

26  
24.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**

**ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE  
MADERA PARA VIVIENDAS DE INTERES MEDIO  
Y SOCIAL.**

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
**LAURO JUAREZ GARCIA**

MEXICO

1997

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**

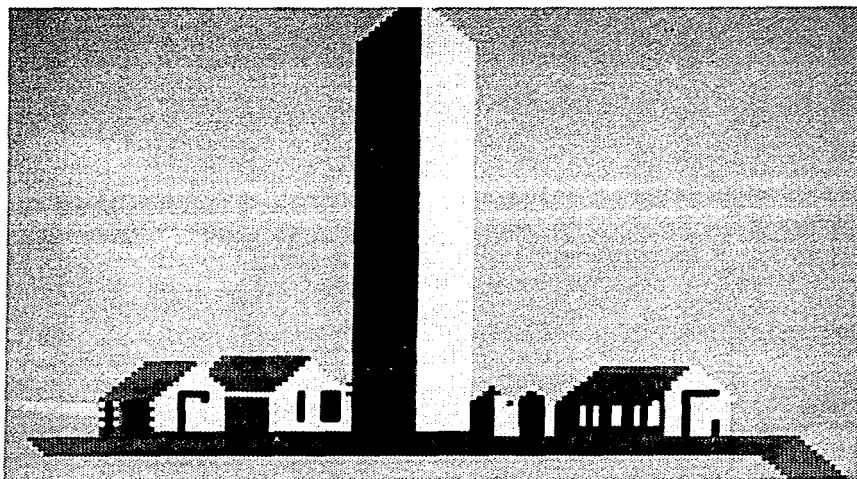


**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**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.



**ANÁLISIS Y DISEÑO DE  
ESTRUCTURAS DE MADERA PARA  
VIVIENDAS DE INTERÉS MEDIO Y  
SOCIAL.**

**A MIS PADRES Y HERMANOS POR TODO EL APOYO QUE  
ME BRINDARON PARA LA REALIZACIÓN DE MIS ESTUDIOS Y  
DEL PRESENTE TRABAJO.**

**AGRADECIENDO A MIS PROFESORES Y A TODAS LAS  
PERSONAS QUE COLABORARON CON MATERIAL Y TIEMPO  
PARA LA REALIZACIÓN DE L PRESENTE TRABAJO LES DEDICO  
LA SIGUIENTE CITA:**

**EN LA CONSTRUCCIÓN, UNOS DISEÑAN, OTROS ELIGEN,  
ALGUNOS OPINAN... LOS INGENIEROS DECIDEN.**

# PREFACIO.

Uno de los objetivos por los cuales se desarrollo este trabajo es tratar de descubrir porque la madera de pino no se utiliza como material para la construcción de estructuras permanentes y a su vez presentar los métodos de análisis y diseño que existen en nuestro país cuyo contenido se presenta de tal manera que el interesado en el tema se familiarice con las propiedades de la madera, comportamiento y diseño estructural.

El análisis conciso presentado en el Capitulo I habla acerca de la problemática de la vivienda en nuestro país así como las aplicaciones estructurales de la madera en México proporcionando una introducción adecuada al tema del trabajo.

Puesto que la madera en un material no elástico, con la no linealidad de su comportamiento se presentan en el Capitulo II las propiedades de la madera y sus defectos de tal manera que el interesado en el tema las tenga presentes en el comportamiento a corto y largo plazo de las estructuras que disene.

El tratamiento y conservación de la madera se estudia en el Capitulo III también de una manera breve esperando que sirvan como base para un diseño adecuado de preservación y control de la madera así mismo se presentan en orden de importancia los principales organismos e insectos que afectan las propiedades físicas y mecánicas de la madera y por supuesto el comportamiento estructural para que el interesado no olvide las condiciones locales del sitio.

En Capitulo IV destinado al Análisis y Diseño Estructural en él se plasman de manera general los lineamientos en cuanto a reglamentación y normatización más actuales de la madera existentes en nuestro país, se describen los principales sistemas estructurales para viviendas hechas con madera, el dimensionamiento de elementos y miembros de union con ejemplos prácticos ya que para desarrollar el subcapitulo de diseño una vivienda de interés social, así como algunas estructuras también de interés práctico que en el presente trabajo las hemos llamado como estructuras aisladas y finalmente se describe el comportamiento de estructuras de madera sometidas a cargas horizontales (viento y sismo).

Por último el Capitulo V trata acerca de las perspectivas de la vivienda de madera en México sin olvidar el objetivo principal de este trabajo el cual es presentar los métodos de análisis y diseño que permitan la utilización de la madera como material alternativo en la construcción de la vivienda considerando los lineamientos de los reglamentos y normas actuales.

# INDICE GENERAL

<b>PREFACIO.....</b>	<b>5</b>
<b>INDICE GENERAL.....</b>	<b>7</b>
<b>I. INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>11</b>
<b>1.1. GENERALIDADES.....</b>	<b>11</b>
<b>1.2. APLICACIONES ESTRUCTURALES DE LA MADERA EN MÉXICO.....</b>	<b>12</b>
1.2.1 Madera Rolliza.....	12
1.2.2 Madera Labrada.....	12
1.2.3 Madera Aserrada.....	13
1.2.4 Tableros.....	13
1.2.5 Madera Laminada Encolada.....	14
<b>II. PROPIEDADES DE LA MADERA.....</b>	<b>15</b>
II.....	15
<b>II.1. PROPIEDADES FÍSICAS.....</b>	<b>15</b>
II.1.1. Densidad.....	15
II.1.2. Masa Volumétrica.....	16
II.1.3. Contenido de Humedad.....	16
II.1.4. Abarquillamiento.....	18
II.1.5. La Textura.....	18
II.1.6. El Olor.....	18
II.1.7. El Brillo.....	18
II.1.8. Coeficiente de dilatación térmica.....	18
II.1.9. Conductividad Térmica.....	19
II.1.10. La Electroconductividad.....	19
<b>II.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA.....</b>	<b>19</b>
II.2.1. Compresión.....	19
II.2.2. Tensión.....	20
II.2.3. Flexión.....	20
II.2.4. Cortante.....	21
II.2.5. Torsión.....	21
II.2.6. Módulo de Elasticidad.....	22
II.2.7. Módulo de Rigidez.....	22
II.2.8. Factores que influyen en el comportamiento y la resistencia de la madera.....	22
<b>II.3. CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE MADERA EN MÉXICO.....</b>	<b>22</b>
<b>II.4. DEFECTOS DE LA MADERA.....</b>	<b>24</b>
<b>III. TRATAMIENTO Y CONSERVACION DE LA MADERA.....</b>	<b>25</b>
<b>III.1. INTEMPERISMO.....</b>	<b>25</b>
<b>III.2. ORGANISMOS E INSECTOS.....</b>	<b>25</b>
III.2.1. Hongos.....	26
III.2.2. Insectos.....	26
III.2.3. Taladradores Marinos.....	27

III.3. PRESERVACIÓN Y CONTROL DE ORGANISMOS E INSECTOS.....	27
III.4. PRESERVACIÓN DE LA MADERA.....	27
III.5. MÉTODOS DE TRATAMIENTO.....	28
III.5.1. Método sin presión.....	28
III.5.2. Métodos a presión.....	29
III.6. SECADO DE LA MADERA.....	29
III.7. MÉTODOS DE SECADO.....	30
III.7.1. Secado al aire libre.....	30
III.7.2. Secado en estufa.....	31
III.8. PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO.....	31
III.8.1. Protección de la madera contra el fuego.....	32
IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.....	33
IV.1. MÉTODOS DE DISEÑO.....	33
IV.2. CRITERIOS DE DISEÑO NORMAS Y REGLAMENTOS.....	35
IV.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	36
IV.2.1.1. Anchos de Cubierta a Considerar para el ancho de soporte de Cargas Concentradas.....	36
IV.2.1.2. Valores Especificados de resistencias y rigideces.....	36
IV.2.1.3. Factores de Reducción de resistencia.....	37
IV.2.1.4. Valores Modificados de Resistencia y Rigideces.....	38
IV.2.1.5. Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada.....	38
IV.2.1.6. Factores de modificación para uniones.....	40
IV.2.1.7. Factores de comportamiento Sísmico para estructuras de Madera.....	41
IV.2.1.8. Encharcamiento en techos planos.....	42
IV.2.2. Resistencia de Diseño de Miembros de Madera Maciza.....	42
IV.2.2.1. Miembros en Tensión.....	42
IV.2.2.2. Miembros Bajo Cargas Transversales.....	42
IV.2.2.2.1. Requisitos generales.....	42
IV.2.2.2.2. Resistencia a Flexión.....	43
IV.2.2.2.3. Estabilidad lateral.....	43
IV.2.2.2.4. Resistencia a cortante.....	44
IV.2.2.3. Miembros sujetos a combinación de momento y carga axial de compresión.....	44
IV.2.2.3.1. Resistencia a carga axial.....	45
IV.2.2.3.2. Fórmula de interacción para flexión uniaxial.....	46
IV.2.2.3.3. Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente.....	46
IV.2.2.3.4. Fórmula de interacción para flexión biaxial.....	47
IV.2.2.3.5. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión.....	48
IV.2.2.3.6. Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo $\Phi$ respecto a la fibra de la madera diferente de 0°.....	48
IV.2.2.4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.....	49
IV.2.2.4.1. Resistencia a carga axial.....	49
IV.2.2.4.2. Resistencia a compresión.....	49
IV.2.2.4.3. Placas en flexión.....	50
IV.2.2.4.4. Resistencia a cortante.....	50
IV.2.2.4.5. Aplastamiento.....	51
IV.2.2.5. DEFLEXIONES.....	51
IV.2.2.6. Elementos de Unión.....	52
IV.2.2.6.1. Clavos.....	52
IV.2.2.6.2. Resistencia lateral.....	52
IV.2.2.6.3. Pernos y pijas.....	54
IV.2.2.6.4. Resistencia de uniones con pijas.....	59
IV.2.2.6.5. Uniones con placas dentadas o perforadas.....	61
IV.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	62
IV.3.1. Elementos Lineales.....	62
IV.3.2. Elementos Planos.....	62
IV.3.3. Elementos de Superficie Curva.....	63

<b>IV.4. DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS DE MADERA</b> .....	64
<b>IV.5 UNIONES Y SUJETADORES</b> .....	89
IV.5.1. Clavos .....	90
IV.5.2. Tornillos para Madera .....	91
IV.5.3. Pernos .....	91
IV.5.4. Pijas .....	92
IV.5.5. Soportes Metálicos .....	92
IV.5.6. Pegamentos .....	93
<b>IV.6. COMPORTAMIENTO SÍSMICO</b> .....	93
IV.6.1. Clasificación de las estructuras según su destino. (C.F.E.) .....	94
IV.6.2. Clasificación de las construcciones por su estructuración .....	94
IV.6.3. Regionalización sísmica de la República Mexicana .....	94
IV.6.3.1. Cimentación .....	95
IV.6.3.2. Diseño de muros contra sismos .....	96
IV.6.3.3. Diseño de techos contra sismos .....	96
<b>IV.7. DISEÑO POR VIENTO</b> .....	96
IV.7.1. Requisitos generales para el análisis y diseño estructural .....	97
IV.7.2. Clasificación de las estructuras de madera según su respuesta ante la acción del viento .....	97
IV.7.3. Efectos del viento que deben considerarse .....	97
IV.7.4. Regionalización de las velocidades del viento en la República Mexicana .....	98
IV.7.5. Recomendaciones contra viento en el diseño de muros .....	98
<b>V. LA VIVIENDA DE MADERA</b> .....	100
<b>V.1. LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL Y LA AUTOCONSTRUCCIÓN</b> .....	100
<b>V.2. PERSPECTIVAS DE LA VIVIENDA DE MADERA EN MÉXICO</b> .....	101
<b>CONCLUSIONES</b> .....	102
<b>APENDICE I. PROPIEDADES PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA</b> .....	103
<b>APENDICE II. PROGRAMA PARA ANÁLIZAR MARCOS PLANOS</b> .....	105
<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	112



# I. INTRODUCCIÓN

## I.1. GENERALIDADES.

**E**n el sector vivienda, el gobierno mexicano ha respondido a este compromiso social con programas habitacionales masivos. La tarea es ardua, pues es necesario hacer frente a un déficit que se forma, en gran parte, por rezagos acumulados en el transcurso de decenas de años.

Abatir la escasez y el deterioro habitacional con programas oficiales masivos en tiempos de crisis económica, ha implicado equilibrar dos factores antagonicos: los intentos de abaratamiento de los costos de producción y la tendencia creciente de la vivienda a convertirse en mercancía. En esta lógica que la vivienda es generalmente la mayor inversión que el trabajador hace en el transcurso de su vida.

Las nociones sobre las características ideales de la vivienda propia se conocen en ambitos viviendistas como criterios de "aceptación social". Estos son muy realistas y parecen relacionar el valor de cambio casi exclusivamente con la calidad de los materiales de construcción y con la solidez de la edificación.

Aspectos como el diseño y la constructividad no son muy significativos desde el punto de vista de la aceptación social. Este concepto es cultural y se cristaliza mas bien en la expresión popular "casa de material", pues adquirir una vivienda en propiedad se justifica, si la construcción se ha efectuado con materiales solidos y de uso comun. Son estos los que garantizan el valor de cambio, y han sido por lo tanto "intocables" en el diseño de proyectos de viviendas progresivas y terminadas unifamiliares.

El 95% de los proyectos se siguen construyendo con sistemas convencionales, con muros de mampostería y cubiertas de concreto reforzado.

A nivel mundial, México ocupa undécimo lugar en cuanto áreas arboladas. Aproximadamente una quinta parte del territorio nacional esta cubierta por bosques, de los cuales prácticamente un 75% son de pino. De hecho poseemos casi tres cuartas partes de los recursos de esta conifera en América Latina y el Caribe.

Sin embargo, nuestro país está, a escala mundial, solo en el vigésimo lugar en cuanto a la producción de la madera industrializada. Las razones son variadas.

En México existen 1200 instalaciones de aserrio, 50 tableros, 8 de celulosa y papel de madera, 20 impregnadoras y al rededor de 90 secadoras. La falta de aprovechamiento integral del recurso se refleja en el hecho de que por cada arbol que se derriba legalmente en el país, se desperdicia en monte y fábrica, casi el 45% de su volumen útil.

De la producción maderable industrial comercial, la mitad se destina a la industria de aserrio, una cuarta parte a la celulosa y el papel, y la otra cuarta parte, a la elaboración de chapa, tablero, postes, etc. De la producción de madera aserrada, las calidades de tercera y aún de peor calidad, representan entre el 60% y el 80% del total.

No obstante, es prometedor el potencial del bosque natural bajo silvicultura. La producción podrá ser de 40 millones de metros cúbicos en rollo para el año 2010 o sea, un 300% más que el volumen de corte anual.

En Durango, Chihuahua, Michoacán y Puebla hay ejemplos de modernización e integración industrial y del uso de la madera en la construcción de viviendas.

Desde que existen los programas masivos de vivienda, las constructoras han priorizado el uso de la madera de pino para las cimbras. Este reducido campo de aplicación se debe, por un lado, a la poca articulación de diseñadores, empresas constructoras, fabricantes y productores de madera, y por el otro, a la escasa aceptación que tiene la madera de pino como material de construcción, en una sociedad que atribuye a los materiales sólidos el máximo puntaje como aval del valor cambio.

En México hay actualmente 24 empresas productoras de componentes de madera para la construcción de vivienda. Según el Consejo Nacional de la Madera en la Construcción (COMACO), su capacidad instalada puede alcanzar cada año el equivalente a 24000 casas de 55 metros cuadrados cada una.

## I.2. APLICACIONES ESTRUCTURALES DE LA MADERA EN MÉXICO.

**A**ntes de mencionar las principales aplicaciones de la madera en México cabe señalar que en general en los países latinoamericanos la mayor parte de la madera se emplea en forma poco elaborada y el consumo de lena sigue teniendo gran importancia. Mientras que en los países desarrollados por el contrario, existe una tendencia al uso de formas cada vez más industrializadas de la madera. No parece razonable esperar que México escape a esta tendencia en algún tiempo. Incluso no sería extraño que aumentara el consumo dado el creciente costo de los demás energéticos.

### I.2.1. Madera Rolliza.

Entendemos por madera rolliza los troncos de madera sin mayor elaboración o con algún tratamiento mecánico sencillo. En algunas regiones de México se utiliza en la construcción sencilla y tradicional como son andamajes, cimbras o encofrados y obras falsas de diversos tipos pero existe una tendencia a su sustitución por elementos aserrados así como por elementos de acero.

### I.2.2. Madera Labrada.

Se denomina madera labrada la que se obtiene dando la forma requerida con hacha o azuela. Su uso es muy común en construcciones rústicas. Generalmente son piezas de madera relativamente robustas utilizadas como vigas, postes y anteriormente como pilotes. Las dimensiones más usuales para las secciones de vigas son: 10 x 20 cm. y 20 x 40 cm. las longitudes no suelen pasar de 8.5 m. Una aplicación típica de las vigas es en los techos llamados de "Bóveda Catalana".

### 1.2.3. Madera Aserrada.

Es la que se obtiene de cortar longitudinalmente con sierra manual o mecánica la madera. En México corresponde el primer lugar a la madera aserrada entre los productos forestales con algún grado de elaboración.

La mayor parte de la madera aserrada se utiliza para cimbras y obras falsas a diferencia de otros países donde es preferida para construcción de vivienda, en el país son poco comunes las construcciones permanentes en que predomine este material. En el país existe una variedad relativamente amplia de dimensiones de la madera aserrada por tradición es costumbre utilizar unidades inglesas: pulgadas para anchos y espesores, pies para longitudes. El volumen se estima en pie-tablón\* aunque existe una tendencia a cambiar al metro cúbico como unidad.

Las dimensiones utilizadas son nominales y corresponden a la pieza en estado verde por lo que al dimensionar deben considerarse las dimensiones reales las que dependen de: **forma de aserrado, de la modalidad con que se haya trabajado la pieza (cepillada o simplemente aserrada) y de la contracción por secado.** En México suelen ser combinaciones de las siguientes medidas:

- Ancho: 4, 6, 8, 10, 12 pulgadas.
- Grosor: 1/2, 3/4, 1, 1 1/2, 2, 2 1/2, 3, 3 1/2, 4 pulgadas.
- Largo: 8 1/4, 10, 14, 16 y 20 pies.

### 1.2.4. Tableros.

Es la madera que se obtienen por medio de procesos mecánicos que consisten en "rasurar" al tronco ya sea en forma radial o transversal. Los tableros se clasifican en:

- a) Tableros de madera contrachapada o triplay.
  - b) Tableros de fibra.
  - c) Tableros de partícula.
- a) **Tableros de madera contrachapada o triplay.**\*\*

Es aquella que está constituida por tres o más hojas (También se les conoce como Chapas) unidas por una sustancia adhesiva y dispuestas de tal manera que las fibras de cada capa quedan perpendiculares respecto a las capas contiguas.

En cuanto a su resistencia a la humedad la madera contrachapada se clasifica en:

**Triplay para uso interior**, resistente a la humedad con urea-formaldehído con adhesivo.

**Triplay para uso exterior** resistente al agua y moderada exposición a la intemperie fabricado con resinas fenólicas.

**Triplay marino** a prueba de agua y con gran resistencia a la intemperie.

**Aplicaciones:**

El triplay utilizado en México para fines estructurales suele ser de madera de pino con aplicación más común en la construcción de cimbras. Las dimensiones más comunes de las placas de triplay para cimbra son: 1.22 x 2.4 m. con espesores de 9mm., 12mm., 16mm., 19mm., y 21mm.

- b) **Tableros de fibra.**

Son aquellos tableros que se obtienen de fibras obtenidas de pulpa o pasta de madera natural y sometidos a presión, bajo determinadas condiciones de temperatura.

\* El pie-tablón es igual al volumen de una pieza de una pulgada de grosor por un pie de ancho por un pie de longitud.  
1 pie-tablón = 0.00236 m<sup>3</sup>, 1 m<sup>3</sup> = 423.73 pie-tablón

\*\* El nombre de triplay tuvo su origen en la designación inglesa "three-ply" aplicada a la madera contrachapada de tres capas que inicialmente se importaba de los Estados Unidos. En México el término se extendió a cualquier tipo de madera contrachapada, independientemente del número de chapas.

**c) Tableros de Partículas.**

Son aquellos que se fabrican con fragmentos pequeños de madera natural ( astillas, virutas, hojuelas, etc.) de cualquier especie unidas por algún adhesivo, bajo determinadas condiciones de temperatura y presión, comúnmente se les conoce con el nombre de aglomerados.

### 1.2.5. Madera Laminada Encolada.

Este tipo de madera se utiliza para formar elementos estructurales de grandes dimensiones uniendo piezas de madera por medio de algún adhesivo (resinas sintéticas) por lo que existen laminaciones horizontales y verticales.

A continuación se definen algunos de los terminos utilizados en la industria de la madera para designar las piezas más usuales:

- a) **Tablas y Tablones.** Madera de menos de 2" de espesor y más de 1" de ancho y longitud de 8¼ ft a 20 ft. Se usa también el termino de duela para designar las tablas de poco espesor. A las tablas con anchos menores de 6" a veces se les llama listones o barrotes.
- b) **Citrón.** Madera de 2 x 2 pulgadas de sección.
- c) **Madera dimensional.** Madera con un grosor de 2 y 4 pulgadas y 2 o más pulgadas de ancho. Por lo regular los largos son inferiores a los 8' 4".
- d) **Vigas.** Madera de 4" o más como dimension menor. Las longitudes empiezan en los 8½ pies y a veces exceden los 20 pies. Las vigas más comunes son las de 4 x 8 pulgadas de sección.
- e) **Polines.** Piezas de 4 x 4, 3 x 3 y 3 x 4 pulgadas de sección y longitudes entre 8¼ y 20 pies.

La madera puede clasificarse por el grado de elaboración o maquila al que ha sido sometida pueden distinguirse las siguientes variantes :

- a) **Madera áspera.** Madera que muestra las marcas de la sierra en las cuatro superficies.
- b) **Madera cepillada.** Madera con una o varias de sus superficies lisas.
- c) **Madera maquilada.** Madera cepillada y machiebrada.

## II. PROPIEDADES DE LA MADERA.

### II.1. PROPIEDADES FÍSICAS.

**L**as propiedades físicas de la madera dependen de los siguientes factores:

- a) La disposición y orientación de los materiales que forman las paredes celulares.
- b) La composición química del elemento básico que explica muchas diferencias cuantitativas en el comportamiento de la madera.
- c) La cantidad de elemento básico que forman las paredes celulares de la madera.

En los incisos siguientes se reseñan brevemente las principales propiedades físicas que influyen en el comportamiento de la madera. Por su importancia en los aspectos estructurales las características mecánicas se tratan por separado en la sección II.2

#### II.1.1. Densidad.

La densidad de la madera varía muy poco ya que los árboles se componen por lo común de una misma materia, la celulosa. Por lo tanto la densidad media de la madera puede adoptarse igual a  $1.54 \text{ g/cm}^3$ . Haciendo un modelo simplificado para representar la estructura interna observamos tres componentes: Material lenoso o celulosa, la Humedad y Los Espacios Vacíos o huecos. Por lo que podemos apreciar que si se comprimiran muestras de maderas distintas completamente secas eliminando los huecos sus densidades serían muy parecidas. Sin embargo lo que interesa es la densidad de la madera en sus condiciones reales, sin comprimir.

La densidad de la madera es un índice satisfactorio de la resistencia que puede tener la madera.

El aumento de la resistencia mecánica de la madera está en relación directa al aumento de su densidad.

Se comprende fácilmente cuando tenemos en cuenta que una mayor área efectiva resistente, para una sección de iguales dimensiones nos proporcionará más resistencia que un área efectiva pequeña; y eso es lo que sucede cuando las paredes de las células son más gruesas, proporcionando una sección resistente mayor.

### II.1.2. Masa Volumétrica.

La masa de diferentes especies, e incluso de una misma especie oscila dentro de amplios límites ya que la estructura y la porosidad de un árbol en crecimiento dependen del terreno, clima y otras condiciones naturales.

La madera puede ser muy ligera,  $\gamma = 450 \text{ Kg/m}^3$  (cedro, pinabete); ligera  $\gamma = 460 - 600 \text{ Kg/m}^3$  (pino, abeto, alamo, temblón); con masa volumétrica media,  $\gamma = 610 - 750 \text{ Kg/m}^3$  (alerce, roble, abedul); pesada,  $\gamma = 760 - 900 \text{ Kg/m}^3$  (carpe, ébano) y muy pesada,  $\gamma > 910 \text{ Kg/m}^3$  (boj, cornejo)

Para fines ingenieriles lo que interesa es la madera en condiciones de uso con un volumen correspondiente al contenido de humedad, que suele tomarse de 12 a 18 %.

Tabla II-1 Masa Volumétrica y Porosidad de algunos materiales CONÍFEROS Y FRONDOSOS.

Especie	Masa Volumétrica		Porosidad (%)	Capas Anulares (en 1 cm.)
	15% Humedad	Recién cortada		
Pino	530	860	53-70	6
Abeto	460	790	62-75	12
Alerce	680	840	46-73	10
Cedro	440	880	60-80	5
Pinabete	390	800	55-81	8
Roble	720	1030	32-61	6
Abedul	640	880	50-61	5
Haya	650	950	40-70	7
Alamo	500	760	62-80	5

### II.1.3. Contenido de Humedad.

Se expresa generalmente en % con relación a la masa de la madera seca. Existen diversos métodos para determinar el contenido de humedad de la madera. Uno sencillo, aunque tardado consiste en lo siguiente:

$$C^H = \frac{\text{Pesoanicial} - \text{Pesoanhidro}}{\text{Pesoanhidro}} \times 100$$

\* Anhidro : madera secada al horno a una temperatura de 100 °C por 24 hrs

El límite de la humedad higroscópica (como promedio constituye alrededor del 30 %) corresponde a la plena saturación de las paredes de las células del tronco por el agua. La humedad total de la madera, considerando conjuntamente la humedad higroscópica y la capilar, puede superar considerablemente el 30% por ejemplo, un árbol recién cortado puede oscilar entre 40 y 120% es más al mantener la madera a flote en agua, su humedad puede ascender hasta 200%.

La humedad equilibrada depende de la temperatura y la humedad relativa del aire circundante.

Recibe el nombre de punto de saturación de la fibra (PSF) al contenido de humedad correspondiente a una condición en que se ha eliminado el agua libre (humedad libre es la humedad en los espacios intercelulares) totalmente, mientras que las paredes de las células se encuentran saturadas.

Se considera el contenido de humedad en equilibrio (CHE) al punto en el que se mantienen constantes la temperatura y la humedad relativa para el cual el contenido de humedad tiende a estabilizarse.

Se considera verde toda la madera con un contenido igual o superior al PSF. Cuando la madera se seca abajo del punto de saturación de la fibra aumenta su resistencia. Conforme aumenta el secado a partir del punto de saturación, la mayoría de las propiedades resistentes se van incrementando. Esto se debe principalmente a:

a) Fortalecimiento de la estructura celular.

b) Incremento en la cantidad de material por unidad de volumen debido a la contracción de la madera que se lleva acabo a partir de un secado a bajo del punto de saturación de la fibra. Mientras que para cambios de humedad arriba del punto de saturación de la fibra aparentemente no causan ningún efecto en la resistencia de la madera.

Los cambios de dirección causados por los cambios de humedad en la dirección longitudinal es del orden de 0.1 a 0.2 %, en la dirección transversal del 8 % y en la radial 4 %. El cambio volumétrico es básicamente la suma del tangencial y radial o sea el 12 %.

En México el contenido de humedad de la madera que se consigue varía considerablemente: desde un 50 %, correspondiente a maderas verdes, hasta un 7 % para maderas muy secas.

Al adquirir maderas para fines estructurales debe tenerse en cuenta que en condiciones ideales debe acercarse lo más posible al C.H.E., que en la ciudad de México es del orden de 13 % con respecto al medio ambiente en las diferentes épocas del año. El valor recomendado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal es de  $18 \% \pm 2\%$ .

Lo que ocasiona que la madera tienda a hincharse o a contraerse es la variación de la cantidad de agua propia de las paredes de la célula lo cual sucede cuando el PSF es menor a 30%. El cambio dimensional puede calcularse con la siguiente expresión:

$$\text{Cambio dimensional} = \frac{A - B}{A} \times 100$$

donde:

A = la dimensión de mayor magnitud de las dos (A y B) (generalmente la que la pieza tiene cuando su contenido de humedad es superior al PSF).

B = La dimensión menor de las dos (A y B) (generalmente la que la pieza tiene cuando su contenido de humedad es inferior al PSF).

A continuación se proporciona una tabla de las dimensiones de la madera aserrada y sus tolerancias para su uso en la construcción según la NOM-C-224-1983:

Tabla II-2 DIMENSIONES DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Grosor en mm.*	Anchura en mm.*	Longitud en mm.*
19	87	2440
24	140	3050
38	190	3660
64	240	4270
87	290	4870
140		5480
		6100

\*Nota: Las columnas de la tabla anterior no se relacionan entre si, solamente se agruparon por cuestiones de presentación.

