$A_t = (1,22)^2 = 1,50 \text{ m}^2$$

Carga última concentrada

$$P_{VV} = F_C P_v = 1,4 \times 150 = 210 \text{ kg}$$

$$P_u = 812 \times 1,50 + 210 = 1428 \text{ kg}$$

Cálculo de P_R :

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad (ec. 3.11)$$

El factor de modificación por duración de carga $K_d = 1,25$ refleja el efecto favorable del corto lapso en que la combinación de carga muerta más viva permanece en las cimbras. El factor de modificación por peralte, $K_p = 1,15, 1,25$ y $1,10$ para resistencia a la compresión paralela a la fibra, resistencia a flexión y módulo de elasticidad respectivamente corresponde a secciones con peralte $d < 140$ mm. Estos dos factores de modificación contribuyen a mitigar en parte la reducción de las

resistencias de diseño que resulta de suponer condiciones de servicio húmedas y uso rudo durante la vida útil del elemento

$$F_R = 0.7 \quad (\text{tabla 2.4})$$

$$f_{cu} = f'_{cu} (K_h K_d K_p K_{ci})$$

$$f'_{cu} = 95 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tabla 2.1})$$

$$K_h = 0.8 \quad (\text{tabla 2.5})$$

$$K_d = 1.25 \quad (\text{tabla 2.6})$$

$$K_p = 1.15 \quad (\text{tabla 2.7})$$

$$K_{ci} = 0.8 \quad (\text{tabla 2.8})$$

$$(K_h K_d K_p K_{ci}) = (0.8 \times 1.25 \times 1.15 \times 0.8) = 0.92$$

$$f_{cu} = 0.92 \times 95 = 87.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_R = 0.7 \times 87.4 \times 8.7^2 = 4631 \text{ kg}$$

Calculo de M_c :

$$M_c = \delta M_o \quad (\text{ec. 3.13})$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{CR}}} \quad (\text{ec. 3.14})$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0.4 \quad (\text{ec. 3.16})$$

$$M_1 = M_2, \text{ por lo tanto: } C_m = 1.0$$

$$P_{CR} = F_R \frac{\pi^2 E_{0.05} I}{K L u} (K_h K_c K_p K_{ci})$$

$$F_R = 0.7 \quad (\text{tabla 2.4})$$

$$E_{0.05} = 50\,000 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{tabla 2.1})$$

$$K_p = 1.10 \quad (\text{tabla 2.7})$$

$$K_{ci} = 0.90 \quad (\text{tabla 2.8})$$

$$(K_h K_c K_p K_{ci}) = (1.0 \times 1.0 \times 1.10 \times 0.90) = 0.99$$

$$E_{0.05} \times (K_h K_c K_p K_{ci}) = 50\,000 \times 0.99 = 49\,500 \text{ kg/cm}^2$$

En columnas sometidas a carga axial solamente, el factor de momento equivalente C_m es igual a la unidad, debido a que los factores en los momentos extremos M_1 y M_2 son iguales en magnitud y dirección.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{8 \cdot 7^3}{12} = 477.4 \text{ cm}^4$$

$$P_{cr} = 0.97 \frac{9.87 \times 49500 \times 477.4}{(1 \times 244)^2}$$

$$\delta = \frac{1}{\left(1 - \left(\frac{1.428}{2.742}\right)\right)} = 2.09$$

M_1 es el máximo momento sin amplificar, en este caso no existen cargas transversales entre apoyos ni momentos aplicados en los extremos, entonces el valor de M_1 es el producto de la carga axial última por la suma de la excentricidad en los extremos y encorvadura mínimas. Se requiere considerar en el diseño de excentricidad de la carga en los extremos y una encorvadura mínima debido a que las reglas de clasificación tolera cierta encorvadura de las piezas. Además, no es lógico suponer que durante la construcción las cargas estarán alineadas exactamente con el eje de la pieza.

$$M_1 = P_1 (e + eb)$$

excentricidad mínima en los extremos

$$e = 0.05 d$$

$$e = 0.05 \times 8.7 = 0.44 \text{ cm}$$

encorvaduras al centro del claro

$$eb = \frac{L_c}{300} = \frac{244}{300} = 0.81 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1.428 \times (0.44 + 0.81) = 1.783 \text{ kg cm}$$

$$Mc = \delta M_1 = 2.09 \times 1.783 = 3.726 \text{ kg cm}$$

Cálculo de M_R

El momento amplificado de diseño, M_c , es igual al producto de M_0 por el factor de amplificación de momento δ .

$$M_R = F_R \cdot f_{tu} \cdot S_0$$

(ec. 3.12)

$$F_R = 0.8$$

(tabla 2.4)

$$f_{tu} = f_{tu} (K_b K_d K_c K_{ci})$$

$$f_{tu} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

(tabla 2.1)

$$K_d = 1.25$$

(tabla 2.6)

$$K_c = 1.25$$

(tabla 2.7)

$$K_{ci} = 0.8$$

(tabla 2.8)

$$(K_b K_d K_c K_{ci}) = (1.0 \times 1.25 \times 1.0 \times 1.25 \times 0.8) = 1.25$$

$$f_w = 1.25 \times 100 = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^3}{6} = \frac{8.7^3}{6} = 109.8 \text{ cm}^3$$

$$d = 1.0, \text{ por lo tanto, } \theta = 1$$

$$M_w = 0.8 \times 125 \times 109.8 \times 1 = 10\,975 \text{ kgcm}$$

Sustituyendo los valores apropiados en la ec. 3.12

$$\frac{P_u}{PR} + \frac{M_C}{MR} = \frac{1428}{4631} + \frac{3726}{10975} = 0.31 + 0.34 < 1 \quad \text{polín apropiado para el uso y condición supuesta}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO IV.- CIMBRADO Y DESCIMBRADO

IV.1 Lubricación, limpieza e impermeabilización.

Antes de colocar el refuerzo se barnizará la cimbra con una capa de aceite u otro lubricante que no manche el concreto. Al iniciar el colado la cimbra deberá estar limpia y exenta de toda partícula suelta como polvo, mortero u otras. Se regará con agua la cimbra previamente a la colocación del concreto.

Todas las juntas de la cimbra serán tales que aseguren, la retención absoluta de la lechada.

La parte inferior de la cimbra de columnas y muros estará provista de aberturas que permitan la inspección del fondo y que sirvan para ejecutar y verificar su limpieza antes del colado.

En miembros de gran peralte se suministrarán aberturas para facilitar el colado con una altura de caída máxima de 3.5 m

IV.2 Iniciación del colado

No se permitirá la iniciación de un colado si no se satisfacen los requisitos del punto anterior, ni si existen cuñas o taquetes u otros objetos o materiales sueltos ni si el apoyo de la cimbra es tal que puede ocasionar deformaciones apreciables.

Donde quiera que los puntales o pies derechos no se apoyen directamente en zapatas que descansen en el suelo, la losa que reciba la carga de los puntales deberá a su vez apuntalarse mediante pies derechos correctamente diseñados y acuañados, que se apoyen en zapatas sobre el terreno o en la losa del nivel inmediato inferior, de manera que el peso del nivel que se este colocando se reparta por igual entre las dos losas que la precedan a menos que los planos estructurales estipulen otro procedimiento

IV.3 Contraflechas

Salvo indicaciones contrarias en los planos estructurales en vigas y trabes interiores se dejara una contraflecha igual a 1/400 del claro libre, a menos que se calcule otra magnitud adecuada. En tableros interiores de losa la contraflecha medida desde el centro de los apoyos largos hasta el centro del tablero será de 1/400 del lado corto. En tramos discontinuos el menos en el apoyo y en el tablero de esquina estos valores se aumentaran de 1/400 a 1/200 y en voladizos se aumentaran de 1/400 a 1/200 desde el empotramiento hasta el extremo libre.

IV.4 Puntos a tomarse en cuenta en la construcción de una cimbra

- a) Inadecuado atezamiento diagonal de los puntales
- b) Inadecuado atezamiento lateral y diagonal de los marcos
- c) Falta de control en la velocidad de colocación en un colado vertical, sin tomar en cuenta descensos de temperatura.
- d) Irregularidad en la velocidad de colocación en forma horizontal provocando cargas no balanceadas en las cimbras
- e) Suelo inestable para soportar los elementos verticales.
- f) Falta de inspección durante y después del colado para detectar deflexiones

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

anormales u otras muestras u otra muestra de falla eminentemente susceptible de corrección.

- g) Empleo inadecuado o insuficiencia de clavos.
- h) Previsión inadecuada para presiones laterales
- i) Pérdida de verticalidad en puntales produciendo cargas laterales con reducción de capacidad de soporte vertical.
- j) Vibración producida por cargas móviles adyacentes.
- k) Falta de ajuste en las cuñas o tirantes.
- l) Daños en la cimbra por fallas en el suelo.
- m) Falta de apuntalamiento en pisos inferiores.
- n) Remoción prematura de soportes especialmente en voladizos.

IV.5 Puntos de seguridad tomarse en cuenta en el cimbrado y colado

- a) Señales de seguridad y barricadas para evitar el paso de personal no autorizado en áreas de trabajo.
- b) Asignar vigilantes durante el colado de sitios peligrosos del proceso.
- c) Asignar equipo extra, materiales y puntales que puedan emplearse en alguna emergencia por los vigilantes.
- d) Incorporación de la cimbra de barandales y andamios protegidos para el personal de operación y vigilancia.

IV.6 Construcción de elementos verticales

Se preparan dos costados con un ancho igual al de los paralelos. A continuación se construyen los dos costados faltantes cuyo ancho será igual al ancho de los mismos más dos veces el espesor de la madera. Enseguida se clavan las piezas de madera sobre travesaños que estarán separados de acuerdo a las siguientes recomendaciones.

Para columnas con sección hasta 30 x 30 cm se pueden colocar a cada 50 cm; para columnas hasta de 45 x 45 cm a cada 40 cm; y de esta sección en adelante a cada 35 cm.

El paso siguiente es sujetar los travesaños para rigidizar la cimbra; para ello existen varios procedimientos, entre los cuales tenemos los siguientes:

1. Colocar los travesaños en tal forma que al hacerse la caja de la columna, las correspondientes dos caras opuestas monten exactamente sobre los de las caras laterales. En esta forma se obtienen las esquinas una serie de cruces formando ángulos rectos. En dichos cruces se colocan cuatro polines verticales que sirven para amacizar entre sí por medio de sargentos ya sean metálicos o de madera, la cimbra completa. Se pueden usar diversos tipos de sargentos siendo los más comunes los metálicos del tipo de golpe; también se pueden emplear tirantes metálicos que pasan través de perforaciones en los polines.

2. Otra manera de rigidizar la forma consiste en colocar travesaños en los lados opuestos de la misma, los cuales se unen por medio de pernos y tuercas. La caja así formada se plomea por medio de cuatro puntales inclinados, apoyados en cuñas empotradas en la losa o en el terreno.

Un tercer procedimiento de unir los travesaños para rigidizar la cimbra consiste en sujetarlos con piezas de madera auxiliares de sección cuadrada.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Por último se pueden utilizar prensas ajustables que desempeñen la función de sargentos metálicos.

Es conveniente poner chaflanes de madera de un centímetro en la esquina de la cimbra, con objeto de evitar que al decimbrar y posteriormente, puedan romperse las aristas frescas.

IV.7 Construcción de elementos horizontales elevados

Las trabes y las losas para entresijos y techos son elementos que pueden construirse para trabajar en conjunto o por separado.

Antes de colar es conveniente proceder al contraventeo, en ambos sentidos, en todos los polines de la cimbra, así como dar algo de flecha, tanto en el centro de las losas como en el centro de las trabes, para evitarla deformación por descenso de la cimbra al cargar el concreto.

IV.8 Cimbras para trabes

Primeramente se construye el fondo clavando sobre travesaños de canto las piezas de madera que lo constituyen. Los travesaños se colocan de 40 a 50 cm distancia uno de otro y tendrán una longitud igual al ancho del fondo más 60 cm con objeto de permitir el atroquelamiento de las tarimas de los costados.

Los costados se clavan en la misma forma que el fondo, sobre travesaños que sobre salgan en la parte inferior 10 cm, quedando al paño en la parte superior.

Para soportar el fondo en su posición se construyen los elementos de sustentación por medio de un polín, en cuya cabeza va colocada una cruceta apuntalada por dos tirantes transversales. Sobre estas crucetas, colocadas a un metro de separación y apuntaladas entre sí convenientemente, se colocan dos polines o una viga acostada sobre la cual se monta el fondo y continuación los costados, los cuales se mantienen en su posición por medio de una pieza clavada en el saliente de los travesaños del fondo. En esta forma se evita que los costados se abran en su parte inferior al recibir la carga del colado.

IV.9 Cimbras para losas

Se inicia a construir una serie de tarimas o cajones de dimensiones apropiadas de acuerdo con los claros por cubrir, contruidos por un forro de cimbra de contacto clavado sobre una armazón rígida de madera más gruesa, colocada de canto.

Las tarimas se deben hacer con todo cuidado, escuadrándolas y cepillando su superficie, con objeto de obtener un mejor acabado en el colado.

Se coloca una tarima junto a otra sobre una estructura inferior constituida por polines o largueros espaciados entre sí un metro, los cuales descansan sobre vigas normalmente colocados y espaciados convenientemente, las que a su vez se apoyan en polines o pies derechos a los cuales quedan unidos por medio de cachetes. En esta forma se construye la tarima lo más ajustado posible al tamaño del claro por cubrir, efectuándose lo más ajustado posible al tamaño del claro por cubrir. Efectuándose los ajustes por medio de tiras de madera colocadas en el extremo de la tarima y la parte superior del cachete de la trabe. Estáticas de ajuste son originadas por la saliente de las columnas con respecto al ancho de la trabe, y presentan la facilidad de poder retirarlas y tener así un espacio suficiente para proceder a despegar las tarimas centrales

Todos los puntales que soportan la cimbra de la losa, como los que soportan al fondo de las trabes, deben quedar apoyados en su parte baja sobre piezas de arrastre que transmitan la carga ya sea al terreno o a la losa de apoyo, ajustándolos por medio de cuñas. Las cuales se quitan al efectuar el descimbrado, evitando así que las tarimas se desprendan y deterioren al caer al suelo. Para efectuar el descimbrado del conjunto de trabe y losas primeramente se quitan los cachetes de las trabes; a continuación se retiran las tiras de ajuste de la cimbra de la losa; y por último se retiran los puntales del fondo de la trabe y el fondo mismo.

IV.10 Tolerancias

Tolerancias son las variaciones permisible especificadas en plomos, niveles, localización, y dimensiones indicadas en los documentos del concreto.

- a) En posición de ejes de columnas, 1.0 cm
- b) En posición de trabes con respecto a columnas, 0.5 cm.
- c) En dimensiones de la sección o peralte de los miembros
- d) En desplome de columnas o de su refuerzo, 0.6 cm. Entre dos pisos consecutivos.
- e) Distancia vertical entre losas, 3.0 cm.
- f) Inclinación de la losa.
- g) En espesores de firmes, 0.5 cm.
- h) En niveles de losas, 0.5 cm.
- i) En colocación del refuerzo en losas y zapatas, 0.2 cm verticalmente y 0.3 cm horizontalmente, respetando el número de varillas por metro.
- j) En área transversal del acero de refuerzo, menos 3%
- k) En longitudes de bastones, corte de varillas, traslapes, y dimensiones de gancho, menos 1.0 cm
- l) En localización del doble de los columpios, 2.0 cm
- m) En las dimensiones y localización de vanos para puertas y ventanas, 1.0 cm
- n) En el recubrimiento especificado, no hay tolerancias en reducción de recubrimiento en el extremo de los miembros.

IV.11 Descimbrado

El descimbrado podrá hacerse en forma parcial en la mitad del tiempo correspondiente al descimbrado total, dejando puntales capaces de tomar integro el peso propio del concreto colado mas la mitad del peso del siguiente nivel y las cargas vivas correspondientes que obraran durante la construcción.

En los entrepisos la cimbra no podrá ser removida antes de 7 días después del colado si se ha empleado cemento de resistencia rápida y 14 días, si se usa cemento normal y no sin antes probar que el concreto ha alcanzado el 80% de la resistencia especificada.



Al retirar la cimbra deberán dejarse apoyos ajustados con cuñas especiales para evitar deformaciones del colado en cuestión, *al cuarto y centro* de los claros tanto en zona de traves como de losa por espacio de 28 días después de haberse efectuado los colados.

Salvo indicaciones en contra, para el descimbrado total se respetarán los siguientes plazos mínimos:

Elemento	Peso Normal 2.1 a 2.3 ton/m ³
En Columnas, muros, y otros moldes verticales, como costados de traves y contratras.	24 horas
En losas y fondos de traves.	Cuando el concreto alcance el 65% de la resistencia de proyecto
En voladizos.	Cuando el concreto alcance el 80% de la resistencia de proyecto

Fig.V.1 Plazos mínimos de descimbrado

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPITULO V

CAPITULO V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 CONCLUSIONES

Actualmente se tiene una tendencia a abandonar el enfoque de esfuerzos permisibles y se esta adoptando un formato de estados limite analogo al previsto para los demás materiales de construcción ya que el especificar el mismo método de diseño para todos los materiales aportan ventajas apreciables.

La más importante de ellas es la posibilidad de uniformar el nivel de seguridad de estructuras de materiales distintos mediante una elección apropiada de los factores de reducción de resistencia. La uniformidad de criterios de diseño. Por otra parte, hace más racional y sencillo el proyecto de estructuras compuestas de materiales diferentes, como la combinación muy común de muros de mampostería con techos y pisos de madera. Además de que existe un solo enfoque de diseño indudablemente simplifica la labor del proyectista y evita errores originados por la mezcla de criterios diferentes.