Tabla II-3 TOLERANCIAS PARA LAS DIMENSIONES DE MADERA

Dimensiones en mm.	Tolerancias en mm. $\pm$
de 18 a 38	0.8
de 39 a 290	1.0
de 291 a 6100	6.0

#### II.1.4. Abarquillamiento.

Se debe a los siguientes fenómenos :

- La diferencia de contracción de la madera en las direcciones tangencial y radial.
- La inuniformidad del secado.
- La irregularidad de la contracción y el abarquillamiento provocan la aparición de tensiones internas en la madera y el agrietamiento de los materiales aserrados y en rollos.

#### II.1.5. La Textura.

Es el dibujo de la madera que depende de la combinación de sus elementos visibles: capas anulares, radios medulares, vasos, etc. El color y la textura de la madera son características peculiares para cada especie.

Con el correr del tiempo el color de modo notorio se intensifica. Las especies de la zona climática moderada tienen una madera débilmente coloreada, la aparición en estas especies de colores azul, rojo, verdoso rayado indica que la madera fue atacada por microorganismos (podredumbre ).

#### II.1.6. El Olor.

Este depende de el contenido de sustancias resinosas, etéreas y tónicas. Por ejemplo la madera de pino huele a guarrás.

#### II.1.7. El Brillo.

Este depende de la densidad y el grado de elaboración.

#### II.1.8. Coeficiente de dilatación térmica.

Los coeficientes de dilatación térmica lineal por grado centígrado en dirección paralela a las fibras de las maderas más comúnmente usadas varían de  $1.98E-6$  a  $11E-6$  y perpendicular a la fibra de  $21.7E-6$  a  $72.7E-6$ .



### II.1.9. Conductividad Térmica.

La conductividad térmica de la madera seca es insignificante; para el pino perpendicular a las fibras es igual a 0.17; a lo largo de las mismas, 0.34 W/(m°C). La conductividad térmica de la madera depende de su porosidad, humedad y dirección del flujo de calor. Las propiedades calorífugas de la madera se utilizan ampliamente en la construcción.

### II.1.10. La Electroconductividad.

La electroconductividad de la madera depende de su humedad. La madera empleada para el tendido eléctrico (tomacorrientes, cuadros, etc.) debe estar seca.

La resistencia eléctrica de la madera seca es como promedio 75E7 W \*cm., la de la húmeda es decenas de veces inferior.

## II.2. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LA MADERA.

Como ya es sabido hasta ahora la estructura peculiar de la madera es heterogénea y anisótropa por lo tanto sus características resistentes varían según la dirección considerada. Para su estudio se distinguen tres direcciones mecánicas o estructurales perpendiculares entre sí que coinciden con las direcciones longitudinal, radial y tangencial del árbol como se aprecia en la siguiente figura:



L.- Eje longitudinal paralelo al eje del árbol.

T.- Eje tangencial perpendicular al eje longitudinal y tangencial anillo de crecimiento.

R.- Eje radial perpendicular a los ejes longitudinal y tangencial.

Como podemos apreciar en rigor sería necesario considerar tres juegos de propiedades mecánicas sin embargo en los sentidos tangencial y radial no difieren significativamente por lo que para fines prácticos de diseño solo consideraremos propiedades paralelas a las fibras y perpendiculares a éstas.

Las propiedades mecánicas de la madera se determinan sometiendo a ensayos probetas pequeñas de madera pura (exenta de defectos visibles) estas pruebas se caracterizan por los límites de resistencia a la compresión, tensión, flexión, cortante, torsión, además pueden determinarse el límite convencional de resistencia al aplastamiento.

### II.2.1. Compresión.

La resistencia a la compresión se determina ensayando probetas de forma de paralelepípedo a lo largo de las fibras. Se determinan los límites de resistencia a lo largo y perpendicular de las fibras. Las resistencia a compresión paralela a las fibras para un contenido de humedad de 10 % varían de

100 a 1600  $\text{Kg/cm}^2$  según la densidad de la especie. Las especies de pino del país tienen valores del orden de 450  $\text{Kg/cm}^2$  para un contenido de humedad del 12%.

Entre las maderas Mexicanas pueden encontrarse especies con valores del esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras dentro del límite de proporcionalidad de 22 a 225  $\text{Kg/cm}^2$  a un contenido de humedad próximo al 12%. Las maderas de pino tienen valores del orden de 60  $\text{Kg/cm}^2$ .

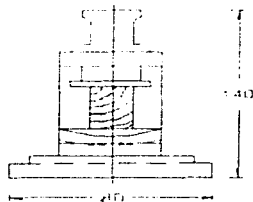


Ilustración II-1 Ensayo para determinar la resistencia a la compresión.

### II.2.2. Tensión.

Existe poca información sobre el comportamiento de la madera sometida a tensión sobre todo a que no ha sido posible idear un tipo de ensayo sencillo que se resultados confiables.

Para un contenido de humedad del 12% las resistencia a la tensión paralela a las fibras varía desde unos 300  $\text{Kg/cm}^2$  hasta 3000  $\text{Kg/cm}^2$  según la densidad de la especie. La de los pinos Mexicanos es del orden de 800  $\text{Kg/cm}^2$ .

La resistencia a tensión perpendicular a las fibras es de interes en algunas conexiones a base de pernos y es aproximadamente 40 veces menor que la resistencia paralela a las fibras.

### II.2.3. Flexión.

Si graficamos la curva esfuerzo-deformación de una probeta sometida a flexión se aprecia que el límite de proporcionalidad está claramente definido como se muestra en la figura anexa. Una vez que la carga alcanza su máximo valor la muestra sigue deformándose a medida que la carga disminuye por lo que se concluye que la falla no es repentina.

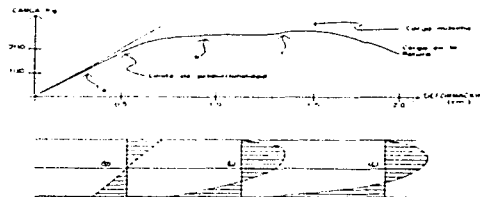
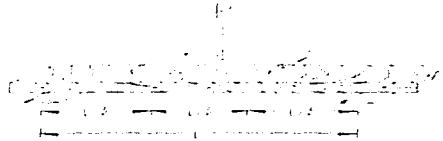


Ilustración II-2 Flexión pura.

Para valores de la carga abajo del límite de proporcionalidad el eje neutro se localiza al centro de la sección (medio peralte) y la distribución de los esfuerzos es lineal, pero a medida que la carga se aproxima a su valor máximo la distribución deja de ser lineal y la profundidad del eje neutro aumenta diagramas b y c.

Dependiendo de la densidad de la especie de la madera que se trata los valores del módulo de rotura varían de 300 a 2100 Kg/cm<sup>2</sup> las especies de pino del país tienen valores del orden de 850 Kg/cm<sup>2</sup>.

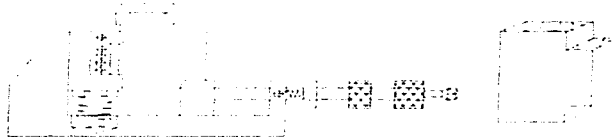


**Ilustración II-3 Ensayo para determinar la resistencia a la flexión pura.**

#### II.2.4. Cortante

Pueden distinguirse varios tipos de esfuerzo cortante en la madera pero el que más interesa para el dimensionamiento de elementos estructurales es el esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

Desafortunadamente es difícil determinar la resistencia a cortante debido a que está en función de la resistencia a la tensión perpendicular a las fibras. De una manera aproximada puede estimarse que la resistencia a esfuerzo cortante paralela a las fibras es del orden de 10 a 15 % de la resistencia a tensión paralela a las fibras. Para especies Mexicanas de pino tienen valores alrededor de 40 Kg/cm<sup>2</sup>.



**Ilustración II-4 Ensayo para determinar la resistencia al corte de fibras.**

#### II.2.5. Torsión.

La resistencia de la madera a esfuerzos producidos por torsión es del mismo orden que su resistencia a esfuerzo cortante paralelo a las fibras. El esfuerzo cortante por torsión en el límite de proporcionalidad es aproximadamente igual al 70% del esfuerzo cortante correspondiente a la falla.

### II.2.6. Módulo de Elasticidad.

El módulo de elasticidad que más interesa para el diseño de elementos es el longitudinal  $E_L$ . Se determina por medio de pruebas de carga de compresión axial o de flexión siendo este último procedimiento el más común. Para un contenido del 12% el módulo de elasticidad  $E_L$  varía de 40000 a 300000 Kg/cm<sup>2</sup>.

El valor correspondiente a las especies de pino del país es del orden de 100000 Kg/cm<sup>2</sup>. En los tres módulos ( radial, tangencial y longitudinal ) existe considerable variabilidad de acuerdo con la especie, el contenido de humedad y el peso específico.

### II.2.7. Módulo de Rigidez.

El módulo elástico a esfuerzo cortante promedio pueden expresarse de manera aproximada en función del módulo de elasticidad en dirección longitudinal como sigue:

$$C_{II} = 0.06 E_L ; C_{IK} = 0.012 E_L ; C_{IK} = 0.07 E_L$$

### II.2.8. Factores que influyen en el comportamiento y la resistencia de la madera.

- a) Peso Específico.
- b) Contenido de Humedad.
- c) Características del crecimiento (Defectos naturales).
- d) Defectos debidos a los procesos de aserrado y secado ( Defectos artificiales ).
- e) Temperatura.
- f) Influencia del tiempo.

## II.3. CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE MADERA EN MÉXICO.

La madera de pino usada para la construcción de viviendas en México se clasifica en tres de acuerdo a su resistencia y debe ser aplicada a madera seca y cepillada de todas las especies que crecen en el país a excepción del Pinus Ayacahuite.

**Clase A: Alta Resistencia ( Uso estructural ).**

**Clase B: Mediana Resistencia ( Uso estructural ).**

**Clase C: Baja Resistencia ( Uso no estructural ).**

La clasificación se hizo de acuerdo con los defectos que se mencionan en la sección II.4 de este trabajo aplicando la regla a la sección transversal ya que es en la cual aparecen los mayores defectos. En el caso de los pinos se ha comprobado que el defecto que más influye en la resistencia de la madera son los nudos.

En este caso el tamaño permisible de los nudos se expresa como fracción del área de la sección transversal que ocupan. Todos los nudos que aparezcan en una longitud de 150 mm. o menor

se consideraran como si estuvieran en la misma sección transversal y por lo tanto sus proyecciones sobre el plano de esa sección se suman. Las áreas que se traslapen no se duplican.

#### Requisitos de Calidad.

**Grado "A".** Para que se consideren en este grado, deberán ser totalmente limpios debiendo reunir los siguientes requisitos:

- No tener nudos de ninguna clase, ni huellas de los mismos.
- Su color será uniforme sin manchas de ninguna naturaleza, ni vetas o listas de resina.
- No tendrán grietas, rajaduras, partes podridas ni bolsas de resina.
- Su manufactura deberá ser enteramente correcta y al trabajarlas en las máquinas no deberán sacar ningún defecto.
- Sus dimensiones serán las normales, o las que se hayan acordado entre el comprador y el vendedor pero sin tolerancia alguna.
- Su humedad no será mayor del 10% de su peso seco.

#### Grado "B".

- Serán en lo general limpias.
- Se admiten, en forma apenas perceptible nudos, vetas o listas de resina, cambios de color y grietas que no excedan de 10 cm. de largo cada una de ellas.
- Su humedad será del 15%, máximo de su peso seco.
- En cuanto a su manufactura, pueden admitirse defectos de grado rasposo y grado desgarrado ligero. No deberán tener torceduras. Sus dimensiones admiten las tolerancias señaladas en la siguiente tabla:

Escuadrias en mm.		Tolerancias en exceso en las escuadrias		Longitudes usuales en m.
Espesores	Anchos	Espesor	Ancho	
30 a 100	100 a 400	2.5	10 mm	Desde 2.50 m. en adelante con aumento progresivo de 30cm.
10 a 30	100 a 400	1.5	10 mm	

#### Grado "C".

- Se admiten muchas resinas que cubran una superficie en cada cara no mayor que un decavo del ancho por un dieciséisavo de la longitud de la cara, una bolsa de resina que no exceda de 5 mm. de ancho y de 150 mm. de largo, y un cambio de color ligero en cada cara.
- Se admiten agujeros de 6 mm. en número tal, que la suma de los diámetros no sea mayor de 2 veces el diámetro del nudo máximo permisible, según la pieza que se este considerando.
- Se admiten rajaduras en los extremos hasta de 252 mm. de largo y de 8 mm. de ancho, grietas finas de 10 mm. como máximo.
- En su manufactura se admite el grado rasposo levantado y desgarrado ligero y mediano. No permitiéndose torceduras.
- En su corte se admiten discrepancias de 25 y 50 mm. en el espesor y de 10 mm. de ancho, en ambos casos.
- En cuanto a los nudos, se admiten nudos sanos, con o sin agujero, nudos encajados, nudos de tamaño normal.
- Su humedad será hasta de 20% de su peso seco.

- h) La suma de los diámetros de los nudos en una cara no deben exceder del doble del diámetro del nudo máximo admisible, por otra parte, solo se admitirá un nudo en cada cara, cuando éste tenga el diámetro máximo admisible.

## II.4. DEFECTOS DE LA MADERA.

Un defecto en la madera lo podemos considerar como cualquier irregularidad que afecte su resistencia y durabilidad. A causa de las características naturales del material existen varios defectos inherentes a todas las maderas se describen enseguida los defectos más comunes.

### NUDOS.

Son partes de las ramas encajadas en el seno de la madera. Alteran la homogeneidad de la estructura de la madera, provocan curvatura de las fibras y dificultan el mecanizado.

Según el estado de la madera los nudos se clasifican en: **Sanos**, **Afectados por putrefacción y podredumbre**.

Según el grado de adherencia los nudos pueden ser: **Adheridos**, **Adheridos parcialmente**, **Desunidos** y **Sueltos**.

En función de la mutua disposición distinguen tres variedades de nudos: **Espaciados**, en **Grupo** y **Ramificados**.

### GRIETAS.

Son desgarros de la madera a lo largo de las fibras. Alteran la solidez de la madera reduciendo su resistencia mecánica y durabilidad.

Las grietas se clasifican de la siguiente manera:

**Grietas Radiales**.-Estas grietas se encuentran en el duramen o madera madura. Aparecen en el árbol en crecimiento y siguen aumentando en el árbol cortado durante el secado.

**Grietas de Helada**. Estas grietas se forman en el árbol creciento están dirigidas radialmente pasan de la albura al duramen y tienen considerable extensión a lo largo del tronco.

**Grietas de Contracción**. Estas surgen en el árbol cortado por su secado, también tienen dirección radial difieren de las dos anteriores por ser menos profundas y extensas ( generalmente no más de 1 m. ).

**Grietas Entre Anillos**. Después de aparecer en un árbol creciento, aumentan en los árboles talados durante el secado.

En la dependencia de la profundidad las grietas se subdividen en **no profundas** ( su profundidad es menos de un décimo del espesor del material ), **profundas** ( más de un décimo de espesor ), pero no tienen otra salida hacia la superficie lateral del artículo y **pasantes** ( que tienen dos salidas hacia la superficie ).

Las grietas se consideran **cerradas** cuando su abertura es menor de 0.2 mm. y **abiertas** cuando es mayor de 0.2 mm. Según la disposición en la pieza las grietas pueden ser **laminares**, de **borde** y de **tope**.

## III. TRATAMIENTO Y CONSERVACIÓN DE LA MADERA.

**L**a madera como todos los materiales de construcción es susceptible de deteriorarse con el tiempo. Por su constitución los principales agentes destructivos son los hongos y los insectos así como agentes externos como lo son el fuego y el intemperismo.

Sin embargo a la madera podemos aplicarle métodos preventivos con lo cual puede llegar a tener una durabilidad comparable con la de otros materiales.

Como ya es sabido hasta ahora el contenido de humedad es un factor importante en el comportamiento mecánico de la madera y por ende de la durabilidad de la misma. En esta capítulo se reseñan las prácticas usuales de secado.

### III.1. INTEMPERISMO.

Siendo un poco observadores en la madera utilizada para la construcción de obras falsas notamos que está tiene un color grisáceo esto se debe a que está expuesta a la lluvia, sol, viento y polvo ocasionando que las capas superficiales se deterioren por las contracciones e hinchazones que experimentan con los cambios de humedad. Esto es fácil de tratar para ello aplicamos a la madera una solución con parafina y cubriéndola con capas periódicamente de pintura o barniz que actúan como barreras. Logrando reducir los cambios en el contenido de humedad y por consiguiente las variaciones dimensionales.

Un diseño adecuado de detalles constructivos que disminuyen el grado de exposición de las superficies de la madera puede contribuir a contrarrestar los efectos del intemperismo.

### III.2. ORGANISMOS E INSECTOS.

Los principales organismos destructivos de la madera en orden de importancia por la cuantía de daños que causan son: HONGOS, INSECTOS y los TALADRADORES MARINOS.

### III.2.1. Hongos.

De manera general y fácil entendimiento la forma en que atacan los hongos es la siguiente:

Los hongos son parásitos ( no pueden fotosintetizar ) por lo que las hifas ( Filamentos ) de éstos penetran y elaboran enzimas que descomponen la celulosa en productos digeribles y aprovechables por el hongo.

La gran mayoría de los hongos que producen degradación necesitan que existan las siguientes condiciones para su desarrollo:

**ALIMENTO.** El alimento consiste en la celulosa y la lignina de las paredes celulares almacenados en las células.

**HUMEDAD.** Los hongos necesitan de cierta humedad para que las enzimas que producen sus hifas puedan desarrollarse y trasladarse. Cuando la madera tiene contenidos de humedad menores al 18% no se presenta difusión de enzimas.

**OXÍGENO.** Los hongos necesitan un mínimo de aire dentro de la madera para respirar que se estima que debe ser del orden de 50 a 80% del total del espacio libre. Si la madera está completamente saturada en agua no contiene oxígeno y los hongos no pueden respirar.

**TEMPERATURA.** El rango de temperatura para el desarrollo de los hongos en la madera es de 20°C a 36°C pero pueden tolerar temperaturas más bajas.

**PH.** La actividad de la enzimas que los hongos requieren es, de un grado de acidez entre 4.5 a 5.5 en la madera.

Si alguno de estos factores no se encuentra entre los valores indicados los hongos no pueden desarrollarse en la madera y por lo tanto no producen deterioro. El éxito de las técnicas de preservación de la madera reside en modificar alguno de estos cinco factores para impedir el desarrollo de los hongos.

A continuación se da una clasificación de los hongos en cuanto a su grado de deterioro:

- a) **Hongos que manchan a la madera sin reducir significativamente la resistencia mecánica.** Este tipo de hongos se alimentan con algunas sustancias de las células de la madera principalmente de "Parénquima". Su color característico es azulado esta mancha prolongada aumenta la permeabilidad de la madera pero su principal efecto es el aspecto de la pieza reduciendo su valor y haciéndola inservible.
- b) **Hongos que además de manchar a la madera provocan pudrición.** Este grupo de hongos causa dos modos de pudrición llamados **pudrición Morena** y **pudrición Blanca**. Este tipo de hongos ocasiona una gran pérdida de resistencia mecánica, aumentan la permeabilidad a líquidos y gases, afectan las características de secado, lo mismo que su densidad. Su color característico es pardo oscuro y blanquesino respectivamente. Son los más dañinos y peligrosos para la madera.
- c) **Pudrición Blanda.** Este grupo de hongos son llamados de pudrición blanda que podríamos considerarlos como especializados ya que solo se desarrollan a temperaturas y humedades altas afectando notablemente la apariencia lo mismo que su resistencia a esfuerzos mecánicos de la madera.

### III.2.2. Insectos.

Los insectos más conocidos y dañinos son las termitas o polilla que son insectos sociales que forman colonias bien organizadas en nidos. Existen dos tipos principales: Las termitas subterráneas y la polilla de la madera seca.

**TERMITAS SUBTERRÁNEAS.** Este tipo de insectos construye su nido, bajo el suelo en pedazos de madera que estén en contacto con éste aunque también pueden habitar en las endiduras del concreto y mampostería hasta llegar a la madera. Por su constitución física y biológica este tipo de insectos no soporta



cambios de humedad y temperatura por lo que tienen que buscar un ambiente adecuado para sobrevivir y este es el interior de la madera razón por la cual atacan a la madera internamente dejando un cascarón hacia el exterior de esta forma se protegen de la luz, cambios de temperatura y humedad.

**LAS POILLAS DE LA MADERA.** Este tipo de insectos no son tan numerosos como los subterráneos. Pueden soportar cambios de humedad y temperatura por lo que sus daños son percibidos a simple vista, además de la presencia de acumulaciones de aserrín bajo los orificios de salida de los adultos que son alados ( palomillas de San Juan ).

### III.2.3. Taladradores Marinos.

Los principales tipos de taladradores pertenecen a los grupos de moluscos o crustáceos. El deterioro que ocasionan se debe a la perforación de túneles ya sea para alimentarse de la madera o para usarla como morada y alimentarse de Plankton que es acarreado por el agua hacia ellos. Esto es muy común en habitaciones cercanas a las bahías.

## III.3. PRESERVACIÓN Y CONTROL DE ORGANISMOS E INSECTOS.

Sin lugar a dudas es más sencillo, más eficiente y mucho más económico prevenir daño a la madera por organismos que controlar su desarrollo.

En el caso de hongos como ya se mencionó es recomendable que alguno de los factores indicados no se cumpla.

También se recomienda usar madera de especies que tengan gran durabilidad natural en el caso de especies Mexicanas se mencionan las siguientes:

**Bari o Santamaría, Cedro rojo, Cuapinol, Chicozapote, Gateado, Guanacastle, Guayacán, Horniguillo, Machiche, Mora, Pukle.**

También se recomienda recubrir las tuberías de agua con algún aislante para evitar la caída de agua condensada. Un buen techado que no tenga goteras y sobresalga lo suficiente, una buena ventilación general, y recubrir a la madera con sustancias químicas tales como: **Creosota, Pentaclorofenol** disueltos en agua o en algún aceite y sales tipo C.C.A. (Cobre y Arsénico) o algún preservador por métodos de presión preferiblemente.

En cuanto a los demás organismos se proporcionara una guía de preservadores en el siguiente subcapítulo.

## III.4. PRESERVACIÓN DE LA MADERA.

En la actualidad en México se dispone de varios tipos de preservadores que pueden ser aplicados mediante diversos métodos, por firmas comerciales o por los mismos usuarios dependiendo en gran medida de la cantidad y tipo de madera por preservar, tipo de servicio y especialmente el riesgo al que la madera va a estar sujeta cuando esté en servicio.

Dentro de las características principales de los preservadores dependiendo de su composición química éstos son solubles en líquidos que bloquean el metabolismo o la respiración celular matando

al organismo. Pero también existen como repelentes especialmente de insectos. Las soluciones más conocidas en México son a base de **Crotosa**, **Pentaclorofenol** y **Salas de Cobre, Cromo y Arsénico**. (C.C.A.).

En general todos los preservadores deben cumplir con lo siguiente:

- a) Ser tóxicos a los organismos destructores de la madera.
- b) Penetrar fácilmente en la madera.
- c) Ser poco lixiviables y tener un alto poder residual.
- d) Poder ser manejados y usados sin peligro a la salud.
- e) No dañar a la madera ni a los metales.
- f) Ser accesibles, económicos y fáciles de aplicar.

La **Crotosa** es un producto de la destilación de carbón bituminoso compuesto en una mezcla de más de 40 compuestos tóxicos a hongos e insectos. Se aplica por procesos de presión. Tiene dos desventajas muy importantes: deja sucia la superficie de la madera e imposible de pintar, y segundo el mal olor que despiden.

**Pentaclorofenol**. Es un compuesto a base de cloro y fenol de color verde-grisáceo. Soluble en aceites claros para lograr una buena apariencia pudiéndose pintar después de su aplicación. Su aplicación puede ser por inmersión, aspersión o a presión.

Las sales hidrosolubles de **Cobre, Cromo y Arsénico** comúnmente llamadas **C.C.A.** vienen en varios tipos. Todos contienen los mismos elementos tóxicos pero en diferentes proporciones. La madera tratada con ellos queda limpia y se le pueden aplicar cualquier tipo de acabados. Por lo general la madera se impregna con métodos a base de presión. Una desventaja es que es necesario volver a secar la madera después de tratada.

### III.5. MÉTODOS DE TRATAMIENTO.

Los métodos de aplicación de los preservadores van desde los de tipo doméstico hasta los que requieren modernas plantas de impregnación. En muchas ocasiones la selección del método depende del grado de penetración y retención del preservador que se requiera, se expresa en kilogramos de preservador por metro cúbico de madera. El grado de penetración y retención depende además del método de aplicación, de la anatomía y el contenido de humedad de la madera. De éstos dos factores el único que no se puede controlar es la anatomía de la madera.

#### III.5.1. Método sin presión.

La gran ventaja de este método es que no se requiere de equipo especializado y el requerido se obtiene con un mínimo de inversión. Tiene como desventajas importantes que no se pueden alcanzar altas penetraciones y retenciones por lo que no se recomienda para maderas permeables o en condiciones de alto riesgo de ataque por organismos. Los métodos más simples consisten en:

Aplicación de la solución preservadora por **brocha**, por **aspersión** o **baño**, e **inmersión**. De estos el más efectivo es el de **inmersión** que por lo general consta de periodos de tres a cinco minutos. El método que le sigue por efectividad es el de " **baño caliente y frío** " que consiste en sumergir a la madera en un recipiente con la solución preservadora a temperatura alta hasta que la madera tenga la misma que la solución e inmediatamente después sumergirla en otro tanque con solución preservadora a temperatura ambiente. Para maderas poco permeables se recomienda inmersiones en **flúor** o **boro** hasta el punto de

saturación y después estibar la madera muy junta para evitar que se seque y de esta manera los ingredientes se difundan.

### III.5.2. Métodos a presión.

Estos métodos se utilizan para la aplicación de retardantes de fuego así como de insecticidas y fungicidas para madera expuestas a un alto riesgo de deterioro por organismos como es el caso de madera susceptible de ser atacada por taladradores marinos. A continuación se describen los métodos de uso más común.

**PROCESO DE CÉLULA LLENA.** Comprende las siguientes fases: Introducción de la madera a un cilindro de tratamiento; aplicación de un vacío inicial para extraer el aire de la madera; introducción de la solución sin destruir el vacío; aplicación de presión hidráulica hasta lograr la retención y penetración deseada; eliminación de la presión; Extraer la solución. Este proceso se usa comúnmente para aplicar preservadores hidrosolubles y retardadores del fuego.

**PROCESO DE CÉLULA VACÍA.** Son usados principalmente dos tipos **Rueping** y **Lowry**. En el proceso de **Rueping** después de introducir la madera en el cilindro de tratamiento se inyecta aire a presión e inmediatamente se introduce la solución preservadora y se añade calor se mantienen estas condiciones hasta lograr la retención deseada. El proceso de **Lowry** consiste esencialmente en aplicar a través de la solución preservadora una presión hidráulica a la madera hasta obtener la retención y penetración deseada.

La siguiente tabla presenta una guía que puede ser útil en la selección de preservador y método de aplicación según el riesgo de daño al que va estar sujeta la madera en uso.

Tabla III-1 PRESERVADORES Y TRATAMIENTOS.

TIPO DE SOLUCIÓN	MÉTODODE TRATAMIENTO	RIESGO DE DAÑO
Hidrosolubles, Pentaclorofenol, insecticidas.	Con brocha, Aspersión o baño.	Bajo
Hidrosolubles, Pentaclorofenol, insecticidas	Inmersión	Bajo
Creosota, Pentaclorofenol, Hidrosoluble (boro, flúor)	Baño caliente-frío, Difusión en madera verde.	Moderado Alto
Creosota, Pentaclorofenol.	Célula Vacía	Alto
Hidrosolubles, retardadores de fuego, Creosota, Pentaclorofenol.	Célula Llena	Muy Alto

La elección del uso de preservador más conveniente en un caso dado depende del uso de la estructura y del tipo de organismos que existen en la localidad.

## III.6. SECADO DE LA MADERA.

El tronco de los árboles sirve para conducir la savia, es decir el agua con diversas sustancias disueltas en ella. Al ser derrabado un árbol su tronco contiene gran cantidad de agua que en alguna forma se necesita extraer antes de ponerla en servicio siendo recomendable secar la madera hasta un contenido de humedad cercano al que va a tener en condiciones de servicio.

El secado de la madera aporta las siguientes ventajas:

- a) Mejora la estabilidad dimensional de la madera en uso minimizando los cambios dimensionales como respuesta a los cambios en contenido de humedad.
- b) Aumenta notablemente la resistencia mecánica y mejora sus características como aislante térmico, acústico y eléctrico.
- c) Aumenta extraordinariamente la resistencia a ser biodegradada especialmente por hongos causantes de pudriciones.
- d) Permite un mejor tratamiento permitiéndole una mayor duración con preservadores, barnices, pinturas y repelentes al agua.

### III.7.MÉTODOS DE SECADO.

Básicamente existen dos formas de secar a la madera que son las siguientes: **Secado al aire libre** y **Secado en estufas**.

Podemos considerarlos fundamentalmente como el mismo ya que ambos extraen la humedad de la madera en forma de vapor de agua utilizando al aire como medio conductor. Ambas formas se ven afectadas por los siguientes factores que se pretende optimizar durante el proceso:

**Calor.** Afecta la evaporación de la humedad de la superficie de la madera y tiene un gran efecto sobre la rapidez de secado.