La versión actual de las Normas sigue la tendencia de otros reglamentos modernos para el diseño de estructuras de madera tales como el código modelo del Consejo Internacional de la Construcción.

el alcance de las normas se limita a elementos estructurales de madera aserrada o maciza y de madera contrachapada. No se estimó oportuno dar reglas para el diseño de estructuras de madera laminada encolada, material aun poco de usos poco común en México que, por otra parte, tiene aplicaciones relativamente limitadas en estructuras especiales. Tampoco se ha considerados la gran variedad de tableros existentes en el mercado por la escasa información disponible sobre sus características estructurales.

Actualmente es posible consultar un programa de computo que nos permite calcular cimbras para losas de concreto en la dirección:

<http://fi.uady.mx/madera/amad/docencia/tesis.htm>

V.2 RECOMEDACIONES

Para calcular las resistencias de las uniones, se debe consultar el inciso 6 de la NTC, el cual se incluyen especificaciones para uniones clavadas con piezas macizas y de uniones clavadas con madera contrachapada, que son frecuentes tanto para la solución de conexiones como para el diseño de elementos compuestos, utilizando clavos que existen en el mercado. En caso de que no se tenga información mas precisa, pueden usarse en forma conservadora los valores correspondientes a clavos de alambre delgado (comunes) por ser los más usuales en la construcción.

En las Normas Técnicas Complementarias especifica que las uniones deberán tener como minimo dos clavo, a modo de reducir las posibilidades de falla por mano de obra que podrían resultar peligrosas si se depende exclusivamente de un elemento.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

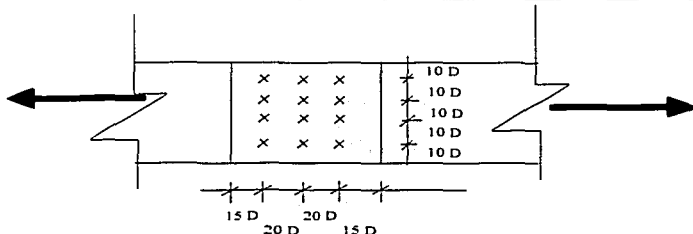
La influencia de los espaciamientos entre clavos es muy variable, dependiendo de factores tales como: mano de obra, especie, y características de la madera, dimensiones de la pieza.

Cuando no se tenga información previa, se pueden usar las separaciones indicadas en la siguiente tabla: (Ozelton, E. C. J. A. "Timber designers Manual" Granada Publisign Ltd, Londres

Separaciones para uniones clavadas en hilera y Columna		
	Normal	Mínima
Espaciamento paralelo a la fibra	20 D	10 D
Espaciamento perpendicular a la fibra	10 D	10 D
Distancia el extremo cargado	15 D	10 D
Distancia al extremo no cargado	10 D	5 D
Distancia al borde	10 D	5 D

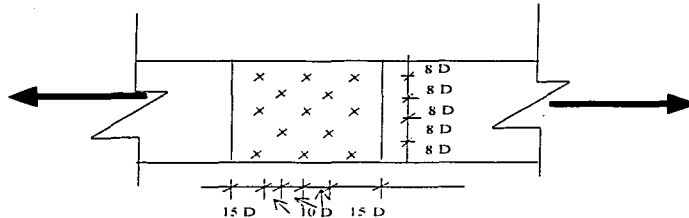
Es posible mejorar la distribución de los clavos colocándolos en tresbolillos, se pueden usar las siguientes separaciones

Separaciones para uniones clavadas en tresbolillos		
	Normal	Mínima
Espaciamento paralelo a la fibra	10 D	8 D
Espaciamento perpendicular a la fibra	8 D	8 D
Distancia al borde	8 D	5 D



Clavos en hilera y columnas

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



Clavos en tres bolillos

Los estudios experimentales recientes indican que la capacidad de pernos y pijas en hileras disminuye considerablemente con el número de elementos alineados.

El triplay utilizado en México para fines estructurales suele ser de madera de pino. Su aplicación más común es en la construcción de cimbras, por la calidad de los acabados que se logran con él, la sencillez constructiva de los sistemas de cimbrado en que es emplea, la facilidad con que se permite formar superficies curvas y su durabilidad.

Al calcular los esfuerzos producidos por las acciones de servicio para compararlos con los esfuerzos permisibles debe tenerse en cuenta la estructura particular del triplay. Esto significa que los cálculos de esfuerzos no pueden hacerse a partir de las propiedades de la sección deducidas de las dimensiones de la misma, como es el caso de las secciones de madera maciza. Para simplificar la determinación de esfuerzos en triplay los manuales dan propiedades "efectivas" de sección para distintos tipos y medidas de triplay que tienen en cuenta la estructura peculiar del triplay, de tal manera que el proyectista puede proceder como si se tratara de una placa homogénea [ortotrópica] es decir, una placa con propiedades distintas en dos direcciones perpendiculares. Así los manuales dan valores distintos de área y módulo de sección según la dirección considerada. Para el cálculo de deformaciones también se da un momento de inercia distinto para cada dirección.

Cuando los esfuerzos se aplica en dirección paralela a la de las fibras de las capas exteriores deben usarse las propiedades dadas en la tabla para el cálculo de los esfuerzos "paralelos". Este es el caso de la mayoría de las situaciones prácticas, en que los tableros se colocan de manera que las fibras de las capas exteriores queden orientadas en dirección perpendicular a los apoyos con el fin de aprovechar la mayor efectividad del triplay en esta dirección. También llamada SENTIDO FUERTE.

Sin embargo, puede suceder que los esfuerzos se apliquen en dirección perpendicular a la de la fibra de las capas extremas, SENTIDO DÉBIL. En este caso deben de usarse las propiedades para cálculo de esfuerzos "perpendiculares". [en los tableros de triplay las fibras de las caras extremas son paralelas al lado mayor].

Actualmente no se cuenta con información sobre esfuerzos básicos para madera contrachapada en México. Los valores de la tabla, fueron obtenidos modificando los valores para triplay para exteriores, sin pulir, fabricado con maderas de pino en Canadá, recomendados en "PLYWOOD DESIGN FUNDAMENTALS" y modificados en base a ensayos realizados en el LACITEMA.[Laboratorio, Ciencia y Tecnología de la Madera de Xalapa, Veracruz].

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

BIBLIOGRAFÍA

- Harry Parker, Diseño simplificado de estructuras de madera, Limusa, 2ª. Ed.
- Series del Instituto de Ingeniería; "Comentarios y ejemplos de las técnicas de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera DDF", UNAM.
- Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Guía para el diseño y Construcción de Cimbras, ACI-347-R94, 1996.
- Alcaraz Lozano Federico, Diseño de Cimbras de Madera, Fundación para la enseñanza de la construcción, UNAM, 1995.
- Car A. Keyser, Ciencia de materiales, Limusa, 1996
- II (Instituto de ingeniería), "Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de madera del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Publicación 404 del Instituto de Ingeniería, UNAM, DF, 1987.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 2002
- Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras, Instituto de Ingeniería UNAM. 1993.
- James Ambrose, Análisis y Diseño de Estructuras, Limusa, 1998.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

ANEXO A
TÍTULO VI DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA
EL DISTRITO FEDERAL

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

SECCION SEGUNDA**INSTALACIONES ELECTRICAS**

Artículo 165. Los proyectos deberán contener como mínimo, en su parte de instalaciones eléctricas, lo siguiente:

- I Diagrama unifilar;
- II Cuadro de distribución de cargas por circuito;
- III Planos de planta y elevación, en su caso;
- IV Croquis de localización del predio en relación a las calles más cercanas;
- V Lista de materiales y equipo por utilizar, y
- VI Memoria técnica descriptiva.

Artículo 166. Las instalaciones eléctricas de las edificaciones deberán ajustarse a las disposiciones establecidas en las Normas Técnicas Complementarias de Instalaciones Eléctricas y por este Reglamento.

Artículo 167. Los locales habitables, cocinas y baños domésticos deberán contar por lo menos, con un contacto o salida de electricidad con una capacidad nominal de 15 amperes.

Artículo 168. Los circuitos eléctricos de iluminación de las edificaciones consideradas en el artículo 5 de este Reglamento, deberán tener un interruptor por cada 50 m² o fracción de superficie iluminada, excepto las de comercio, recreación e industria, que deberán observar lo dispuesto en las Normas Técnicas Complementarias.

Artículo 169. Las edificaciones de salud, recreación y comunicaciones y transportes deberán tener sistemas de iluminación de emergencia con encendido automático, para iluminar pasillos, salidas, vestíbulos, sanitarios, salas y locales de conferencias, salas de curaciones, operaciones y expulsión y letreros indicadores de salidas de emergencia, en los niveles de iluminación establecidos por este Reglamento y sus Normas Técnicas Complementarias para esos locales.

SECCION TERCERA**INSTALACIONES DE COMBUSTIBLES**

Artículo 170. Las edificaciones que requieran instalaciones de combustibles deberán cumplir con las disposiciones establecidas por las autoridades competentes, así como por las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento.

SECCION CUARTA**INSTALACIONES TELEFONICAS**

Artículo 171. Las edificaciones que requieran instalaciones telefónicas deberán cumplir con lo que establezcan las Normas Técnicas de Instalaciones Telefónicas de Teléfonos de México, S. A., así como las siguientes disposiciones:

I La unión entre el registro de bajqueta y el registro de alimentación de la edificación se hará por medio de tubería de fibrocemento de 10 cm de diámetro mínimo, o plástico rígido de 50 mm mínimo para veinte a cincuenta pares y de 53 mm mínimo para setenta a cincuenta pares. Cuando la tubería o ductos de anclaje tengan una longitud mayor de 20 m o cuando haya cambios a más de noventa grados, se deberán colocar registros de paso.

II Se deberá contar con un registro de distribución para cada siete teléfonos como máximo. La alimentación de los registros de distribución se hará por medio de cables de diez pares y su número dependerá de cada caso particular. Los cables de distribución vertical deberán colocarse en tubos de fierro o plásticos rígidos. La tubería de conexión entre dos registros no podrá tener más de dos curvas de noventa grados. Deberán disponerse registros de distribución a cada 20 m cuando más, de tubería de distribución.

III Las cajas de registros de distribución y de alimentación deberán colocarse a una altura de 0.60 m del nivel del suelo y en lugares accesibles en todo momento. El número de registros de distribución dependerá de las necesidades de cada caso, pero será como menos uno por cada nivel de la edificación, salvo en edificaciones para habitación, en que podrá haber un registro por cada dos niveles. Las dimensiones de los registros de distribución y de alimentación serán las que establezcan las Normas Técnicas de Instalaciones Telefónicas de Teléfonos de México, S. A.;

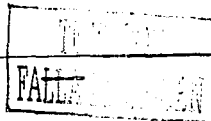
IV Las líneas de distribución horizontal deberán colocarse en tubería de fierro (conduit) no anillado o plástico rígido de 13 mm como mínimo). Para tres o cuatro líneas deberá colocarse registro de 10 x 5 x 3 cm. (chalspa), a cada 20 m de tubería como máximo, a una altura de 0.60 m sobre el nivel del piso, y

V Las edificaciones que requieran conmutadores o instalaciones telefónicas especiales deberán sujetarse a lo que establezcan las Normas Técnicas de Instalaciones Telefónicas de Teléfonos de México, S. A.

TITULO SEXTO**SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES****CAPITULO I****DISPOSICIONES GENERALES**

Artículo 172. Este título contiene los requisitos que deben cumplirse en el proyecto, ejecución y mantenimiento de una edificación para lograr un nivel de seguridad adecuado contra fallas estructurales, así como un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación.

La documentación requerida del proyecto estructural deberá cumplir con lo previsto en el artículo 56 de este Reglamento.



92-A

En el libro de bitácora de seguridad estructural, los planos utilizados, las fechas de entrega y en que se han resuelto los aspectos de seguridad estructural, así como cualquier modificación o adición que se haga al contenido de los planos de seguridad de la obra o por el Comite de Seguridad. Deberán elaborarse planillas de seguridad de cada proyecto estructural que

Las disposiciones de este artículo se aplican tanto a las modificaciones y demoliciones de las obras

Para puentes, túneles, troncales, pueden requerir aspectos de la seguridad para cada una de las autoridades competentes.

Artículo 173. Las disposiciones para definir las características, como elect

Artículo 174. Las disposiciones en los siguientes

I. Grupo A. Edificaciones con un número elevado de vidrios, o que constituyan depósitos de explosivos, a raíz de una emergencia, transporte, estaciones, estadios, depósitos de edificios que alojen ar

II. Grupo B. Edificaciones comerciales, hoteles y en el Grupo A, las que

a) Subgrupo B1. Edificaciones con un área total construida de más de 30 m² de área total construida, en zona de cuerpo de edificio que escaleras, incluyen las de escaleras. El área de desalojo se adicionará a las salas de de personas, y

b) Subgrupo B2. Las disposiciones de este grupo

berá anclarse, en lo relativo a los aspectos de descripción de los procedimientos de ejecución de las distintas operaciones, la interpretación y la forma de los detalles estructurales no contemplados en el proyecto. Cualquier modificación o adición que se haga al contenido de los planos de seguridad de la obra o por el Comite de Seguridad. Deberán elaborarse planillas de seguridad de cada proyecto estructural que

Título se aplican tanto a las Edificaciones nuevas como a las modificaciones y demoliciones de las obras

es, chimeneas y estructuras industriales no convencionales, disposiciones específicas que difieran en algunos aspectos de este Título. Los procedimientos de revisión de los planos de estos casos deberán ser aprobados por las autoridades competentes.

Departamento expedirá Normas Técnicas Complementarias que establezcan los requisitos específicos de ciertos materiales y sistemas de construcción de diseño para acciones de sismos y de vientos (sic)

Los efectos de este Título las construcciones se clasifican en los siguientes grupos:

I. Grupo A. Edificaciones que por su falla estructural podría causar la pérdida de un número considerable de vidas humanas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias o instalaciones cuyo funcionamiento es esencial para la vida humana, como: hospitales, escuelas, terminales de autobuses, centrales eléctricas y de telecomunicaciones, de sustancias inflamables o tóxicas; museos; y registros públicos de particular importancia, a

comunes destinadas a vivienda, oficinas y locales de uso comercial e industriales no incluidas en los grupos A y B.

de más de 30 m. de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, en las zonas I y II a que se alude en el artículo 175, y construcciones con un área total construida, en zona de cuerpo de edificio que escaleras, incluyen las de escaleras. El área de desalojo se adicionará a las salas de de personas, y

disposiciones de este grupo

Artículo 175. Para fines de estas disposiciones, el Distrito Federal se considera dividido en las zonas I a III, dependiendo del tipo de suelo.

Las características de cada zona y los procedimientos, para definir la zona que corresponde a cada predio se fijan en el Capítulo VIII de este Título.

CAPITULO II.

CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS EDIFICACIONES

Artículo 176. El proyecto arquitectónico de una edificación deberá permitir una estructuración eficiente para resistir las acciones que puedan afectar la estructura, con especial atención a los efectos sísmicos.

El proyecto arquitectónico de preferencia permitirá una estructuración regular que cumpla con los requisitos que se establezcan en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico.

Las Edificaciones que no cumplan con dichos requisitos de regularidad se diseñarán para condiciones sísmicas más severas, en la forma que se especifique en las Normas mencionadas.

Artículo 177. Toda edificación deberá separarse de sus linderos con predios vecinos a una distancia cuantitativa no menor a la que se señala en el artículo 211 de este Reglamento, el que regirá también las separaciones que deben dejarse en juntas de edificación entre cuerpos distintos de una misma edificación. Los espacios entre Edificaciones vecinas y las juntas de edificación deberán quedar libres de toda obstrucción.

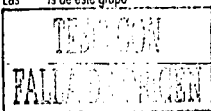
Las separaciones que deben dejarse en colindancias y juntas se indicarán claramente en los planos arquitectónicos y en los estructurales.

Artículo 178. Los acabados y recubrimientos cuyo desprendimiento pueda ocasionar daños a los ocupantes de la edificación o a los que transiten en su exterior, deberán fijarse mediante procedimientos aprobados por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural, en su caso. Particular atención deberá darse a los recubrimientos pétreos en fachadas y escaleras, a las fachadas prefabricadas de concreto, así como a los pilones de elementos prefabricados de yeso y otros materiales pesados.

Artículo 179. Los elementos no estructurales que puedan restringir las deformaciones de la estructura, o que tengan un peso considerable, muros divisorios, de colindancia y de fachada, pretilos y otros elementos ligeros en fachadas, escaleras y equipos pesados, tanques, tanques y casetas, deberán ser aprobados en sus características y en su forma de fijación por el Director Responsable de Obra y por el Corresponsable en Seguridad Estructural en obras en que éste sea requerido.

El mobiliario, los equipos y otros elementos cuyo volteo o desprendimiento pueda ocasionar daños físicos o materiales, como libreros altos, anaqueles y tableros eléctricos o telefónicos, deben fijarse de tal manera que se eviten estos daños.

Artículo 180. Los anuncios iluminados, colgantes y de azotea, de gran peso y dimensiones deberán ser objeto de diseño estructural en los términos de este Título, con particular atención a los efectos del viento. Deberán



diseñarse sus apoyos y efectos en la estructura deberá ser aprobable en Seguridad Estructural.

Artículo 181. La estructura para abogar el Responsable de Obra, en caso, quien elabora los planos de detalle que indiquen las modificaciones y refuerzos locales necesarios.

No se permitirá que las constructivas de un elemento de tramos flexibles

ligaciones a la estructura principal y deberá revisarse la calidad de dicha estructura. El proyecto de estos anejos deberá ser aprobable por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en obras en que éste sea requerido.

Cualquier perforación o alteración en un elemento estructural o instalaciones deberá ser aprobado por el Director Responsable de Obra o por el Corresponsable en Seguridad Estructural en sus planos de detalle que indiquen las modificaciones y refuerzos locales necesarios.

Las instalaciones de gas, agua y drenaje crucen juntas con los elementos de concreto o de acero o a menos que se provean de conexiones flexibles.

CAPITULO III

CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Artículo 182. Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I Tener seguridad suficiente ante las acciones posibles ante las condiciones de vida esperada, y

II No rebasar ningún estado límite de servicio que corresponden a las condiciones normales de operación.

El cumplimiento de los requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este capítulo.

Artículo 183. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que comprometa la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que se produzcan daños irreversibles que afecten significativamente las aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias más importantes que establezcan los estados límite de falla para cada material y tipo de estructura.

Artículo 184. Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para cumplir con los requisitos establecidos en este capítulo.

En las Edificaciones de uso residencial, la revisión del estado límite de servicio se cumplirá si se verifican las siguientes condiciones:

I Un desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el Capítulo VI de este Reglamento.

Toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

I Tener seguridad suficiente ante las acciones posibles ante las condiciones de vida esperada, y

II No rebasar ningún estado límite de servicio que corresponden a las condiciones normales de operación.

El cumplimiento de los requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en este capítulo.

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que comprometa la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que se produzcan daños irreversibles que afecten significativamente las aplicaciones de carga.

Las Normas Técnicas Complementarias establecerán los estados límite de falla para cada material y tipo de estructura.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para cumplir con los requisitos establecidos en este capítulo.

En las Edificaciones de uso residencial, la revisión del estado límite de servicio se cumplirá si se verifican las siguientes condiciones:

I Un desplazamiento relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de soportar daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el Capítulo VI de este Reglamento.

II Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500 para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico se observará lo dispuesto en el Capítulo VI de este Reglamento.

Se observará, además, lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras.

Adicionalmente se respetarán los estados límite de servicio de la cimentación y los relativos a diseño sísmico, especificados en los capítulos respectivos de este Título.

Artículo 185. En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del viento y del sismo, cuando este último sea significativo. Las intensidades de estas acciones que deban considerarse en el diseño y la forma en que deben calcularse sus efectos se especifican en los Capítulos IV, V, VI y VII de este Título. La manera en que deben combinarse sus efectos se establece en los artículos 188 y 193 de este Reglamento.

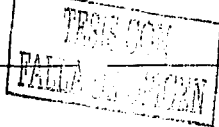
Cuando sean significativos, deberán tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones, como los empujes de tierras y líquidos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las sollicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no estén tomadas en cuenta en las cargas especificadas en el Capítulo V de este Título para diferentes destinos de las Edificaciones. Las intensidades de estas acciones que deben considerarse para el diseño, la forma en que deben integrarse a las distintas combinaciones de acciones y la manera de analizar sus efectos en las estructuras se apegarán a los criterios generales establecidos en este Capítulo.

Artículo 186. Se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

I Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta, el empuje estático de tierras y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo como los debidos a presiones o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos.

II Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenaje, y

III Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría las acciones sísmicas, los efectos del viento, los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos



92

que pueden presentarse en las estructuras para evitar un comportamiento que ocurran estas acciones.

Artículo 187. Las acciones cuyas intensidades no estén especificadas en sus Normas Técnicas Complementarias deberán establecerse siguiendo procedimientos en los criterios generales.

I. Para acciones permanentes de dimensiones de los efectos y propiedades relevantes, favorable a la estabilidad probable de la estructura.

II. Para acciones variables correspondan a las condiciones de la estructura:

a) La intensidad máxima durante la vida esperada de los efectos de acciones.

b) La intensidad instantánea en el lapso en que pueden ocurrir, y se empleará para condiciones de una acción variable.

c) La intensidad media de una acción en un lapso de tiempo, y

d) La intensidad mínima favorable a la estabilidad.

III. Para las acciones aleatorias que corresponden:

Las intensidades supuestas se utilizarán en la memoria de cálculo.

Artículo 188. La acción combinada de efectos despreciable de ocurrir en combinaciones.

I. Para las combinaciones de acciones permanentes y acciones variables, se considerará la estructura y las distorsiones será tomada con su intensidad máxima, o bien todas ellas efectos a largo plazo.

Para la combinación de acciones de la carga

casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en su cimentación y en los detalles constructivos, o catástrofe de la estructura para el caso de

no deba considerarse en el diseño el efecto de las acciones especificadas en este Reglamento ni en las Normas Técnicas Complementarias, estas intensidades deberán establecerse aprobados por el Departamento y con base en los criterios generales.

Se tomará en cuenta la variabilidad de las acciones, de los pesos volumétricos y de los otros materiales, para determinar un valor máximo cuando el efecto de la acción permanente sea la estructura, se determinará un valor mínimo

o determinarán las intensidades siguientes que corresponden a las condiciones de la estructura:

a) Determinará con el valor máximo probable de edificación. Se empleará para combinación con acciones.

b) Se determinará como el valor máximo probable de una acción accidental, como el sismo, acciones que incluyan acciones accidentales o más

c) Se determinará como el valor medio que puede tomar la acción y se empleará para estimar efectos a largo plazo, y

d) Se empleará cuando el efecto de la acción sea la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

Para las acciones aleatorias se considerará como intensidad de diseño un periodo de recurrencia de cincuenta años.

Para las acciones no especificadas deberán justificarse y consignarse en los planos estructurales.

La intensidad de una estructura deberá verificarse para las acciones que tengan una probabilidad no uniformemente, considerándose dos categorías de acciones.

I. Para las acciones permanentes y acciones variables las acciones permanentes que actúan sobre las acciones variables, de las cuales la más desfavorable máxima y el resto con su intensidad instantánea o intensidad media cuando se trata de evaluar

II. Para la combinación de acciones de la carga se aplicará una carga viva, se empleará la intensidad de artículo 199 de este Reglamento, considerando

deberá uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en el mencionado artículo, y

II. Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con el artículo 194 de este Capítulo.

Artículo 189. Las fuerzas internas y las deformaciones producidas por las acciones se determinarán mediante un análisis estructural realizado por un método reconocido que tome en cuenta las propiedades de los materiales ante los tipos de carga que se estén considerando.

Artículo 190. Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provoque la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

Artículo 191. Los procedimientos para la determinación de la resistencia de diseño y de los factores de resistencia correspondientes a los materiales y sistemas constructivos más comunes se establecerán en las Normas Técnicas Complementarias de este Reglamento. Para determinar la resistencia de diseño ante estados límite de falla de cimentaciones se emplearán procedimientos y factores de resistencia especificados en el Capítulo VIII de este Título y en sus Normas Técnicas Complementarias.

En casos no comprendidos en los documentos mencionados la resistencia de diseño se determinará con procedimientos analíticos basados en evidencia teórica y experimental o con procedimientos experimentales de acuerdo con el artículo 192 de este Reglamento. En ambos casos, el procedimiento para la determinación de la resistencia de diseño deberá ser aprobado por el Departamento.

Cuando se siga un procedimiento no establecido en las Normas Técnicas Complementarias, el Departamento podrá exigir una verificación directa de la resistencia por medio de una prueba de carga realizada de acuerdo con lo que dispone el Capítulo XI de este Título.

Artículo 192. La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con el artículo 188 de este Reglamento.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la produc-

76
FALLA DE ORIGEN

ción o de prototipos. En los casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura cuestionada.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique se hará de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, pero tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas de los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensayo, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se harán con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por el Departamento, el cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo III de este Título.

Artículo 193. Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en el artículo 188 de este Reglamento y para cualquier estado límite de falla, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones especificadas en el artículo 194 de este Reglamento, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo establecido en el artículo 194 de este Reglamento.

También se revisará el efecto de las posibles combinaciones de acciones sin multiplicar por los factores de carga, no se rebase algún estado límite de servicio.

Artículo 194. El factor de carga se determinará de acuerdo con las reglas siguientes:

I. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción I del artículo 188, se aplicará un factor de carga de 1.4.

Cuando se trate de acciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará igual a 1.5.

II. Para combinaciones de acciones clasificadas en la fracción II del artículo 188 se considerará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación.

III. Para acciones o efectos internos cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9, además, el efecto de la acción el valor mínimo probable de acuerdo con el artículo 187 de este Reglamento, y

IV. Para revisión de los límites de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga de 1.0.

Artículo 195. Se podrán emplear criterios de diseño diferentes de los especificados en este Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias si ello es de justicia, a satisfacción del Departamento, que los procedimientos de diseño empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los procedimientos previstos en este Ordenamiento, tal justificación deberá realizarse por escrito ante la solicitud de la licencia.

CAPITULO IV CARGAS MUERTAS

Artículo 196. Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de viles, botación, lastre y succión producida por viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.

Artículo 197. El peso medio calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total sea de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

CAPITULO V CARGAS VIVAS

Artículo 198. Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las Edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifique razonablemente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 199.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisiones de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libros pesados o contrapesos en salas de espectáculos. Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

Artículo 199. Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- I. La carga viva mínima W_{m} se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. La carga instantánea W_{i} se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. La carga media W_{s} se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

HALLAZGOS
 DE
 LA
 COMISIÓN
 DE
 LICENCIAS

IV Cuando el efecto de carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro modo de acuerdo con la definición del artículo 187 de este Reglamento, y

V Las cargas uniformes de la tabla siguiente se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento

TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS, EN kg/m²

Destino de piso o cubierta	W	W _s	W _m	Observaciones
a) Habitación (casas, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170	(1)
b) Oficinas, despachos, laboratorios	100	180	250	(2)
c) Comunicación por escaleras, rampas de acceso libre al público, pasillos, pasajes y pasillos	40	150	350	(3),(4)
d) Estados y lugares de asientos individuales	40	350	450	(5)
e) Otros lugares de reunión (templos, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	40	250	350	(5)
f) Comercios, fábricas	0.8W _m	0.9W _m	W _m	(6)
g) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100	(4),(7)
h) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5%	5	20	40	(4),(7),(8)
i) Volados en vía pública, balcones y similares	15	70	300	
j) Garages y estacionamientos para automóviles exclusivos	40	100	250	(9)

OBSERVACIONES A LA TABLA DE CARGAS VIVAS UNITARIAS

1 Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomándose igual a 100 kg/m² (A es el área tributaria en m²). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 500 kg. aplicada sobre un área de 50 cm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 250 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 100 kg para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligeros aquellos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

2 Para elementos con área tributaria mayor de 36 m², W_m podrá reducirse, tomándose igual a 180 + 420A^{-1/2} (A es el área tributaria, en m²). Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W_m, una carga de 1,000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, definidos como en la nota (1), se considerará en lugar de W_m, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 500 kg para el diseño de los elementos de soporte y de 150 kg para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

3 En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el caso al de la tabla.

4 Para el diseño de los pretilas y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 100 kg/ml actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

5 En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativos a vibraciones.

6 Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios del artículo 187, carga unitaria, W_m, que no será inferior a 350 kg/m² y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

7 Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por linacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg, en la posición más crítica.

8 Además, en el fondo de los valles de techos inclinados se considerará una carga, debida al granizo, de 30 kg por cada metro cuadrado de proyección horizontal del techo que desague hacia el valle. Esta carga se considerará como una acción accidental para fines de revisión de la seguridad y se le aplicarán los factores de carga correspondientes según el artículo 194.

9 Más una concentración de 1,500 kg, en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Artículo 200. Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse, éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo ese último peso menor de 150 kg/m². Se

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 IVC
 INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

considerará, además, la concentración de 150 kg. en el lugar más desfavorable.

Artículo 201. propietario o poseedor será responsable de los cambios de uso de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas que alteren el diseño aprobado.

concentración de 150 kg. en el lugar más desfavorable.

CAPITULO VI DISEÑO POR SISMO

Artículo 202. generales mínimos adecuados ante los requisitos para el estudio Complementarias.

Artículo 203. componentes horizontales. Las deformaciones se combinarán con los efectos correspondientes.

Según sean las condiciones de análisis se aplicarán las limitaciones correspondientes.

En el análisis se tendrán en cuenta los desplazamientos laterales teniendo en cuenta los efectos significativos, los efectos de las fuerzas gravitacionales y el momento de las laterales.

Se verificará que la deformación no exceda de los límites permitidos en este Capítulo.

Para el diseño de los elementos en fuerza cortante, se aplicarán las correspondientes Normas Técnicas Complementarias.

Artículo 204. dencia, se deberán

Los muros que conecten a los marcos

este Capítulo se establecen las bases y requisitos para que las estructuras tengan seguridad ante los efectos de los sismos. Los métodos de análisis y los requisitos se detallarán en las Normas Técnicas Complementarias.

Las estructuras se analizarán bajo la acción de dos tipos de sismos ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno y las fuerzas internas que resulten se combinarán con las Normas Técnicas Complementarias, y se aplicarán los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones correspondientes. Los criterios que establece el Capítulo III de este Reglamento para el análisis de la estructura de que se trate, ésta podrá aplicarse también al método simplificado, el método estático o el método dinámico que describan las Normas Técnicas Complementarias, siempre que se establezcan.

Se tendrá en cuenta la rigidez de todo elemento estructural o no, las saavedades que corresponden al método simplificado, las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos de la estructura, incluyendo sus giros por torsión y efectos de flexión de sus elementos y, cuando sean cortante, fuerza axial y torsión de los elementos, según el orden, entendidos éstos como los de las fuerzas internas en la estructura deformada ante la acción de los sismos.

La estructura y su cimentación no alcancen ningún estado de falla que se refiere este Reglamento. Los criterios que se establezcan en este Capítulo.

El momento que contribuya en más del 35% a la capacidad de momento torsionante o momento de volteo de los elementos, serán factores de resistencia 20% inferiores a los que corresponden con los artículos respectivos de las Normas Técnicas Complementarias.

Los muros de muros divisorios, de fachada o de columna, se analizarán de acuerdo a las siguientes reglas:

Los muros que resistan fuerzas laterales se ligarán adecuadamente a los marcos o a castillos y dadas en todo el perímetro del

muro, su rigidez se tomará en cuenta en el análisis sísmico y se verificará su resistencia de acuerdo con las Normas correspondientes.

Los castillos y dadas a su vez estarán ligados a los marcos. Se verificará que las vigas o losas y columnas resistan la fuerza cortante, el momento flexionante, las fuerzas axiales y, en su caso, las torsiones que en ellas induzcan los sismos. Se verificará, asimismo, que las uniones entre elementos estructurales resistan dichas acciones.

II Cuando los muros no contribuyan a resistir fuerzas laterales, se sujetarán a la estructura de manera que no restrinjan su deformación en el plano del muro. Preferentemente estos muros serán de materiales muy flexibles o débiles.

Artículo 205. Para los efectos de este Capítulo se considerarán las zonas del Distrito Federal que fija el artículo 219 de este Reglamento.

Artículo 206. El coeficiente sísmico, C , es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de la edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel.

Con este fin se tomará como base de la estructura el nivel a partir del cual sus desplazamientos con respecto al terreno circundante comienzan a ser significativos. Para calcular el peso total se tendrán en cuenta las cargas muertas y vivas que correspondan según los Capítulos II y V de este Título.

El coeficiente sísmico para las Edificaciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la II y 0.40 en la III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijan las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas específicas en las que dichas Normas especifiquen otros valores de C . Para las estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en 50 por ciento.

Artículo 207. Cuando en aplique el método estático o un método dinámico para análisis sísmico, podrán reducirse con fines de diseño las fuerzas sísmicas calculadas, empleando para ello los criterios que fijan las Normas Técnicas Complementarias, en función de las características estructurales y del terreno. Los desplazamientos calculados de acuerdo con estos métodos, empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas Normas.

Los coeficientes que especifiquen las Normas Técnicas Complementarias para la aplicación del método simplificado de análisis tomarán en cuenta todas las reducciones que procedan por los conceptos mencionados. Por ello las fuerzas sísmicas calculadas por este método no deben sufrir reducciones adicionales.

Artículo 208. Se verificará que tanto la estructura como su cimentación resistan las fuerzas cortantes, momentos torsionantes de entrapo y momentos de volteo inducidos por sismo combinados con los que correspondan a otras solleciones, y alcances del correspondiente factor de carga.

Artículo 209. Las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos debidos a las fuerzas cortantes horizontales, calculados con alguno de los métodos de análisis sísmico mencionado en el artículo 203 de este Reglamento, no excederán a 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que los elementos incapaces de soportar deformaciones

TESIS COMPLETADA
 FALTA...