**Humedad.** Afecta la rapidez de evaporación de la superficie de la madera.

**Circulación del aire.** Como se menciona anteriormente conduce el calor de la madera y se lleva el vapor de agua de la superficie de las piezas.

#### III.7.1.Secado al aire libre.

Este método consiste en acomodar a la madera en paquetes formando capas con separadores y colocadas al exterior en un estructura techada pero sin paredes de manera que el aire circule entre ellas. La ventaja principal es el bajo costo que genera pero con las siguientes desventajas: poco control entre los factores que intervienen en el secado (calor, temperatura y humedad), la inversión en la madera al permanecer inactiva durante considerable tiempo. En México el secado al aire libre es el más usual y los contenidos de humedad que se logran en la mayoría de los casos son suficientes para que la madera pueda ser usada para fines estructurales.

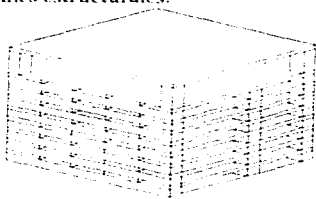


Ilustración III-1 Apilado de madera para su secado al aire libre.

### III.7.2. Secado en estufa.

Este método consiste en acomodar la madera en paquetes formando capas con separadores entre ellas y colocarlas dentro de un cuarto en el que se pueden controlar el calor, la humedad relativa y la circulación del aire hasta alcanzar el contenido predeterminado inferior al 15%. Con este método se acelera considerablemente el tiempo de secado (de 1/10 a 1/30 del tiempo al aire libre). En México se ha incrementado su uso sobretodo para secar madera a utilizar en muebles, pisos y lambrines.

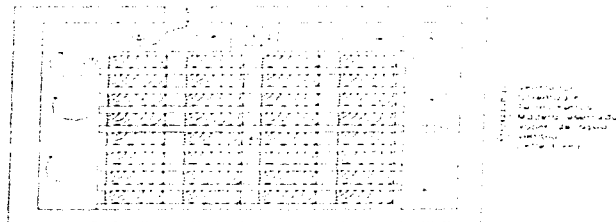


Ilustración III-2 Componentes de una estufa de secado para madera.

## III.8. PROTECCIÓN CONTRA EL FUEGO.

Uno de los factores que más ha contribuido al desuso de la madera como material de construcción en México es el hecho de que es combustible. Sin embargo como lo demuestra la experiencia de otros países las estructuras de madera bajo la acción de los incendios exhiben un comportamiento superior al de muchas estructuras de materiales incombustibles. Así, un miembro de madera de proporciones robustas conserva su capacidad de carga en un incendio durante mayor tiempo que un miembro de acero de igual resistencia. Por otra parte al comparar el riesgo de incendio de estructuras de diversos materiales debe tomarse en cuenta que el riesgo no solo depende de éstos sino también de los acabados y del contenido del edificio.

La combustión de la madera se inicia a temperaturas que varían desde 330°C a 600°C dependiendo de que si el calor es convectivo (trasmitido por aire) o conductivo (trasmitido por otros cuerpos). En la resistencia de la madera al fuego depende en gran medida de la forma y dimensiones es decir, a mayor volumen la madera se consume más lentamente que a menor volumen debido a que se forma una capa de carbon que sirve como aislante además de que la conductividad térmica de la madera es del orden de cuatro centímetros por hora. Algo que es importante resaltar es que los humos y gases que se despiden durante la combustión no son tan peligrosos como los producidos por otros materiales (plásticos, fibras sintéticas, etc.)

### III.8.1. Protección de la madera contra el fuego.

Son varias las medidas a las que se puede recurrir para que una estructura de madera tenga una adecuada resistencia al fuego.

Por medio de detalles estructurales apropiados y la distribución conveniente de puertas resistentes al paso del fuego, que puede retrasar la propagación de un posible incendio. Al diseñar la estructura debe tenerse presente que la resistencia al fuego depende tanto de los elementos estructurales como de los elementos de unión y que el tiempo que un miembro de madera puede conservar su resistencia frente al fuego depende en gran parte de sus dimensiones transversales. El uso de elementos aislantes como fibras minerales, capas de asbesto, tableros de yeso como combinaciones con mampostería es de gran ayuda.

Aunque hasta la fecha no se ha encontrado ningún tratamiento que convierta a la madera en un material incombustible existen diversos productos que aumentan el tiempo de resistencia al fuego de la madera. Estos productos retardantes de fuego actúan de varias formas: aumentan la temperatura requerida para ignición, impiden la combustión sostenida, y los gases que producen a altas temperaturas diluyen a los gases inflamables y disminuyen la velocidad de propagación de las llamas. Los retardantes de fuego más efectivos son soluciones de fosfato mono y dibásico de amonio, ácido fosfórico, sulfato de amonio, borax, ácido bórico y cloruro de zinc, aislados en combinaciones diversas. El más eficaz es el fosfato de amonio ya que no solo reduce la inflamabilidad de la madera, sino que evita la formación de brasa. Los retardantes de fuego por lo general hidrosolubles se aplican a presión o como si se tratara de pinturas.

# IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

## IV.1. MÉTODOS DE DISEÑO.

**E**l análisis es la etapa más "científica" del proceso de diseño ya que utilizando métodos de la mecánica estructural y herramientas matemáticas obtenemos la respuesta estructural es decir efectos que las acciones de diseño producen en la estructura. Estos efectos se expresan en términos de fuerzas internas, esfuerzos, flechas y deformaciones.

Para lo anterior se utilizan modelos analíticos de la estructura por lo que el proceso de análisis lo podemos dividir en dos secciones, una como la definición del modelo analítico que represente a la estructura y a las acciones que sobre esta se ejercen y una segunda que es la solución de ese modelo analítico. No hay que perder de vista que por muy refinada que sea la solución sus resultados solo serán indicativos de la respuesta de la estructura real.

Por tal razón el proyectista se enfrenta a dos situaciones que necesita tener una estimación aproximada y razonable:

**PREDISEÑO.** Es necesario conocer burdamente las dimensiones de los principales elementos estructurales, sea para conocer diferentes soluciones, sea como punto de partida para un análisis más formal.

**EN LA COMPROBACIÓN DE LOS RESULTADOS DE MÉTODOS REFINADOS.** La posibilidad de errores en los métodos de análisis refinados no es nada remota y su detección puede ser difícil. Cuando el análisis se hace con un programa de cómputo se requiere de la preparación de una gran cantidad de datos de entrada y posteriormente la interpretación de un gran volumen de resultados. Se cometen errores frecuentes en ambas etapas y es conveniente contar con una solución paralela que, aun si poco precisa, permite poner en evidencia rápidamente discrepancias significativas.

El modelo estructural con el cual se realiza el análisis esta integrado por las siguientes partes:

### MODELO GEOMÉTRICO

Este es un esquema que representa las principales características geométricas de la estructura. Su identificación implica a la parte de la construcción que desarrolla funciones estructurales y elimina la parte que no influye significativamente en la respuesta de la estructura. Requiere de representar a la estructura por medio de un arreglo de componentes estructurales básicos cuyo comportamiento estructural puede conocerse (barras, placas, resortes, arcos, cascarones, etc.) y definir las propiedades geométricas equivalentes de estos componentes básicos.

Sin embargo deben tenerse precauciones al adoptar el modelo geométrico tales como:

- a) Hay casos en los que no es conservador ignorar la contribución de algunos componentes a la respuesta estructural, como cuando un elemento supuestamente no estructural como una carga no prevista y la trasmite a una parte de la estructura que no está calculada para resistirla.
- b) Al deformarse un elemento no estructural junto con la estructura principal puede introducirse en él esfuerzos que no sea capaz de resistir y le ocasionen daños inaceptables.

En resumen el proceso de idealización requiere plantear un modelo que represente la respuesta global de la estructura y en el que se han discriminado los elementos que no tienen una función principal en la respuesta de conjunto. Además debe analizarse una serie de elementos locales para el estudio de las fuerzas internas que se inducen en porciones específicas de la estructura.

#### **MODELO DE LAS CONDICIONES DE CONTINUIDAD.**

Debe establecerse como cada elemento está conectado a sus adyacentes (si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativo, por ejemplo) y cuales son las condiciones de apoyo de la estructura (empotramiento, apoyo libre, etc.).

#### **MODELO DE COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES.**

Debe suponerse una relación acción-respuesta (o esfuerzo-deformación) del material que compone la estructura. Generalmente se hace la hipótesis de comportamiento elástico lineal, aunque esta tiene limitaciones en muchos casos.

#### **MODELO DE LAS ACCIONES IMPUESTAS.**

Las acciones que afectan la estructura para una condición dada de funcionamiento se representan por conjuntos de cargas o de deformaciones impuestas.

El análisis estructural ha tenido una evolución extraordinaria en las últimas décadas con el desarrollo de métodos numéricos que resuelven los problemas matemáticos mediante procedimientos iterativos con los que se puede llegar al nivel de precisión que se desee mediante la ejecución del número necesario de ciclos de iteración.

Existen varios métodos para el cálculo de estructuras reticuladas\* y vigas continuas con apoyos elásticamente empotrados tales como el método de H. Cross, método del Dr. Ing. G. Kani, método de Ritter, el método de C.F. Morris, método de H. Castillo M. por nombrar algunos.

A su vez existen métodos calificados como exactos tales como el método de **Pendiente-deflexión**, método de las **Rigideces**, método de las **Flexibilidades**, **Teoría de los elementos Finitos**, etc.

Debe advertirse desde un principio que es erróneo suponer que un método de aproximaciones sucesivas sea por ello un método aproximado pues un método aproximado es aquel que proporciona en realidad resultados aproximados y los métodos de aproximaciones sucesivas dan resultados con la precisión que se desee cuando se continúa el cálculo hasta llegar a purar estos resultados.

En un método calificado como exacto resuelto por ejemplo mediante el planteamiento de las ecuaciones de deformación los resultados son obtenidos también hasta cierto punto aproximados pues dependen del número de cifras decimales con que calculemos los resultados de las incógnitas. Es por lo tanto absurdo designar a los dos procedimientos de cálculo que llegan a los mismos resultados uno como exacto y el otro como aproximado.

Por otra parte en la actualidad existen varios programas de análisis estructural tales como el **Etabs**, **Sap90**, **Staad**, **R.C. Building**, **ECO.GC.**, **PCACOL** etc. con las siguientes características:

- a) Obtención de elementos mecánicos con el método estático y dinámico.
- b) Consideraciones del efecto P. Δ.
- c) La solución puede ser tridimensional o en el plano.
- d) Los programas toman en cuenta los elementos vigas, columnas, muros y diagonales.
- e) Unos programas pueden considerar secciones variables en columnas y vigas.

---

\* Una estructura reticular plana es aquella formada por la intersección de barras planas de tal suerte que todos los ejes longitudinales están contenidos en su plano.



Los métodos de aproximaciones sucesivas y los calificados como exactos deben satisfacer los siguientes requisitos:

- Equilibrio.** Las fuerzas externas e internas deben estar en equilibrio en todos los nudos.
- Compatibilidad.** Las deformaciones de los miembros han de ser compatibles en los nudos es decir que los miembros deformados deben "encajar" ahí.
- Relación fuerza-deformación.** La relación fuerza-deformación de cada elemento debe satisfacer la correspondiente para el material (esfuerzo-deformación unitaria) la que se considera generalmente lineal.

## IV.2. CRITERIOS DE DISEÑO NORMAS Y REGLAMENTOS.

Nos enfocaremos principalmente al reglamento de construcciones para el Distrito Federal en su versión de 1993 y sus Normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera versión 1995.

Este reglamento ha adoptado un método o criterio de diseño denominado estados límite: los de falla y los de servicio.

**Los de falla** se refieren al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus elementos o al hecho de que la estructura sin agotar su capacidad de carga sufra daños irreversibles que afectan su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

**Los estados límite de servicio** tienen lugar cuando la estructura llega a estados de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afectan su correcto funcionamiento pero no su capacidad de carga.

Para revisar los estados límite de falla basta con revisar la resistencia de cada elemento estructural y de la estructura en su conjunto que sea mayor o igual que las acciones que actúan sobre los elementos o sobre la estructura. Para ello efectuamos el siguiente procedimiento:

- Primero se determinan las acciones que obran sobre la estructura las cuales se clasifican en permanentes (carga muerta), variables (carga viva) y eventuales (sismo y viento).
- Se calculan mediante un análisis estructural los efectos de las acciones sobre la estructura o sea los valores de las fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes y torsionantes que actúan en las distintas secciones de la estructura. Estos valores se denominan acciones internas o fuerzas internas que en este trabajo las designaremos con la letra "S".
- Las acciones internas se multiplican por factores de carga "Fc" para obtener las llamadas fuerzas internas de diseño. Cuando se usan métodos lineales de análisis estructural se obtiene el mismo resultado multiplicando las acciones por los factores de carga antes de hacer el análisis.
- Se calculan las resistencias nominales que las designaremos con la letra "R" de cada elemento de la estructura y se multiplican por los factores reductivos "Fr" para obtener las resistencias de diseño.
- Se verifica que las resistencias de diseño sean iguales o mayores que las fuerzas internas de diseño. Esta revisión que constituye el criterio básico de comprobación de la seguridad de una estructura según el reglamento del Distrito Federal que puede ilustrarse esquemáticamente como sigue:

$$\begin{array}{ccc} \text{Fuerza Interna} & & \text{Resistencia de} \\ \text{de Diseño.} & & \text{Diseño.} \\ F_c S & \leq & F_r R \end{array}$$

En el reglamento de construcciones para el Distrito Federal el diseño estructural se trata en el **Título Sexto** llamado seguridad Estructural de la Construcciones. Se establecen en él los requisitos generales de resistencia y comportamiento que toda estructura debe satisfacer independientemente

del material del que este construida y se dan las recomendaciones sobre las acciones o cargas que deben considerarse en el diseño.

La forma de aplicar los lineamientos generales del Título Sexto a materiales específicos se trata en las Normas Técnicas Complementarias que abarcan el diseño de Estructuras de **Acero, Madera, Concreto, Mampostería** así como el de **Cimentaciones**.

El requisito fundamental del Diseño Estructural es garantizar la seguridad adecuada. Los dos procedimientos más comúnmente utilizados para lograr esto son el **Método de los esfuerzos Permisibles o Esfuerzos de Trabajo** y el **Método Plástico o de Resistencia Última**.

Las normas Técnicas Complementarias para Estructuras de Madera utilizan el Método de los **Esfuerzos Permisibles o Esfuerzos de trabajo** cuyas hipótesis fundamentales son las siguientes:

- a) Toda sección plana antes de la deformación permanece plana después de ella. En consecuencia las deformaciones unitarias varían linealmente con sus distancias al eje neutro.
- b) Dentro de ciertos límites, las deformaciones unitarias son proporcionales a los esfuerzos que las producen. Es decir, que el módulo de Elasticidad es constante dentro de límites fijados y como consecuencia los esfuerzos serán proporcionales a sus distancias al eje neutro ya que se ha aceptado que las deformaciones también lo son y con ello se obtendrá finalmente una variación lineal de esfuerzos.

Una vez establecidas las hipótesis de trabajo vamos a describir las Normas Técnica Complementarias para Estructuras de Madera en su versión más reciente correspondiente al día 27 de Febrero de 1995 que se van a requerir para el subcapítulo IV.4 del presente trabajo.

#### IV.2.1. CONSIDERACIONES GENERALES.

Estas normas son aplicables a madera Aserrada y contrachapada con una densidad relativa igual o superior a 0.35 cuya clasificación estructural y dimensiones deben estar de acuerdo con las NOM-C-239-1985 y NOM-C-224-1983 respectivamente cuyo contenido de humedad para maderas secas esta comprendido en  $18 \pm 2\%$  y para madera húmeda aquella cuyo contenido de humedad es superior a dicho valor con un límite de 50%.

##### IV.2.1.1. Anchos de Cubierta a Considerar para el ancho de soporte de Cargas Concentradas.

Para el diseño de cubiertas se consideraran como anchos, *b*, de la sección que soporta las cargas vivas concentradas indicadas en el Título Sexto del Reglamento de Construcciones los valores de la tabla IV-1 tanto para el cálculo de resistencia como de deflexión.

Tabla IV-1 Anchos, *b*, para soporte de cargas concentradas en cubiertas.

Condición	<i>b</i>
Duclas a tope (1)	Ancho de la ducla
Duclas machihembradas (2)	2 x ancho de la ducla + 15 cm, pero no mas de 45cm.
Madera contrachapada (3)	61 cm.

- (1) Grosor mínimo de 19 mm.
- (2) Grosor mínimo de 12.7 mm.
- (3) Grosor mínimo de 9 mm.

##### IV.2.1.2. Valores Especificados de resistencias y rigideces.

La tabla IV-2 proporciona los valores especificados de resistencia y rigidez para maderas de coníferas para las clases estructurales A y B. La tabla IV-3 establece valores especificados para los tres grupos de maderas macizas latifoliadas. La tabla IV-4 contienen valores especificados de resistencia y

rigidez para madera contrachapada de especie de coníferas. Los valores de las tres tablas corresponden a condición seca.

**Tabla IV-2 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas de especies coníferas [kg/cm<sup>2</sup>].**

		CLASE	
		A	B
Flexión	$F_{bx}$	170	100
Tensión paralela a la fibra.	$F_{tx}$	115	70
Compresión paralela a la fibra.	$F_{cx}$	120	95
Compresión perpendicular a la fibra.	$F_{cy}$	40	40
Cortante paralelo a la fibra.	$F_{vx}$	15	15
Módulo de elasticidad promedio.	$E_{ps}$	100 000	80 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil.	$E_{ps}$	65 000	50 000

**Tabla IV-3 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad de maderas en especies latifoliadas [kg/cm<sup>2</sup>].**

		GRUPO		
		I	II	III
Flexión	$F_{bx}$	300	200	100
Tensión paralela a la fibra.	$F_{tx}$	200	140	70
Compresión paralela a la fibra.	$F_{cx}$	220	150	80
Compresión perpendicular a la fibra.	$F_{cy}$	75	50	25
Cortante paralelo a la fibra.	$F_{vx}$	25	20	12
Módulo de elasticidad promedio.	$E_{ps}$	160 000	120 000	75 000
Módulo de elasticidad correspondiente al 5° percentil.	$E_{ps}$	120 000	85 000	50 000

**Tabla IV-4 Valores especificados de resistencias y módulos de elasticidad y rigidez de madera contrachapada de especies coníferas [kg/cm<sup>2</sup>].**

Flexión	$F_{bx}$	140
Tensión	$F_{tx}$	140
Tensión: fibra en las chapas exteriores perpendicular al esfuerzo (3 chapas)	$F_{tx}$	90
Compresión: En el plano de las chapas	$F_{cx}$	160
Compresión: Perpendicular al plano de las chapas	$F_{cy}$	25
Cortante a través del prosor	$F_{vx}$	20
Cortante en el plano de las chapas	$F_{vx}$	5
Módulo de elasticidad promedio	$E_{ps}$	105 000
Módulo de rigidez promedio	$G_{ps}$	5 000

#### IV.2.1.3. Factores de Reducción de resistencia.

La tabla IV.5 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.

Tabla IV-5 Factores de reducción de resistencia para madera maciza y madera contrachapada  $F_R$

ACCION	MADERA MACIZA	MADERA CONTRACHAPADA
Flexión	0.8	0.8
Tensión paralela	0.7	0.7
Compresión paralela en el plano de las chapas	0.7	0.7
Compresión perpendicular	0.9	0.9
Cortante paralelo a través del espesor en el plano de las chapas	0.7	0.7

#### IV.2.1.4. Valores Modificados de Resistencia y Rigideces.

En los cálculos de resistencia y deformaciones de diseño de los miembros o uniones se tomará como resistencia o módulo de elasticidad del material o elemento de unión el valor modificado que resulta de multiplicar el valor especificado correspondiente para los factores de modificación apropiados según las secciones IV.2.1.5 y IV.2.1.6.

#### IV.2.1.5. Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada.

- $K_h$  = factor por contenido de humedad (tabla IV.6)
- $K_d$  = factor por duración de carga (tabla IV.7)
- $K_e$  = factor por compartición de carga igual a 1.15. Aplicable a 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.
- $K_p$  = factor por peralte (tabla IV.8). Aplicable a secciones que tengan un peralte  $d$ , menor o igual a 140 mm.
- $K_{ci}$  = factor por clasificación (madera maciza de coníferas únicamente) (tabla IV.9).
- $K_v$  = factor por condición de apoyo o compartición de carga en cortante (inciso IV.2.2.4).
- $K_r$  = factor por recorte (inciso IV.2.2.4).
- $K_a$  = factor por tamaño de superficie de apoyo (tabla IV.10)

Tabla IV-6 Factores de modificación de humedad (aplicables cuando  $CH \geq 18\% (\pm 2\%)$ ).  $K_h$  (1)

Concepto	$K_h$
Madera maciza de coníferas	
Compresión paralela a la fibra	0.8
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Madera maciza de latifoliadas	
Compresión paralela a la fibra	0.8
Compresión perpendicular a la fibra	0.45
Cortante	0.85
Módulo de elasticidad	0.8
Madera contrachapada	
Flexión, tensión, compresión paralela y perpendicular a la cara, cortante a través del grosor y en el plano de las chapas	0.8
Módulo de elasticidad y rigidez	0.85

(1)  $K_h = 1.0$  si no se indica lo contrario.

**Tabla IV-7 Factores de modificación por duración de carga (aplicables para madera maciza y contrachapada) (1),  $K_d$** 

Condición de Carga	$K_d$
Carga continua	0.90
Carga normal, C.M. + C.V.	1.00
C.M. + C.V. en cimbras, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
C.M. + C.V. + C. viento o sismo, y C.M. + C.V. en techos (pendiente > 5%)	1.33
C.M. + C.V. + Impacto	1.60

(1) No son aplicables a los módulos de elasticidad.

**Tabla IV-8 Factores de modificación por peralte (aplicables a secciones que tengan un peralte,  $d \geq 140$  mm),  $K_p$** 

CONCEPTO	$K_p$
Flexión	1.25
Tensión y compresión paralela a la fibra	1.15
Módulo de elasticidad	1.10
Todos los demás casos	1.00

**Tabla IV-9 Factores de modificación por clasificación para madera maciza de coníferas +  $K_c$** 

REGLA DE CLASIFICACIÓN (SEGÚN NOM-C-239-1985)	$K_c$
(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

(1) Aplicable a cualquier sección transversal especificada en NOM-C-224-1983.

(2) Aplicable a secciones transversales particulares: Todas las de 38mm de espesor y las de 87 X 87 y las de 87 X 190 mm, cuando se utilice de canto.

(3) Aplicable a secciones transversales de 38 mm. de grosor únicamente cuando se utilice de canto.

 (4) Usar siempre  $K_c = 1.0$  para maderas latifoliadas.

**Tabla IV-10 Factor de modificación por tamaño de la superficie de apoyo,  $K_a$** 

LONGITUD DE APOYO O DE DIAMETRO RONDANA (cm.)	1.5	2.5	4.0	5.0	7.5	10.0	15.0
$K_a$	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.

#### IV.2.1.6. Factores de modificación para uniones.

- $J_h$  = factor por contenido de humedad (tabla IV.11)  
 $J_g$  = factor por hilera de elementos para pernos y pijas (tabla IV.12)  
 $J_d$  = factor por duración de carga (tabla IV.13)  
 $J_{dl}$  = factor por grosor de piezas laterales en pernos y pijas (tabla IV.14)  
 $J_{cl}$  = factor por grosor de piezas laterales en clavos (tabla IV.15)  
 $J_a$  = factor de clavos lanceros (tabla IV.16)  
 $J_p$  = factor para clavos hincados paralelamente a la fibra = 0.6  
 $J_n$  = factor por carga perpendicular a la fibra en pijas (tabla IV.17)  
 $J_{dp}$  = factor por doblado de la punta en clavos (tabla IV.18)  
 $J_{di}$  = factor para clavos para diafragmas = 1.3

Tabla IV-11 Factor de modificación por contenido de humedad,  $J_h$

CONDICION DE LA MADERA CUANDO SE FABRICA LA JUNTA	SECA CH<18% ±2%		HUMEDA CH>18% ±2%	
	SECA	HUMEDA	SECA	HUMEDA
CONDICION DE SERVICIO				
Pernos y pijas				
Compresion paralela a la fibra	1.0	0.67	1.0	0.67
Compresion perpendicular y pijas en extraccion:	1.0	0.67	0.4	0.27
Clavos	1.0	0.67	0.8	0.67

Tabla IV-12 Factor de modificación por grupo de conectores para pernos y pijas,  $J_g$

PARA PIEZAS LATERALES DE MADERA								
Número de conectores en una hilera								
RELACION DE AREAS	LA MENOR DE $A_m$ Ó $A_n$ (CM <sup>2</sup> )	2	3	4	5	6	7	8
0.5	80	1.0	0.92	0.84	0.76	0.68	0.61	0.55
	80-180	1.0	0.95	0.88	0.82	0.75	0.68	0.62
	180-420	1.0	0.98	0.96	0.92	0.87	0.83	0.79
	> 420	1.0	1.0	0.98	0.95	0.91	0.88	0.85
1.0	80	1.0	0.97	0.92	0.85	0.78	0.71	0.65
	80-180	1.0	0.98	0.94	0.89	0.84	0.78	0.72
	180-420	1.0	1.0	0.99	0.96	0.92	0.89	0.85
	> 420	1.0	1.0	1.0	0.99	0.96	0.93	0.91

PARA PIEZAS LATERALES METALICAS							
160-260	1.0	0.94	0.87	0.80	0.73	0.67	0.61
260-420	1.0	0.95	0.89	0.82	0.75	0.69	0.63
420-760	1.0	0.97	0.93	0.88	0.82	0.77	0.71
760-1300	1.0	0.98	0.96	0.93	0.89	0.85	0.81
> 1300	1.0	0.99	0.98	0.96	0.93	0.90	0.87

Tabla IV-13 Factor de modificación por duración de carga,  $J_d$

**Tabla IV-13 Factor de modificación por duración de carga,  $J_d$** 

CONDICION DE CARGA	$J_d$
Carga continua	0.90
Carga normal: Carga Muerta + Carga Viva	1.0
Carga muerta + Carga viva en Cimbra, obras falsas y techos (pendiente < 5%)	1.25
Carga muerta + Carga viva + Viento o Sismo y Carga Muerta + Carga Viva en techos (pendiente > 5%)	1.33
Carga Muerta + Carga viva + Impacto	1.60

**Tabla IV-14 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera y metálicas para pernos y pijas,  $J_{lp}$** 

PARA PIEZAS LATERALES DE MADERA EN PIJAS*	$\geq 3.5 D$	1.00
	2.0 D	0.60
PARA PIEZAS METALICAS EN PIJAS Y PERNOS		1.50

D = Diámetro de la pija

\* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

**Tabla IV-15 Factor de modificación por grosor de piezas laterales de madera para clavos,  $J_L$** 

GROSOR DE LA PIEZA LATERAL*	$J_L$
1/3	1.00
1/6	0.50

l = longitud del clavo

\* Para valores intermedios de grosores de piezas laterales hacer una interpolación lineal.

**Tabla IV-16 Factor de modificación para clavos lanceros,  $J_L$** 

CONDICION DE CARGA	$J_L$
Clavo lancero	0.80
Clavo normal	1.00

**Tabla IV-17 Factor de modificación por carga lateral perpendicular a las fibras para pijas,  $J_n$** 

DIAMETRO DE LA PIJA (mm)	$J_n$
6.3	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 IV-18 Factor de modificación por doblado de punta de clavos,  $J_{lp}$** 

CORTANTE SIMPLE	1.6
CORTANTE DOBLE*	2.0

\*Las piezas laterales deberán tener un grosor cuando menos a la mitad del grosor de la pieza central.

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 contrachapada, diseñados de acuerdo con lo indicado en los capítulos 4 y 6 de estas normas.

Q = 2.0 para diafragmas contrachapada 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 las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo con los coeficientes sísmicos reducidos de la tabla 7.1 tomando los valores correspondientes a muros de piezas huecas, para los diafragmas contrachapada 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).

#### IV.2.1.8. Encharcamiento en techos planos.

La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3% hacia las salidas de drenaje para evitar acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantener libres de obstrucciones.

### IV.2.2. Resistencia de Diseño de Miembros de Madera Maciza.

#### IV.2.2.1. Miembros en Tensión.

La resistencia de diseño,  $T_R$ , de miembros sujetos a tensión paralela a la fibra se obtendrá por medio de la expresión:

$$T_R = F_R f_{t0} A_n \quad \text{Ecuación IV-1}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla IV.5)

$f_{t0}$  =  $f_{t0} K_b K_d K_e K_f K_g$ , (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)

$A_n$  = área neta.

El área neta se define como la que resulta de reducir la sección bruta el área proyectada del material eliminado para taladros o para otros fines. En miembros con taladros en tres bolillo para pernos o para pijas se considerarán en la sección crítica analizada los taladros adyacentes cuya separación sea igual o menor que 8 diámetros.