926

ANEXO B
DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA
DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

**FALTA
LAS
PAGINAS**

94

A

144

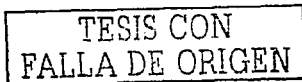
Gaceta Oficial del Distrito Federal del 27 de febrero de 1995

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA**



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA	6
DEFINICIONES	7
NOTACION	8
1. CONSIDERACIONES GENERALES	11
1.1. Alcance	11
1.2. Clasificación estructural	11
1.3. Dimensiones	11
1.4. Contenido de humedad	11
1.5. Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas	11
2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO	11
2.1. Métodos de Diseño	11
2.2. Valores especificados de resistencias y rigideces	12
2.3. Factores de reducción de resistencia	12
2.4. Valores modificados de resistencias y rigideces	12
2.4.1. Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada	13
2.4.2. Factores de modificación para uniones	13
2.5. Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera	15
2.6. Encharcamiento en techos planos	17
3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA	17
3.1. Miembros en tensión	17
3.2. Miembros bajo cargas transversales	17
3.2.1. Requisitos generales	17
3.2.2. Resistencia a flexión	18
3.2.3. Estabilidad lateral	18
3.2.4. Resistencia a cortante	19
3.3. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión	19
3.3.1. Requisito general	19
3.3.2. Resistencia a carga axial	19
3.3.3. Efectos de esbeltez	20
3.3.4. Fórmula de interacción para flexión uniaxial	20
3.3.5. Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente	20
3.3.6. Momentos en los extremos	21
3.3.7. Momentos debidos a encorvadura	21
3.3.8. Fórmula de interacción para la flexión biaxial	21
3.4. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión	21
3.4.1. Momento uniaxial y tensión	21
3.4.2. Momento biaxial y tensión	21
3.5. Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°	22
3.5.1. Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta=90^\circ$)	22
3.5.2. Efecto del tamaño de la superficie de apoyo	22
3.5.3. Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de las fibras	22
4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA	22
4.1. Requisitos del material	22
4.2. Orientación de los esfuerzos	22



4.3. Resistencia a carga axial	22	6.3.1. Requisitos comunes	26
4.3.1. Resistencia a tensión	22	6.3.2. Requisitos particulares para pernos	26
4.3.2. Resistencia a compresión	22	6.3.3. Resistencia de uniones con pernos	28
4.3.3. Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores	23	6.3.4. Requisitos particulares para pijas	28
4.4. Placas en flexión	23	6.3.5. Resistencias de uniones con pijas	31
4.4.1. Flexión con cargas normales al plano de la placa	23	6.4. Uniones con placas dentadas o perforadas	32
4.4.2. Flexión con cargas en el plano de la placa	23	6.4.1. Consideraciones generales	32
4.5. Resistencia a cortante	23	6.4.2. Dimensionamiento	32
4.5.1. Cortante en el plano de las chapas debido a flexión	23	7. EJECUCION DE OBRAS	33
4.5.2. Cortante a través del grosor	23	7.1. Consideraciones generales	33
4.6. Aplastamiento	23	7.2. Normas de calidad	33
5. DEFLEXIONES	24	7.3. Contenido de humedad	33
5.1. Madera maciza	24	7.4. Protección a la madera	33
5.2. Madera contrachapada	24	7.5. Tolerancias	34
6. ELEMENTOS DE UNION	24	7.6. Transporte y montaje	34
6.1. Consideraciones generales	24	8. RESISTENCIA AL FUEGO	34
6.1.1. Alcance	24	8.1. Medidas de protección contra fuego	34
6.1.2. Resistencia a cortante	24	8.1.1. Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera	34
6.2. Clavos	24	8.1.2. Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos	34
6.2.1. Alcance	24	8.1.3. Características del quemado superficial de los materiales de construcción	34
6.2.2. Configuración de las uniones	24	8.2. Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones	34
6.2.3. Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza	25	8.2.1. Diseño de elementos estructurales aislados	34
6.2.4. Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada	26	8.2.2. Ejecución de uniones	34
6.3. Pernos y pijas	26	REFERENCIAS	34

APENDICE I Clasificación visual de maderas
latifoliadas para usos estructurales 35

APENDICE II Propiedades efectivas de

la sección para una serie de
combinaciones adecuadas
de chapas para placas de madera
contrachapada 37

TESTIS CON
FALLA DE ORIGEN

OSCAR ESPINOSA VILLAREAL, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en los artículos 122, Fracción VI, de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, en relación con el quinto Transitorio del Decreto que reforma a la propia Constitución, publicado en el *Diario Oficial de la Federación* el 25 de octubre de 1993; 67, Fracción XXII, del Estatuto de Gobierno del Distrito Federal, 4, 12 y 24 de la Ley Orgánica de la Administración Pública del Distrito Federal; 3o., Fracción XV y Séptimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y el Acuerdo por el que deberán expedirse las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, publicado en la *Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal* el 7 de noviembre de 1994, he tenido a bien expedir las siguientes:

**NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO
Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA**

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS DE MADERA

DEFINICIONES

Columnas o postes

Elementos estructurales sometidos esencialmente a cargas de compresión y que actúan en forma aislada por tener gran separación entre sí.

Coníferas

También llamadas gimnospermas. Árboles de hoja perenne en forma de aguja con semillas alojadas en conos. Su madera está constituida esencialmente por un tipo de células denominadas traqueidas.

Contenido de humedad

Masa del agua en la madera expresada como un porcentaje de la masa de la madera anhidra.

Cubierta

Duelas, tablas o placas de madera contrachapada que forman parte de sistemas de piso o techo y descansan sobre elementos de madera poco espaciados.

Chapa

Capa delgada de madera obtenida al desenrollar una troza en un torno especial, o por corte plano o rebanado de una troza.

Densidad

Masa por unidad de volumen. En el caso de la madera debe especificarse el contenido de humedad al que se determinaron la masa y el volumen.

Densidad relativa

Masa anhidra de una muestra de material dividida entre su volumen saturado (PA/VV). No tiene unidades, ya que es la relación de la densidad del material y la densidad del agua, que es igual a la unidad en el sistema métrico.

Factor de reducción de resistencia

Factor, F_{α} , aplicado a la resistencia de un miembro o conexión

que, para el estado límite bajo consideración toma en cuenta la variabilidad de las dimensiones y propiedades del material, la calidad de la mano de obra, el tipo de falla y la incertidumbre en la predicción de resistencia.

Factor de modificación de resistencia

Factor que toma en cuenta el efecto que tiene sobre la resistencia alguna condición de servicio como la duración de carga, el contenido de humedad, el tamaño de la superficie de apoyo y otras.

Fibra

Término utilizado para designar al conjunto de los elementos celulares constitutivos de la madera.

Latifoliadas

También llamadas angiospermas. Árboles de hoja caduca de forma ancha que producen sus semillas dentro de frutos. Su madera está constituida por células denominadas vasos, fibras y parénquima.

Madera clasificada estructuralmente

Madera clasificada de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 para el caso de las coníferas y con el Apéndice I para las latifoliadas. El Apéndice I incluye las definiciones necesarias para aplicar la regla de clasificación para latifoliadas.

Madera contrachapada

Placa compuesta de un conjunto de chapas o capas de madera unidas con adhesivo, generalmente en número impar, en la cual las chapas adyacentes se colocan con la dirección de la fibra perpendicularmente entre sí.

Madera húmeda

Madera aserrada cuyo contenido de humedad es mayor que $18 \pm 2\%$.

Madera seca

Madera aserrada con un contenido de humedad igual o menor que $18 \pm 2\%$.

Orientación de las fibras

Disposición de las fibras con respecto al eje longitudinal del tronco del árbol, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Pies derechos

Piezas ligeras de sección rectangular que generalmente forman parte de sistemas de muros.

Sistema de carga compartida

Construcción compuesta de tres o más miembros esencialmente paralelos espaciados 61 cm o menos, centro a centro, de tal manera arreglados o conectados que comparten la carga en forma solidaria.

Sistema de piso ligero

Construcción formada por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 80 cm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavada u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

Valor especificado de resistencia

Resistencia asignada para su uso en el cálculo de resistencia.

Valor modificado de resistencia

El producto del valor especificado de resistencia por el factor de reducción de resistencia y los factores de modificación de la resistencia.

Vigas

Elementos de madera sometidos esencialmente a cargas perpendiculares a su eje longitudinal y que actúan en forma aislada por tener una separación grande y no estar unidos por un material de cubierta que les permita compartir la carga. Usualmente la carga se aplica sobre los cantos.

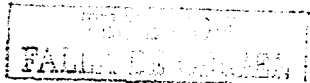
Viguetas

Elementos ligeros de madera sometidos a cargas transversales que están enlucados a distancias cortas (menores que 120 cm) entre sí, unidos por una cubierta de duelas o madera contrachapada, destinados a ser cargados de canto.

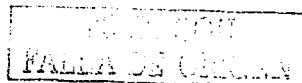
NOTACION

A área total de la sección, cm²

A_p	área de la superficie de apoyo por aplastamiento, cm ²
A_1	superficie de apoyo de la pija igual a D_1 , mm ²
A_{br}	área bruta del elemento principal, cm ²
A_n	área neta del elemento igual a A_{br} menos el área proyectada del material eliminado para conectores, cm ²
A_L	suma de las áreas brutas de las piezas laterales, cm ²
A_e	área efectiva de la sección transversal de las chapas en la dirección considerada, cm ²
b	ancho de la sección transversal, cm
C	factor para obtener valores efectivos de propiedades de madera contrachapada (tabla 5.1.)
C_c	factor de esbeltez crítico (inciso 3.2.3.2.3.)
C_m	factor de corrección por condición de apoyo para la determinación del momento amplificado (inciso 3.3.5.)
C_t	factor de esbeltez (inciso 3.2.3.2.2.)
D	diámetro del conector, mm
D_r	diámetro o lado de la rondana, mm (tabla 6.2.)
d	peralte de la sección, cm
d_e	peralte efectivo para determinación de la resistencia a cortante de un miembro con conectores (inciso 6.1.2.)
d_r	profundidad de recorte (inciso 3.2.4.3.)
E_{50}	módulo de elasticidad correspondiente al 50. percentil, kg/cm ²
E_{av}	módulo de elasticidad promedio, kg/cm ²
e	excentricidad por encorvadura, cm
l	longitud del recorte medido paralelamente a la viga desde el peine interior del apoyo más cercano hasta el extremo más alejado del recorte, cm (inciso 3.2.4.3.)
F_b	factor de reducción de resistencia
f_m	valor modificado de esfuerzo en compresión paralela



	a la fibra, kg/cm ²		rales en clavos
f'_{n}	valor modificado de esfuerzo en flexión, kg/cm ²	J_{ap}	factor de modificación por grosor de piezas laterales en pijas
f'_{m}	valor modificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm ²	J_u	factor de modificación por contenido de humedad para uniones
f'_{t}	valor modificado de esfuerzo en tensión paralela a la fibra, kg/cm ²	J_{m}	factor de modificación por momento en los apoyos de armaduras
f'_{cp}	valor modificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm ²	J_b	factor de modificación por carga perpendicular a la fibra en pijas
f'_{cw}	valor modificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm ²	J_p	factor de modificación para clavos hincados paralelamente a la fibra
f_y	esfuerzo de fluencia en el acero del elemento considerado, kg/cm ²	K_a	factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo
f'_{m}	valor especificado de esfuerzo en compresión paralelo a la fibra, kg/cm ²	K_c	factor de modificación por compartición de carga para sistemas de piso
f'_{fn}	valor especificado de esfuerzo en flexión, kg/cm ²	K_{cl}	factor de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas
f'_{m}	valor especificado de esfuerzo en compresión perpendicular a la fibra, kg/cm ²	K_d	factor de modificación por duración de carga para dimensionamiento de secciones
f'_{t}	valor especificado de esfuerzo en tensión paralelo a la fibra, kg/cm ²	K_h	factor de modificación por contenido de humedad para dimensionamiento de secciones
f'_{cp}	valor especificado de esfuerzo cortante a través del grosor, kg/cm ²	K_p	factor de modificación por peralte
f'_{cw}	valor especificado de esfuerzo cortante paralelo a la fibra, kg/cm ²	K_r	factor de modificación por recorte
$G_{0.05}$	módulo de rigidez promedio, kg/cm ²	k	factor para determinar la longitud efectiva de columnas (inciso 3.3.3.2.)
I	momento de inercia de la sección, cm ⁴	L	longitud del claro
J_c	factor de modificación para clavos lanceros	L_e	longitud efectiva de pandeo, cm
J_d	factor de modificación por duración de carga para uniones	L_u	longitud sin soporte lateral para columnas y vigas, cm
J_{di}	factor de modificación para clavos para diafragmas	l	longitud del clavo, mm
J_{dp}	factor de modificación por doblado de la punta en clavos	l_p	longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta, mm
J_g	factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas	M_1	momento amplificado que corresponde a la carga axial actuando conjuntamente con M_{0p} , kg-cm
J_{gc}	factor de modificación por grosor de piezas laterales	M_0	máximo momento sin amplificar que actúan sobre el



	membro, kg-cm		
M_r	resistencia a flexión de diseño por carga perpendiculares al plano de una placa de madera contrachapada, kg-cm	P_{xx}	resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra, kg (inciso 6.3.5.1.2.)
M_Q	resistencia del diseño de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano, kg-cm	P_{yy}	resistencia lateral de diseño de una unión para cargas paralelas a la fibra, kg
M_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a flexión kg-cm	P_z	carga axial última de diseño que actúa sobre un elemento, kg
M_u	momento último actuante de diseño en miembros sujetos a cargas transversales, kg-cm	P_{uz}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas paralelas a la fibra, kg
M_{xx}	resistencia de diseño a momento respecto al eje x, kg-cm	Q	factor de comportamiento sísmico
M_{yy}	resistencia de diseño a momento respecto al eje y, kg-cm	Q_{xx}	resistencia modificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_{zz}	momento amplificado respecto al eje z, kg-cm	Q_{yy}	resistencia lateral de diseño para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_{xy}	momento amplificado respecto al eje y, kg-cm	Q'_{yy}	resistencia especificada por elemento de unión para cargas perpendiculares a la fibra, kg
M_1, M_2	momento actuantes en los extremos de columnas, kg-cm	r	radio de giro mínimo de la sección, cm
N_R	resistencia de diseño de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra o normal al plano de placas contrachapadas, kg	S	módulo de sección, cm
N_{20}	resistencia a compresión de diseño sobre un plano con un ángulo θ respecto a las fibras, kg	S_1	módulo de sección efectivo en la dirección considerada, cm
N_u	resistencia lateral de diseño de una unión, kg	T_R	resistencia de diseño a tensión de un miembro, kg
N_u'	resistencia lateral modificada por elemento de unión, kg	T_u	carga de tensión última actuando sobre el elemento, kg
N_u''	resistencia lateral especificada por elemento de unión, kg	t	grosor neto de la placa de madera contrachapada, mm
n	número de elementos de unión	t_e	grosor efectivo de la placa de madera contrachapada, cm
n_p	número de planos de cortante	t_o	grosor de la rondana, mm
P_c	carga crítica de pandeo, kg (inciso 3.3.5)	t_1	grosor de la pieza lateral del lado de la cabeza del elemento de unión, cm
P_{yy}	resistencia lateral modificada por elemento unión para cargas paralelas a la fibra, kg	V_R	resistencia a cortante de diseño, kg
P_R	resistencia a compresión de diseño de un elemento, kg	V_{R1}	resistencia a cortante de diseño en el plano de las chapas para madera contrachapada sujeta a flexión, kg
		V_{R2}	resistencia a cortante de diseño a través del grosor en

	placas de madera contrachapada, kg
Y_c	resistencia en extracción modificada para pijas, kg/mm ²
Y_{lc}	resistencia lateral modificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
Y_{cs}	resistencia en extracción especificada para pijas, kg/mm ²
Y_{ls}	resistencia lateral especificada para cargas paralelas a la fibra en pijas, kg/mm ²
γ	densidad relativa igual a peso anhidro/volumen verde
δ	factor de amplificación de momentos en elementos a flexo-compresión
θ	ángulo formado entre la dirección de la carga y la dirección de la fibra
\emptyset	factor de estabilidad lateral (inciso 3.2.3.)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

1.1. Alcance

Estas disposiciones son aplicables a elementos estructurales de madera aserrada de cualquier especie, cuya densidad relativa promedio, y sea igual o superior a 0.35, y a elementos estructurales de madera contrachapada.

Para efectos de las presentes Normas, las maderas usuales en la construcción se clasifican en *coníferas* y *latifoliadas*. Las latifoliadas se subdividen en los tres grupos siguientes de acuerdo con los valores de su módulo de elasticidad correspondiente al quinto percentil, $E_{0.05}$, para madera seca (aquella cuyo contenido de humedad es $\leq 18 \pm 2$ por ciento):

	Intervalo de valores de $E_{0.05}$ (kg/cm ²)
Grupo I	> 120 000
Grupo II	85 000 - 119 000
Grupo III	50 000 - 84 000

El valor de $E_{0.05}$, deberá ser determinado experimentalmente con piezas de tamaño estructural.

Los proyectos de elementos estructurales de modalidades de la

madera no cubiertas por estas Normas, tales como la madera laminada encolada y los diversos tipos de tableros (con excepción de los de madera contrachapada) deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.2. Clasificación estructural

Para las maderas aplicables los valores de diseño propuestos en estas Normas, las maderas de coníferas deberán clasificarse de acuerdo con la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 (ref 1) "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales", la cual establece dos clases de madera estructural, A y B, las maderas de latifoliadas deberán clasificarse de acuerdo con el Apéndice I.

Otros métodos de clasificación deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

1.3. Dimensiones

Para efectos de dimensionamiento se utilizarán con preferencia las secciones especificadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 (ref 2) "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción". Para piezas con dimensiones mayores que las cubiertas en la Norma citada y, en general, para secciones que no se ajusten a ellas deberá utilizarse la sección real en condición seca.

1.4. Contenido de humedad

El contenido de humedad (CH) se define como el peso original menos el peso anhidro dividido entre el peso anhidro y se expresa en porcentaje. Se considera madera *seca* a la que tiene un contenido de humedad menor o igual a 18 ± 2 por ciento, y *húmeda*, a aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor. El valor máximo admisible se limita a 50 por ciento.

1.5. Anchos de cubierta a considerar para soporte de cargas concentradas

Para el diseño de cubiertas se considerarán como anchos, b, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en el Título Sexto de este Reglamento, los valores de la Tabla 1.1, tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

2. PRINCIPIOS GENERALES DE DISEÑO

2.1. Métodos de diseño

El diseño de elementos de madera y de los dispositivos de unión requeridos para formar estructuras se llevarán a cabo según los criterios de estados límite establecidos en el Título Sexto del

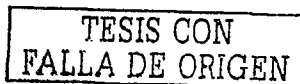


TABLA 1.1 ANCHOS, b, PARA SOPORTE DE CARGAS CONCENTRADAS EN CUBIERTAS

Condición	b
Duelas a tope (1)	Ancho de una duela
Duelas machihembradas (2)	2 x ancho de una duela + 15.0 cm, pero no mas de 45.0 cm
Madera contrachapada (3)	61.0 cm
(1) grosor mínimo 19 mm (2) grosor mínimo 12.7 mm	
(3) grosor mínimo 9 mm	

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, que fija los requisitos que deben satisfacerse en cuanto a seguridad y comportamiento en condiciones de servicio.

El diseño podrá efectuarse por medio de procedimientos analíticos o experimentales.

TABLA 2.1 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

		CLASE	
		A	B
Flexión	f'_{fu}	170	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	115	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	120	95
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{cu}	40	40
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	15	15
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	65 000	50 000

En el diseño por métodos analíticos las acciones internas se determinarán considerando que los elementos estructurales y las estructuras tienen un comportamiento lineal elastico

2.2. Valores especificados de resistencias y rigideces

La tabla 2.1 proporciona valores especificados de resistencia y rigidez para madera de coníferas, para las clases estructurales A y B. La tabla 2.2 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla 2.3 contiene valores especificados de resistencia y rigidez para madera contrachapada de especies coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

2.3. Factores de reducción de resistencia

La tabla 2.4 indica los factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada. Los factores de reducción de resistencia correspondientes a las uniones en estructuras de madera se tomarán igual a 0.7 en todos los casos.