#### IV.2.2.2. Miembros Bajo Cargas Transversales.

##### IV.2.2.2.1. Requisitos generales.

**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



#### IV.2.2.2.1. Requisitos generales.

**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 IV.2.2.3.6. En vigas continuas, el claro de cálculo se medirá desde los centros de apoyo continuos.

**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.

#### IV.2.2.2.2. Resistencia a Flexión.

La resistencia de diseño,  $M_R$ , de miembros sujetos a flexión se obtendrá por medio de la expresión:

$$M_R = F_R f_{la} S \phi \quad \text{Ecuación IV-2}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.8 (tabla IV.5)

$\phi$  = factor de estabilidad lateral según el inciso IV.2.2.2.3.

$f_{la}$  =  $f'_m K_b K_c K_d K_e K_f K_g$

$S$  = modulo de sección

#### IV.2.2.2.3. Estabilidad lateral.

**Requisitos generales.** Para vigas sin soportes laterales en sus apoyos que impidan la traslación y la rotación de sus extremos, el factor de estabilidad  $\phi$ , podrá tomarse como 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  $\phi$  se determinará de acuerdo con el inciso IV.2.2.2.4, excepto en los casos en que se cumplan las condiciones dadas en la tabla IV.19, cuando puede tomarse la unidad como valor de  $\phi$ . Las reglas de los incisos siguientes son aplicables a miembros sujetos tanto a flexión simple como a flexo-compresión.

**Tabla IV-19** 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 rotación de la viga).

CONDICION DE SOPORTE LATERAL.	RELACION MAXIMA DE $d/b$
Cuando no existan soportes laterales intermedios	4.0
Cuando el miembro se mantenga soportado lateralmente por la presencia de viguetas o trantes	5.0
Cuando la cara de compresión del miembro se mantenga soportada lateralmente por medio de una cubierta contrachapada o duela, por medio de viguetas con espaciamientos $\leq 61$ cm.	6.5
Cuando se cumplan las condiciones anteriores y además exista bloqueo o armostramiento lateral a distancias no superiores a 8 veces $d$ .	7.5
Cuando tanto la cara de compresión como la tensión se	9.0

Cuando no existan soportes laterales intermedios, la longitud sin soportes laterales,  $L_u$ , 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,  $L_u$ , se tomará como el espaciamiento máximo entre viguetas.

Cuando la cara de compresión de la viga está soportada en toda su longitud de manera que los desplazamientos laterales queden impedidos,  $L_u$ , podrá 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.

**Factor de Esbeltez.**

El factor de esbeltez,  $C_s$ , se determina con la expresión:

$$C_s = \sqrt{\frac{L_u d}{\sqrt{b}}} \quad \text{Ecuación IV-3}$$

**Determinación del factor de estabilidad lateral  $\phi$**

El valor del factor de estabilidad lateral,  $\phi$ , se determinará como sigue:

- a) Cuando  $C_s \leq 6$  el valor de  $\phi$  se tomará igual a la unidad.
- b) Cuando  $6 \leq C_s \leq C_k$ , el valor de  $\phi$  se determinará con la expresión:

$$\phi = 1 - 0.3 \left( \frac{C_s}{C_k} \right)^4 \quad \text{Ecuación IV-4}$$

donde:

$$C_k = \sqrt{\frac{E_{9.05}}{J_u}} \quad \text{Ecuación IV-5}$$

- c) Cuando  $C_s > C_k$  el valor de  $\phi$ , se determinará con la siguiente expresión:

$$\phi = 0.7 \left( \frac{C_k}{C_s} \right)^2 \quad \text{Ecuación IV-6}$$

No se admitirán vigas cuyo factor de esbeltez,  $C_s$ , sea superior a 30.

**IV.2.2.2.4. Resistencia a cortante.**

**Sección crítica.**

La sección crítica para cortante de vigas se tomará a una distancia del apoyo igual al peralte de la viga.

**Resistencia a cortante de diseño.**

La resistencia a cortante de diseño  $V_R$ , en las secciones críticas de las vigas se obtendrán por medio de la expresión:

$$V_R = \frac{F_R f_{vR} b d}{1.5} \quad \text{Ecuación IV-7}$$

$$V_R = \frac{f_{cd} f_{vw} b d}{15} \quad \text{Ecuación IV-7}$$

donde:

$f_{Rd}$  = factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla IV-5)

$f_{cd} = f_{cd} K_{\sigma} K_{\omega} K_{\tau} K_{\epsilon} K_{\eta} K_{\theta}$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)

Podrá considerarse  $K_{\omega} = 2$  en los siguientes casos:

a) En las secciones críticas en los apoyos continuos.

b) En todas las secciones críticas de vigas de sistemas estructurales con compartición de carga.

En todos los demás casos  $K_{\omega} = 1$

**Factor de recorte,  $K_r$ .**

El factor de recorte  $K_r$  se calculará de acuerdo con las siguientes ecuaciones:

a) Recorte en el apoyo en la cara de tensión.

$$K_r = \left(1 - \frac{d_r}{d}\right)^2 \quad \text{Ecuación IV-8}$$

b) Recorte en el apoyo en la cara de compresión y  $e_r > d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r}{d} \quad \text{Ecuación IV-9}$$

c) Recorte en el apoyo en la cara de compresión cuando  $e_r < d$

$$K_r = 1 - \frac{d_r e_r}{d(d - d_r)} \quad \text{Ecuación IV-10}$$

Donde:  $d_r$  = profundidad de recorte inciso IV.2.2.2.1

$e_r$  = longitud del recorte medido paralelamente a la viga.

#### IV.2.2.3. Miembros sujetos a combinación de momento y carga axial de compresión.

Toda columna deberá dimensionarse como miembro sujeto a flexo-compresión independientemente de que el análisis no haya indicado la presencia de momento.

##### IV.2.2.3.1. Resistencia a carga axial.

La resistencia a compresión de diseño,  $P_R$ , que deberá usarse en las formulas de interacción de los incisos IV.2.2.3.2. y IV.2.2.3.5. se obtendrá por medio de la expresión:

$$P_R = F_R f_{cd} A \quad \text{Ecuación IV-11}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla IV.5)

$f_{cd} = f_{cd} K_{\sigma} K_{\omega} K_{\tau} K_{\epsilon} K_{\eta} K_{\theta}$  (incisos IV.2.1.4 y IV. 2.1.5)

$A$  = área de la sección.

**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 IV.2.2.3.3. 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 rígidamente y espaciadores adecuados.

lo menos 4% 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.

**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 medios de un análisis.

**Limitaciones.**

a) Para miembros no arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si:

$$\frac{KL_e}{r} \leq 40$$

Siendo "r" el radio de giro mínimo de la sección.

b) Para miembros arriostrados, los efectos de esbeltez podrán despreciarse si:

$$\frac{KL_e}{r} \leq 60 - 20 \frac{M_1}{M_2}$$

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  $\frac{KL_e}{r}$  superiores a 120.

**IV.2.2.3.2. Fórmula de interacción para flexión uniaxial.**

Los miembros sujetos a compresión y flexión uniaxial deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{P_u} + \frac{M_1}{M_u} \leq 1 \quad \text{Ecuación IV-12}$$

donde:

$M_1$  = momento amplificado que se aplicara para diseño con 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.

**IV.2.2.3.3. Determinación del momento amplificado en miembros restringidos lateralmente.**

El valor de  $M_c$  se determinará por medio del siguiente procedimiento:

$$M_c = \delta M_o, \text{ pero no menor que } M_2 \quad \text{Ecuación IV-13}$$

donde:

$M_o$  = máximo momento sin amplificar que actúan sobre el miembro a compresión y es igual al momento de servicio multiplicado por el factor de carga apropiado.

$$\delta = \frac{C_m \pi}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} \quad \text{Ecuación IV-14}$$

El valor de la carga crítica de pandeo  $P_{cr}$  se obtendrá con la expresión:

$$P_{cr} = \frac{F_R F_{cr} K_d K_a K_b \pi^2 I}{(K L_w)^2} \quad \text{Ecuación IV-15}$$

donde:

$F_R$  = 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:

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4 \quad \text{Ecuación IV-16}$$

Para otros casos tómese  $C_m = 1.0$

$M_1$  y  $M_2$  tienen el mismo significado que en IV.2.2.3.1

#### **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 está excentricidad ocasiona flexión uniaxial y curvatura simple únicamente.

#### **Momentos debidos a encorvadura.**

Todos los miembros bajo compresión deberán dimensionarse para una excentricidad:

$$e_b = \frac{L_w}{300} \quad \text{Ecuación IV-17}$$

Considerando que dicha excentricidad se presenta a la mitad de la distancia entre soportes laterales. Se considera que los momentos por encorvadura actúan en el mismo plano y en el mismo sentido que los momentos del inciso IV.2.2.3.3.

#### **IV.2.2.3.4. Fórmula de interacción para flexión biaxial.**

Cuando un miembro bajo compresión se encuentra sujeto a flexión respecto a ambos ejes principales, el momento de diseño respecto a cada eje se amplificará multiplicándolo por  $\delta$ , calculado 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 deberá satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{uxo}}{M_{Rx}} + \frac{M_{yxo}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad \text{Ecuación IV-18}$$

donde:

$M_{xua}$  = momento amplificado de diseño respecto al eje X.

$M_{yua}$  = momento amplificado de diseño respecto al eje Y.

$M_{Rx}$  = resistencia de diseño a momento respecto al eje X.

$M_{Ry}$  = resistencia de diseño a momento respecto al eje Y.

#### IV.2.2.3.5. Miembros sujetos a combinaciones de momento y carga axial de tensión.

##### Momento uniaxial y tensión.

Los miembros sujetos a momento uniaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_u}{M_R} \leq 1 \quad \text{Ecuación IV-19}$$

donde:

Los numeradores son acciones de diseño y los denominadores son resistencias de diseño.

##### Momento biaxial y tensión.

Los miembros sujetos a momento biaxial y tensión deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\frac{T_u}{T_R} + \frac{M_{xua}}{M_{Rx}} + \frac{M_{yua}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad \text{Ecuación IV-20}$$

donde:

$M_{xua}$  = momento respecto al eje X.

$M_{yua}$  = momento respecto al eje Y.

$M_{Rx}$  = resistencia de diseño a momento respecto al eje X.

$M_{Ry}$  = resistencia de diseño a momento respecto al eje Y.

#### IV.2.2.3.6. Compresión o aplastamiento actuando con un ángulo $\Phi$ respecto a la fibra de la madera diferente de $0^\circ$ .

##### Resistencia a compresión perpendicular a la fibra ( $\Phi = 90^\circ$ )

La resistencia de diseño,  $N_R$ , de miembros sujetos a compresión perpendicular a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión:

$$N_R = F_R f_{nu} A_a \quad \text{Ecuación IV-21}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.9 (tabla IV.5)

$f_{nu}$  =  $f_{cu} K_n K_s K_t K_a$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5.)

$A_a$  = área de la superficie de apoyo.

##### Efecto 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 8 cm. del extremo del miembro, la resistencia de aplastamiento podrá modificarse con el factor  $K_a$  de la tabla IV.10 (inciso IV.2.1.5)

**Cargas aplicadas a un ángulo  $\theta$  con respecto a la dirección de la fibra.**

La resistencia a compresión de diseño,  $N_R$ , sobre un plano con un ángulo  $\theta$  respecto a la fibra se obtendrá por medio de la siguiente expresión:

$$N_R = F_R \frac{f_{cu} f_{su}}{f_{cu} \sin^2 \Phi + f_{su} \cos^2 \Phi} \quad \text{Ecuación IV-22}$$

donde:  $F_R$  tiene el mismo valor que en IV.2.2.3.6

#### IV.2.2.4. RESISTENCIA DE DISEÑO DE PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.

**Requisitos del material.**

La manufactura de las placas de madera contrachapada que vayan a ser sometidas a las acciones, deberán cumplir con las especificaciones de la Norma Oficial Mexicana NOM-C-236 1978 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 (exterior a prueba de agua) y la calidad de las chapas exteriores deberá ser C o D.

**Orientación de los esfuerzos.**

Las placas de madera contrachapada son un material homogéneo 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.

**IV.2.2.4.1. Resistencia a carga axial.****Resistencia a la tensión.**

La resistencia de diseño,  $T_R$  a tensión paralela al canto de una placa de madera contrachapada se calculará como:

$$T_R = F_R f_{tu} A_t \quad \text{Ecuación IV-23}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla IV.5)

$f_{tu}$  =  $f_{cu} K_h K_d$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)

$A_t$  = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada.

**IV.2.2.4.2. Resistencia a compresión.**

La resistencia de diseño,  $P_R$  a compresión paralela al canto de una pieza de madera contrachapada restringida contra el pandeo se calculará como:

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad \text{Ecuación IV-24}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7 (tabla IV.5)

$f_{cu}$  =  $f_{cu} K_h K_d$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)

$A_t$  = área efectiva de la sección transversal en la dirección considerada.

**Resistencia a tensión o compresión a un ángulo  $\Phi$  con la fibra de las chapas exteriores.**

Los valores especificados a tensión o compresión para esfuerzos aplicados a 45° con respecto a la fibra de las chapas exteriores serán los de la tabla IV.4. 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 correspondiente a 45° y el producto similar para la dirección perpendicular.

#### IV.2.2.4.3. Placas en flexión.

##### *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:

$$M_P = F_R f_{1w} S_i \quad \text{Ecuación IV-25}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción por resistencia = 0.9 (tabla IV.5)

$f_{1w}$  =  $f_{1w} K_B K_d$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5.)

$S_i$  = módulo de sección efectivo de la placa.

##### *Flexión con cargas en el plano de la placa.*

La resistencia de diseño,  $M_Q$ , 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:

$$M_Q = F_R f_{1w} \frac{t_p d}{6} \quad \text{Ecuación IV-26}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción por resistencia = 0.7

$f_{1w}$  =  $f_{1w} K_B K_d$

$t_p$  = grosor efectivo de la placa de madera contrachapada.

$d$  = peralte del elemento.

#### IV.2.2.4.4. Resistencia a cortante.

##### *Cortante en el plano de las chapas debido a flexión.*

La resistencia de diseño a cortante en el plano de las chapas,  $V_{Rb}$ , para placas sujetas a flexión se calculará como:

$$V_{Rb} = F_R \frac{Ib}{Q} f_{vw} \quad \text{Ecuación IV-27}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7

$f_{vw}$  =  $f_{vw} K_B K_d$

$\frac{Ib}{Q}$  = constante para cortante por flexión.

**Cortante a través del grosor.**



La resistencia de diseño a través del grosor,  $V_{R2}$ , de una placa de madera contrachapada se calculará como:

$$V_{R2} = F_R f_{vgu} A \quad \text{Ecuación IV-28}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción por resistencia = 0.7

$f_{vgu} = f_{vgu} K_S K_d$

$A$  = área total de la sección transversal de la placa.

#### IV.2.2.4.5. Aplastamiento.

La resistencia de diseño al aplastamiento normal al plano de las chapas,  $N_R$ , se calculará como:

$$N_R = F_R f_{nw} A_c \quad \text{Ecuación IV-29}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción por resistencia = 0.9

$f_{nw} = f_{nw} K_S K_d$

$A_c$  = área de la superficie de apoyo.

#### IV.2.2.5. 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 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 + 0.3 cm. cuando se afecten elementos no estructurales.

Las deflexiones en elementos 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 promedio,  $E_{cs}$ . Los efectos diferidos se calcularán multiplicando la deflexión inmediata debida a 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 si se instala en condición húmeda ( $CH \geq 18\% \pm 2\%$ ).

#### Madera Maciza.

Las deflexiones inmediatas en vigas se calcularán utilizando las formulas usales de mecánica de sólidos basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico.

#### 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 patines de madera maciza, deberán calcularse utilizando las formulas apropiadas basadas en la hipótesis de un comportamiento elástico. El módulo de elasticidad presentado en la tabla IV.4 puede ser usado para todas las calidades de madera contrachapada de pino que cumplan con los requisitos del inciso IV.2.2.4. 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 los 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 un 10%.

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

(grosor, área, módulo de sección, momento de inercia y primer momento de área) de las placas de madera contrachapada para una cobinación adecuada de chapas se presentan en el apéndice I.

#### IV.2.2.6. Elementos de Unión.

##### Consideraciones generales.

##### Alcance.

La sección 6 proporciona los elementos para dimensionar uniones con clavos, pernos, pijas y placas dentadas o perforadas.

##### 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 IV.2.2.4., con base en la dimensión de en lugar de "d". La dimensión de se define como la distancia, medida perpendicular al eje del miembro, desde el extremo del elemento de unión o grupo de elementos de unión hasta el borde cargado del miembro.

##### IV.2.2.6.1. Clavos.

##### Alcance.

Los valores de resistencia dados en esta sección son aplicables únicamente a clavos de cana lisa que se ajusten a la Norma Oficial Mexicana NOM-11-64-1960 "Clavos cilíndricos".

Los valores para clavos de otras características deberán ser aprobados por el Departamento del Distrito Federal.

##### Configuración de las uniones.

Las uniones clavadas deberán tener como mínimo dos clavos. Los espaciadores entre los 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,  $t_l$ , 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  $J_2$ .

##### 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 IV.2.2.6.2.

La resistencia a la extracción de clavos se considerará nula en todos los casos, exceptuando lo indicado en el inciso IV.2.2.6.2.

##### IV.2.2.6.2. 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:

$$N_u = F_k N_u n \quad \text{Ecuación IV-30}$$

donde:

$F_k$  = factor de reducción de resistencia = 0.7

$N_u = N_u J_b J_d J_{2c} J_a J_d J_2 J_{2a}$

$n$  = número de clavos

$N_u$  = valor especificado de resistencia por clavo (tabla IV 20).

Tabla IV-20 Resistencia lateral especificada para clavos de alambre estilo delgado (comunes),  $N_u$  (kg)

Longitud		Diám. (D) mm	$N_u$ (Kg) Coníferas	Latifoliadas		
mm	pulg.			Grupo I	Grupo II	Grupo III

38.0	1 1/2	2.0	24	32	28	17
44.5	1 3/4	2.3	31	38	34	22
51.0	2	2.7	39	57	51	29
63.5	2 1/2	3.1	50	75	68	40
76.0	3	3.4	60	91	82	52
89.0	3 1/2	3.8	73	114	102	68
102.0	4	4.5	97	159	138	89
114.0	4 1/2	4.5	97	160	138	89
127.0	5	4.9	112	189	160	102
140.0	5 1/2	4.9	112	191	160	102
152.0	6	5.3	128	215	177	117

Tabla IV-21 Resistencia Lateral especificada para clavos de alambre estilo grueso (Americano),  $N_w$

Longitud		Diam. (D)	$N_w$ (kg)	Grupo	Latifoliadas Grupo	Grupo
mm	pulg.	mm	Coníferas	I	II	III
38.0	1 1/2	2.2	27	38	34	19
44.5	1 3/4	2.7	39	57	51	27
51.0	2	3.1	50	74	67	35
63.5	2 1/2	3.4	60	90	81	47
76.0	3	3.8	71	113	101	59
89.0	3 1/2	4.1	83	138	122	73
102.0	4	4.9	112	186	160	100
114.0	4 1/2	5.3	128	210	177	117
127.0	5	5.7	148	252	208	135
140.0	5 1/2	6.2	171	298	241	156
152.0	6	6.7	194	346	277	177
178	7	7.2	222	392	314	203
203.0	8	7.8	256	451	361	233

**Resistencia a la extracción de clavos lanceros.**

La resistencia a la extracción de clavos lanceros,  $T_R$ , se calculará con la expresión:

$$T_R = 0.10 N_w \quad \text{Ecuación IV-31}$$

donde:

$N_w$  = deberá ser calculada de acuerdo con el inciso IV.2.2.6.2

**Dimensionamiento de uniones clavadas con madera contrachapada.**

La resistencia lateral de diseño de una unión clavada con piezas laterales de madera contrachapada,  $N_w$ , deberá calcularse de acuerdo con lo indicado en el inciso IV.2.2.6.2 utilizando el valor de  $N_w$  especificado en la tabla IV-21

Tabla IV-22 Resistencia lateral especificada para uniones con piezas laterales de madera contrachapada, N.º.

Grosor del contrachapado en (mm.)	Longitud del clavo 1		N.º.(Kg.)
	(mm)	(pulg.)	
<b>Clavo de alambre estilo delgado (comunes)</b>			
9	51	2	40
12,16	63,5	2,5	50
19,21	76	3	60
<b>Clavo de alambre estilo grueso (americano)</b>			
9	51	2	45
12,16	63,5	2,5	55
19,21	76	3	65

#### IV.2.2.6.3. Pernos y pijas.

##### *Requisitos comunes.*

##### *Contacto entre las pizas unidas.*

Las uniones con pernos y pijas deberán realizarse de manera que exista contacto efectivo entre las pizas unidas. Si el contenido de humedad es superior a  $18 \pm 2\%$  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 pizas unidas.

##### *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 pizas de madera.

##### *Grupos de elementos de unión.*

Un grupo de elementos de unión está constituido por una o más hileras 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 tamaño, bajo cortante simple o múltiple, colocados paralelamente a la dirección de la carga.
- Una o más pijas de las misma características, bajo cortante simple, colocadas paralelamente a la dirección de la carga.

Cuando los elementos de unión se coloquen en tres bolillo 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 la 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 número non de hileras, se aplicará el criterio que resulte más conservador.

##### *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 IV-23. 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 IV.2.2.4.5. Si se utilizan rondanas de acero, su grosor no será inferior a  $1/10$  diámetro de rondanas circulares, ni inferior a  $1/10$  de la dimensión mayor de dispositivos de forma rectangular.

**Requisitos particulares para pernos.****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". 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 perno en más de 2 mm., ni sea menor que el diámetro del perno más 1 mm.

**Grosos efectivos de las piezas.****Piezas laterales de madera.**

- En uniones en cortante simple se tomara 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 tomara 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 se determinará considerando la unión como una combinación de uniones de dos miembros.

**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.

**Espaciamiento entre pernos.****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:

- Para cargas paralelas a la fibra, cuatro veces el diámetro de los pernos.
- 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.

**Tabla IV-23 Dimensiones mínimas de rondanas para uniones con pernos o pijas.**

Tipo de rondana	Uso	D(mm.)	D <sub>o</sub> (mm.)	Grosor t.(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 soldables	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	12.7	65	5
		19.1	75	6

excesivos en la madera		22 2	85	8
Rondanas de hierro fundido con perfil de cincado	Para casos en que se requiera rigidez	12 7	65	13
		15 9	75	16
		19 1	90	19
		22 2	100	
		25 4	100	25

**Espaciamiento entre hileras de pernos.**

- Para cargas paralelas a la fibra, el espaciamiento mínimo deberá ser igual a dos veces el diámetro del perno.
- Para cargas perpendiculares a la fibra, el espaciamiento 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 al diámetro del perno, para relaciones iguales a seis. Para relaciones entre dos y seis puede interpolarse linealmente.
- 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.

**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.

**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 valor de los menores siguientes: 1.5 veces el diámetro del perno o la mitad de la distancia entre hileras de pernos.

**Resistencia de la uniones con pernos.**

**Resistencia lateral.**

La resistencia lateral de diseño de la unión con pernos  $P_{ru}$ ,  $Q_{ru}$  o  $N_{ru}$  deberá ser mayor o igual a la carga actuante de diseño y se obtendrá por medio de las siguientes expresiones:

Para carga paralela a la fibra:

$$P_{ru} = F_R n_p P_{pu} n \quad \text{Ecuación IV-32}$$

Para carga perpendicular a la fibra:

$$Q_{ru} = F_R n_p Q_{pu} n \quad \text{Ecuación IV-33}$$

Para cargas a un ángulo  $\phi$  con respecto a las fibras:

$$N_{ru} = F_R \frac{P_{ru} Q_{ru}}{P_{ru} \sin^2 \phi + Q_{ru} \cos^2 \phi} \quad \text{Ecuación IV-34}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción de resistencia = 0.7

$n_p$  = número de planos de cortante.

$P_{pu}$  =  $P'_{pu} J_h J_B J_d$  (inciso IV.2.1.6.)

$Q_{pu} = Q_{pu} J_b J_e J_a$  (inciso IV-2.1.6.)

$P_{pu}^*$  = resistencia especificada por perno para cargas paralelas a la fibra (tabla IV-24).

$Q_{pu}^*$  = resistencia especificada por perno para cargas perpendiculares a la fibra (tabla IV-25)

$n$  = número de pernos en un grupo.

Tabla IV-24 Valores de  $P_{pu}$  por plana de cortante para cargas paralelas a la fibra con piezas laterales de madera (kg) en uniones con pernos.

Diámetro perno (mm.)	Grosor efectivo (mm.)	LATHOLIADAS			
		CONIFERAS	Grupo I	Grupo II	Grupo III
		$P_{pu}^*$	$P_{pu}^*$	$P_{pu}^*$	$P_{pu}^*$
6.4	38	146	206	175	160
	64	185	236	211	119
	87	185	236	211	137
9.5	≥140	185	236	211	137
	38	278	392	342	153
	64	337	486	409	227
12.7	87	392	520	465	252
	≥140	407	520	465	303
	38	371	605	484	205
15.9	64	347	755	649	345
	87	604	877	778	408
	140	728	929	831	492
19.1	≥190	728	929	831	541
	38	465	758	606	257
	64	823	1100	960	432
22.2	87	877	1225	1047	588
	140	1080	1456	1303	694
	190	1141	1456	1303	807
25.4	≥240	1141	1456	1303	848
	38	558	910	728	308
	64	940	1530	1226	520
28.5	87	1211	1616	1425	706
	140	1415	2064	1730	939
	190	1646	2102	1880	1056
31.7	240	1646	2102	1880	1201
	≥290	1646	2102	1880	1224
	38	649	1058	846	359
34.9	64	1093	1781	1425	604
	87	1486	2131	1862	821
	140	1793	2558	2165	1223
38.1	190	2072	2839	2539	1337
	240	2224	2839	2539	1488
	≥290	2224	2839	2539	1653
41.3	38	742	1210	968	410
	64	1250	2038	1630	691
	87	1700	2715	2216	939
44.5	140	2243	3136	2678	1511
	190	2527	3697	3094	1671

	240	2877	3771	3324	1824
	290	2911	3771	3324	2007

Tabla IV-25 Valores de  $Q'_{ps}$  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	Grupo I	Grupo II	Grupo III
		$Q'_{ps}$	$Q'_{ps}$	$Q'_{ps}$	$Q'_{ps}$
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	538	455	216
	140	515	657	588	308
15.9	190	515	657	588	383
	38	219	357	286	121
	64	369	585	481	204
	87	478	729	599	277
19.1	140	690	1030	883	404
	190	807	1030	921	516
	240	807	1030	921	516
	38	263	429	393	145
22.2	64	443	722	578	245
	87	602	918	762	333
	140	855	1338	1089	511
	190	1106	1486	1329	640
25.4	240	1164	1486	1329	778
	290	1164	1486	1329	865
	38	306	498	369	169
	64	515	839	671	285
28.6	87	700	1122	913	387
	140	1030	1592	1301	622
	190	1312	2008	1680	770
	240	1573	2008	1796	925
31.8	290	1573	2008	1796	1087
	38	350	570	456	196
	64	589	960	768	326
	87	801	1305	1044	443
35.0	140	1225	1870	1537	712
	190	1537	2409	1958	916



	240	1870	2628	2351	1087
	290	2059	2628	2351	1268

#### **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.

#### **Requisitos particulares para pijas.**

Los datos de capacidad de pijas de las 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".

Los valores tabulados de capacidad corresponden a una sola pija en extracción o en cortante simple.

#### **Colocación de pijas en las uniones.**

##### **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 deberá tener un diámetro entre el 65 y 85 % del diámetro para la caña para maderas latifoliadas del grupo I, a 60 a 70 % del diámetro de la caña para maderas latifoliadas del grupo II, y a 40 a 70 % del diámetro de la caña para maderas latifoliadas 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 de la rosca.

##### **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.

##### **Espaciamientos.**

Los espaciamientos y las distancias a los bordes y los extremos para uniones con pijas deberá ser iguales a los especificados en los incisos IV.2.2.6.2 para pernos con un diámetro igual al diámetro de la caña de la pija en cuestión.

##### **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.

#### **IV.2.2.6.4. Resistencia de uniones con pijas.**

##### **Resistencia a la extracción.**

##### **Resistencia a la 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.

##### **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 IV-35 deberá ser igual o mayor que la carga de diseño:

$$Pr = F_k Y_r l_p n$$

$$\text{Ecuación IV-35}$$

donde:

$F_k$  = factor de reducción por resistencia = 0.7

$$Y_e = Y_e J_n J_a J_{ep} \quad (\text{incisos IV.2.1.5})$$

$n$  = número de pijas en el grupo

$Y_e$  = resistencia especificada de extracción en Kg/mm de penetración (tabla IV-26)

$J_p$  = longitud efectiva de penetración de la parte roscada de la pija en el miembro que recibe la punta. (mm.)

Tabla IV-26 Resistencia especificada a la extracción de pijas  $Y_e$  (kg/mm).

Diámetro pulg.	(mm.)	Latifoliadas			
		Coníferas	Grupo I	Grupo II	Grupo III
1/4	6.4	3.5	10.3	7.1	2.4
5/16	7.9	4.9	12.9	9.0	3.6
3/8	9.5	6.2	15.5	11.0	4.8
7/16	11.1	7.6	17.9	13.0	5.9
1/2	12.7	8.9	20.3	14.8	7.0
5/8	15.8	11.2	24.7	18.3	9.1
3/4	19.0	13.6	29.1	21.6	11.1
7/8	22.2	15.8	33.2	24.9	13.0
1	25.4	18.0	37.2	28.0	14.9

**Resistencia de pijas hincadas paralelamente a la fibra.**

La resistencia de las pijas hincadas paralelamente a la fibra deberá tomarse igual a la mitad de la correspondiente a las pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.

**Resistencia lateral.**

**Longitud de penetración  $J_p$  para el cálculo de resistencia lateral.**

Las longitudes máximas de penetración utilizadas en la determinación de la resistencia lateral,  $P_{lu}$  y  $Q_{lu}$  de pijas, no deberán exceder los valores dados en la tabla IV 27.

Tabla IV-27 Valores máximos de la longitud de penetración,  $J_p$ , para cálculo de resistencia lateral.

Longitud de penetración	Latifoliadas			
	Coníferas	Grupo I	Grupo II	Grupo III
	10D	8D	9D	10D

**Pijas hincadas perpendicularmente a la fibra.**

La resistencia lateral de un grupo de pijas,  $P_{lu}$ ,  $Q_{lu}$  o  $N_{lu}$ , deberá ser igual o mayor que el efecto de las cargas de diseño y se calcularán de acuerdo con la siguiente expresión:

Para carga paralela a la fibra

$$P_{lu} = F_u A_f n Y_e \quad \text{Ecuación IV-36}$$

Para carga perpendicular a la fibra:

$$Q_{lu} = P_{lu} J_n \quad \text{Ecuación IV-37}$$

Para carga a un ángulo  $\Phi$  con respecto a la fibra:

$$N_{lu} = \frac{P_u Q_u}{P_u \sin^2 \Phi + Q_u \cos^2 \Phi} \quad \text{Ecuación IV-38}$$

donde:

$F_R$  = factor de reducción por resistencia = 0.7

$Y_u = Y_u J_u J_{u1} J_{u2} J_{u3}$  (inciso IV-21 o)

$Y_u$  = valor especificado (tabla IV-28)

$J_u$  = factor de modificación por carga perpendicular a la fibra (tabla IV-17).

$A_u$  = superficie de apoyo de la pija (mm<sup>2</sup>) =  $D_u n$

$n$  = número de pijas en el grupo.

Tabla IV-28 Varoles especificados de resistencia lateral para cargas paralelas a la fibra en pijas.

$Y_u$	$Y_u$ (Kg/mm <sup>2</sup> ).			
	Coníferas	Grupo I	Latifoliadas Grupo II	Grupo III
	0.31	0.50	0.42	0.25

#### *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 a  $J_{u2}$ .

#### *IV.2.2.6.5. Uniones con placas dentadas o perforadas.*

##### *Condiciones generales.*

Se entiende por uniones con placas dentadas o perforadas, uniones a base de placas de pequeño calibre en las que la transferencia de las cargas se efectúa por medio de dientes formados en las placas o por medio de clavos.

Las placas deberán ser de lamina galvanizada con las propiedades mínimas especificadas en la Norma Oficial Mexicana NCM-B-99-1979, "Láminas de acero al carbono galvanizadas por proceso de inmersión en caliente para uso general".

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 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 penetración de los dientes.

##### *Dimensionamiento.*

El dimensionamiento de uniones a base de placas dentadas o perforadas podrá efectuarse por medio de cualquiera de los siguientes procedimientos:

- Demostrando experimentalmente que las uniones son adecuadas, mediante pruebas de los prototipos de las estructuras en que se utilicen dichas uniones.
- Determinando las características de las placas requeridas de acuerdo con las capacidades de las placas obtenidas por medio de pruebas que especifique el Departamento del Distrito Federal..

### IV.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES.

La siguiente explicación tiene como finalidad principal describir los elementos estructurales básicos que brindan el punto de partida al interesado al aplicar su ingenio y conociendo el comportamiento de la madera busque las soluciones más adecuadas ante los problemas que se le presenten.

#### IV.3.1. Elementos Lineales.

Son los elementos más sencillos que se pueden encontrar en una estructura y que se modelan como líneas es decir que tienen una dimensión senciblemente más grande que las otras dos.

Entre estos elementos podemos distinguir al **Tirante** como elemento de eje recto sujeto a una carga actuante en dirección de su eje, y al **Cable Colgante** que sirve para resistir cargas transversales y que toma la configuración adecuada a cada sistema de carga que esta sujeto. Naturalmente elementos poco usados en la madera por sus características físicas y mecánicas de la misma.

El **Poste** es un elemento sometido a compresión axial denominándose **Columna** cuando está sujeto a condiciones de carga más complejas que incluyen flexión. Cuando el Poste es inclinado adquiere el nombre de **Puntal**.

El estado de compresión axial es una condición ideal ya que la continuidad y las imperfecciones de la construcción ocasionan excentricidades accidentales de la carga aplicada las cuales dan lugar a la flexión.

Una característica fundamental del estado de compresión es la posibilidad de pandeo el cual esta relacionado con el módulo de elasticidad, longitud del elemento, de las condiciones de apoyo y de la forma de la sección.

El equivalente del cable colgante es el **Arco** para esfuerzos de compresión. El Arco es una estructura rígida que transmite las cargas a los apoyos por compresión solo si su forma corresponde exactamente al funicular de las cargas aplicadas (configuración que adquiere el arco ante el sistema de cargas aplicado). La reacción en el apoyo tiene una componente horizontal llamada **Cocoo**. Por estar sujeto a compresiones elevadas el Arco puede fallar por pandeo transversal o en el plano.

Las barras sujetas a cargas transversales a su plano reciben el nombre de **Vigas**, aunque este nombre se le asigna comúnmente solo cuando la barra es horizontal. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante. Un aspecto importante en las Vigas es la revisión de los estados límite de servicio (deflexiones) que hay que tener presente. Otra característica que hay que resaltar en las Vigas es la variación de los momentos y de los cortantes según la forma de apoyo y el tipo de carga.

#### IV.3.2. Elementos Planos.

Son elementos que se caracterizan por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos, con una superficie media plana razón por la cual se les identifica como placas adquiriendo nombres más específicos de acuerdo a su función que desempeñen.

Las **placas** son muy típicas en los sistemas de piso y techo cuando éstas son de concreto, o de piedra o de construcción compuesta con estos materiales se les denomina **losas**. La flexión es la fuerza interna dominante en las placas con cargas normales a su plano. La fuerza cortante rara vez llega a regir el diseño. Y en condiciones de servicio rigen la flecha y la vibración.

Los **muros** son placas colocadas verticalmente en la que predomina generalmente la carga vertical para su diseño pero bastan pequeñas excentricidades para reducir notablemente su

resistencia así como los efectos de esbeltez (pandeo) suelen ser importantes. Por su gran penalte los muros limitan las deflexiones horizontales de la estructura existiendo diversas modalidades. (muros-diafragma, mura de rigidez).

### IV.3.3. Elementos de Superficie Curva.

La **Membrana** es un elemento superficial de pequeño espesor que colgándose de sus apoyos toma la forma que le permite eliminar la flexión y transformar en tensión las cargas transversales aplicadas. Es el equivalente al Cable pero en el espacio.

El **Cascarón** es un elemento de superficie curva que resiste cargas esencialmente por esfuerzos de compresión. El Cascarón es a la Membrana como el Arco es al Cable.

Una estructura es un sistema porque está formado por un arreglo de elementos básicos y en cuyo arreglo se deben aprovechar las características peculiares de cada elemento y lograr la forma más eficiente del sistema estructural global, cumpliendo con las restricciones impuestas por el funcionamiento de la construcción.

A continuación se describen los sistemas estructurales más usuales para construir viviendas de madera:

-El **Poste y el Dintel**. Consiste en apoyar vigas sobre postes con los que se forman estructuras reticuladas (marcos) en ambos sentidos los cuales se apoyan en una base o cimiento.

-El **Pole-Building** es una modalidad del poste y el dintel cuya diferencia esencial es que no tiene cimiento, es decir, los postes se hincan en el suelo directamente por lo que los postes hacen a la vez la cimentación y de superestructura.

-**Los sistemas mixtos.**- De mampostería para los muros y madera para los pisos y techos (bóveda catalana) son creaciones de nuestros países presentando una inconveniencia que es la unión entre los dos materiales.

-En cuanto a los **sistemas de techo** los más usuales son a base de armaduras y techos a una y dos aguas formados por sistemas de **viguetas** a separaciones pequeñas o de vigas con **tablones**.

Los sistemas de piso pueden clasificarse en dos grandes grupos:

-**Los formados por viguetas** a separaciones pequeñas sobre las que se apoya una cubierta de duelas o de triplay y los formados por **vigas robustas** a separaciones relativamente grandes que soportan tablones.

-En los **sistemas de muros** debe hacerse una distinción entre muros estructurales y muros divisorios así como muros exteriores e interiores. Un muro estructural está formado por piezas verticales con dimensiones nominales de 5 X 10 cm. o menos, frecuentemente de 5 X 15 cm. espaciados a 61 cm. con una cubierta de duela o de triplay.

Las piezas verticales soportan las cargas gravitacionales mientras que la cubierta resiste las fuerzas laterales.

-**Estructuras en "A"**.- Las estructuras en "A" se han utilizado con éxito en viviendas vacacionales, sin embargo debe advertirse que su forma, ventajosa desde el punto de vista de la estabilidad que le proporciona, impide un aprovechamiento eficiente del espacio. (techos).

## IV.4. DIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS DE MADERA.

Diseñaremos una vivienda de interés social utilizando a la madera como material estructural para lo cual vamos a hacer uso de los subcapítulos anteriormente estudiados. La estructura es una casa habitación de un solo nivel que cuenta con la siguiente distribución: 2 recamaras baño, estancia-comedor, cocina y un cuarto de servicio con una superficie total de construcción de 50 m<sup>2</sup>.

La vivienda se estructura a base de muros de carga que para el ciclo de análisis-diseño se propusieron las siguientes secciones:

Pies derechos de 2 x 4 pulg. @ 61 cm.

Soleras superior e inferior 2 x 4 pulg.

Triplay de 16mm.

De esta manera se fabricarán paneles de 2.44 m. de longitud y una altura variable desde 2.3m. hasta 2.44 m. para evitar que haya mucho desperdicio de material.

El sistema de techo se estructura a base de viguetas y triplay que para el ciclo de análisis-diseño se propusieron las siguientes secciones:

Viguetas de 3 x 6 pulg. con claros de 4 metros.

Triplay de 16 mm.

La madera a utilizar tanto como para el triplay como para la madera maciza será clase B (mediana resistencia, uso estructural) de pino nacional según las NOM-C-239-1985.

Las uniones entre los elementos estructurales será a través de flejes clavados y clavos excepto la liga entre el muro estructural y la cimentación.

Se considera que la estructura se va a desplantar en zona de lago (zona III) para el diseño de la cimentación que se resolverá a base de losa de concreto reforzado  $f'c = 150 \text{ Kg/cm}^2$ .

Toda la madera será tratada con pentaclorofenol cuyo proceso de impregnación será por inmersión.

### ANÁLISIS DE CARGAS :

De acuerdo con el reglamento de construcciones y su tabla de pesos volumétricos se indica un peso para el pino saturado de 1000 Kg/m<sup>3</sup> que para este trabajo lo consideraremos de 900Kg/m<sup>3</sup> para toda la estructura cuya pendiente será mayor al 5%.

Triplay de 16 mm.	900 X 0.016	= 14.4 Kg/m <sup>2</sup> .
Impermeabilizante		= 5 "
Tejilla de barro	0.015 X 1600	= 24 "
Mortero	0.01 X 1300	= 13 "
Instalaciones		= 5 "
Carga muerta total		= 61.4 Kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Maxima Wm		= 40 "
Carga Viva Instantanea Wa		= 20 "

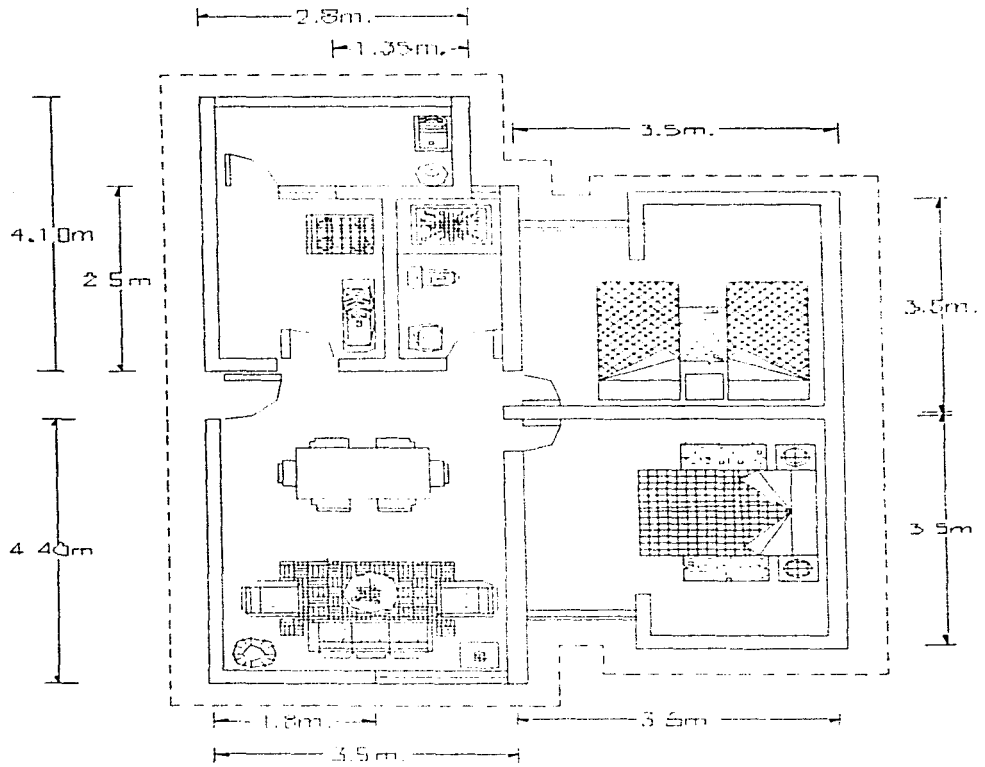
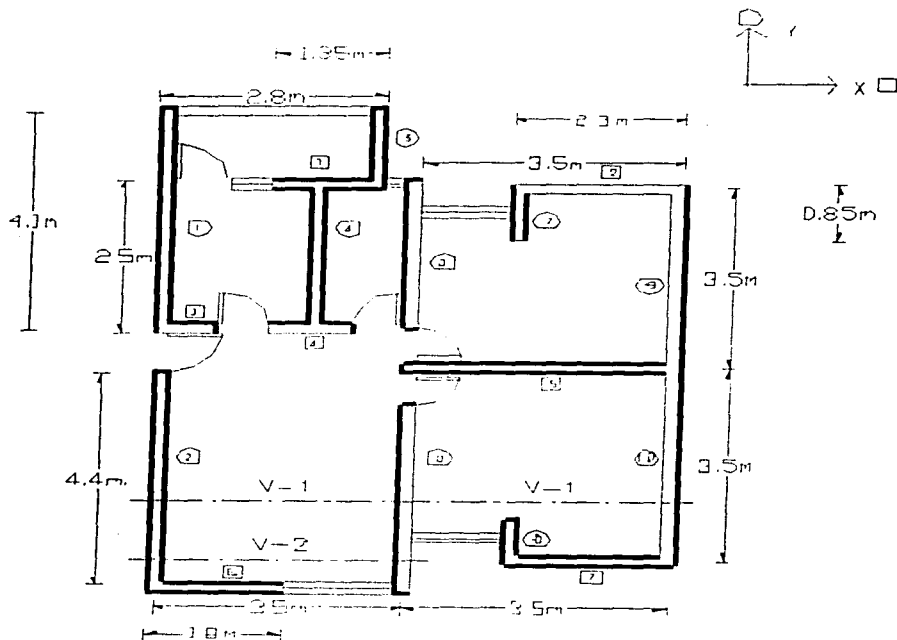


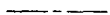


Ilustración IV-1 Planta Arquitectónica.



-  Muro estructural.
-  Vigueta de centro (V-1)
-  Vigueta de borde (V-2)

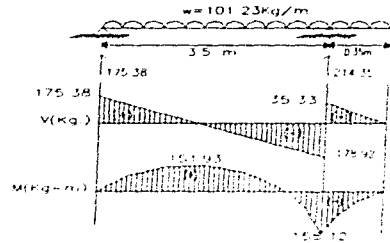
**Ilustración IV-2 Planta Estructural.**



Análisis Estructural para la siguiente condición de carga: (C.M.+C.V.M.) 1.4

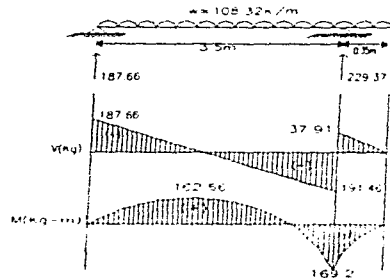
### ANÁLISIS DE LA VIGUETA DE CENTRO V-1

$$\begin{aligned} \text{C.M.}+\text{C.V.M} &= 101.4 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{CLARO DE LA VIGUETA} &= 3.85 \text{ m.} \\ \text{PESO PROPIO} &= 10.45 \text{ Kg/m.} \\ \text{ANCHO TRIBUTARIO} &= 0.61 \text{ m.} \\ W &= 101.23 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$



### ANÁLISIS DE LA VIGUETA DE BORDE V-2

$$\begin{aligned} \text{C.M.}+\text{C.V.M} &= 101.4 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{CLARO DE LA VIGUETA} &= 3.85 \text{ m.} \\ \text{PESO PROPIO} &= 10.45 \text{ Kg/m.} \\ \text{ANCHO TRIBUTARIO} &= 0.66 \text{ m.} \\ W &= 108.32 \text{ Kg/m.} \end{aligned}$$

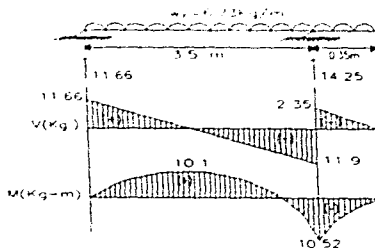


**ANÁLISIS POR FLEXIÓN BIAIXIAL PARA LA VIGUETA V-1**

C.M+C.V.M	=	101.4 Kg/m <sup>2</sup>
CLARO DE LA VIGUETA	=	3.85 m.
PESO PROPIO	=	10.45 Kg/m.
ANCHO TRIBUTARIO	=	0.61 m.
W	=	101.23 Kg/m.

$w = W \cos \theta = 101.23 \times \cos 3.81^\circ$   
 $w_x = 101.01 \text{ Kg/m}^2$

$w_y = W \sin \theta = 101.23 \times \sin 3.81^\circ$   
 $w_y = 6.73 \text{ Kg/m.}$

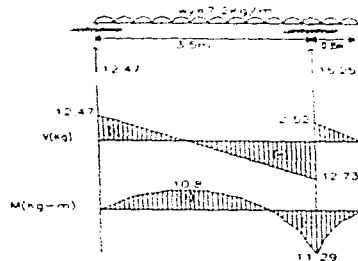


**ANÁLISIS POR FLEXIÓN BIAIXIAL PARA LA VIGUETA V-2**

C.M+C.V.M	=	101.4 Kg/m <sup>2</sup>
CLARO DE LA VIGUETA	=	3.85 m.
PESO PROPIO	=	10.45 Kg/m.
ANCHO TRIBUTARIO	=	0.66 m.
W	=	108.32 Kg/m.

$w = W \cos \theta = 108.32 \times \cos 3.81^\circ$   
 $w_x = 108.08 \text{ Kg/m.}$

$w_y = W \sin \theta = 108.32 \times \sin 3.81^\circ$   
 $w_y = 7.20 \text{ Kg/m.}$



**RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN X-X PARA VIGUETA V-1**

$$M_R = F_R f_{iu} S \phi \dots \dots \dots (IV-2)$$

$F_R = 0.8$   
 $f_{iu} = f_{iu} K_h K_d K_e K_f K_g \dots \dots \dots$  (tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5)  
 $f_{iu} = 92 \text{ Kg/cm}^2.$   
 $S = 294.97 \text{ cm}^3.$   
 $\phi = 1.00$

$M_{R_x} = 21709.79 \text{ Kg-cm.}$

**RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN Y-Y PARA VIGUETA V-1**

$$M_R = F_R f_{t_y} S \phi \quad \text{Ecuación IV-2}$$

$$\begin{aligned} F_R &= 0.8 \\ f_{t_y} &= F_{t_y} K_b K_s K_c K_r K_{t_y} \quad \text{(tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5)} \\ f_{t_y} &= 92 \text{ Kg/cm}^2 \\ S &= 147.48 \text{ cm}^3 \\ \phi &= 1.00 \end{aligned}$$

$$M_{Ry} = 10854.53 \text{ Kg-cm.}$$

Una vez calculados los momentos resistentes debemos satisfacer la siguiente relación que es una solución aproximada para flexión biaxial y torsión:

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{2 M_y}{S_y}$$

$$f_b = 67.87 \text{ Kg/cm}^2 < 92 \text{ Kg/cm}^2.$$

**RESISTENCIA DE DISEÑO A FLEXIÓN X-X PARA VIGUETA V-2**

Como se trata de la misma sección y material los momentos resistentes son los mismos en las dos direcciones por lo que se deberá satisfacer la siguiente condición para ambas direcciones:

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{2 M_y}{S_y}$$

$$f_b = 72.67 \text{ Kg/cm}^2 < 92 \text{ Kg/cm}^2$$

**RESISTENCIA DE DISEÑO A FUERZA CORTANTE PARA VIGUETA V-1**

$$f_v = \frac{V_x Q_x}{I_x t_x} + \frac{2 V_y Q_y}{I_y t_y} \quad \text{Ecuación IV-7-A}$$

$$\begin{aligned} V_x &= 178.92 \text{ Kg} \\ Q_x &= A y = 3 \times 3 \times 1.5 \times (2.54)^2 = 221.22 \text{ cm}^3 \\ I_x &= 2247.65 \text{ cm}^4 \\ t_x &= 7.62 \text{ cm} \\ V_y &= 11.9 \text{ Kg} \\ Q_y &= 1.5 \times 6 \times 0.75 \times (2.54)^2 = 110.61 \text{ cm}^3 \\ I_y &= 561.91 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$f_v = 2.62 \text{ Kg/cm}^2 < 10.26 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_R = \frac{F_R \cdot f_{vR} \cdot b \cdot d}{1.5} \quad \dots \quad (IV-7)$$

$$F_R = 0.7$$

$$f_{vR} = f_{v0} \cdot K_b \cdot K_d \cdot K_e \cdot K_R \cdot K_v \quad \dots \quad (\text{tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f_{v0} = 14.66 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$V_R = 794.61 \text{ Kg.}$$

La sección crítica para cortante en vigas se tomará a una distancia igual al peralte de la viga. Para fines prácticos vamos a considerar dicha sección en los apoyos y compararemos las reacciones de cada vigueta con el valor dado por la ecuación IV.7 o en su defecto compararemos los esfuerzos cortantes dados por la ecuación IV.7.A. en la que  $f_{v0} = 14.66 \times 0.7 = 10.26 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### RESISTENCIA DE DISEÑO A FUERZA CORTANTE PARA VIGUETA V-2

$$f_b = \frac{V_x \cdot Q_x}{I_x \cdot t_x} + \frac{2V_y \cdot Q_y}{I_y \cdot t_y}$$

$$V_x = 191.46 \text{ Kg.}$$

$$Q_x = A \cdot y = 3 \times 3 \times 1.5 \times (2.54)^3 = 221.22 \text{ cm}^3.$$

$$I_x = 2247.65 \text{ cm}^4.$$

$$t_x = 7.62 \text{ cm.}$$

$$V_y = 12.73 \text{ Kg.}$$

$$Q_y = 1.5 \times 6 \times 0.75 \times (2.54)^3 = 110.61 \text{ cm}^3.$$

$$I_y = 561.91 \text{ cm}^4.$$

$$f_b = 2.64 \text{ kg/cm}^2 < 10.26 \text{ Kg/cm}^2$$

#### CALCULO DE DEFLEXIONES PARA LA VIGUETA V-1

Se considera un factor de carga unitario para revisar las condiciones de servicio de cualquier elemento estructural.

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = 0.5 \text{ cm}$$

(Artículo 184 R.C.D.F.)

$$\Delta_{max} = 2.17 \text{ cm. entre los apoyos.}$$

$$\Delta_{max} = \frac{L}{240} = 0.5 \text{ cm}$$

(Artículo 184 R.C.D.F.)

$$\Delta_{max} = 0.64 \text{ cm. para el voladizo}$$

ENTRE LOS APOYOS:

$$\Delta = \frac{w \cdot X^3}{24 E_{0.5} I L} (L^3 - 2L^2 X^2 + L X^3 - 2a^2 L^2 + 2a^2 X^2)$$

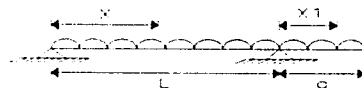
Entre los apoyos:

$$w_x = 0.723 \text{ Kg/cm.}$$

$$w_y = 0.048 \text{ Kg/cm.}$$

$$\Delta_x = 1.00 \text{ cm.}$$

$$\Delta_y = 0.27 \text{ cm.}$$



$E = 61200 \text{ Kg/cm}^2$  (tabla 2.4 y 2.4.1)

$I_{xx} = 2247.65 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 561.91 \text{ cm}^4$

Para el voladizo:  $\Delta = \frac{w \cdot X}{2E_{0.5} I} (4a^2 L - L^3 + 6a^2 X_1 - 4aX_1^2 + X_1^3)$

$w_x = 0.723 \text{ Kg/cm}$

$w_y = 0.048 \text{ Kg/cm}$

$E = 61200 \text{ Kg/cm}^2$  (tabla 2.4 y 2.4.1)

$I_{xx} = 2247.65 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 561.91 \text{ cm}^4$

$\Delta_T = 2\sqrt{(\Delta_x)^2 + (\Delta_y)^2}$

$\Delta_T = 2.07 \text{ cm.} < 2.17 \text{ cm.}$

$\Delta_x = 0.31 \text{ cm.}$

$\Delta_y = 0.08 \text{ cm.}$

$\Delta_T = 2\sqrt{(\Delta_x)^2 + (\Delta_y)^2}$

$\Delta_T = 0.64 \text{ cm.} \leq 0.64 \text{ cm.}$

**CALCULO DE DEFLEXIONES PARA LA VIGUETA V-2**

Se considera un factor de carga unitario para revisar las condiciones de servicio de cualquier elemento estructural.

$\Delta_{max} = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$  (Artículo 184 R.C.D.F.)

$\Delta_{max} = 2.17 \text{ cm.}$  entre los apoyos.

$\Delta_{max} = \frac{L}{240} + 0.5 \text{ cm}$  (Artículo 184 R.C.D.F.)

$\Delta_{max} = 0.64 \text{ cm.}$  para el voladizo

ENTRE LOS APOYOS:

$\Delta = \frac{w \cdot X}{24E_{0.5} I L} (L^4 - 2L^2 X^2 + L X^3 - 2a^2 L^2 + 2a^2 X^2)$

Entre los apoyos:

$w_x = 0.774 \text{ Kg/cm}$

$w_y = 0.051 \text{ Kg/cm}$

$E = 61200 \text{ Kg/cm}^2$  (tabla 2.4 y 2.4.1)

$I_{xx} = 2247.65 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 561.91 \text{ cm}^4$

$\Delta_x = 1.073 \text{ cm.}$

$\Delta_y = 0.283 \text{ cm.}$

$\Delta_T = 2\sqrt{(\Delta_x)^2 + (\Delta_y)^2}$

$\Delta_T = 2.19 \text{ cm.} \cong 2.17 \text{ cm.}$

PARA EL VOLADIZO:

$\Delta = \frac{w \cdot X}{2E_{0.5} I} (4a^2 L - L^3 + 6a^2 X_1 - 4aX_1^2 + X_1^3)$

$w_x = 0.774 \text{ Kg/cm}$

$w_y = 0.051 \text{ Kg/cm}$

$E = 61200 \text{ Kg/cm}^2$  (tabla 2.4 y 2.4.1)

$I_{xx} = 2247.65 \text{ cm}^4$

$I_{yy} = 561.91 \text{ cm}^4$

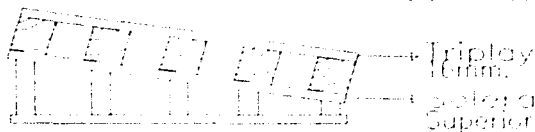
$\Delta_x = 0.337 \text{ cm.}$

$\Delta_y = 0.089 \text{ cm.}$

$\Delta_T =$

$\Delta_T = 0.69 \text{ cm.} \cong 0.64 \text{ cm.}$

**CAPACIDAD DEL TABLERO DE TRIPLAY PARA EL SISTEMA DE TECHO.**



$$M_p = F_k f_{td} S_1 \dots \dots \dots (IV-25)$$

$F_k = 0.8$   
 $f_{td} = f_{td} K_h K_d = 190 \times 0.8 \times 1 = 152 \text{ Kg/cm}^2$  Para carga normal  
 $f_{td} = f_{td} K_h K_d = 190 \times 0.8 \times 1.33 = 202.16 \text{ Kg/cm}^2$  Para carga accidental (Sismo)  
 $S_1 = 14.56 \text{ cm}^3$  (Apendice I)  
 $M_p = 1770.5 \text{ Kg-cm.}$  Para carga normal.  
 $M_p = 2354.76 \text{ Kg-cm.}$  Para Sismo.