2.4. Valores modificados de resistencias y rigideces

En los cálculos de las resistencias y deformaciones de diseño

TABLA 2.2 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS Y MODULOS DE ELASTICIDAD DE MADERAS EN ESPECIES LATIFOLIADAS (kg/cm²)

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	f'_{fu}	300	200	100
Tensión paralela a la fibra	f'_{tu}	200	140	70
Compresión paralela a la fibra	f'_{cu}	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra	f'_{cu}	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra	f'_{vu}	25	20	12
Módulo de elasticidad				

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

promedio	$E_{0.50}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil	$E_{0.05}$	120 000	85 000	50 000

TABLA 2.3 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIAS MODULO DE ELASTICIDAD Y MODULO DE RIGIDEZ DE MADERA CONTRACHAPADA DE ESPECIES CONIFERAS (kg/cm²)

Flexión	f'_{fb}	190
Tensión	f'_{tb}	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	f'_{fb}	90
Compresión En el plano de las chapas	f'_{cb}	160
Perpendicular al plano de las chapas	f'_{cb}	25
Cortante		
A través del grosor	f'_{cp}	20
En el plano de las chapas	f'_{cp}	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{0.50}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{0.50}$	5 000

de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o del elemento de unión el valor modificado que resulte de multiplicar el valor especificado correspondiente por los factores de modificación apropiados, según las secciones 2.4.1 y 2.4.2.

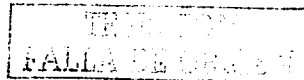
TABLA 2.4 FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA, F_R

ACCION	Madera maciza	PRODUCTO Madera contrachapada
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela y en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo, a través del espesor y en el plano de las chapas	0.7	0.7

2.4.1. Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

- K_h factor por contenido de humedad (tabla 2.5)
- K_d factor por duración de carga (tabla 2.6)
- K_e factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable en sistemas formados por tres o más miembros paralelos, separados 61 cm centro a centro, o menos, dispuestos de tal manera que soporten la carga conjuntamente
- K_f factor por peralte (tabla 2.7). Aplicable a secciones que tengan un peralte d , menor o igual a 140 mm
- K_g factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla 2.8)
- K_i factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso 3.2.4.2)
- K_j factor por recorte (inciso 3.2.4.3)
- K_k factor por tamaño de la superficie de apoyo (tabla 2.9)

2.4.2 Factores de modificación para uniones



J_1	factor por contenido de humedad (tabla 2.10)
J_2	factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla 2.11)
J_3	factor por duración de carga (tabla 2.12)
J_4	factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla 2.13)

TABLA 2.5 FACTORES DE MODIFICACION DE HUMEDAD (APLICABLES CUANDO CH \geq 18% \pm 2%), K_5 (1)

Concepto	K_5
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.80
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.80
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.80
Módulos de elasticidad y rigidez	0.85

(1) $K_5 = 1.0$ si no se indica lo contrario

TABLA 2.6 FACTORES DE MODIFICACION POR DURACION DE CARGA (APLICABLES PARA MADERA MACIZA Y MADERA CONTRACHAPADA (1), K_6

Condición de carga	K_6
Carga continua	0.90

Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbrias, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo, y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad

TABLA 2.7 FACTORES DE MODIFICACION POR PERALTE (APLICABLES A SECCIONES QUE TENGAN UN PERALTE, d, MENOR O IGUAL A 140 mm), K_7

Concepto	K_7
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralelas a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

TABLA 2.8 FACTORES DE MODIFICACION POR CLASIFICACION PARA MADERA MACIZA DE CONIFERAS (1), K_8

Regla de clasificación (Según NOM-C-239-1985)	K_8
(I) Para valores especificados de resistencia	
Regla general (1)	0.80
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.25
(II) Para valores de módulo de elasticidad	
Regla general (1)	0.90
Reglas especiales (2)	1.00
Regla industrial (3)	1.15

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- (1) Aplicable a cualquier sección transversal espaciada en la ref. 2
- (2) Aplicables a secciones transversales particulares: todas las de 38 mm de grosor y las de 87 x 87 mm y 87 x 190 mm, cuando se utilicen de canto
- (3) Aplicables a secciones transversales de 38 mm de grosor, únicamente cuando se utilice de canto
- (4) Usar siempre $K_{cl} = 1.0$ para maderas latifoliadas

J_{ap} factor por doblado de la punta en clavos (tabla 2.17)

J_{di} factor para clavos para diafragmas = 1.3

2.5 Factor de comportamiento sísmico para estructuras de madera

De acuerdo con el capítulo 5 "Factor de Comportamiento Sísmico" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo podrán utilizarse los siguientes valores de Q para estructuras cuya resistencia a fuerzas horizontales sea suministrada por sistemas estructurales a base de elementos de madera:

Q= 3.0 para diafragmas contrachapados de acuerdo con lo indicado en los Capítulos 4 y 6 de estas Normas.

TABLA 2.9 FACTORES DE MODIFICACION POR TAMAÑO DE LA SUPERFICIE DE APOYO, K_c

Longitud de apoyo	1.5	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0
o diámetro de	o						o
rondana (cm)	menor						más
K_c	1.80	1.40	1.25	1.20	1.15	1.10	1.00

Nota: Este factor es aplicable solamente cuando la superficie de apoyo diste por lo menos 8 cm del extremo del miembro.

- J_{al} factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla 2.14)
- J_{al} factor para clavos lanceros (tabla 2.15)
- J_p factor para clavos hincados paralelamente a la fibra = 0.6
- J_{ap} factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla 2.16)

TABLA 2.10 FACTOR DE MODIFICACION POR CONTENIDO DE HUMEDAD, J_h

Condición de la madera cuando se fabrica la junta Condición de servicio	Seca		Húmeda	
	Seca	Húmeda	Seca	Húmeda
Pernos y pijas				
Compresión paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresión perpendicular y pijas en extracción:	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

TABLA 2.11 FACTOR DE MODIFICACION POR GRUPO DE CONECTORES PARA PERNOS Y PIJAS, J_g

Relación de áreas	La menor de A_{al} o A_{ap} (cm ²)	Número de conectores en una hilera						
		2	3	4	5	6	7	8
0.5	80	1.00	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80 - 180	1.00	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180 - 420	1.00	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.00	1.00	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA

	80	1.00	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
1.0	80 - 180	1.00	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180 - 420	1.00	1.00	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.00	1.00	1.00	0.99	0.96	0.93	0.91

A_m		Para piezas laterales metálicas						
	160 - 260	1.00	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
	260 - 420	1.00	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
	420 - 760	1.00	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
	760 - 1300	1.00	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
	> 1300	1.00	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

A_m Área bruta del miembro principal (cm²).
 A_l Suma de las áreas brutas de los miembros laterales (cm²).
 Relación de áreas A_m/A_l o A_l/A_m la que resulte menor.
 Interpoliar para valores intermedios.

TABLA 2.12 FACTOR DE MODIFICACION
 POR DURACION DE CARGA, J_d

Condición de carga	J_d
Carga continua	0.90
Carga normal: carga muerta más carga viva	1.00
Carga muerta más carga viva en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta más carga viva más viento o sismo y carga muerta más carga viva en techos (pendiente \geq 5%)	1.33
Carga muerta más carga viva más impacto	1.60

TABLA 2.13 FACTOR DE MODIFICACION
 POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES DE MADERA
 Y METALICAS PARA PERNOS Y PIJAS, J_p

Para piezas laterales de maderas en pijas*	$\geq 3.5 D$	1.00
	2.0 D	0.60
Para piezas metálicas en pernos y pijas		1.50

D Diámetro de la pija.
 * Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

TABLA 2.14 FACTOR DE MODIFICACION
 POR GROSOR DE PIEZAS LATERALES
 DE MADERA PARA CLAVOS, J_c

Grosor de la pieza lateral*	J_c
1/3	1.00
1/6	0.50

* Longitud del clavo.
 Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.



TABLA 2.15 FACTOR DE MODIFICACION
 PARA CLAVOS LANCEROS, J_l

Condición de carga	J_l
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

TABLA 2.16 FACTOR DE MODIFICACION POR CARGA LATERAL PERPENDICULAR A LAS FIBRAS PARA PIJAS, J_A

Diámetro de la pija (mm)	J_A
6.4	0.97
9.5	0.76
12.7	0.65
15.9	0.60
19.1	0.55
22.2	0.52
25.4	0.50

TABLA 2.17 FACTOR DE MODIFICACION POR DOBLADO DE LA PUNTA DE CLAVOS, J_D

Cortante simple	1.6
Cortante doble*	2.0

- * Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos igual a la mitad del grosor de la pieza central.

$Q = 2.0$ para diafragmas contruidos con duelas inclinadas y para sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza.

$Q = 1.5$ para marcos y armaduras de madera maciza

Para estructuras de madera del grupo B podrá utilizarse el método simplificado de análisis indicado en el Capítulo 7 de la Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas macizas para los diafragmas contruidos con madera contrachapada y los correspondientes a muros de piezas huecas para los diafragmas contruidos con duelas inclinadas y para los sistemas de muros formados por duelas de madera horizontales o verticales combinadas con elementos diagonales de madera maciza. Para el caso de marcos y armaduras de madera maciza deberá utilizarse el análisis estático (Capítulo 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo).

2.6. Encharamiento en techos planos

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima

de 3 por ciento hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones.

Cada porción de techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado.

3. RESISTENCIAS DE DISEÑO DE MIEMBROS DE MADERA MACIZA

3.1. Miembros en tensión

La resistencia de diseño, T_d , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión

$$T_d = F_t A_n A_s \quad (3.1)$$

donde: F_t factor de reducción de resistencia = 0.7

(tabla 2.4)

$$F_u = f_u K_d K_e K_f K_p K_{cl} \quad (\text{Incisos 2.4 y 2.4.1})$$

$$A_n = \text{Área neta}$$

El área neta se define como la que resulta de deducir de la sección bruta el área proyectada de material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tresholillo para pernos o pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea igual o menor que ocho diámetros.

3.2. Miembros bajo cargas transversales

3.2.1. Requisitos generales

3.2.1.1. Claro de cálculo

Para vigas simplemente apoyadas el claro de cálculo se tomará como la distancia entre los paños de los apoyos más la mitad de la longitud requerida en cada apoyo para que no se exceda la resistencia al aplastamiento definida en el inciso 3.5.1. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de apoyo continuos.

3.2.1.2. Recortes

Se permiten recortes, rebajes o ranuras siempre que su profundidad no exceda de un cuarto del peralte del miembro en los apoyos ni de un sexto del peralte en las porciones alejadas de los apoyos y que queden fuera del tercio medio. La longitud de recortes alejados de los apoyos se limita a un tercio del peralte.



3.2.2. Resistencia a flexión

La resistencia de diseño, M_d , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión

$$M_d = F_a f_a S \phi \quad (3.2)$$

donde: F_a factor de reducción de resistencia = 0.8

(tabla 2.4)

ϕ factor de estabilidad lateral según el inciso 3.2.3.

$f_a = f'_a K_1 K_2 K_3 K_4 K_5$ (incisos 2.4 y 2.4.1.)

S módulo de sección

3.2.3. Estabilidad lateral

3.2.3.1. Requisitos generales

Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad lateral, ϕ , podrá tomarse igual a la unidad, si la relación entre el peralte y el grosor de la viga no excede de 1.0. Cuando dicha relación es mayor que 1.0 deberá proporcionarse soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de los extremos de la viga; el valor de ϕ se determinará de acuerdo con el inciso 3.2.3.2, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla 3.1, cuando puede tomarse la unidad como valor de ϕ . Las reglas de los incisos siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

3.2.3.2. Cálculo del factor de estabilidad lateral, ϕ 3.2.3.2.1. Longitud sin soporte lateral, L_e

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales, L_e , se tomará como la distancia entre apoyos. En voladizos, se tomará como su longitud.

Cuando existan viguetas perpendiculares a la viga conectadas a ésta de manera que impidan el desplazamiento lateral de la cara de compresión, L_e , se tomará como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga esté soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos, L_e podrán tomarse igual a cero. Para poder considerar que la cubierta proporciona suficiente restricción lateral deberá estar firmemente unida a la viga y a los miembros periféricos de manera que se forme un diafragma rígido.

TABLA 3.1. RELACIONES d/b MÁXIMAS ADMISIBLES PARA LAS CUALES PUEDE TOMARSE $\phi = 1$

(En todos los casos deberá existir soporte lateral en los apoyos de manera que se impida la traslación y la rotación de la viga)

CONDICION DE SOPORTE LATERAL	Relación máxima d/b
a) Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
b) Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas o tirantes	5.0
c) Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta de madera contrachapada o duela, o por medio de viguetas con espaciamientos ≤ 61 cm	6.5
d) Cuando se cumplan las condiciones de c) y además exista bloqueo o arriostamiento lateral a distancias no superiores a $8d$	7.5
e) Cuando tanto la cara de compresión como la de tensión se mantengan eficazmente soportadas lateralmente	9.0

3.2.3.2.2. Factor de esbeltez

El factor de esbeltez, C_e , se determinará con la expresión

$$C_e = \sqrt{\frac{L_e d}{b^2}}$$

3.2.3.2.3. Determinación del factor de estabilidad lateral, ϕ

El valor del factor de estabilidad lateral, ϕ , se determinará como sigue:

- a) Cuando $C_e \leq 6$ el valor de ϕ se tomará igual a la unidad.

- b) Cuando $6 < C_1 \leq C_2$, el valor de ϕ se determinará con la expresión

$$\phi = 1 - 0.3 \left(\frac{C_1}{C_2} \right)^4 \quad (3.4)$$

donde:

$$C_1 = \sqrt{\frac{E_{\text{ext}}}{f_{c,c}}} \quad (3.5)$$

- c) Cuando $C_1 > C_2$, el valor de ϕ , se determinará con la expresión

$$\phi = 0.7 \left(\frac{C_1}{C_2} \right)^2 \quad (3.6)$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez, C_1 , sea superior a 30.

3.2.4. Resistencia a cortante

3.2.4.1. Sección crítica

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

3.2.4.2. Resistencia a cortante de diseño.

La resistencia a cortante de diseño V_n , en las secciones críticas de vigas se obtendrán por medio de la expresión

$$V_n = \frac{F_v f_v b d}{1.5} \quad (3.7)$$

donde: F_v factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_v = f'_v K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

Podrá considerarse $K_1 = 2$ en los siguientes casos:

- a) En las secciones críticas de apoyos continuos
 b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos $K_1 = 1$.

3.2.4.3. Factor de recorte, K_2

El factor de recorte K_2 , se calculará de acuerdo con las siguientes expresiones:

- a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión

$$K_2 = \left(1 - \frac{d_v}{d} \right)^2 \quad (3.8)$$

- b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y $e_c \geq d$

$$K_2 = 1 - \frac{d_v}{d} \quad (3.9)$$

- c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando $e_c < d$

$$K_2 = 1 - \frac{d_v e_c}{d(d-d_v)} \quad (3.10)$$

3.3. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de compresión

3.3.1. Requisito general

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

3.3.2. Resistencia a carga axial

La resistencia a compresión de diseño, P_n , que deberá usarse

en las fórmulas de interacción de los incisos 3.3.4. y 3.4.2. se obtendrá por medio de la expresión

$$F_R = F_R \cdot f_m \cdot A \quad (3.11)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_m = f'_{m1} K_1 K_2 K_3 K_4 K_5 K_6 \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1})$$

A Área de la sección

3.3.3. Efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez se tomarán en cuenta a través de la amplificación de momentos de acuerdo con lo previsto en el inciso 3.3.5. En el caso de columnas compuestas de dos o más elementos, la esbeltez se considerará de manera independiente para cada elemento a no ser que se prevea un dispositivo que una los extremos de los elementos rigidamente y espaciadores adecuados.

3.3.3.1. Longitud sin soporte lateral

La longitud sin soporte lateral, L_u , de miembros bajo compresión se tomará como la distancia centro a centro entre soportes laterales capaces de proporcionar una fuerza de restricción lateral por lo menos igual al cuatro por ciento de la carga axial sobre el miembro. Esta fuerza también deberá ser suficiente para resistir los efectos de los momentos en los extremos y las cargas laterales que pudieran existir.

3.3.3.2. Longitud efectiva

Los miembros en compresión se dimensionarán considerando una longitud efectiva, $L_e = kL_u$. Para miembros bajo compresión arriostrados contra desplazamientos laterales, se tomará $k=1$, salvo que se justifique un valor menor. Para miembros en compresión sin arriostramiento contra desplazamientos laterales, se determinará por medio de un análisis.

3.3.3.3. Limitaciones

- (a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán desprejarse si

$$k L_u / r \leq 40$$

siendo r el radio de giro mínimo de la sección.

- (b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán desprejarse si

$$k L_u / r \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

donde:

M_1, M_2 momentos actuantes en los extremos multiplicados por el factor de carga apropiado.

M_1 es el momento menor y se considera negativo cuando M_1 y M_2 producen curvatura doble.

M_2 es el momento mayor y siempre se considera positivo.

c) No se admiten valores de $k L_u / r$ superiores a 120

3.3.4. Fórmula de interacción para flexión uniaxial

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P}{P_R} + \frac{M}{M_R} \leq 1 \quad (3.12)$$

donde: M momento amplificado que se aplicará para diseño con la carga axial P_u

P_u carga axial última de diseño que actúa sobre el elemento y es igual a la carga de servicio multiplicada por el factor de carga apropiado.