Considerando el triplay como una viga simplemente apoyada del momento máximo despejamos la carga tenemos que:

$$w = 380.65 \text{ Kg/m}^2 \text{ para carga normal.} > 141.96 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 506.26 \text{ Kg/m}^2 \text{ para carga accidental} > 89.54 \text{ Kg/m}^2$$

Considerando una carga puntual de 50 Kg para el triplay tenemos que:



$$M_{max} = \frac{P L}{4}$$

$M_{max} = 1067.50 \text{ Kg-cm.}$  Para carga normal.  
 $M_{max} = 838.75 \text{ Kg-cm.}$  Para carga accidental.

Ambos valores menores que las resistencias de diseño para cada condición de carga respectivamente.

**CAPACIDAD POR CORTANTE DEL TRIPLAY:**

$$V_k = \frac{F_k f_{vd} I b}{Q} \dots \dots \dots (IV-27)$$

$F_k = 0.7$   
 $f_{vd} = f_{vd} K_h K_d = 20 \times 0.8 \times 1 = 16 \text{ Kg/cm}^2$  Para carga normal.  
 $f_{vd} = f_{vd} K_h K_d = 20 \times 0.8 \times 1.33 = 21.28 \text{ Kg/cm}^2$  Para carga accidental  
 $Ib/Q = 76.75 \text{ cm}^2$ . (Apendice I)  
 $V_k = 859.6 \text{ Kg.}$  Para carga normal.  
 $V_k = 1143.26 \text{ Kg.}$  Para carga accidental.

Nuevamente despejamos el valor de la carga y tenemos que:

$$w = 2818.36 \text{ Kg/m}^2, > 141.96 \text{ Kg/m}^2$$

$$w = 3748.42 \text{ Kg/m}^2 > 111.54 \text{ Kg/m}^2$$

**CAPACIDAD DEL TRIPLAY POR DEFLEXIÓN:**

$$\Delta = \frac{5wL^4}{384 E_{tr} I}$$

$E = 80325 \text{ Kg/cm}^2$ . (Tablas 2.4 y 2.4.1)

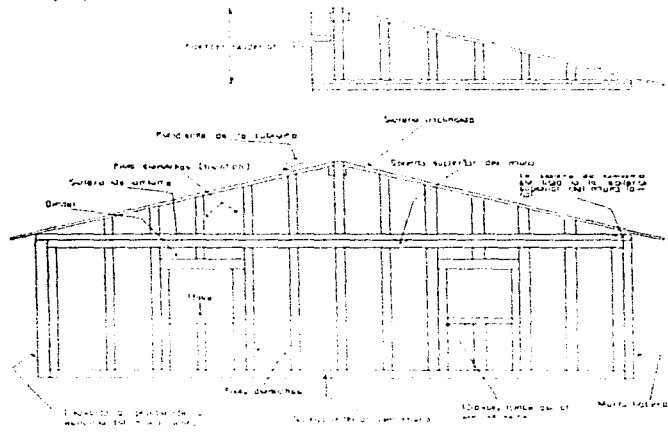
$I_{xx} = 6.37 \text{ cm}^4$ . (Apendice I)

Efecto diferido = 1.5

$w = 141 \text{ Kg/m}^2 = 141.96 \text{ Kg/m}^2$  Para carga normal.

**DISEÑO DE LOS MUROS DE CARGA.**

Los muros de carga están constituidos por elementos verticales llamados "Pies derechos" y por elementos horizontales "Soleras". Se fabricarán muros (paneles) de 2.44m. de longitud por 2.3m. de altura forrados con triplay de 16 mm. evitando que el desperdicio sea excesivo.



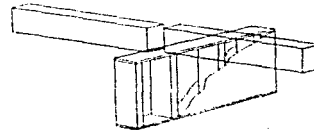
**Ilustración IV-3 Estructuración de muros de carga.**

**MURO DE CARGA M-1. 1ª y 2ª Condición de carga**

Del análisis de las viguetas obtenemos el valor de  $P_u$ :

1.-  $P_u = 374.08 \text{ Kg}$ . Para carga normal

$P_u = 244.26 \text{ Kg}$ . Para carga accidental.

**2.- Excentricidad por encorvadura:**

$$e_h = \frac{I_w}{300} \dots \dots \dots (IV-17)$$

$$e_h = 0.76 \text{ cm.}$$

**3.-Excentricidad mínima:**

$$e_{\text{mín}} = 0.05 \text{ h}$$

$$e_{\text{mín}} = 0.51 \text{ cm.}$$

**4.- Momento actuante:**

$$M_o = P e_j$$

$$M_o = 475.08 \text{ Kg.-cm. Para carga normal-}$$

$$M_o = 310.21 \text{ Kg.-cm. Para carga accidental.}$$

**5.- Carga Axial resistente de compresión:**

$$P_R = F_R F_u A \dots \dots \dots (IV-11)$$

$$F_R = 0.7$$

$$f_{cu} = f_{cu} K_h K_d K_c K_p K_{ci} = 95 \times 0.8 \times 1 \times 1.15 \times 1.15 \times 0.8$$

$$f_{cu} = 80.41 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga normal.}$$

$$f_{cu} = f_{cu} K_h K_d K_c K_p K_{ci} = 95 \times 0.8 \times 1.33 \times 1.15 \times 1.15 \times 0.8$$

$$f_{cu} = 106.95 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga accidental.}$$

$$A = 2 \times 4 \times (2.54)^2 = 51.61 \text{ cm}^2.$$

$$P_R = 2904.97 \text{ Kg. Para carga normal.}$$

$$P_R = 3863.61 \text{ Kg. Para carga accidental.}$$

**6.- Cálculo del momento resistente:**

$$M_R = F_R f_u S \phi \dots \dots \dots (IV-2)$$

$$F_R = 0.8$$

$$f_u = f_u K_h K_d K_c K_p K_{ci} \dots \dots \dots (\text{tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f_u = 92 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga normal.}$$

$$f_u = 122.36 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga accidental.}$$

$$S = 87.4 \text{ cm}^3.$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_R = 6432.64 \text{ Kg.-cm. Para carga normal.}$$

$$M_R = 8555.41 \text{ Kg.-cm. Para carga accidental.}$$

**7.- Cálculo de carga crítica de Euler:**

$$P_{cr} = \frac{F_u \pi^2 E_{0.05} I K_h K_c K_d}{(k L_w)^2} \dots \dots \dots (IV-15)$$

$$P_{cr} = 649.49 \text{ Kg. Para carga normal.}$$

$$P_{cr} = 863.82 \text{ Kg. Para carga accidental.}$$

**8.- Cálculo del factor de amplificación**

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \dots \dots \dots (IV-14)$$

$$\delta = 2.36 \text{ Para carga normal.}$$

$$\delta = 1.39 \text{ Para carga accidental.}$$

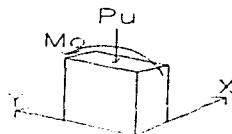
**9.- Cálculo del Momento Amplificado.  $M_o$ .**

$$M_o = M \delta \dots \dots \dots (IV-13)$$

$$M_o = 1121.19 \text{ Kg.-cm. Para carga normal.}$$

$$M_o = 431.19 \text{ Kg.-cm. Para carga accidental.}$$

**10.- Verificación de la resistencia de los Pies derechos.**





Se considero solamente flexión uniaxial debido a que el triplay proporciona arriostramiento al pie derecho, así como también se desprecia la rigidez que proporciona este último.

$$\frac{P_u}{P_n} + \frac{M_u}{M_n} \leq 1 \quad \text{(IV-12)}$$

a) Para carga Normal se tiene:

$$0.30 < 1$$

b) Para carga accidental se tiene:

$$0.11 < 1$$

Para continuar con el diseño de los muros de carga es necesario hacer el análisis sísmico.

#### ANÁLISIS SÍSMICO.

Se cumplen las condiciones para la aplicación del método simplificado ya que las cargas verticales están soportadas en más del 75% por los muros, existen dos muros extremos que abarcan cada uno más del 50% de la longitud de la construcción, la altura total es menor de 13 m., su relación con el lado menor no excede de 1.5, la relación longitud-ancho de la planta no excede de dos.

1.- Las cargas verticales son:

carga muerta	=	61.4 Kg/m <sup>2</sup> .
carga viva instantánea	=	20 "
Suma	=	81.4 "

Carga total incluyendo peso propio de las elementos estructurales:

$$W = 5952 \text{ Kg.}$$

2.- Peso propio de los muros de carga

Pies derechos	=	4.65 Kg/m
Soleras	=	4.65 "
Triplay	=	33.12 "
Recubrimiento	=	5 "
Suma	=	47.42 Kg/m.

Longitud total de los muros de carga en la dirección X = 12.1 m.

Longitud total de los muros de carga en la dirección Y = 26.55 m.

$$\text{Suma} = 38.65 \text{ m.}$$

De la tabla 7.1 (NTCS-96) para terreno tipo III y altura menor de 4 m. se tiene:  $C = 0.13$

$$W_1 = 6868.39 \text{ Ton.}$$

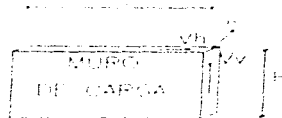
$$V_x = V_y = 0.13 \times 6868.39$$

$$V_x = V_y = 892.89 \text{ Kg.}$$

$$V_H \times L = V_V \times H$$

$$V_V = \frac{V_H \times L}{H}$$

$$V_V = 947.24 \text{ Kg.}$$



Despreciando la deformación por flexión sabemos que la rigidez de entrepiso para un muro es:  $K_i = \frac{V}{\Delta}$ ; como todos los muros son del mismo material ("C" es constante), cada uno de ellos

tomará una fracción de la fuerza cortante total  $V_{TOT}$  igual a:

$$\frac{V_i}{V_{TOT}} = \frac{K_i}{\sum K_i} = \frac{A_i}{\sum A_i} \quad \therefore V_i = \frac{A_i}{\sum A_i} V_{TOT}$$

En la dirección "Y".

a) Cortante Horizontal

- V<sub>1</sub> = 138.76 Kg.
- V<sub>2</sub> = 148.34 "
- V<sub>3</sub> = 47.04 "
- V<sub>4</sub> = 90.72 "
- V<sub>5</sub> = 90.72 "
- V<sub>6</sub> = 110.88 "
- V<sub>7</sub> = 28.56 "
- V<sub>8</sub> = 28.56 "
- V<sub>9</sub> = 117.60 "
- V<sub>10</sub> = 117.60 "

b) Cortante Vertical.

- V<sub>1</sub> = 147.21 Kg.
- V<sub>2</sub> = 157.37 "
- V<sub>3</sub> = 49.90 "
- V<sub>4</sub> = 96.24 "
- V<sub>5</sub> = 96.24 "
- V<sub>6</sub> = 117.63 "
- V<sub>7</sub> = 30.30 "
- V<sub>8</sub> = 30.30 "
- V<sub>9</sub> = 124.76 "
- V<sub>10</sub> = 124.76 "

En la dirección "X".

a) Cortante Horizontal.

- V<sub>1</sub> = 95.88 Kg.
- V<sub>2</sub> = 129.07 "
- V<sub>3</sub> = 55.32 "
- V<sub>4</sub> = 99.57 "
- V<sub>5</sub> = 258.14 "
- V<sub>6</sub> = 125.38 "
- V<sub>7</sub> = 129.07 "

b) Cortante Vertical.

- V<sub>1</sub> = 101.72 Kg.
- V<sub>2</sub> = 136.93 "
- V<sub>3</sub> = 58.68 "
- V<sub>4</sub> = 105.63 "
- V<sub>5</sub> = 273.85 "
- V<sub>6</sub> = 133.01 "
- V<sub>7</sub> = 136.93 "

### REVISIÓN DE LOS PIES DERECHOS POR CARGAS INSTANTÁNEAS (SISMO).

De la distribución de cortantes anterior observamos que la dirección más crítica es la "X" por lo que:

- P<sub>u</sub> = 374.08 + 273.85 = 647.93 Kg.
- M<sub>o</sub> = P<sub>u</sub> e<sub>1</sub> = 647.93 X 1.27 = 822.87 Kg.-cm.
- P<sub>r</sub> = 863.82 Kg.
- δ = 4.00
- M<sub>c</sub> = M<sub>o</sub> X δ = 822.87 X 4
- M<sub>c</sub> = 3291.48 Kg.-cm.
- P<sub>R</sub> = 3863.61 Kg.

Aplicando la relación 3.12 tenemos que:

$$0.55 < 1$$

### DISEÑO DE LAS SOLERAS SUPERIOR E INFERIOR. SECCIÓN DE (2 X 4 pulg.).

De la distribución de las fuerzas cortante en la dirección "X" tomamos la de mayor magnitud la cual es:

$$T_u = V_u = 253.14 \text{ Kg.}$$

### REVISIÓN POR TENSION:

$$T_R = F_R f_u A_n \dots \dots \dots (IV-1)$$

$F_R = 0.7$   
 $f_u = F_{10} K_R K_d K_e K_p K_c \dots \dots \dots$  (tablas 2.4 y 2.4.1)  
 $f_u = 64.4 \text{ Kg./cm}^2$   
 $A_n = 2 \times 4 \times (2.54)^2 = 51.16 \text{ cm}^2$

$$T_R = 2326.58 \text{ Kg.} > 258.14 \text{ Kg.}$$

**REVISIÓN POR CORTANTE:**

$$V_R = \frac{F_R f_{cv} b d}{15} \dots \dots \dots (IV-7)$$

$F_R = 0.7$   
 $f_{cv} = f'_{cv} K_b K_d K_e K_R K_V \dots \dots \dots$  (tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5)  
 $f_{cv} = 12.75 \text{ Kg/cm}^2$   
 $b = 10.16 \text{ cm.}$   
 $d = 244 \text{ cm.}$

$$V_R = 14750.28 \text{ Kg.} > 258.14 \text{ Kg.}$$

**DISEÑO DEL FORRO PARA LOS MUROS DE CARGA.**

De la distribución de fuerzas cortantes obtenemos la resultante de las fuerzas cortantes horizontal y vertical para el muro de la dirección más desfavorable:

$$R = \sqrt{H^2 + V^2}$$

$$R = 376.39 \text{ Kg.}$$

**REVISIÓN POR TENSIÓN:**

$$T_R = F_R f_{tu} A_1 \dots \dots \dots (IV-23)$$

$F_R = 0.7$   
 $f_{tu} = f_{tu} K_b K_d K_e = 140 \times 0.8 \times 1.33 \dots \dots \dots$  (tablas IV.2.1.4 y IV.2.1.5)  
 $f_{tu} = 148.96 \text{ Kg/cm}^2$   
 $A_1 = 55.66 \text{ cm}^2$ . ( Apéndice I)

$$T_R = 5803.78 \text{ Kg.} > 376.39 \text{ Kg.}$$

**REVISIÓN POR CORTANTE:**

$$V_R = F_R f_{cv} A \dots \dots \dots (IV-28)$$

$F_R = 0.7$   
 $f_{cv} = f'_{cv} K_b K_d = 20 \times 0.8 \times 1.33 = 21.28 \text{ Kg/cm}^2$   
 $A = 55.66 \text{ cm}^2$ . (Apéndice I)

$$V_R = 829.11 \text{ Kg.} > 376.39 \text{ Kg.}$$

**DISEÑO DE UNIONES.**

El efecto del viento se considerará equivalente a una presión (empuje o succión) que actúa en forma estática en dirección perpendicular a la superficie expuesta. Las condiciones de exposición de la construcción en estudio se clasifican en zona B (zona típica urbana y suburbana) y construcción cerrada cuya altura es menor de 10 m.

$$P = C_p C_e K P_o$$

donde:

$$P_o = 30 \text{ Kg/m}^2$$

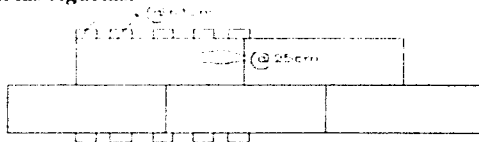
$$K = 1$$

$$C_e = 1$$

Dirección "Y"	$C_p$	P (Kg/m <sup>2</sup> )
Pared de barlovento	0.8	24
Pared de sotavento	-0.5	-15
Paredes laterales	-0.7	-21
Techos inclinados lado sotavento	-0.7	-21
Techos inclinados lado barlovento	-0.7	-21
Dirección "X"		
Pared de barlovento	0.8	24
Pared de sotavento	-0.5	-15

Paredes laterales	-0.7	-21
Techos inclinados lado sotavento	-0.7	-21
Techos inclinados lado barlovento	-1.45	-43.5

**Unión del sistema de techo con las viguetas:**



Se proponen clavos de 2 1/2" estilo delgado (Comunes) separados a cada 61 cm. en todo el perímetro y cada 30 cm. en el interior.

$$N_{cl} = F_R N_u n \quad \dots \quad (IV-30)$$

donde:

- $F_R = 0.7$
- $N_u = N_{u1} J_R J_a J_B J_c J_D J_E J_F J_G$  (incisos IV.2.1.6)
- $N_u = 65 \text{ Kg.}$  para carga normal.
- $N_u = 86.45 \text{ KG.}$  para carga normal + viento o sismo.
- $n =$  número de clavos.

$$N_{cl} = 0.7 \times 86.45 = 60.52 \text{ Kg. para un clavo}$$

Del análisis sísmico sabemos que  $V_x = V_y = 892.89 \text{ Kg.}$  por lo tanto el número de clavos que se requieren será:

$$\# \text{ clavos} = \frac{892.89}{60.52} = 14.75$$

Del análisis de viento tenemos que:

$$P = -43.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Área total del techo} = 50 \text{ m}^2.$$

$$F = -43.5 \times 50 = -2175 \text{ Kg. (succión)}$$

Como el techo está inclinado vamos a considerar a los clavos como lanceros cuya resistencia a la extracción es  $T_R = 0.10 N_{cl}$  por lo tanto el número de clavos total será:

$$\# \text{ clavos} = \frac{2175}{6.052} = 359.39$$

El área de una hoja de triplay es de  $2.98 \text{ m}^2$  y con la separación propuesta caben 18 clavos por hoja por lo tanto:

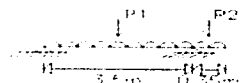
$$\frac{50}{2.98} \times 18 = 302.01 \quad \therefore \text{La separación será: } @ 61 \text{ cm. y } @ 25 \text{ cm.}$$

**Unión de viguetas a solera superior:**

La Unión se realizara mediante flejes de lamina calibre No. 16 ( $e = 1.52 \text{ mm.}$ ) con un  $f_b = 0.6f_y$  y aplicando la siguiente ecuación que es un asolución aproximada para flexión biaxial y torsión:

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} + \frac{2 M_y}{S_y}$$

$$f_b = 1208.77 \text{ Kg/cm}^2 < 1518 \text{ Kg/cm}^2.$$



**Cálculo del número de clavos para unir los fljes:**

$w = 101.23 \text{ Kg/m.}$

$P = P_1 + P_2 = 389.74 \text{ Kg.}$

$P_x = P \text{ Cos } 0 = 389.74 \text{ Cos } 3.81^\circ = 388.88 \text{ Kg.}$

$P_y = P \text{ Sen } 0 = 389.74 \text{ Sen } 3.81^\circ = 25.9 \text{ Kg.}$

$N_{ru} = F_R N_u n \dots \dots (IV-30)$

$N_u = 50 \text{ Kg.}$

$\# \text{ de clavos} = \frac{388.88}{50} = 7.78$

Como se tienen 4 fljes se proponen 2 por cada uno.

**Unión de la solera superior e inferior a pies derechos.**

Del analisis sismico tenemos que para el muro 5 en la dirección "X" tiene un cortante horizontal de  $V = 258.14 \text{ Kg.}$  por lo que proponemos dos clavos de 2 1/2" por cada pie derecho y como cada muro esta compuesto por 5 pies derechos se tiene que:

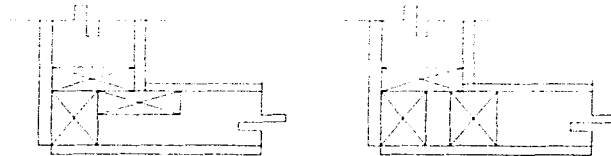
$N_{ru} = F_R N_u n \dots \dots (IV-30)$

$N_u = 86.45 \text{ KG. para carga normal + viento o sismo.}$

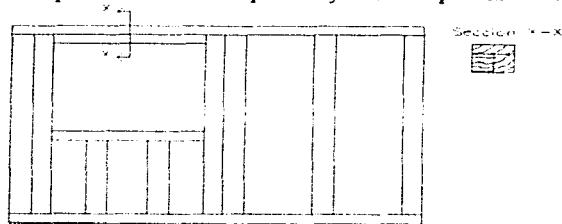
$N_{ru} = 605.15 \text{ Kg.} > 258.14 \text{ Kg.}$

**Configuraciones de uniones para la esquinas de los muros de carga.**

Las siguientes configuraciones son eficientes para que trabaje en conjunto la estructura cualquiera de las dos:



**Detalle de los huecos para las uniones en puertas y ventanas para la estructura.**



**ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA**

### ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN MARCO RÍGIDO.

Se considera una casa habitación de dos niveles estructurada a base de marcos rígidos en ambas direcciones. La madera a utilizar será de pino nacional clase "A" según las NOM-C-239-1985 tratada con pentaclorofenol. Para el ciclo análisis-diseño se considerarán las siguientes secciones:

Columnas 10 X 12 pulg.

Vigas 10 X 12 pulg.

Vamos a considerar que la estructura se va a desplazar en zona de lago (zona III)

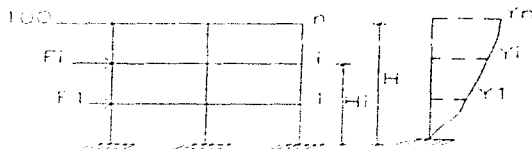
Una vez hecho el análisis de cargas se prosiguió de la siguiente manera:

1° Se calcula la rigidez de entrepiso de cada marco. (Recordando que se define como la fuerza cortante que produce un desplazamiento relativo unitario entre los dos pisos que limitan al entrepiso.)  $k = \frac{F}{\Delta}$

Se aplico al marco un sistema cualquiera de fuerzas laterales por ejemplo una en la que la fuerza cortante en el último piso vale 100 Ton. y las fuerzas en los pisos inferiores varían linealmente desde 100 Ton. hasta cero en planta baja. Otra forma de calcular la rigidez de entre piso es aplicando las fórmulas de Wilbur.

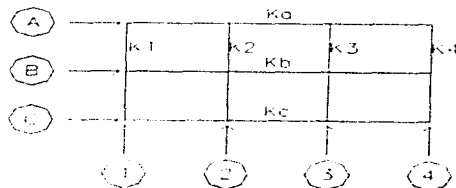
$$F_i = \frac{100 H_i}{H}$$

$$V_n = \sum_{i=1}^n F_i$$

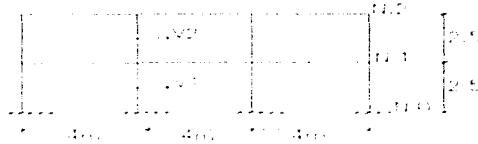


Se calculan las deformaciones laterales y el desplazamiento relativo es  $\Delta_i = Y_i - (Y_{i-1})$  y la rigidez es  $k = \frac{V}{\Delta_i}$

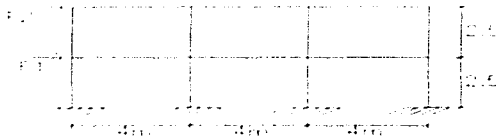
2° Como ya conocemos la rigidez de entrepiso de cada marco y por el análisis de cargas conocemos cuando pesa cada entrepiso y cuando carga cada marco se distribuyen las fuerzas cortantes considerando la torsión así como las condiciones de regularidad para todos los entrepisos de la estructura.



3° A continuación se "Alzan" los marcos, por ejemplo Marco eje B.



4° Se determinan las fuerzas equivalentes en cada piso, por ejemplo Marco eje B.



5° Se calculan los elementos mecánicos para las siguientes combinaciones de carga que especifica el reglamento de construcciones para el D.F. (Artículos 188 y 194).

Por cargas gravitacionales :  $W = (C.M. + C.V.M.)$

Por cargas horizontales :  $W = (C.M. + C.V.I.)$

$U = 1.4 W$

$U = 1.1 (W+S)$

$U = 1.1 (W-S)$

donde :

C.M. = carga muerta.

C.V.M. = carga viva máxima. (Artículo 199 del reglamento de construcciones para el D.F.)

C.V.I. = carga viva instantánea. (Artículo 199 del reglamento de construcciones para el D.F.)

S = Fuerza Horizontal equivalente. (sismo).

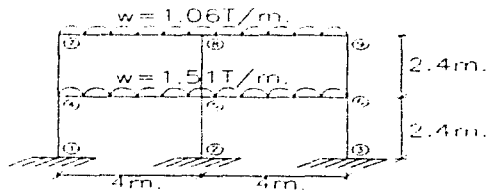
El análisis estructural puede realizarse con una computadora utilizando el programa incluido en este trabajo (Apéndice II) o por algún método manual que para este caso emplearemos el Método de Heberto Castillo Martínez.

6° Se procede a trazar los diagramas de elementos mecánicos para las combinaciones de carga anteriores.

7° Con los elementos mecánicos ya trazados se procede al diseño de los elementos estructurales según el subcapítulo IV.4 de este trabajo.

ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN (a) .  $U = 1.4 W$

Vigas de 10 X 12 pulg.  
Columnas de 10 X 12 pulg.  
 $E = 0.576 \times 10^6 \text{ T/m}^2$ .



$$MEP_{4,5} = MEP_{5,6} = \frac{w l^2}{12} = \frac{151 \times 16}{12} = 201 T - m$$

$$MEP_{5,4} = MEP_{6,5} = -\frac{w l^2}{12} = \frac{151 \times 16}{12} = -201 T - m$$

$$MEP_{7,8} = MEP_{8,9} = \frac{w l^2}{12} = \frac{106 \times 16}{12} = 141 T - m$$

$$MEP_{8,7} = MEP_{9,8} = -\frac{w l^2}{12} = \frac{106 \times 16}{12} = -141 T - m$$

CÁLCULO DE RIGIDECES ANGULARES:

$$r_{4,1} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_{4,5} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_{4,7} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_4 = 4.34 EI$$

Por simetría:  $r_6 = 4.34 EI$

$$r_{5,2} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_{5,4} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_{5,6} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_{5,8} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_5 = 5.34 EI$$

$$r_{7,4} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_{7,8} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_7 = 2.67 EI$$

Por simetría

$$r_9 = 2.67 EI$$

$$r_{8,5} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{2.4} = 167 EI$$

$$r_{8,7} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_{8,9} = \frac{4EI}{L} = \frac{4EI}{4} = 1 EI$$

$$r_8 = 3.67 EI$$



**CÁLCULO DE CONSTANTES DEL GIRO INICIAL EN EL NUDO Y FACTORES DE DISTRIBUCIÓN.**

$$K_{27n} = \frac{M_{27n}}{r_n^2} ; M_{27n} = \sum MEP ; f_{27} = \frac{1}{2} \frac{r_{27}}{r_n^2}$$

$$K_{274} = 0.463 ; K_{275} = 0.000 ; K_{276} = -0.463 ; K_{277} = 0.528 ; K_{278} = 0.000 ; K_{279} = -0.528$$

$$f_{27,45} = -0.115 \quad f_{27,54} = -0.094 \quad f_{27,65} = -0.115 \quad f_{27,74} = -0.313 \quad f_{27,85} = -0.228$$

$$f_{27,47} = -0.192 \quad f_{27,58} = -0.156 \quad f_{27,69} = -0.192 \quad f_{27,78} = -0.187 \quad f_{27,89} = -0.136 \quad f_{27,98} = -0.187$$

**CÁLCULO DE LOS FACTORES DEL DESPLAZAMIENTO QUE INFLUYE EN EL GIRO (F<sub>AG</sub>) , DEL GIRO QUE INFLUYE EN EL DESPLAZAMIENTO (F<sub>GA</sub>) Y LA CONSTANTE DEL DESPLAZAMIENTO EN EL PISO K<sub>AP</sub>.**

$$F_{AG} = \frac{R_{27n}}{r_n} ; R_{27n} = \frac{6EI}{L_{27}^2} ; F_{GA} = \frac{L_{27}}{2N} ; K_{AP} = \frac{Q \cdot L_{27}^2}{6}$$

R<sub>ik</sub> = rigidez lineal de las columnas que para el marco en estudio es la misma para ambos pisos ya que la altura de las columnas es la misma.

$$R_{ik} = 1.04 EI$$

Q<sub>r</sub> = fuerza cortante en el piso 1.

$$F_{A41} = 0.240$$

$$F_{A311} = 0.240$$

$$F_{A51} = 0.240$$

$$F_{A511} = 0.240$$

$$F_{A71} = 0.390$$

$$F_{A51} = 0.195$$

$$F_{A51} = 0.195$$

$$F_{A71} = 0.390$$

$$F_{A811} = 0.284$$

$$K_{AP1} = 3.245$$

$$K_{AP11} = 2.054$$

NUDO	4		5		6		7		8		9	
K <sub>27n</sub>	0.463		0.00		-0.463		0.528		0.00		-0.528	
f <sub>27ik</sub>	5	-0.115	4	-0.094	5	-0.115	4	-0.313	5	-0.228	6	-0.313
	7	-0.192	6	-0.094	9	-0.192	8	-0.187	7	-0.136	8	-0.187
			8	-0.156					9	-0.136		
	0.463		-0.044		-0.468		0.383		-0.042		-0.374	
	0.395		0.013		-0.393		0.412		-0.004		-0.404	
	0.382		0.002		-0.386		0.409		0.003		-0.408	
	0.384		0.000		-0.385		0.407		0.000		-0.407	
	0.385		0.000		-0.385		0.407		0.000		-0.407	

$$M_{ik} = MEP - r_{ik} \odot_{ik} - r_{ik} \odot_{k,i} t_{ik}$$

$$M_{4,1} = -0.643 \text{ T-m.}$$

$$M_{4,5} = 1.625 \text{ T-m.}$$

$$M_{4,7} = -0.983 \text{ T-m.}$$

$$M_{1,4} = -0.321 \text{ T-m.}$$

$$M_{5,2} = 0.000 \text{ T-m.}$$

$$M_{5,4} = -2.203 \text{ T-m.}$$

$$M_{5,9} = 2.203 \text{ T-m.}$$

$$M_{2,5} = 0.000 \text{ T-m.}$$

$$M_{6,3} = 0.643 \text{ T-m.}$$

$$M_{6,5} = -1.625 \text{ T-m.}$$

$$M_{6,9} = 0.983 \text{ T-m.}$$

$$M_{3,6} = 0.321 \text{ T-m.}$$

$$M_{7,4} = -1.001 \text{ T-m.}$$

$$M_{7,8} = 1.003 \text{ T-m.}$$

$$M_{8,5} = 0.000 \text{ T-m}$$

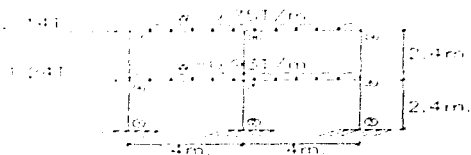
$$M_{8,7} = -1.614 \text{ T-m}$$

$$M_{8,9} = 1.614 \text{ T-m}$$

$$M_{4,8} = 1.001 \text{ T-m}$$

$$M_{4,8} = -1.003 \text{ T-m}$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL PARA LA CONDICIÓN b y c.



Se conservan los factores antes calculados para la condición (a) excepto:

$$MEP_{5,5} = MEP_{5,6} = \frac{w l^2}{12} = \frac{0.93 \times 16}{12} = 1.24 T - m$$

$$MEP_{5,4} = MEP_{6,5} = -\frac{w l^2}{12} = \frac{0.93 \times 16}{12} = -1.24 T - m$$

$$MEP_{7,8} = MEP_{8,7} = \frac{w l^2}{12} = \frac{0.75 \times 16}{12} = 1.00 T - m$$

$$MEP_{8,7} = MEP_{9,8} = -\frac{w l^2}{12} = \frac{0.75 \times 16}{12} = -1.00 T - m$$

NUDO	4		5		6		7		8		9		PISO I	PISO II
$K_{\text{col}}$	0.286		0.00		-0.286		0.375		0.00		-0.375		$\odot_1 \odot_2 \odot_3$	$\odot_1 \odot_2 \odot_3$ $\odot_4 \odot_2 \odot_4$
$f_{\text{dch}}$	5	-0.115	4	-0.094	5	-0.115	4	-0.313	5	-0.228	6	-0.313		
	7	-0.192	6	-0.094	9	-0.192	8	-0.187	7	-0.136	8	-0.187		
			8	-0.156					9	-0.136				
$F_{\text{col}}$	I	0.24	I	0.19	I	0.24	II	0.39	II	0.28	II	0.39	$F_{\text{col}}=0.4$	$F_{\text{col}}=0.4$
	II	0.24	II	0.19	II	0.24							$K_{\text{col}}=3.245$	$K_{\text{col}}=2.054$
		0.795		0.328		0.185		0.447		0.095		-0.451		
		0.931		0.489		0.513		0.604		0.254		-0.583		
		1.020		0.534		0.671		0.673		0.343		0.016		
		1.130		0.596		0.677		0.786		0.350		0.176		
		1.163		0.640		0.703		0.846		0.361		0.238		
$\odot$		1.178		0.660		0.721		0.876		0.371		0.267		
		1.187		0.670		0.731		0.890		0.376		0.282		
		1.192		0.674		0.737		0.897		0.379		0.289		
		1.195		0.677		0.739		0.901		0.381		0.293		
		1.196		0.678		0.741		0.903		0.382		0.295		
		1.195		0.679		0.739		0.905		0.382		0.297		
		1.196		0.679		0.741		0.904		0.382		0.297		
		1.196		0.679		0.741		0.904		0.382		0.297		
													1.298	0.822

								1.821	1.381
								2.071	1.705
								2.188	2.124
								2.259	2.308
								2.300	2.402
								2.322	2.451
								2.333	2.476
								2.330	2.489
								2.342	2.496
								2.344	2.500
								2.343	2.500
								2.344	2.500

$M_{1k} = MEP + r_k C_{1k} + r_k C_{2k} + R_{1k}$

$M_{4,1} = 0.440 \text{ T-m.}$      $M_{5,2} = 1.304 \text{ T-m.}$      $M_{6,3} = 1.200 \text{ T-m.}$      $M_{7,4} = 0.092 \text{ T-m.}$      $M_{8,5} = 1.395 \text{ T-m.}$   
 $M_{4,5} = -0.296 \text{ T-m.}$      $M_{5,4} = -2.517 \text{ T-m.}$      $M_{6,5} = -2.321 \text{ T-m.}$      $M_{7,6} = -0.095 \text{ T-m.}$      $M_{8,7} = -1.834 \text{ T-m.}$   
 $M_{4,7} = -0.152 \text{ T-m.}$      $M_{5,8} = 0.191 \text{ T-m.}$      $M_{6,8} = 1.115 \text{ T-m.}$      $M_{7,8} = 0.470 \text{ T-m.}$   
 $M_{1,4} = 1.439 \text{ T-m.}$      $M_{2,8} = 1.147 \text{ T-m.}$      $M_{3,8} = 1.819 \text{ T-m.}$   
 $M_{9,6} = 1.485 \text{ T-m}$   
 $M_{9,8} = -1.488 \text{ T-m}$

Revisión de los desplazamientos:  $Q = 1.5$

$\Delta_1 = \frac{2.344 \times 1.5}{0.576 E \times 6 \times 5.99 E - 4} = 0.01 \text{ m}$  ;     $\Delta_2 = \frac{2.744 \times 1.5}{0.576 E \times 6 \times 5.99 E - 4} = 0.014 \text{ m}$

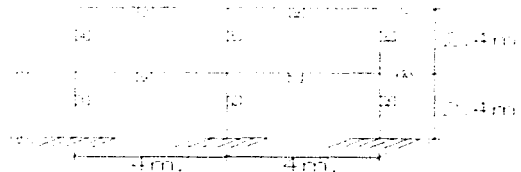
$\Delta_{max} = 0.006 H = 0.006 \times 2.4 = 0.0144 \text{ m. ( Art. 209 R.C.D.F.)}$

-De igual forma se procede a realizar el análisis de los marcos en la otra dirección bajo las mismas condiciones de carga y se trazan sus elementos mecánicos.

- Diseño Estructural de las columnas y vigas para la condición (a). (C.M.+C.V.I) 1.4

Vigas de 10 X 12 pulg.  
 Columnas de 10 X 12 pulg.  
 $E = 0.576 \times 10^6 \text{ T/m}^2$ .  
 $I_c = 59937.33 \text{ cm}^4$ .

-Utilizando el método propuesto por C.R.C. ("Column Research Council") y sus nomogramas para el cálculo de la longitud efectiva y posteriormente la carga crítica con la ecuación (IV-15).



$$G = \frac{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_c}{\sum \left( \frac{I}{L} \right)_v} \quad ; \quad P_{cr} = \frac{F_{cr} \pi^2 E_{0.05} I K_a K_c K_h}{(k L_u)^2} \quad ; \quad \delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}}$$

Columna 1 G <sub>A</sub> = 1.00 G <sub>B</sub> = 3.33 k = 1.58 P <sub>cr</sub> = 107.82 T. δ = 1.05	Columna 2 G <sub>A</sub> = 1.00 G <sub>B</sub> = 1.67 k = 1.41 P <sub>cr</sub> = 135.38 T. δ = 1.09	Columna 3 G <sub>A</sub> = 1.00 G <sub>B</sub> = 3.33 k = 1.58 P <sub>cr</sub> = 107.82 T. δ = 1.05	Columna 4 G <sub>A</sub> = 3.33 G <sub>B</sub> = 1.67 k = 1.70 P <sub>cr</sub> = 93.13 T. δ = 1.02	Columna 5 G <sub>A</sub> = 1.67 G <sub>B</sub> = 0.83 k = 1.40 P <sub>cr</sub> = 137.33 T. δ = 1.03
Columna 6 G <sub>A</sub> = 3.33 G <sub>B</sub> = 1.67 k = 1.70 P <sub>cr</sub> = 93.13 T. δ = 1.02				

- Cálculo de excentricidad accidental, por encorvadura y momentos amplificados de diseño.

$$e_a = 0.05h ; e_b = L_c/300 ; M_c = \delta M_o$$

Columna 1 P <sub>o</sub> = 4.874 T. M <sub>o</sub> = 0.671 T-m. e <sub>a</sub> = 0.0152 m. e <sub>b</sub> = 0.08 m. M <sub>o</sub> = 0.784 T-m. M <sub>c</sub> = 0.831 T-m.	Columna 2 P <sub>o</sub> = 10.81 T. M <sub>o</sub> = 0.00 T-m. M <sub>c</sub> = 0.00 T-m.	Columna 3 P <sub>o</sub> = 4.874 T. M <sub>o</sub> = 0.671 T-m. e <sub>a</sub> = 0.0152 m. e <sub>b</sub> = 0.08 m. M <sub>o</sub> = 0.784 T-m. M <sub>c</sub> = 0.831 T-m.	Columna 4 P <sub>o</sub> = 1.983 T. M <sub>o</sub> = 1.028 T-m. e <sub>a</sub> = 0.0152 m. e <sub>b</sub> = 0.08 m. M <sub>o</sub> = 1.074 T-m. M <sub>c</sub> = 1.106 T-m.	Columna 5 P <sub>o</sub> = 1.983 T. M <sub>o</sub> = 1.028 T-m. e <sub>a</sub> = 0.0152 m. e <sub>b</sub> = 0.08 m. M <sub>o</sub> = 1.074 T-m. M <sub>c</sub> = 1.106 T-m.
Columna 2 P <sub>o</sub> = 10.81 T. M <sub>o</sub> = 0.00 T-m. M <sub>c</sub> = 0.00 T-m.	Columna 5 P <sub>o</sub> = 4.515 T. M <sub>o</sub> = 0.00 T-m. M <sub>c</sub> = 0.00 T-m.			

- De igual forma se calculan los incisos anteriores para los marcos en la otra dirección:

- Una vez calculados los momentos amplificados de diseño en ambas direcciones se deberá satisfacer la siguiente condición para cada columna:

$$\frac{P_R}{P_R} + \frac{M_{ax}}{M_{Rx}} + \frac{M_{ay}}{M_{Ry}} \leq 1 \quad \dots \dots \quad (IV-18)$$

$$P_R = F_R f_w A \quad \dots \dots \quad (IV-11)$$

$$f_w = F_w K_h K_d K_e K_f K_g \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f_w = 76.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = 774.19 \text{ cm}^2.$$

$$P_R = 41.61 \text{ Ton. Para carga normal.}$$

$$P_R = 55.36 \text{ Ton. Para carga accidental.}$$

$$M_{Rx} = F_R f_w S_x \phi \quad \dots \dots \quad (IV-2)$$

$$f_w = F_w K_h K_e K_d K_f K_g \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f_w = 136 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga normal.}$$

$$f_w = 180.88 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga accidental.}$$

$$S_x = 3932.90 \text{ cm}^3.$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_{Rx} = 4.28 \text{ Ton-m. Para carga normal.}$$

$$M_{Rx} = 5.69 \text{ Ton-m. Para carga accidental.}$$

$$M_{Ry} = F_R f_{Ry} S_y \quad \text{..... (IV-2)}$$

$F_R = 0.8$   
 $f_{Ry} = f_{Ry} K_b K_c K_d K_e K_f$  (incisos 2.4 y 2.4.1)  
 $f_{Ry} = 136 \text{ Kg/cm}^2$ . Para carga normal.  
 $f_{Ry} = 180.88 \text{ Kg/cm}^2$ . Para carga accidental.  
 $S_y = 3277.41 \text{ cm}^3$ .  
 $\phi = 1.00$

$M_{Ry} = 3.57 \text{ Ton-m}$ . Para carga normal.  
 $M_{Ry} = 4.74 \text{ Ton-m}$ . Para carga accidental.

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
0.31 < 1	0.26 < 1	0.31 < 1	0.31 < 1	0.1 < 1	0.30 < 1

- Revisión de las vigas por flexión.

$$M_{Rx} = F_R f_{Rx} S_x \quad \text{..... (IV-2)}$$

$F_R = 0.8$   
 $f_{Rx} = f_{Rx} K_b K_c K_d K_e K_f$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)  
 $f_{Rx} = 136 \text{ Kg/cm}^2$ . Para carga normal.  
 $f_{Rx} = 180.88 \text{ Kg/cm}^2$ . Para carga accidental.  
 $S_x = 3932.90 \text{ cm}^3$ .  
 $\phi = 1.00$

$M_{Rx} = 4.28 \text{ Ton-m}$ . Para carga normal.

- Revisión de las vigas por cortante:

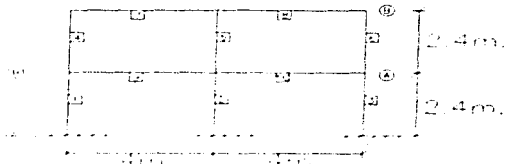
$$V_R = \frac{F_R f_{Rv} b d}{1.5} \quad \text{..... (IV-7)}$$

$F_R = 0.7$   
 $f_{Rv} = f_{Rv} K_b K_c K_d K_e K_f$  (incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5)  
 $V_R = 3.49 \text{ Ton}$ .

**-Diseño estructural de las vigas y columnas para la condición (b) y (c)(C.M+ C.V.I+S) 1.1**

Vigas de 10 X 12 pulg.  
 Columnas de 10 X 12 Pulg.  
 $E = 0.576 \times 10^6 \text{ Ton/m}^2$ .  
 $I_x = 59937.33 \text{ cm}^4$ .

-Utilizando el método propuesto por C.R.C. ("Column Research Council") y sus nomogramas para el cálculo de la longitud efectiva y posteriormente la carga crítica con la ecuación (IV-15).



$$G = \frac{\sum \left( \frac{I_c}{L_c} \right)}{\sum \left( \frac{I_v}{L_v} \right)} ; \quad P_{cr} = \frac{F_R \pi^2 E_{0.05} I K_d K_e K_b}{(k L_w)^2} ; \quad \delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}}$$

Columna 1

Columna 2

Columna 3

Columna 4

Columna 5

$G_A = 1.00$	$G_A = 1.00$	$G_A = 1.00$	$G_A = 3.33$	$G_A = 1.67$
$G_B = 3.33$	$G_B = 1.67$	$G_B = 3.33$	$G_B = 1.67$	$G_B = 0.83$
$k = 1.58$	$k = 1.41$	$k = 1.58$	$k = 1.70$	$k = 1.40$
$P_{cr} = 143.4 \text{ T.}$	$P_{cr} = 180.06 \text{ T.}$	$P_{cr} = 143.4 \text{ T.}$	$P_{cr} = 123.87 \text{ T.}$	$P_{cr} = 182.64 \text{ T.}$
$\delta = 1.02$	$\delta = 1.05$	$\delta = 1.04$	$\delta = 1.01$	$\delta = 1.02$

Columna 6

$G_A = 3.33$
$G_B = 1.67$
$k = 1.70$
$P_{cr} = 123.87 \text{ T.}$
$\delta = 1.01$

-Cálculo de excentricidad accidental, por encorvadura y momentos amplificados de diseño.

$$e_a = 0.05h; e_b = L_u/300; M_c = \delta M_{u,c}$$

Columna 1

$P_u = 2.169 \text{ T.}$
$M_u = 1.460 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 1.510 \text{ T-m.}$
$M_c = 1.540 \text{ T-m.}$

Columna 3

$P_u = 4.188 \text{ T.}$
$M_u = 1.842 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 1.940 \text{ T-m.}$
$M_c = 2.020 \text{ T-m.}$

Columna 4

$P_u = 1.020 \text{ T.}$
$M_u = 0.1314 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 0.229 \text{ T-m.}$
$M_c = 0.231 \text{ T-m.}$

Columna 6

$P_u = 1.771 \text{ T.}$
$M_u = 1.516 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 1.560 \text{ T-m.}$
$M_c = 1.590 \text{ T-m.}$

Columna 2

$P_u = 7.083 \text{ T.}$
$M_u = 1.871 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 2.040 \text{ T-m.}$
$M_c = 2.140 \text{ T-m.}$

Columna 5

$P_u = 3.209 \text{ T.}$
$M_u = 1.391 \text{ T-m.}$
$e_a = 0.0152 \text{ m.}$
$e_b = 0.08 \text{ m.}$
$M_o = 1.470 \text{ T-m.}$
$M_c = 1.500 \text{ T-m.}$

- De igual forma se calculan los incisos anteriores para los marcos en la otra dirección:

- Una vez calculados los momentos amplificados de diseño en ambas direcciones se deberá satisfacer la siguiente condición para cada columna:

$$\frac{P_u}{P_R} + \frac{M_{cr}}{M_{R_x}} + \frac{M_{cy}}{M_{R_y}} \leq 1 \quad \dots \dots \quad (\text{IV-18})$$

$$P_R = F_R f_{cu} A \quad \dots \dots \quad (\text{IV-11})$$

$$F_R = 0.7$$

$$f_{cu} = f'_{cu} K_h K_c K_d K_p K_e \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f'_{cu} = 76.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$A = 774.19 \text{ cm}^2.$$

$$P_R = 41.61 \text{ Ton. Para carga normal.}$$

$$P_R = 53.36 \text{ Ton. Para carga accidental.}$$

$$M_{R_x} = F_R f_{tu} S_x \phi \quad \dots \dots \quad (\text{IV-2})$$

$$F_R = 0.8$$

$$f_{tu} = f'_{tu} K_h K_c K_d K_p K_e \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f'_{tu} = 136 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga normal.}$$

$$f'_{tu} = 180.88 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga accidental.}$$

$$S_x = 3932.90 \text{ cm}^3.$$

$$\phi = 1.00$$

$$M_{R_x} = 4.28 \text{ Ton-m. Para carga normal.}$$

$M_{R_x} = 5.69$  Ton-m. Para carga accidental.

$$M_{R_y} = F_R f_{tu} S_y \phi \quad \dots \quad (IV-2)$$

$$F_R = 0.8$$

$$f_{tu} = f'_{tu} K_b K_c K_d K_e K_f K_g \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$f'_{tu} = 136 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga normal.}$$

$$f'_{tu} = 180.88 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Para carga accidental.}$$

$$S_y = 3277.41 \text{ cm}^3.$$

$$\phi = 1.00$$

$M_{R_y} = 3.57$  Ton-m. Para carga normal.

$M_{R_y} = 4.74$  Ton-m. Para carga accidental.

Columna 1	Columna 2	Columna 3	Columna 4	Columna 5	Columna 6
0.77 < 1	0.89 < 1	0.89 < 1	0.6 < 1	0.57 < 1	0.66 < 1

$$V_k = \frac{F_R f_{vu} b d}{15} \quad \dots \quad (IV-7)$$

$$F_R = 0.7$$

$$f_{vu} = f'_{vu} K_b K_c K_d K_e K_f K_g \quad (\text{incisos IV.2.1.4 y IV.2.1.5})$$

$$V_k = 3.49 \text{ Ton.}$$

## IV.5. UNIONES Y SUJETADORES.

Las construcciones de madera están compuestas de piezas que se deben ensamblar de manera adecuada para lograr la resistencia y estabilidad adecuadas. Los sujetadores algunas veces transmiten cargas y en otras ocasiones se utilizan para mantener unidos los componentes de madera sin transmitir carga.

Se describen los sujetadores más comúnmente utilizados los cuales son **clavos, tornillos, pernos, pijas, placas y soportes metálicos.**

Cada sujetador debe ubicarse y colocarse de manera que se tengan en cuenta las condiciones de trabajo de la unión y de las características tanto del sujetador como de la madera así como las condiciones de exposición a la intemperie.

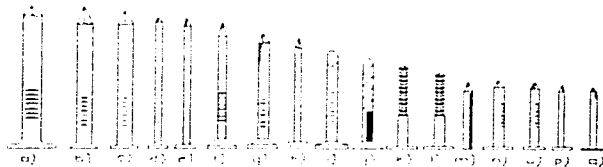
El comportamiento de una unión depende de las características geométricas y mecánicas del sujetador y de la madera, configuración de la unión y en particular de los factores siguientes:

- Dimensión del sujetador.
- Especie de madera.
- Contenido de humedad de la madera, cuando se fabrica la unión y en su condición de servicio.
- Espesor relativo de las piezas por unir.
- Orientación de las piezas por unir.
- Dirección de la carga.
- Rapidez de aplicación de la carga.
- Número de sujetadores.
- Placas laterales de otros materiales (como acero), en su caso.

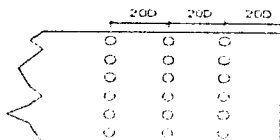
### IV.5.1. Clavos.

El clavo es el sujetador más comúnmente empleado en las construcciones de madera. Los hay de diversas longitudes, diámetros, materiales, estilos y acabados. Hay clavos con cabeza o no está puede ser plana, o en gota y se pueden hilar mecánicamente o con herramientas neumáticas cuya cabeza del clavo puede ser de T o D. La sección transversal de los clavos puede ser circular, cuadrada, o rectangular cuya cana puede tener estrías o no las cuales son útiles para reducir el agrietamiento y separación de las fibras de la madera. La punta de los clavos puede ser en forma de diamante, cónica o bisel.

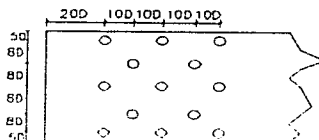
En México los clavos más utilizados son los denominados clavo estándar (alambre delgado de bajo contenido de carbón) con cabeza y el clavo americano (alambre grueso de bajo contenido de carbón). NMIX-H-64-1960.



- a) Espiga con cabeza (American spike)
- b) Clavo para carpintería (Carpenter's spike)
- c) Clavo común (Standard common nail)
- d) Clavo para piso (Floor nail)
- e) Clavo para carpintería (Carpenter's nail)
- f) Clavo para pared (Wall nail)
- g) Clavo para carpintería (Carpenter's nail)
- h) Clavo para carpintería (Carpenter's nail)
- i) Clavo para remolque (Trailer nail)
- j) Clavo para piso de madera dura (Hardwood flooring nail)
- k) Clavo para base de yeso (Dry wall base nail)
- l) Clavo para carpintería (Carpenter's nail)
- m) Espiga sin cabeza (Headless spike)
- n) Clavo para techo (Roofing nail)
- o) Clavo para tejamanillo (Wood shingle nail)
- p) Clavo para tiras de madera (Gypsum lath nail)
- q) Clavo para tiras de madera (Wood lath nail)



Clavos alineados verticalmente.



Clavos en tresbolillo.

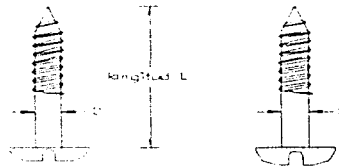


### IV.5.2. Tornillos para Madera.

Las características de los tornillos están contenidas en NMX-H-23-1976 cuya cabeza puede ser plana, redonda u ovalada. Estos proporcionan uniones más rígidas que los clavos pero requieren más mano de obra ya que hay que hacer un agujero guía para evitar que se la madera se raje según Robles et (1991) el agujero guía tiene que ser  $2/3$  partes más grande que la cana lisa para el tramo que contiene a la rosca.

Las NTCM-95 no contienen recomendaciones de diseño ni valores de resistencia para tornillos pero puede extrapolarse el valor recomendado para pijas. Los espaciamientos mínimos entre los tornillos son los siguientes:

- 3D entre hileras de tornillos.
- 5D de los bordes.
- 10D entre los anillos adyacentes en la dirección de las fibras.
- 10D de los extremos.



### IV.5.3. Pernos.

Estos sujetadores suelen confundirse con los tornillos pero la diferencia está en que los pernos tienen la cuerda más fina y menor longitud que los anteriores. Los diámetros de los pernos varían desde  $1/4$  a  $1/2$  de pulgada. (NMX-H-47-1972).

Para reducir el esfuerzo por aplastamiento se recomienda utilizar pernos en combinación con rondanas a menos que la cabeza o tuerca del perno se apoye directamente en una placa de acero. Los espaciamientos mínimos en uniones con pernos son los siguientes:

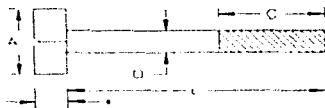
a) Cuando la fuerza actúa en la dirección de las fibras:

- 4D entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras.
- 1.5D entre hileras de pernos.
- 7D del extremo cargado.
- 1.5D de los bordes.

b) Cuando la fuerza actúa perpendicularmente a la dirección de las fibras:

- 4D entre pernos adyacentes en la dirección de las fibras.
- 4D de los extremos.
- 4D del borde cargado.
- 1.5 del borde no cargado.
- 5D entre hileras de pernos para  $t/D > 6$
- 2.5D entre hileras de pernos para  $t/D = 2$  (Interpolarse entre los dos últimos valores para

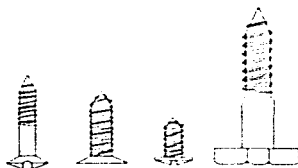
$2 < t/D < 6$ )



- A = Ancho de la cabeza.  
B = Gruasa o la cabeza.  
C = Longitud de la rosca.  
D = Diámetro.  
L = Longitud.

#### IV.5.4. Pijas.

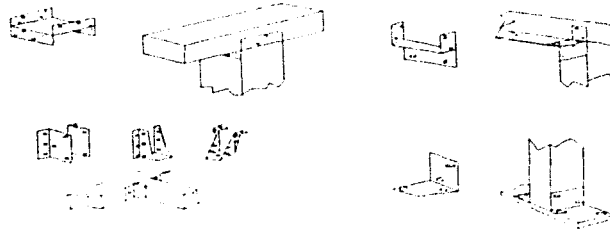
Las pijas son sujetadores más grandes que los tornillos de madera y requieren para su instalación de una llave de tuerca. Estos sujetadores se utilizan en aquellas uniones donde los pernos son indeseables o no serían económicos. También se utilizan pijas cuando en una unión la cara de una de las piezas no es accesible para la colocación de pernos con sus respectivas tuercas y rondanas otra aplicación se tiene cuando se unen piezas de madera con placas de acero. Las pijas son especialmente útiles cuando se requiere transmitir fuerzas que produzcan extracción.



#### IV.5.5. Soportes Metálicos.

Existe una gran variedad de soportes metálicos de lámina o placa de acero galvanizado. Su función es facilitar la unión de piezas de madera a través de clavos. Algunas veces se utilizan soportes para transmitir cargas y otras para mantener unidos los componentes.

Generalmente se fabrican de lámina calibre 16 a 20 (1.52mm a 0.91 mm de espesor). Cuando se utilicen soportes metálicos para transmitir cargas es necesario usar el tipo y tamaño de conector recomendado por el fabricante. Las uniones que utilizan soportes con clavos son más resistentes que las realizadas con prácticas tradicionales, por ejemplo con clavo inclinado.



#### IV.5.6. Pegamentos.

Los pegamentos además de ser utilizados para fabricar triplay, vigas cajón y componentes derivados del triplay se utiliza para realizar conexiones. Los tres tipos más comunes son los siguientes:

**Resinas Fenolíticas.**- Son resinas sintéticas difíciles de aplicar pero constituyen el pegamento más satisfactorio desde el punto de vista de resistencia y durabilidad. Resisten la humedad de modo que pueden utilizarse en estructuras que se encuentren a la intemperie.

**Caseína.**- Es más fácil de aplicar que las resinas fenolíticas sintéticas pero más sensible a la humedad. Su uso debe limitarse a estructuras protegidas contra la intemperie.

**Urea.**- Es también una resina sintética se aplica con facilidad pero su comportamiento es dudoso. Se tiende a prescindir del uso de este pegamento.

### IV.6. COMPORTAMIENTO SÍSMICO.

Dentro de la diversidad de comportamiento de los materiales de construcción, y de los sistemas estructurales ante sismos, destacan la madera y sus sistemas de construcción, por tener un mejor comportamiento con respecto a otros materiales, debido a su ligereza, flexibilidad, capacidad de amortiguamiento y ductibilidad.

Dentro del territorio mexicano, existen zonas de alta sismicidad, las cuales requieren que se verifiquen, con sumo cuidado, las solicitaciones de la carga por sismo en el diseño de las edificaciones para evitar riesgos a las mismas.

El objetivo del diseño por sismo es minimizar los daños físicos y preservar la vida humana. Se establecen en el manual de Diseño de Obras Civiles (C.F.E.), en la sección de diseño por sismo los criterios de diseño sísmico, los cuales se fundamentan en la admisión de la posibilidad de colapso de toda la estructura, lo que conduce a que unas estructuras han de protegerse contra el colapso en mayor grado que otras de acuerdo con su importancia.

Ante esta premisa, las solicitaciones que se adopten para el diseño sísmico de una estructura deben estar en función, tanto de las características probables de los sismos que puedan ocurrir en un sitio dado, como del grado de seguridad recomendable para la estructura en cuestión. Este último está en función creciente de la pérdida que implicaría su falla pero en función decreciente de la rapidez de variación de su costo con respecto a su resistencia.

Por otra parte, las solicitaciones de diseño también dependen del sistema estructural, de los elementos y de los materiales de la estructura y de los detalles de diseño y construcción, los cuales determinan la forma de falla. Por todo lo anterior se puede concluir que, para fines de clasificación de las construcciones, la manera más adecuada de distinguir entre los diversos tipos de estructuras consiste en el empleo de dos parámetros:

- a) La seguridad estructural aconsejable para la estructura.
- b) Las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura.

#### **IV.6.1. Clasificación de las estructuras según su destino. (C.F.E.)**

De acuerdo con la seguridad estructural aconsejable para la estructura, las construcciones de madera se clasifican, según su destino, en los grupos A y B:

##### **GRUPO A**

Estructuras en que se requiere un grado de seguridad alto. Construcciones cuya falla estructural causaría la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales de magnitud excepcionalmente alta.

Tal es el caso de archivos y registros públicos, monumentos, museos, hospitales, escuelas, templos, terminales de transporte, salas de espectáculos y hoteles que tengan áreas de reunión que pueden alojar un número elevado de personas.

##### **GRUPO B**

Estructuras en que se requiere un grado de seguridad intermedio. Construcciones cuya falla estructural ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia o pondría en peligro otras construcciones de este grupo o del grupo A, por ejemplo: locales comerciales, estructuras comunes destinadas a la vivienda u oficinas, salas de espectáculos, hoteles y estructuras no incluidas en el grupo A, así como bodegas ordinarias.

#### **IV.6.2. Clasificación de las construcciones por su estructuración.**

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica de la estructura, las construcciones de madera se ubican según su estructuración en el grupo tipo 1.

##### **TIPO 1**

Estructuras de edificios: como edificios urbanos, naves industriales típicas, salas de espectáculos y estructuras semejantes, en que las fuerzas laterales que se resisten en cada nivel es a base de marcos continuos, contraventeados o no por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados.

#### **IV.6.3. Regionalización sísmica de la República Mexicana.**

Para fines de diseño por sismo, la República Mexicana se considera dividida en cuatro zonas. La zona A es la de menor intensidad sísmica, mientras que la mayor intensidad es la zona D.

De acuerdo con la anterior regionalización la CD. de México esta comprendida en la zona B y clasificada como de alto riesgo debido a las condiciones del subsuelo. Después de los sismos de 1985 se creo la zona E. (especial y corresponde a la zona metropolitana de la CD. de México y zona conurbada).

Tabla IV-29 Espectros de Diseño.

Zona Sismica	Tipo de Suelo	$a_0$	c	$T_a$ (seg.)	$T_b$ (seg.)	r
A	I	0.02	0.08	0.2	0.6	1/2
	II	0.04	0.16	0.3	1.5	2/3
	III	0.05	0.20	0.6	2.9	1
B	I	0.04	0.14	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.30	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.36	0.6	2.9	1
C	I	0.36	0.36	0	0.6	1/2
	II	0.64	0.64	0	1.4	2/3
	III	0.64	0.64	0	1.9	1
D	I	0.50	0.50	0	0.6	1/2
	II	0.86	0.86	0	1.2	2/3
	III	0.86	0.86	0	1.7	1
Zona Metropolitana	I	0.04	0.16	0.2	0.6	1/2
	II	0.08	0.32	0.3	1.5	2/3
	III	0.10	0.40	0.6	3.9	1

donde:

I CORRESPONDE A TERRENO FIRME.

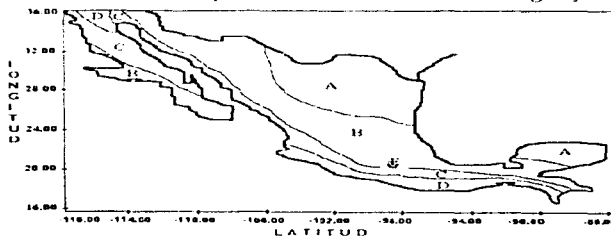
II CORRESPONDE A TERRENO INTERMEDIO.

III CORRESPONDE A TERRENO BLANDO.

Los valores de la tabla, corresponden a estructuras comunes (grupo B). Para estructuras importantes (grupo A), los valores  $a_0$ , c deben ser afectados por un FACTOR DE IMPORTANCIA cuyo valor corresponde a 1.5. Los valores de  $T_a$ ,  $T_b$  y r no cambian.

#### IV.6.3.1. Cimentación.

Con el fin de contrarrestar los danos físicos por movimientos sísmicos, debe considerarse un buen anclaje a la cimentación. El diseño de la unión entre la cimentación y la estructura debe considerar las diferencias de las capacidades de absorción de energía y de las rigideces de los



diferentes materiales.

El diseño de los anclajes de la estructura a la cimentación, deberá efectuarse en tal forma que se evite el deslizamiento lateral o vertical de la estructura.

#### IV.6.3.2. Diseño de muros contra sismos.

Generalmente el empuje horizontal de un sismo es resistido por los paneles de una construcción de madera y la resistencia de estos paneles disminuye si se hacen aberturas para los vanos de puertas y ventanas.

Esta reducción de la resistencia puede agravarse si los vanos se concentran en un solo lado de la edificación o si las aberturas se hacen cerca de las esquinas. Para contrarrestar los daños físicos ocasionados por movimientos sísmicos en los muros, se hacen las siguientes recomendaciones para el diseño de los mismos:

- a) Evitar la ubicación de vanos cerca de las esquinas.
- b) Evitar grandes vanos en los muros de carga.
- c) Diseñar los muros con tableros que trabajen estructuralmente y que sean resistentes a la deformación en el plano del tablero.
- d) Prever el uso adecuado de arriostramientos en los elementos estructurales.
- e) Se recomienda rigidizar los dos paneles que forman una misma esquina con contravientos o riostras diagonales. Las riostras, generalmente, son piezas de 19 mm. de espesor (3/4") y deben tener una inclinación entre 30° y 60°. De ser posible, la riostra debe anclarse en los pies derechos y en las soleras de desplante y de empuje. En los casos en que los materiales de entrepiso y techo no aporten una rigidez adecuada a los muros y la construcción esté edificándose en una zona de alta sismicidad se pueden rigidizar, horizontalmente, las esquinas de los muros, por medio de una riostra horizontal que con una a ambos paneles.
- f) Cuando en un sistema de estructuras ligeras se haga uso de columnas, como podría ser el caso de un pórtico o un cobertizo, el anclaje para rigidizar las mismas a la cimentación deberá calcularse.

#### IV.6.3.3. Diseño de techos contra sismos.

Aunque generalmente el empuje lateral provocado por un sismo es resistido por los muros de una construcción con madera, es conveniente que en zonas de alta sismicidad se refuercen las uniones entre los pies derechos de los paneles de madera y la estructura del techo.

Para evitar el desplazamiento de la estructura de los techos con respecto a la estructura de los muros se recomienda el uso de soleras o flejes metálicos.

Para la correcta colocación de estas soleras o flejes metálicos es importante detallar dos formas de hacer esta fijación:

- a) Si la armadura o viga coincide con el pie derecho, el anclaje deberá colocarse fijando ambos componentes.
- b) En caso de que la armadura o viga no coincida con el pie derecho, el anclaje se fijará a la solera de cerramiento del panel del muro y del componente estructural de techo, llámese viga o armadura.
- c) Así mismo, para garantizar la estabilidad de la estructura del techo y evitar el volteo, será necesario arriostrar las armaduras.

## IV.7. DISEÑO POR VIENTO.

En este subcapítulo se mencionan los requisitos generales para el análisis y diseño estructurales y se establece la ubicación de las estructuras ligeras con madera, de acuerdo con la

clasificación que establece el Manual de Obras Civiles, de la Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.), Diseño por viento (1993). También se dan a conocer las recomendaciones contra viento en el diseño de uniones de la estructura.

A continuación se mencionan los procedimientos necesarios para efectuar diseño por viento en la República Mexicana y los empujes mínimos por viento que deben emplearse en el diseño de diferentes tipos de estructuras.

En la determinación de la velocidad del viento para el diseño solo se consideraron los efectos de los vientos que ocurren normalmente durante el año en todo el país y los causados por huracanes en las costas del Pacífico, del Golfo de México y del Caribe. No se tomó en cuenta la influencia de los vientos generados por tornados, ya a que existe poca información al respecto y por estimarlos como eventos de baja ocurrencia que solo se presentan en pequeños estados de Coahuila, Nuevo León, Chihuahua y Durango.

En aquellas localidades en donde se considere que el efecto de los tornados es significativo, deberán tomarse las provisiones necesarias.

#### **IV.7.1. Requisitos generales para el análisis y diseño estructural.**

Se mencionan los requisitos mínimos que se habrán de tener en cuenta para el diseño por viento que son:

- a) Direcciones de análisis.
- b) Factores de carga y resistencia.
- c) Seguridad contra el volteo.
- d) Seguridad contra el deslizamiento.
- e) Presiones interiores.
- f) Efecto del grupo debido a construcciones vecinas.
- g) Análisis estructurales.
- h) Interacción suelo-estructura.

#### **IV.7.2. Clasificación de las estructuras de madera según su respuesta ante la acción del viento.**

Las estructuras de madera quedan clasificadas en los tipos 1 y 2.

##### **ESTRUCTURAS TIPO 1:**

Aquellas que son poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos del viento, como son: edificios para habitación u oficinas, bodegas, naves industriales, techos y auditorios.

##### **ESTRUCTURAS TIPO 2:**

Aquellas que por su alta relación de aspecto o las dimensiones reducidas de su sección transversal son especialmente sensibles a ráfagas de corta duración y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes en la dirección del viento, ejemplo: chimeneas, tanques elevados, antenas, bardas parapeto, anuncios y en general las construcciones que presentan una dimensión muy corta paralela a la dirección del viento.

#### **IV.7.3. Efectos del viento que deben considerarse.**

Los efectos que se deberán tomar en cuenta en el diseño de estructuras sometidas a la acción del viento son las siguientes:

- a) Empujes medios.

- b) Empujes dinámicos de la dirección del viento.
- c) Vibraciones transversales al flujo.
- d) Inestabilidad aerodinámica.

#### IV.7.4.Regionalización de las velocidades del viento en la República Mexicana.

Para fines de diseño, la República Mexicana se ha dividido en varias zonas, considerando las diferentes velocidades regionales del viento.

La velocidad del viento ( $V_w$ ), es la máxima velocidad media probable que se presenta con un cierto periodo de recurrencia en una determinada zona o región del país.

##### *Recomendaciones contra viento en el diseño de uniones de la estructura con su cimentación.*

Cuando se trate de edificaciones que tengan previsto una cimentación a base de zapatas corridas, la estructura deberá fijarse con anclas metálicas colocadas en la solera de desplante y ahogadas en el concreto.

Las anclas o pernos de anclaje deberán estar galvanizadas y tendrán un diámetro mínimo de 12.7 mm. (1/2") mientras que la separación máxima no será mayor de 1.8 m. entre pernos y de 1.2 hacia los extremos. También se deberá considerarse una distancia máxima de 30 cm. a la junta más cercana.

Sin embargo, en zonas de vientos fuertes, el número, el diámetro de los pernos, y la distancia de anclaje de los mismos deberán ser calculados.

#### IV.7.5.Recomendaciones contra viento en el diseño de muros.

Los empujes horizontales provocados por viento que sufren los muros, en un panel de madera, normalmente son resistidos mediante la rigidización del mismo, por medio de arriostramientos con piezas de madera aserrada de 25 X 87 mm. y de 25 X 140 mm. (1 X 4 y 1 X 6 pulg).

También se logra por medio de la integración de muros diafragma construidos con tableros de madera contrachapada o de entablados de madera colocados diagonalmente.

Siempre debe tenerse especial cuidado en que la separación de los clavos no sea mayor de 15 cm. en los bordes del tablero y no mayor de 30 cm. en las partes intermedias, así mismo el espesor del tablero de madera contrachapada no será menor a 9 mm.

##### *Recomendaciones para contraviento en el diseño de entrepisos y techos.*

Deberá prevverse que las estructuras de entrepiso y techo, se realice un anclaje adecuado en las uniones con la estructura de los muros, para ello, deberá considerarse en el cálculo, el empuje por fuerzas de presión y de succión ocasionadas por el viento de acuerdo con la región donde se vaya a ubicar la estructura.

En zonas de vientos no mayores a 80 Km/hr., bastara con que las estructuras del entrepiso y del techo se fijen a los muros, utilizando clavos lanceros. En el caso de vientos superiores a 80 Km/hr. se recomienda el uso de conectores y soleras o flejes de lamina galvanizada.

Cuando se trate de muros de mampostería o tabique, se requerirá una pieza de madera que vaya anclada, previamente, al muro y posteriormente se fijará la solera o conectores metálicos para resistir las vigas o los largueros.

En caso de soleras y conectores que se fabriquen "ex profeso", será necesario calcular el espesor de la lámina galvanizada y el número de clavos para fijarlas.

Cuando se utilicen soleras y conectores prefabricados o comerciales, será necesario respetar las recomendaciones del fabricante.

En el caso de cubiertas para techos de madera, dependerá del material, si se requiere que el arriostramiento provisional quede como definitivo.



Cuando se utilicen materiales para uso estructural como los tableros de madera contrachapada, su comportamiento ante fuerzas por viento deberá ser analizado para que actúen como diafragma.

## V. LA VIVIENDA DE MADERA

### V.1. LA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL Y LA AUTOCONSTRUCCIÓN

**L**a experiencia de los años recientes ha indicado que no parece posible satisfacer las necesidades de vivienda de la población de recursos mínimos (quizá la mitad de la población total) por los métodos convencionales de construcción ni por sistemas a base industrialización masivos. De hecho la mayor parte de las viviendas de los habitantes de los asentamientos espontáneos y de las zonas rurales es construida por los propios usuarios, que con frecuencia exhiben gran creatividad y capacidad de organización. Un dato interesante es que en los Estados Unidos aproximadamente el 12% de las viviendas son construidas con una importante participación del propietario consiguiéndose ahorros que van del 20% al 50% del costo de viviendas construidas por contratistas.

Parece claro, entonces, que cualquier programa de acciones encaminadas a resolver los problemas de vivienda deberá contemplar, como uno de sus aspectos principales, el apoyo a la autoconstrucción, promoviendo la participación activa de los usuarios. Una recomendación sería "proporcionar asistencia técnica y financiera, incluido el financiamiento a largo plazo, a los hogares de ingresos bajos, para aumentar la participación popular, la autoayuda y otros medios de autosuficiencia".

La autoconstrucción puede adoptar diversas modalidades que van desde la totalmente espontánea hasta la dirigida, que recibe algún tipo de apoyo. Algunos especialistas han sugerido que puede ser útil la fabricación masiva, con un alto grado de industrialización, de un número relativamente reducido de componentes diferentes, estandarizados y sencillos, que puedan combinarse en una gran variedad de formas. Los componentes deben ser ligeros, baratos y fáciles de manejar y ensamblar. Para lograr el máximo beneficio de un enfoque de este tipo los componentes deberán fabricarse de acuerdo con un sistema de coordinación modular.

Otras acciones útiles son la optimización del uso de los materiales locales, la búsqueda de formas de aprovechar los desechos industriales y agrícolas, la promoción de cooperativas para adquisición de materiales y de redes de información sobre servicios diversos, y la elaboración de manuales sencillos con información básica sobre procedimientos de construcción.

Las características particulares de la madera la hacen especialmente apropiada para sistemas de autoconstrucción. Gracias a la ligereza de las piezas y componentes de madera no se necesita de equipo pesado. La elaboración de elementos estructurales es sencilla y puede llevarse a cabo con

herramientas económicas y fáciles de operar. La vivienda terminada puede fácilmente ampliarse a medida que lo exijan las necesidades del usuario y sus recursos lo permitan por lo que ofrece una alternativa prometedora.

## V.2. PERSPECTIVAS DE LA VIVIENDA DE MADERA EN MÉXICO

En la época de la colonia e incluso en el siglo pasado la madera desempeñó un papel de alguna importancia en la construcción de viviendas. Sin embargo, desde la introducción del concreto, el acero, las láminas de asbesto-cemento y otros materiales, la tradición de la construcción con madera se ha ido perdiendo de tal manera que hoy son escasos los artesanos, técnicos y profesionistas preparados para obtener el máximo provecho de este material en la producción de viviendas.

El hecho de que los sistemas tradicionales hayan caído en desuso constituye en cierta forma una ventaja ya que no sería necesario vencer prejuicios y prácticas arbitrarias que pudieran obstaculizar el desarrollo de sistemas de vivienda basados en la experimentación y la aplicación de principios científicos de manera que se garantice el aprovechamiento racional de la madera. Aunque las enseñanzas derivadas de las experiencias de otros países pueden ser útiles en el desarrollo de viviendas apropiadas para condiciones de nuestro medio se debe evitar caer en la imitación. Los sistemas que se adopten deben responder a nuestras necesidades y recursos, buscando estilos originales propios que estén correlacionados con las condiciones climatológicas de las diferentes regiones.

No parece aconsejable intentar la imposición masiva de la madera como solución al problema de la vivienda. La aceptación de la madera deberá ser un proceso gradual que tenga en cuenta el actual rechazo a este material. Así tienen especial interés las soluciones mixtas de mampostería y madera que no impliquen un alejamiento total de los sistemas tradicionalmente aceptados.

## CONCLUSIONES.

Con la presentación de este trabajo indudablemente no intentamos la imposición masiva de la madera como la solución al problema de la vivienda en nuestro país si no únicamente darle un aprovechamiento racional a la misma.

Al plantearse la posibilidad de construir viviendas de madera como contrapartida a las viviendas edificadas con sistemas convencionales, en realidad se planteó un problema de mayor trascendencia. La atención a la creciente demanda de viviendas debe darse en términos de una mayor industrialización. A lo largo de los años, algunos nuevos materiales se han incorporado solo muy lentamente a los procesos constructivos, a pesar de los evidentes beneficios que han traído a los usuarios. En esencia los procesos siguen siendo idénticos desde hace muchas décadas y resulta difícil pensar que la edificación se industrialice por completo.

El presente trabajo muestra las ventajas obvias para la construcción de viviendas con respecto a otros materiales ya que gracias a su bajo peso volumétrico las cimentaciones resultan más sencillas y económicas adecuadas para las condiciones del subsuelo del valle de México, influyendo también en el comportamiento de las estructuras ante acciones sísmicas.

La construcción de viviendas de madera es sencilla, rápida de menor costo con posibilidades de producción masiva, pudiéndose iniciar los trabajos relativos a instalaciones en una etapa temprana y desde el punto de vista arquitectónico ofrece una gran flexibilidad tanto en la forma de la planta como en la distribución de espacios. Sin embargo, es necesario resolver antes los problemas que se oponen a la realización de estos proyectos.

Por una parte no toda la madera en tablas o polines pasa por procesos de tratamiento sin embargo, el riesgo de incendios, protección contra la humedad y organismos destructores que contribuyen bastante a la desconfianza de usar a la madera para la construcción de viviendas pueden contrarrestarse tomando las debidas precauciones para reducirse a proporciones razonables como se indicó.

La aceptación de la madera nuevamente deberá ser un proceso gradual así como las soluciones mixtas sin vencer prejuicios y prácticas comunes que en un momento determinado pudieran obstaculizar el desarrollo de viviendas de madera en nuestro país.

En cuanto al aspecto económico se pudo observar en concursos que ha realizado el Fondo Nacional de Habitaciones Populares, Casa de Madera se han logrado reducciones de costo del orden del 40% respecto a los normales y se aumentaron las superficies promedio a cerca de 40 metros cuadrados inventario realizada a mas de cincuenta proyectos y sistemas constructivos que están a disposición en las oficinas centrales del FONAPO.

Por todo lo anterior considero adecuado el uso de este material para la construcción de viviendas en nuestro país siempre y cuando las soluciones sean las adecuadas para nuestro medio es decir evitar la imitación.

El hecho de haber realizado este trabajo medio la oportunidad de involucrarme en el diseño, la fabricación y la construcción de casas de madera.

# **APENDICE I. PROPIEDADES PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA.**

## **GROSORES EFECTIVOS DE LAS CHAPAS Y PROPIEDADES PARA PLACAS DE MADERA CONTRACHAPADA SIN PULIR.**

G.N. = Grosor efectivo.  
# C. = Número de chapas.  
C.E. = Chapas exteriores.  
C.A. = Chapa transversales.  
C.G. = Centro de gravedad.  
G.T. = Grosor neto.  
G.E. = Grosor efectivo.  
A.E. = Área efectiva.  
M.E. = Módulo de sección efectivo.  
M.I. = Momento de inercia efectivo.  
C.C. = Constante para cortante por flexión.

PROPIEDADES DE LA SECCION POR UN METRO DE ANCHO.															
CHAPAS EXTERIORES PARALELAS AL ESFUERZO											CHAPAS EXTERIORES PERPENDICULARES AL ESFUERZO				
GROSOR DE LAS CHAPAS															
G.N.	#.C.	C.E.	C.T.	C.G.	G.T.	G.E.	A.E.	M.E.	M.L.	C.C.	G.F.	A.F.	M.F.	M.L.	C.C.
					t	t <sub>p</sub>	A <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	I <sub>1</sub>	I <sub>y</sub> Q	t <sub>p</sub>	A <sub>1</sub>	S <sub>1</sub>	I <sub>1</sub>	I <sub>y</sub> Q
mm.		mm.	mm.	mm.	mm.	cm.	cm <sup>2</sup> .	cm <sup>3</sup> .	cm <sup>4</sup> .	cm <sup>2</sup> .	cm.	cm <sup>2</sup> .	cm <sup>3</sup> .	cm <sup>4</sup> .	cm <sup>2</sup> .
9	3	318	254		8.10	0.43	42.80	8.57	3.20	56.11	0.17	17.46	1.52	0.07	
9	3	318	318			8.74	0.56	55.66	12.14	5.31	63.96	0.24	23.86	2.85	0.17
9	5	156	159	254	8.10	0.49	49.26	7.44	3.02	61.17	0.24	23.86	4.19	1.03	46.32
9	5	212	212	159	9.27	0.50	50.36	10.85	5.03	73.77	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
12	3	318	6.35		11.90	0.56	55.66	20.08	11.97	94.16	0.56	55.55	15.43	2.14	
12	5	254	254	159	10.95	0.59	58.76	15.55	8.52	87.30	0.43	42.86	6.77	1.99	49.72
12	5	254	212	254	11.06	0.68	68.26	15.96	8.83	85.19	0.34	34.46	5.52	1.98	53.94
12	5	318	212	159	11.39	0.72	71.56	18.81	10.72	87.11	0.34	34.46	4.91	1.24	43.34
16	5	254	318	3.97	14.61	0.83	82.56	23.75	17.36	113.18	0.56	55.66	16.88	8.05	85.63
16	5	254	3.97	254	14.76	0.68	68.26	23.53	17.37	113.23	0.71	71.46	18.43	8.92	81.71
16	5	318	3.97	159	15.08	0.72	71.56	28.47	21.49	123.15	0.71	71.46	15.17	6.63	71.85
16	5	318	318	318	15.08	0.87	87.46	28.81	21.76	119.18	0.56	55.66	14.56	6.37	76.75
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	254	254	318	18.26	1.06	106.45	36.96	33.76	144.86	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
19	7	254	318	254	18.90	0.94	93.66	36.71	34.70	137.56	0.87	87.46	30.55	21.12	128.97
19	7	318	254	318	19.54	1.19	119.28	46.25	45.20	149.41	0.68	68.26	24.33	16.04	126.92
22	5	254	556	556	20.95	0.98	98.46	37.74	39.56	164.81	1.63	103.26	48.31	38.37	138.62
22	5	318	4.76	6.35	21.43	1.19	119.16	47.50	50.94	164.74	0.87	87.26	42.06	31.71	136.66
22	7	318	254	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	254	3.97	254	21.27	0.94	93.66	42.34	45.05	156.57	1.11	111.16	44.08	35.70	145.58
25	5	318	6.35	6.35	24.61	1.19	119.16	55.92	68.83	194.30	1.19	119.66	63.85	58.28	159.18
25	7	254	4.76	3.18	24.92	1.06	106.44	57.23	66.31	179.13	1.35	134.66	66.00	65.50	178.91
25	7	318	3.97	3.18	23.83	1.19	119.28	59.32	70.70	173.56	1.11	111.16	49.19	42.98	160.31
25	7	318	318	4.76	24.62	1.51	150.86	67.86	83.55	169.51	0.87	87.46	41.65	40.70	178.80

## APENDICE II. PROGRAMA PARA ANÁLIZAR MARCOS PLANOS.

El programa está diseñado para analizar marcos planos empleando un método Geométrico (Rigideces) considerando la deformación debida a flexión y cortante. Los elementos mecánicos resultantes son de barra sobre nudo cuya convención de signos es la siguiente: Negativo giro en el sentido de las manecillas del reloj y Positivo en el sentido contrario a las manecillas del reloj. El programa solo puede analizar marcos sometidos a cargas uniformemente distribuidas, cargas concentradas en las barras o nodos.

### HIPÓTESIS FUNDAMENTALES DEL PROGRAMA:

- a) Principios de superposición. Es decir, que se pueden sumar efectos debidos a diferentes causas que actúan en diferentes instantes.
- b) Hipótesis de Bernoulli-Navier. O sea permanencia de las secciones planas y normales al eje deformado después de la deformación y deformaciones de las fibras longitudinales proporcionales a su distancia al eje neutro.
- c) Ley de Hooke. Los esfuerzos varían linealmente con las deformaciones.
- d) Principio de equivalencia de efectos. Las rotaciones y los desplazamientos de los nudos de una estructura producida por un sistema de cargas exteriores son los mismos que se obtendrían aplicando a los nudos de la estructura los momentos y las fuerzas que provocarían dichas cargas exteriores.

### MÉTODO DE LAS RIGIDECES, Error! Marcador no definido.

Este método, llamado también de los desplazamientos o del equilibrio, los desplazamientos de los nudos, necesarios para describir totalmente la forma deformada de la estructura, se usan en un conjunto de ecuaciones simultáneas.

Después de resolver estas ecuaciones y determinar los desplazamientos, estos se sustituyen en las relaciones fuerza-deformación de cada elemento para determinar las diversas fuerzas o momentos internos.

Este método se ha desarrollado a un grado tal que pueden aplicarse a prácticamente cualquier estructura, como armaduras, vigas, marcos, placas, cascarnes, etc. Dado que es el método matricial que puede programarse más fácilmente para un uso general.

Cuando una estructura se analiza con el método de las rigideces, se considera a los desplazamientos de los nudos ( traslaciones y rotaciones ) como incógnitas inmediatas. Se escriben ecuaciones de equilibrio en cada nudo de la estructura en términos de:

- a) Las cargas aplicadas.
- b) Las propiedades de los elementos que se conectan al nudo.
- c) Los desplazamientos desconocidos de los nudos.

Se tiene así un conjunto de ecuaciones algebraicas lineales que pueden resolverse simultáneamente para encontrar los desplazamientos en los nudos. Estos desplazamientos se usan luego para determinar las fuerzas ( o momentos ) internas en los elementos así como las reacciones en los apoyos.

De esta manera se cumple con el proceso de análisis de una estructura que expresado textualmente sería:

- a) Equilibrio. Las fuerzas externas e internas deben estar en equilibrio en todos los nudos.

- b) Compatibilidad. Las deformaciones de los miembros han de ser compatibles en los nudos, es decir, que los miembros deformados deben "encajar" ahí.
- c) Relación fuerza-deformación. La relación fuerza-deformación de cada elemento debe satisfacer la correspondiente para el material ( esfuerzo-deformación ) la que se considera, aquí lineal.

#### PROCEDIMIENTO PARA CREAR UN ARCHIVO DE DATOS

En cualquier procesador de textos o en el editor de tu sistema operativo escribe lo siguiente en el orden que se te presenta:

- 1.- Título de la corrida. (Marco 1, Marco X, Marco Y, etc.)
- 2.- Número de nudos , Número de elementos , Número de materiales ( 9,10, 2)
- 3.- A continuación introduce a para cada nudo la