3.3.5. Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente

El valor de M_u se determinará por medio del siguiente procedimiento

$$M_u = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_2 \quad (3.13)$$

donde: M_o máximo momento sin amplificar que actúan sobre el miembro en compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado

$$\delta = \frac{C_m}{1 - P_u/P_{cr}} \quad (3.14)$$

El valor de la carga crítica de pandeo P_{cr} se obtendrá con la expresión

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$P_{cr} = F_k \frac{\pi^2 E_{0.9} I}{(kL_e)^2} K_1 K_2 K_3 \quad (3.15)$$

Factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

Para miembros restringidos contra el desplazamiento lateral y sin cargas transversales entre apoyos, el valor de C_m podrá tomarse igual a

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad (3.16)$$

Para otros casos tómesese $C_m = 1.0$

M_1 y M_2 tienen el mismo significado que en 3.3.3.3.

3.3.6. Momentos en los extremos

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad en cada extremo igual al mayor de los siguientes valores

- La correspondiente al máximo momento asociado a la carga axial
- 0.05 de la dimensión del miembro paralela al plano de flexión considerado. Se supone que esta excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

3.3.7. Momentos debidos a encorvadura

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad

$$e_0 = \frac{L_e}{300} \quad (3.17)$$

considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre apoyos laterales. Se considerará que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso 3.3.6.

3.3.8. Fórmula de interacción para flexión biaxial

Cuando un miembro bajo compresión se encuentre sujeto a

flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicando por δ , calculada de acuerdo con las condiciones de restricción y rigidez a la flexión respecto al eje en cuestión.

Los miembros bajo compresión sujetos a flexión biaxial deben satisfacer la siguiente condición

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1 \quad (3.18)$$

donde: M_{ux} momento amplificado de diseño respecto al eje X

M_{uy} momento amplificado de diseño respecto al eje Y

M_{nx} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{ny} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.4. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión

3.4.1. Momento uniaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_n} + \frac{M_u}{M_n} \leq 1 \quad (3.19)$$

donde los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

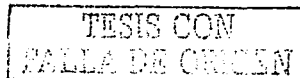
3.4.2. Momento biaxial y tensión

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición

$$\frac{T_u}{T_n} + \frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1 \quad (3.20)$$

donde: M_{ux} momento respecto al eje X

M_{uy} momento respecto al eje Y



M_{R_x} resistencia de diseño a momento respecto al eje X

M_{R_y} resistencia de diseño a momento respecto al eje Y

3.5. Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo θ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°

3.5.1. Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ($\theta = 90^\circ$)

La resistencia de diseño, N_R , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R f_{m_c} A_e \quad (3.21)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla 2.4)

$$f_{m_c} = f_{m_c} K_1 K_2 K_3 K_4 \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1.})$$

A_e área de la superficie de apoyo

3.5.2. Efecto del tamaño de la superficie de apoyo

Cuando la longitud de una superficie de apoyo el diámetro de una rondana sea menor que 15 cm y ninguna porción de dicha superficie se encuentre a menos de 5 cm del extremo del miembro, la resistencia al aplastamiento podrá modificarse con el factor K_4 de la tabla 2.9 (inciso 2.4.1.)

3.5.3. Cargas aplicadas a un ángulo θ con respecto a la dirección de la fibra

La resistencia a compresión de diseño, N_R , sobre un plano con un ángulo θ respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión

$$N_R = F_R \frac{f_{m_c} f_{m_t}}{f_{m_c} \sin^2 \theta + f_{m_t} \cos^2 \theta} \quad (3.22)$$

donde F_R tiene el mismo valor que en el inciso 3.5.1.

4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

4.1. Requisitos del material

La manufactura de las placas de madera contrachapada

que vayan a ser sometidas a acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236-1978 (ref 3) "Madera Contrachapada de Pino".

Las propiedades de resistencia y rigidez de estos productos, deberán ser determinadas experimentalmente para el tipo de acción a que vayan a estar sometidos en la estructura y su comportamiento estructural deberá estar sujeto a criterios aprobados por el Departamento del Distrito Federal. Cuando las placas se utilicen para soportar cargas en estructuras permanentes deberán ser del tipo 3 definido en la ref 3 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D de acuerdo con esa misma referencia

En el Apéndice II se presentan las propiedades de la sección para una serie de combinaciones adecuadas de chapas para placas de madera contrachapada. Las propiedades de la sección para cualquier otro tipo de combinación deberán ser calculadas a partir de los grososres de las chapas utilizadas con el procedimiento ahí descrito

4.2. Orientación de los esfuerzos

Las placas de madera contrachapada son un material ortotrópico y, por lo tanto, las propiedades efectivas de la sección usadas en los cálculos serán las correspondientes a la orientación de la fibra de las chapas exteriores prevista en el diseño.

4.3. Resistencia a carga axial

4.3.1. Resistencia a tensión

La resistencia de diseño, T_R , a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$T_R = F_R f_{m_t} A_e \quad (4.1)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla 2.4)

$$f_{m_t} = f_{m_t} K_1 K_2 \quad (\text{incisos 2.4 y 2.4.1.})$$

A_e área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.2. Resistencia a compresión

La resistencia de diseño, P_R , a compresión paralela al canto de una placa de madera contrachapada restringida contra el

$$P_R = F_R f_{m_c} A_e \quad (4.2)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia=0.7
(Tabla 2.4)

$$f_m = f'_m K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4. y 2.4.1.})$$

A_1 Área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada (Apéndice II)

4.3.3. Resistencia a tensión o compresión a un ángulo θ con la fibra de las chapas exteriores

Los valores especificados de resistencia a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla 2.3. Para los cálculos se utilizará el grosor neto, t , de la placa.

Para ángulos entre 0° y 45° con respecto a la orientación de la fibra en las chapas exteriores puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia para la dirección paralela y el producto similar para el ángulo de 45°. Para ángulos entre 45° y 90° puede hacerse una interpolación lineal entre el producto del área y el valor modificado de resistencia correspondientes a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

4.4. Placas en flexión

4.4.1. Flexión con cargas normales al plano de la placa

La resistencia de diseño, M_p , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas perpendiculares al plano de la placa se determinará con la ecuación

$$M_p = F_R f_m S_1 \quad (4.3)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9
(tabla 2.4)

$$f_m = f'_m K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4. y 2.4.1})$$

S_1 módulo de sección efectivo de la placa (Apéndice II)

4.4.2. Flexión con cargas en el plano de la placa

La resistencia de diseño, M_o , de una placa de madera contrachapada sujeta a flexión por cargas en su plano y que esté adecuadamente arriostrada para evitar pandeo lateral se calculará como

$$M_o = F_R f_m \frac{t_e d^2}{6} \quad (4.4)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7
(Tabla 2.4.)

$$f_m = f'_m K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4. y 2.4.1})$$

t_e grosor efectivo de la placa de madera contrachapada (Apéndice II)

d peralte del elemento

4.5. Resistencia a cortante

4.5.1 Cortante en el plano de las chapas debido a flexión

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas, V_{R1} , para placas sujetas a flexión se calculará como

$$V_{R1} = F_R \frac{Ib}{Q} f_{cv} \quad (4.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7
(tabla 2.4)

$$f_{cv} = f'_{cv} K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4. y 2.4.1.})$$

$\frac{Ib}{Q}$ Constante para cortante por flexión (Apéndice II)

4.5.2. Cortante a través del grosor

La resistencia de diseño a cortante a través del grosor, V_{R2} , de una placa de madera contrachapada se calculará como

$$V_{R2} = F_R f_{cp} A \quad (4.6)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7
(tabla 2.4)

$$f_{cp} = f'_{cp} K_h K_d \quad (\text{incisos 2.4. y 2.4.1.})$$

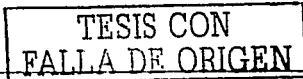
A Área total de la sección transversal de la placa.

4.6 Aplastamiento

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas, N_R , se calculará como

$$N_R = F_R f_m A \quad (4.7)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.9
(tabla 2.4)



$$f_{adm} = f_{adm} K_1 K_2 \text{ (incisos 2.4 y 2.4.1.)}$$

A_s Área de la superficie de apoyo

5. DEFLEXIONES

Las deflexiones calculadas tomando en cuenta los efectos a largo plazo no deberán exceder de los siguientes límites:

- Para claros menores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 0.5 cm o el claro entre 480 cuando se afecten elementos no estructurales.
- Para claros mayores a 3.5 m, una flecha vertical igual al claro entre 240 + 0.5 cm o el claro entre 480 + 0.5 cm cuando se afecten elementos no estructurales como se indica en el artículo 184 del Título VI.

Las deflexiones de elementos tanto de madera maciza como de madera contrachapada deberán calcularse bajo las cargas de diseño, considerando un factor de carga igual a la unidad. Como módulo de elasticidad se tomará el valor promedio, E_{adm} . Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a la parte de la carga que actúe en forma continua por 1.5, si la madera se instala en condición seca ($CH \leq 18\% \pm 2\%$), y por 2.0, si se instala en condición húmeda ($CH > 18\% \pm 2\%$).

5.1. Madera maciza

Las deflexiones inmediatas de vigas se calcularán utilizando las fórmulas usuales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

5.2. Madera contrachapada

Las deflexiones de las placas de madera contrachapadas sometidas a cargas transversales a su plano, o de las vigas con alma de madera contrachapada y palines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las fórmulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla 2.3 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del inciso 4.1. El mismo valor es aplicable independientemente en la dirección de la fibra en las chapas exteriores.

Para las vigas con alma de madera contrachapada, la deflexión total calculada deberá ser igual a la suma de las deflexiones debida a momentos y debidas a cortante. Cuando se calcule la deflexión por cortante en forma separada de la deflexión por flexión el valor del módulo de elasticidad podrá incrementarse en 10 por ciento.

En los cálculos deberán utilizarse los valores de las propiedades efectivas de las placas. Estos valores se calcularán considerando que únicamente contribuyen a resistir las cargas las chapas con la dirección de la fibra paralela al esfuerzo principal. Los valores de las propiedades efectivas (gruesor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una combinación adecuada de chapas se presentan en el Apéndice II.

Cuando se usa cualquier otro tipo de placa, deberán calcularse los valores reales de las propiedades de la sección sin incluir las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo principal, y multiplicarse estos valores por los factores C indicados en la tabla AII.1 del Apéndice II para obtener los valores efectivos de la sección transversal.

Los efectos diferidos se tomarán en cuenta de la misma forma que para miembros de madera maciza.

6. ELEMENTOS DE UNIÓN

6.1. Consideraciones generales

6.1.1. Alcance

La sección 6 proporciona procedimientos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

6.1.2. Resistencia a cortante

Cuando un elemento de unión o un grupo de elementos de unión produzca fuerza cortante en un miembro, la resistencia a cortante de diseño determinada de acuerdo con el inciso 3.2.4., se calculará con base en la dimensión d , en lugar de d . La dimensión d se define como la distancia, medida perpendicularmente al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

6.2. Clavos

6.2.1. Alcance

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de caña lisa que se ajusten a la Norma Oficial Mexicana NOM-H-64-1960 "Clavos cilíndricos" (ref 4).

Los valores para clavos de otras manufacturas deberán ser aprobados por el Departamento del Fomento Federal.

6.2.2. Configuración de las uniones

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos.



TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO DELGADO (COMUNES), N_u

Longitud mm.	Diám. (D) mm.	Coníferas	N _u (kg)			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	
38.0	1½	2.0	24	32	28	17
44.5	1½	2.3	31	38	34	22
51.0	2	2.7	39	57	51	29
63.5	2½	3.1	50	75	68	40
76.0	3	3.4	60	91	82	52
89.0	3½	3.8	73	114	102	68
102.0	4	4.3	97	159	138	89
114.0	4½	4.5	97	160	138	89
127.0	5	4.9	112	189	160	102
140.0	5½	4.9	112	191	160	102
152.0	6	5.3	128	215	177	117

TABLA 6.1 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA CLAVOS DE ALAMBRE ESTILO GRUESO (AMERICANO), N_u

Longitud mm	Diám. (D) mm	Coníferas	N _u (kg)			
			Grupo I	Grupo II	Grupo III	
38.0	1½	2.2	27	38	34	19
44.5	1½	2.7	39	57	51	27
51.0	2	3.1	50	74	67	35
63.5	2½	3.4	60	90	81	47
76.0	3	3.8	71	113	101	59
89.0	3½	4.1	83	138	122	73
102.0	4	4.9	112	186	160	100
114.0	4½	5.3	128	210	177	117
127.0	5	5.7	148	252	208	135
140.0	5½	6.2	171	298	241	156
152.0	6	6.7	194	346	277	177
178.0	7	7.2	222	392	314	203
203.0	8	7.8	256	451	361	233

Los espaciamientos entre clavos serán tales que se evite que la madera forme grietas entre dos clavos próximos, entre sí, o de cualquiera de los clavos a los bordes o extremos de la unión.

La longitud de penetración en el miembro principal deberá ser igual a por lo menos la mitad de la longitud del clavo.

El grosor de la pieza lateral, t₁, deberá ser igual a, por lo menos, la sexta parte de la longitud del clavo, reduciendo la resistencia de la unión de acuerdo con el factor J_g.

TABLA 6.2 RESISTENCIA LATERAL ESPECIFICADA PARA UNIONES CON PIEZAS LATERALES DE MADERA CONTRACHAPADA, N_u

Grosor del contrachapado mm	Longitud del clavo l		N _u (kg)
	(mm)	(pulg)	
Clavo de alambre estilo delgado (comunes)			
9	51	2	40
12, 16	63.5	2.5	50
19, 21	76	3	60
Clavo de alambre estilo grueso (americano)			
9	51	2	45
12, 16	63.5	2.5	55
19, 21	76	3	65

6.2.3. Dimensionamiento de uniones clavadas con madera maciza

La resistencia lateral de diseño de clavos hincados perpendicularmente a la fibra deberá calcularse de acuerdo con la sección 6.2.3.1.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso 6.2.3.2.

6.2.3.1. Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada, N_u, deberá ser mayor que o igual a la carga actuante de diseño, y se obtendrá por medio de la expresión

$$N_u = F_R N_u n \quad (6.1)$$

donde F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$$N_u = N_u J_s J_d J_{gr} J_{sp} J_{st} J_{tr} J_{tr} J_{tr} \quad (\text{inciso 2.4.2.})$$

n número de clavos

N_u valor especificado de resistencia por clavo (tabla 6.1)

6.2.3.2. Resistencia a extracción de clavos lanceros

La resistencia a la extracción de clavos lanceros, T_u, se calculará con la expresión

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

$$T_x = 0.10 N_u \quad (6.2)$$

N_u deberá ser calculada de acuerdo con el inciso 6.2.4

6.2.4. Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada, N_u , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso 6.2.3.1. utilizando el valor de N_u especificado en la tabla 6.2.

6.3. Pernos y pijas

6.3.1. Requisitos comunes

6.3.1.1. Contacto entre las piezas unidas

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las piezas unidas. Si el contenido de humedad es superior a 18 ± 2 por ciento, al efectuarse el montaje de la estructura en cuestión deberán hacerse inspecciones a intervalos no superiores a seis meses hasta verificar que los movimientos por contracción han dejado de ser significativos. En cada inspección deberán apretarse los elementos de unión hasta lograr un contacto efectivo entre las caras de las piezas unidas.

6.3.1.2. Agujeros

Los agujeros deberán localizarse con precisión. Cuando se utilicen piezas metálicas de unión, los agujeros deberán localizarse de manera que queden correctamente alineados con los agujeros correspondientes en las piezas de madera.

6.3.1.3 Grupos de elementos de unión

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más piezas de elementos de unión del mismo tipo y tamaño, dispuestas simétricamente con respecto al eje de la carga.

Una hilera de elementos de unión está constituida por:

- uno o más pernos del mismo diámetro, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga, o,
- una o más pijas de las mismas características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga

Cuando los elementos de unión se coloquen en trespelillo y la separación entre hileras adyacentes sea menor que la cuarta

parte de la distancia entre los elementos más próximos de hileras adyacentes, medida paralelamente a las hileras, las hileras adyacentes se considerarán como una sola hilera en relación con la determinación de la resistencia del grupo. Para grupos con un número par de hileras esta regla se aplicará a cada pareja de hileras. Para grupos con un número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

6.3.1.4. Rondanas

Se colocará una rondana entre la cabeza o la tuerca del elemento de unión y la madera, con las características generales dadas en la tabla 6.3. Las rondanas podrán omitirse cuando la cabeza o la tuerca del elemento se apoyen directamente sobre una placa de acero. El área de las rondanas de pernos que estén sujetos a tensión deberá ser tal que el esfuerzo de aplastamiento no sea superior a la resistencia de diseño en compresión perpendicular a la fibra de la madera calculada según el inciso 3.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no deberá ser inferior a $1/10$ del diámetro de rondanas circulares, ni inferior a $1/10$ de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

6.3.2. Requisitos particulares para pernos

6.3.2.1. Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pernos de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-47-1979 "Tornillos con cabeza hexagonal" (ref 5).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a un solo plano de cortante.

Los agujeros para alojar los pernos deberán taladrarse de manera que su diámetro no exceda al del perno en más de 2 mm, ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

6.3.2.2. Grosos efectivos de las piezas

6.3.2.2.1. Piezas laterales de madera

- En uniones en cortante simple se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza menor o el grosor de la pieza mayor.
- En uniones en cortante doble se tomará como grosor efectivo el menor valor de dos veces el grosor de la pieza lateral más delgada o el grosor de la pieza central
- La capacidad de uniones de cuatro o más miembros

TABLA 6.3 DIMENSIONES MÍNIMAS DE RONDANAS PARA UNIONES CON PERNOS O PIJAS

Tipo de Rondana	Uso	Diámetro del perno o pija D_p (mm)	Diámetro o lado de la rondana M_p (mm)	Grosor t_p (mm)
Rondana circular delgada de acero	No utilizable para aplicar cargas de tensión al perno o pija	12.7	35	3
		15.9	45	4
		19.1	50	4
		22.2	60	4
		25.4	65	4
Rondana cuadrada de placa de acero	Utilizable para aplicar cargas de tensión o en uniones soldadas	12.7	65	5
		15.9	70	6
		19.1	75	6
		22.2	85	8
		25.4	90	10
Rondana circular de placa de acero	Para cualquier uso, salvo casos en que cargas de tensión produzcan esfuerzos de aplastamiento excesivos en la madera	12.7	65	5
		19.1	75	6
		22.2	85	8
Rondanas de hierro fundido con perfil de cimacio	Para casos en que se requiera rigidez	12.7	65	13
		15.9	75	16
		19.1	90	19
		22.2	100	22
		25.4	100	25

se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

6.3.2.2. Piezas laterales metálicas

Las piezas laterales metálicas deberán tener un espesor mínimo de 6 mm. Se dimensionarán de manera que sean capaces de resistir las cargas que transmiten.

6.3.2.3. Espaciamiento entre pernos

6.3.2.3.1. Espaciamiento entre pernos en una hilera

En hileras de pernos paralelas a la dirección de la carga, los espaciamientos mínimos, medidos desde los centros de los pernos, serán:

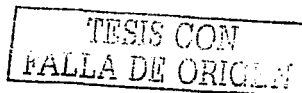
a) Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.

b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento paralelo a la carga entre pernos de una hilera dependerá de los requisitos de espaciamiento de la pieza o piezas unidas, pero no será inferior a tres diámetros.

6.3.2.3.2. Espaciamiento entre hileras de pernos

a) Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.

b) Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaci-



miento deberá ser por lo menos 2.5 veces el diámetro del perno para relaciones entre grosores de los miembros unidos iguales a dos, y cinco veces el diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.

- c) No deberá usarse una pieza de empalme única cuando la separación entre hileras de pernos paralelas a la dirección de la fibra sea superior a 12.5 cm.

6.3.2.3.3. Distancia a los extremos

La distancia a los extremos no deberá ser inferior a:

- Siete veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas del grupo III y coníferas en tensión.
- Cinco veces el diámetro del perno para miembros de maderas latifoliadas de los grupos I y II en tensión.
- El valor mayor de cuatro veces el diámetro del perno o cinco cm, para miembros en compresión, y para miembros cargados perpendicularmente a la fibra, de maderas de cualquier grupo.

6.3.2.3.4. Distancia a los bordes

Para miembros cargados perpendicularmente a las fibras, la distancia al borde cargado será igual a por lo menos cuatro veces el diámetro del perno y la distancia al borde no cargado será igual a por lo menos el menor de los valores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

6.3.3. Resistencia de uniones con pernos

6.3.3.1. Resistencia lateral

La resistencia lateral de diseño de una unión con pernos, P_{pn} , Q_{pn} o N_{pn} , deberá ser mayor o igual a la carga acuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{pn} = F_R n_p P_{pn} n \quad (6.3)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_{pn} = F_R n_p Q_{pn} n \quad (6.4)$$

Para cargas a un ángulo θ con respecto a las fibras

$$N_{pn} = \frac{P_{pn} Q_{pn}}{P_{pn} \sin^2 \theta + Q_{pn} \cos^2 \theta} \quad (6.5)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

n_p número de planos de cortante

$$P_{pn} = P'_{pn} J_n J_f J_d \quad (\text{inciso 2.4.2.1})$$

$$Q_{pn} = Q'_{pn} J_n J_f J_d \quad (\text{inciso 2.4.2.2})$$

P'_{pn} resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla 6.4)

Q'_{pn} resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla 6.5)

n número de pernos en un grupo.

6.3.3.2. Resistencia a cargas laterales y axiales combinadas

Las resistencias tabuladas corresponden a cargas que actúan perpendicularmente al eje del perno. Si el perno está sujeto a una componente paralela a su eje, deberá considerarse esta componente en su dimensionamiento. Además deberán instalarse rondanas capaces de resistir dicha componente.

6.3.4. Requisitos particulares para pijas

6.3.4.1. Consideraciones generales

Los datos de capacidad de pijas de los siguientes incisos son aplicables únicamente si los materiales empleados son aceros de bajo carbono especificados en la Norma Oficial Mexicana NOM-H-23-1976 "Tornillos de acero para madera" (ref 6).

Los valores tabulados de capacidades corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

6.3.4.2. Colocación de las pijas en las uniones

6.3.4.2.1. Taladros para alojar las pijas

Los taladros para alojar las pijas deberán satisfacer los siguientes requisitos:

- El taladro guía para la caña deberá tener el mismo diámetro que la caña y su profundidad deberá ser igual a la longitud del tramo liso de ésta.
- El taladro guía para el tramo con rosca deberá tener

TABLA 6.4 VALORES DE P₁ POR PLANO DE CORTANTE
PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA CON PIEZAS
LATERALES DE MADERA (kg) EN UNIONES CON PERNOS

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	LATIFOLIADAS			
		CONIFERAS P ₁	Grupo I P ₁	Grupo II P ₁	Grupo III P ₁
6.4	38	146	206	175	100
	64	185	236	211	119
	87	185	236	211	137
	140	185	236	211	137
	IV				
9.5	38	278	392	342	153
	64	337	486	409	227
	87	392	520	465	252
	140	407	520	465	303
	IV				
12.7	38	371	605	484	205
	64	547	755	649	345
	87	604	877	778	408
	140	728	929	831	492
	IV	728	929	831	541
15.9	38	465	758	606	257
	64	823	1 100	960	432
	87	877	1 225	1 047	588
	140	1 080	1 456	1 303	694
	IV	1 141	1 456	1 303	807
19.1	38	558	910	728	308
	64	940	1 530	1 226	520
	87	1 211	1 646	1 425	706
	140	1 415	2 064	1 730	939
	IV	1 646	2 102	1 880	1 056
22.2	38	649	1 058	846	359
	64	1 093	1 781	1 425	604
	87	1 486	2 131	1 862	821
	140	1 793	2 558	2 165	1 223
	IV	2 072	2 839	2 539	1 337
25.4	38	742	1 210	968	410
	64	1 250	2 038	1 630	691
	87	1 700	2 715	2 216	939
	140	2 243	3 156	2 678	1 511
	IV	2 527	3 697	3 094	1 671
29.0	38	877	1 415	1 124	468
	64	1 415	2 367	1 880	807
	87	1 911	3 177	2 539	1 056
	140	2 243	3 717	3 324	1 224
	IV	2 911	3 717	3 324	1 653

TABLA 6.5 VALORES DE Q'_{pu} POR PLANO DE CORTANTE
PARA CARGAS PERPENDICULARES A LA FIBRA (KG) (PIEZAS
LATERALES DE MADERA O METAL EN UNIONES CON PERNOS)

Diámetro perno (mm)	Grosor efectivo (mm)	LATIFOLIADAS			
		CONIFERAS Q'_{pu}	Grupo I Q'_{pu}	Grupo II Q'_{pu}	Grupo III Q'_{pu}
6.4	38	82	126	115	49
	64	131	167	149	72
	87	131	167	149	97
	≥ 140	131	167	149	97
9.5	38	131	208	171	72
	64	198	308	251	120
	87	255	368	327	148
	≥ 140	288	368	329	214
12.7	38	175	285	228	97
	64	289	437	360	163
	87	359	558	455	216
	IV 140	515	657	588	308
IV 190	515	657	588	383	
15.9	38	219	357	286	121
	64	369	585	481	204
	87	478	729	599	277
	140	690	1030	883	404
190	807	1030	921	516	
IV 240	807	1030	921	516	
19.1	38	263	429	393	145
	64	443	722	578	245
	87	602	918	762	333
	140	855	1358	1089	511
190	1106	1486	1329	640	
240	1164	1486	1329	778	
IV 290	1164	1486	1329	865	
22.2	38	306	498	399	169
	64	515	839	671	285
	87	700	1122	913	387
	140	1030	1592	1301	522
190	1312	2008	1680	770	
240	1573	2008	1796	925	
IV 290	1573	2008	1796	1087	
25.4	38	350	570	456	193
	64	589	960	768	326
	87	801	1305	1044	443
	140	1225	1870	1537	712
190	1537	2409	1958	916	
240	1870	2628	2351	1087	
IV 290	2059	2628	2351	1268	

un diámetro entre 65 y 85 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 75 por ciento del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 por ciento del diámetro de la caña para maderas del grupo III y coníferas. En cada grupo los porcentajes mayores se aplicarán a las pijas de mayor diámetro. La longitud del taladro guía será por lo menos igual a la del tramo con rosca.

TABLA 6.6 RESISTENCIA ESPECIFICADA A LA EXTRACCIÓN DE PIJAS Y_r*, (kg/mm)

Diámetro pulg (mm)	CONIFERAS	LATIFOLIADAS			
		Grupo I	Grupo II	Grupo III	
1/8	6.4	3.5	10.3	7.1	2.4
1/4	7.9	4.9	12.9	9.0	3.6
3/8	9.5	6.2	15.5	11.0	4.8
1/2	11.1	7.6	17.9	13.0	5.9
5/8	12.7	8.9	20.3	14.8	7.0
3/4	15.8	11.2	24.7	18.3	9.1
7/8	19.0	13.6	29.1	21.6	11.1
1	22.2	15.8	33.2	24.9	13.0
1	25.4	18.0	37.2	28.0	14.9

6.3.4.2.2. Inserción de la pija

El tramo roscado deberá insertarse en su taladro guía haciendo girar a la pija con una llave. Para facilitar la inserción podrá recurrirse a jabón o algún otro lubricante, siempre que éste no sea a base de petróleo.

TABLA 6.7 VALORES MÁXIMOS DE LA LONGITUD DE PENETRACION, L, PARA CALCULO DE RESISTENCIA LATERAL

Longitud de penetración	LATIFOLIADAS			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
	10 D	8 D	9 D	10 D

6.3.4.2.3. Espaciamientos

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberán ser iguales a los especificados en los incisos 6.3.2.3, para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

6.3.4.3. Penetración de las pijas

En la determinación de la longitud de penetración de una pija en un miembro deberá deducirse del tramo roscado la porción correspondiente a la punta.

6.3.5. Resistencia de uniones con pijas

6.3.5.1. Resistencia a la extracción

6.3.5.1.1. Resistencia a tensión de la pija

La resistencia de las pijas determinadas con base en la sección correspondiente a la raíz de la rosca deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

6.3.5.1.2. Resistencia de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia a la extracción de diseño de un grupo de pijas hincadas perpendicularmente a la fibra o determinada con la expresión 6.6 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño.

$$P_r = F_r Y_r I_p n \tag{6.6}$$

TABLA 6.8 VALORES ESPECIFICADOS DE RESISTENCIA LATERAL PARA CARGAS PARALELAS A LA FIBRA EN PIJAS. Y_r* (kg/mm²)

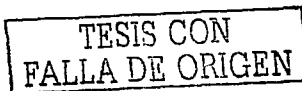
Y _r	LATIFOLIADAS			
	CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
	0.31	0.50	0.42	0.25

donde:

F_r factor de reducción de resistencia = 0.7

Y_r = Y_{r1}, J₁, J₂, J₃ (incisos 2.4.2)

n = número de pijas en el grupo



Y_u resistencia especificada de extracción en kg/mm de penetración (tabla 6.6)

J_p longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta (mm)

6.3.5.1.3 Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

6.3.5.2. Resistencia lateral

6.3.5.2.1. Longitud de penetración J_p para el cálculo de resistencia lateral

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral, P_u y Q_u , de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla 6.7.

6.3.5.2.2. Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra

La resistencia lateral de diseño de un grupo de pijas, P_u , Q_u o N_u , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra

$$P_u = F_R A_1 n Y_u \quad (6.7)$$

Para carga perpendicular a la fibra

$$Q_u = P_u J_u \quad (6.8)$$

Para carga a un ángulo θ con respecto a la fibra

$$N_u = \frac{P_u Q_u}{P_u \sin^2 \theta + Q_u \cos^2 \theta} \quad (6.9)$$

donde: F_R factor de reducción de resistencia = 0.7

$$Y_u = Y_u J_n J_d J_m J_s \text{ (inciso 2.4.2.)}$$

J_u = valor especificado (tabla 6.8)

J_s factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla 2.16)

A_1 superficie de apoyo de la pija (mm²) = DJ_p

n número de pijas en un grupo

6.3.5.2.3. Pijas hincadas paralelamente a la fibra

La resistencia lateral de pijas hincadas paralelamente a la fibra, deberá tomarse igual a 0.67 de los valores correspondientes para pijas hincadas perpendicularmente a la fibra. No es aplicable el factor de incremento por pieza lateral metálica, J_m .

6.4. Uniones con placas dentadas o perforadas

6.4.1. Consideraciones generales

Se entiende por uniones con placa dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de carga se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos

Las placas deberán ser de lámina galvanizada con las propiedades mínimas indicadas en la Norma Oficial Mexicana NOM-B-9-1979, "Láminas de acero al carbono galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general" (ref 7).

Las uniones deberán detallarse de manera que las placas en los lados opuestos de cada unión serán idénticas y estén colocadas en igual posición.

Cuando se trate de placas clavadas deberá entenderse el término "clavo" en lugar de "diente".

Para que sean aplicables las reglas de dimensionamiento de los siguientes incisos deberán satisfacerse las siguientes condiciones:

- Que la placa no se deforme durante su instalación.
- Que los dientes sean perpendiculares a la superficie de la madera.
- Que la madera bajo las placas no tenga defectos ni uniones de "cola de pescado".
- Que el grosor mínimo de los miembros unidos sea el doble de la penetración de los dientes.

6.4.2. Dimensionamiento

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

TABLA 7.1 CONTENIDO DE HUMEDAD EN EQUILIBRIO DE LA MADERA MACIZA DE CONIFERAS* DE ACUERDO CON LA HUMEDAD RELATIVA Y LA TEMPERATURA DEL BULBO SECO

Humedad relativa (%)	Rango de temperatura del bulbo seco (°C)	Contenido de humedad en equilibrio ± 0.5 (%)
20	10 - 40	4
25	10 - 40	5
30	0 - 40	6
35	0 - 35	7
40	0 - 30	8
50	10 - 40	9
55	0 - 40	10
60	0 - 30	11
65	0 - 30	12
70	0 - 35	13
72	0 - 30	14
75	0 - 25	15
80	0 - 30	16
81	0 - 25	17
82	0 - 20	18
86	0 - 30	19
88	0 - 30	20

* Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y madera maciza de latifoliadas son aproximadamente 2% más bajos que los dados en la tabla.

- Demonstrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones. Las pruebas deberán realizarse de acuerdo con los lineamientos que establezca el Departamento del Distrito Federal.
- Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de las pruebas que especifique el Departamento del Distrito Federal.

7. EJECUCION DE OBRAS

7.1. Consideraciones generales

Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aceptabilidad de los criterios de diseño dados en estas Normas Técnicas Complementarias.

Cuando la madera se use como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que éstos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance.

Se podrá usar madera de coníferas clase A o B o maderas latifoliadas de calidad estructural.

7.2. Normas de calidad

La calidad de la madera de coníferas se regirá por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-239-1985 "Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales" (ref 1). Para madera de especies latifoliadas deberá utilizarse el sistema de clasificación descrito en el Apéndice I.

7.3. Contenido de humedad

Antes de la construcción, la madera deberá secarse a un contenido de humedad apropiado y tan parecido como sea práctico al contenido de humedad en equilibrio promedio de la región en la cual estará la estructura.

La tabla 7.1 indica la relación existente entre humedad relativa, temperatura del bulbo seco y contenido de humedad en equilibrio de la madera maciza de coníferas. Los valores de contenido de humedad en equilibrio para madera contrachapada y para madera maciza latifoliadas se calculan de los datos de esta tabla como se indica al pie de la misma.

Si el contenido de humedad de la madera excede el límite indicado en estas normas para la madera seca (18% \pm 2%), el material solamente podrá usarse si el riesgo de pudrición en el tiempo que dure el secado es eliminado.

La madera deberá ser almacenada y protegida apropiadamente, contra cambios en su contenido de humedad y daño mecánico, de tal manera que siempre satisfaga los requerimientos de la clase estructural especificada.

7.4. Protección a la madera

Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas.

Los preservadores solubles en agua o aceite utilizados en la preservación de madera destinada a la construcción deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-178 1983 "Preservadores solubles en agua y en aceite" (ref 8).

Cuando se usen tratamientos a presión deberá cumplirse con la clasificación y requisitos de penetración y retención de acuerdo con el uso y riesgo esperado en servicio indicado por la Norma Oficial Mexicana NOM-C-332-1981 "Madera Preservada a Presión-Clasificación y Requisitos" (ref 9).

Para disminuir el riesgo de ataque por termitas se deberán tomar en cuenta las indicaciones para prevenir el ataque por termitas subterráneas y termitas de madera seca en construcciones con madera de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-222-1983 "Prevención de Ataque por Termitas" (ref 10).

7.5. Tolerancias

Las tolerancias en las dimensiones de la sección transversal de un miembro se deberán conformar con los requerimientos prescritos en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-224-1983 "Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción" (ref 2). Cuando se utilicen miembros de dimensiones distintas a las especificadas en la norma, las dimensiones de la sección transversal de un miembro no serán menores que las de proyecto en más de 3 por ciento.

7.6. Transporte y montaje

El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción.

Deberá evitarse sobrecargar, o someter a acciones no consideradas en el diseño a los miembros estructurales, durante almacenamiento, transporte y montaje, y esta operación se hará de acuerdo con las recomendaciones del proyectista.

8. RESISTENCIA AL FUEGO

8.1. Medidas de protección contra fuego

8.1.1. Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera

Las especificaciones de diseño relacionadas con este inciso deberán tomar como base las indicaciones de la Norma Oficial

Mexicana NOM-C-145-1982 "Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera" (ref 11).

8.1.2. Determinación de la resistencia al fuego de los elementos constructivos

La determinación de la resistencia al fuego de los muros y cubiertas deberá hacerse de acuerdo con lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12).

8.1.3. Características de quemado superficial de los materiales de construcción

Las características de quemado superficial de los materiales utilizados como recubrimiento se deberán determinar de acuerdo con lo indicado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-294-1980 "Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción" (ref 13).

8.2. Diseño de elementos estructurales y ejecución de uniones

8.2.1. Diseño de elementos estructurales aislados

En el diseño de elementos aislados deberá proporcionarse una resistencia mínima de 30 minutos a fuego, de acuerdo a lo especificado en la Norma Oficial Mexicana NOM-C-307-1982 "Resistencia al fuego. Determinación" (ref 12), pudiendo emplearse métodos de tratamiento, recubrimientos, o considerando la reducción de sección de las piezas.

8.2.2. Ejecución de uniones

Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas.

REFERENCIAS

1. Dirección General de Normas. *Calificación y clasificación visual para madera de pino en usos estructurales*. NOM-C-239-1985. México, D.F., 1985.
2. Dirección General de Normas. *Dimensiones de la madera aserrada para su uso en la construcción*. NOM-C-224-1983. México, D.F., 1983.
3. Dirección General de Normas. *Madera contrachapada*

RESIS CON
FALLA DE ORIGEN

- de pino.* NOM-C-326-1978. México, D.F., 1978.
4. Dirección General de Normas. *Clavos cilíndricos.* NOM-H-64-1960. México, D.F., 1960.
 5. Dirección General de Normas. *Tornillos con cabeza hexagonal.* NOM-H-47-1972. México, D.F., 1972.
 6. Dirección General de Normas. *Tornillos de acero para madera.* NOM-H-23-1951. México, D.F., 1951.
 7. Dirección General de Normas. *Láminas de acero al carbono galvanizadas por el proceso de inmersión en caliente para uso general.* NOM-B-9-1979. México, D.F., 1979.
 8. Dirección General de Normas. *Preservadores solubles en agua y aceite.* NOM-C-178-1983. México, D.F., 1983.
 9. Dirección General de Normas. *Madera preservada a presión. Clasificación y requisitos.* NOM-C-322-1981. México, D.F., 1981.
 10. Dirección General de Normas. *Prevención de ataque por termitas.* NOM-C-222-1983. México, D.F., 1983.
 11. Dirección General de Normas. *Agrupamiento y distancias mínimas en relación a protección contra el fuego en viviendas de madera.* NOM-C-145-1982. México, D.F., 1982.
 12. Dirección General de Normas. *Resistencia al fuego. Determinación.* NOM-C-307-1982. México, D.F., 1982.
 13. Dirección General de Normas. *Determinación de las características del quemado superficial de los materiales de construcción.* NOM-C-294-1980. México, D.F., 1980.

APENDICE I. CLASIFICACION VISUAL DE MADERAS LATIFOLIADAS PARA USOS ESTRUCTURALES

En este apéndice se presenta la Regla de Clasificación Visual para maderas latifoliadas de uso estructural. Las piezas de madera estructural son aquellos elementos de la construcción que están destinados a soportar esfuerzos en forma permanente y que requieren para su dimensionamiento de un proceso de análisis y diseño estructural. Tal es el caso de vigas y viguetas para pisos, entrepisos y techos, columnas, armaduras, pies derechos, etc.

Esta regla de clasificación visual y los valores de resistencia y

rigidez especificados asociados a la misma, son el resultado de investigaciones realizadas en la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán en colaboración con el Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la Madera de INTREB y el Departamento de Materiales de la Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco. Como parte de estas investigaciones se han llevado a cabo numerosos ensayos de flexión en piezas de tamaño comercial que han permitido evaluar la influencia de los defectos en la rigidez y resistencia de las piezas.

La clasificación visual implica una verificación de la magnitud de los defectos en cada pieza, según se especifica en la regla de clasificación.

Se considerará una pieza aceptable si la magnitud de los defectos en cada pieza no excede las dimensiones establecidas en la regla.

Esta regla de clasificación visual es aplicable a maderas latifoliadas cepilladas, en condición seca.

Definiciones

Acebolladura

Es la desunión de dos anillos de crecimiento contiguos.

Alabeo

Curvatura de una pieza de madera por la deformación de uno de sus planos longitudinal o transversal o de ambos.

Acanalamiento (abarquillado)

Alabeo en la dirección transversal.

Arqueamiento

Alabeo en la dirección longitudinal.

Encorvadura

Alabeo de los cantos en sentido longitudinal.

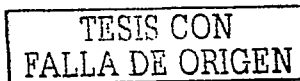
Torcedura (espiralada)

Alabeo simultáneo en las direcciones longitudinal y transversal.

Arista faltante (gema)

Falta de una arista en una pieza de madera

Calificación



Consistente en determinar y juzgar la magnitud y el efecto que tienen las características o defectos de la madera sobre sus propiedades mecánicas.

Clasificación

Selección de las piezas de madera en grupos por grado de calidad, de acuerdo con criterios preestablecidos.

Defectos

Cualquier alteración de la madera que afecta las propiedades físicas, mecánicas y/o químicas determinando generalmente una limitación en su uso

Duramen quebradizo

Zona del duramen que presenta grietas o separaciones en la madera debidas a esfuerzos internos de la madea del árbol al ser éste aserrado.

Fallas de compresión

Deformaciones o roturas de las fibras de la madera como resultado de una compresión o flexión excesiva de árboles en pie causadas por su propio peso o por acción de fuertes fenómenos atmosféricos.

Fibra

Disposición longitudinal con respecto al eje axial de los elementos constitutivos de la madera, cuya dirección puede ser: recta, inclinada, en espiral o entrelazada.

Inclinación de la fibra

Desviación angular de la disposición de los elementos constitutivos con respecto al eje longitudinal del árbol o con respecto al canto de una pieza.

Mancha

Cambios en el color de la madera que no afectan la estructura leñosa y se producen por acción de los hongos.

Médula incluida

Esta conformada por los anillos de crecimiento iniciales del tronco. Se considera un defecto por representar una zona débil y fácilmente degradable, susceptible a ataque de hongos e insectos.

Nudos

Porciones de madera dura y compacta pertenecientes a ramas

que quedaron incluidas en el tronco

Nudo hueco

Espacio vacío o hueco dejado por un nudo al desprenderse de la madera. Al nudo suelto o con deterioro se le debe considerar como nudo hueco.

Nudo sano

Porción de rama entrecruzada con el resto de la madera que no se soltará o aflojará durante los procesos de secado y uso. No presenta rasgos de deterioro ni de pudrición.

Nudos arracimados

Dos o más nudos agrupados por las fibras desviadas que los rodean y alteran en gran proporción el hilo de toda la pieza. A todo el racimo se le considera como una unidad de nudo.

Perforación

Presencia de galerías en la madera producidas por diferentes animales.

Pudrición

Descomposición gradual de la sustancia leñosa, por la acción de hongos destructores de la madera.

Regla de clasificación estructural para maderas latifoliadas

Acanalamiento

Se permite en forma leve, no mayor de 2% del ancho de la pieza.

Acebolladura

Se permite sobre una sola cara, hasta en un cuarto de la longitud de la pieza, si tiene una profundidad menor a 3 mm.

Arqueamiento

Se permiten menos de 20 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 38 mm de grueso. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 88 mm de grueso.

Arista faltante o gema

Se permite en una sola arista, no más de 1/4 del grosor o del ancho, dependiendo de la superficie en la cual ocurra.

Duramen quebradizo

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

FALLA DE ORIGEN

No se permite.

Encorvadura o alabeo de canto

Se permiten menos de 10 mm en cada 2 m de longitud de la pieza para madera de 88 mm de ancho. Se permite únicamente la mitad de esta cantidad para madera de 290 mm de ancho.

Fallas de compresión

No se permiten.

Grietas

Se permiten con distribución moderada. La suma de sus profundidades medidas desde ambos lados no debe exceder 1/4 del grosor de la pieza.

Inclinación de la fibra

Se permite una inclinación hasta de 1:8 en cualquier parte de la pieza.

Manchas

Se permiten, siempre que sean únicamente cambios de color no relacionados con pudrición.

Médula incluida

No se permite.

Nudos arracimados

No se permiten.

Nudo hueco

Se permiten con un diámetro máximo de 4 cm en las caras o un sexto de ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permite en los cantos.

Nudo sano

Se permiten con un diámetro máximo de 6 cm en las caras o un cuarto del ancho de la cara, lo que resulte menor. No se permiten en los cantos.

Perforaciones grandes (agujeros de larvas)

Se permiten hasta dos agujeros en un cuadro de 6 X 6 cm. No debe haber infestación activa.

Perforaciones pequeñas (ataque de insectos)

Se permiten hasta diez perforaciones en un cuadro de 6 X 6 cm. No debe haber infestación activa.

Pudrición

No se admiten en ningún grado de avance.

Rajaduras

Se permiten solamente en uno de los extremos y de una longitud no mayor de 1.5 veces el ancho de la pieza. No se permiten en las aristas.

Torcedura

Se admiten menos de 1.5 mm por cada 25 mm de ancho de la pieza en una longitud de 2 m. Se admite en una sola arista.

Si dentro de cualquiera de los siguientes grupos se presenta más de un defecto en el máximo tolerable, la pieza deberá ser rechazada.

- Acanalamiento, arqueamiento, encorvadura y torcedura
- Inclinación general de la fibra, nudos
- Rajaduras, grietas, acebolladuras
- Perforaciones pequeñas, perforaciones grandes.

La pieza también deberá ser rechazada si la inclinación de la fibra es la máxima tolerable en la cara y en el canto que forman una misma arista.

APENDICE II. PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION PARA UNA SERIE DE COMBINACIONES ADECUADAS DE CHAPAS PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

II.1. Aplicación

En este apéndice se presentan las propiedades efectivas de la sección que pueden ser utilizadas en el diseño estructural con placas de madera contrachapada.

Las placas de madera contrachapada pueden ser fabricadas con un número de combinaciones diferentes de chapas, para cada uno de los diversos grosores nominales de las placas. Se entiende por grosor nominal, la designación comercial del grosor de las placas o de las chapas. El grosor real de las placas puede variar ligeramente, dependiendo de la tolerancia en

CON
FALLA DE ORIGEN

manufactura y la combinación de chapas empleada.

Para determinar las propiedades de las diferentes secciones incluidas en este apéndice se consideraron chapas con grosores nominales comerciales disponibles en México actualmente. Se incluyen únicamente las cuatro combinaciones que se estima son más convenientes para el uso estructural, de los seis grosores nominales comerciales más comúnmente producidos en el país.

Las propiedades de la sección dadas en la tabla AII.2 son para diseños realizados de acuerdo con las especificaciones de estas Normas y para las placas de madera contrachapada de una calidad y comportamiento estructural que cumplan con los requisitos del inciso 4.1. de las mismas.

TABLA A II.1 VALORES DE C PARA OBTENER LAS PROPIEDADES EFECTIVAS DE LAS PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA

Número de chapas	Orientación	Módulo de sección	Momento de inercia
3 chapas	90°	2.0	1.5
4 chapas y más	90°	1.2	1.2
Todas las chapas	0°	1.0	1.0

II.2. Propiedades de la Sección

Las propiedades de la sección incluidas en la Tabla AII.2 para flexión, tensión, compresión y cortante en el plano de las chapas se calcularon considerando únicamente las chapas con la fibra paralela a la dirección del esfuerzo. Para tomar en cuenta la contribución de las chapas con la dirección de la fibra perpendicular al esfuerzo, se multiplicaron los valores de las propiedades así obtenidos por las constantes C de la Tabla AII.1. Para los cálculos de resistencia a cortante a través del grosor deberá utilizarse el área total de la sección transversal de la placa de madera contrachapada.

El cálculo de las propiedades de esta sección se realizó utilizando el siguiente procedimiento

La suma de los grosores nominales de las chapas para una combinación particular se disminuyó en 0.8 mm en forma simétrica, para tener en cuenta las tolerancias en grosor comunes en procesos de fabricación con control de calidad adecuado. Al valor el grosor disminuido se le llama grosor neto. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores paralelas al esfuerzo se consideró que las chapas con menor grosor eran las exteriores. Para las placas con la fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo, se tomaron como grosores disminuidos, los de las chapas transversales contiguas a las exteriores. En ambos casos el cálculo resulta en la condición más conservadora.

Los grosores de las chapas consideradas se mantuvieron dentro de los siguientes límites.

- Grosor mínimo de chapa 2.54 mm (excepto como se indica en 4, 5 y 6)
- Grosor máximo de chapas exteriores 3.18 mm (excepto como se indica en 7)
- Grosor máximo de chapas interiores 6.35 mm
- Chapas transversales que pueden usarse en placas con 5 chapas de 12 mm de grosor 2.12 mm
- Cualquier chapa que se desee en placas con 5 chapas con grosor menor que 12 mm 1.59mm
- Chapas centrales en placas de 5 chapas 1.59 mm
- Las placas de 5 chapas con 19 mm de grosor nominal deberán tener todas las chapas del mismo grosor 3.97 mm

TABLA AII.2 GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION
PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

GROSOR NOMINAL	NUMERO DE CHAPAS	GROSOR DE LAS CHAPAS			PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO										
		CHAPAS EXTERIO- RES	CHAPAS TRANS- VERSAL- ES	CHAPAS CENTRALS	CHAPAS EXTERIORES PARA EL AL ESFUERZO						CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
					GROSOR NETO	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CUR- TANTE POR FLEXION	GROSOR EFECTIVO	AREA EFECTIVA	MODULO SECCION EFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFECTIVO	CONSTANTE PARA CUR- TANTE POR FLEXION
l	l _e	A _e	S _e	I _e	$\frac{I_b}{Q}$	l _e	A _e	S _e	I _e	$\frac{I_b}{Q}$					
mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm	cm ²	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
9	3	3.18	2.54	---	8.10	0.43	42.86	8.57	3.20	56.11	0.17	17.46	1.52	1.07	---
9	3	3.18	3.18	---	8.74	0.56	55.66	12.14	5.31	63.96	0.24	23.86	2.85	1.17	---
9	5	1.59	1.59	2.54	8.10	0.49	49.26	7.44	3.02	61.17	0.24	23.86	4.19	1.03	46.32
9	5	2.12	2.12	1.59	9.27	0.50	50.36	10.85	5.03	73.77	0.34	34.46	4.91	1.21	43.34
12	3	3.18	6.35	---	11.90	0.56	55.66	20.08	11.97	94.16	0.56	55.55	15.43	2.11	---
12	5	2.54	2.54	1.59	10.95	0.59	58.76	15.55	8.52	87.30	0.43	42.86	6.77	1.99	49.72
12	5	2.54	2.12	2.54	11.06	0.68	68.26	15.96	8.83	85.19	0.34	34.46	5.52	1.98	53.94
12	5	3.18	2.12	1.59	11.39	0.72	71.56	18.81	10.72	87.11	0.34	34.46	4.91	1.21	43.34
16	5	2.54	3.18	1.97	14.61	0.83	82.56	23.75	17.36	113.18	0.56	55.66	16.88	3.05	85.63
16	5	2.54	1.97	2.54	14.76	0.68	68.26	23.51	17.37	121.23	0.71	71.46	18.43	3.92	81.71
16	5	3.18	1.97	1.59	15.08	0.72	71.56	28.47	21.49	123.15	0.71	71.46	15.17	6.63	71.85
16	5	3.18	3.18	3.18	15.08	0.87	87.46	28.81	21.76	118.18	0.56	55.66	14.56	6.17	76.75

(CONT...)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

TAH.LA AII 2 (CONT) GROSORES DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES EFECTIVAS DE LA SECCION
PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR

GRUPOS MINIMAL	NUMERO DE CHAPAS	GROSOR DE LAS CHAPAS					PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO									
		CHAPAS EXTIENDI RES			CHAPAS TRANS- VERSA- LES		CHAPAS EXTENDIBLES PARALELAS AL ESFUERZO					CHAPAS EXTENDIBLES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
		GROSOR NETO	GROSOR EFFECTIVO	AREA EFFECTIVA	MODULO SECCION EFFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFFECTIVO	CONSTANTE PARA COR- TANTE POR FLEXION	GROSOR EFFECTIVO	AREA EFFECTIVA	MODULO SECCION EFFECTIVO	MOMENTO INERCIA EFFECTIVO	CONSTANTE PARA COR- TANTE POR FLEXION				
I	I_p	A_s	S_x	I_x	$\frac{Ib}{Q}$	I_p	A_s	S_x	I_x	$\frac{Ib}{Q}$						
mm	mm	mm	mm	mm	cm	cm ²	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ²	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴		
19	5	3.97	3.97	3.97	19.05	1.11	111.16	46.29	44.11	148.86	0.71	71.46	23.59	13.11	97.29	
19	7	2.54	2.54	3.18	18.26	1.06	106.46	36.96	33.76	148.86	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92	
19	7	2.54	3.18	2.54	18.90	0.94	93.66	36.71	34.70	137.56	0.87	87.46	30.55	21.12	126.97	
19	7	3.18	2.54	3.18	19.54	1.19	119.26	46.25	45.20	139.41	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92	
22	5	2.54	5.56	5.56	20.93	0.98	98.46	37.74	39.56	164.61	1.63	163.26	48.31	38.37	138.62	
22	5	3.18	4.76	6.35	21.43	1.19	119.16	47.50	50.91	164.24	0.87	87.26	42.06	31.71	136.66	
22	7	3.18	2.54	3.97	21.12	1.35	153.06	53.62	56.64	147.31	0.68	68.26	23.53	20.85	145.47	
22	7	2.54	3.97	2.54	21.27	0.94	93.66	42.34	45.05	156.57	1.11	111.16	44.08	35.70	145.58	
25	5	3.18	6.35	6.35	24.61	1.19	119.16	55.92	68.83	194.30	1.19	119.06	63.85	58.28	159.16	
25	7	2.54	4.76	3.18	24.92	1.06	106.46	57.23	66.34	179.13	1.35	134.86	66.00	65.50	178.91	
25	7	3.18	3.97	3.18	23.83	1.19	119.26	59.32	70.70	173.86	1.11	111.16	49.19	42.98	160.31	
25	7	3.18	3.18	4.76	24.62	1.51	150.86	67.86	83.55	169.51	0.87	87.46	44.65	40.79	178.80	

184

40

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MADERA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN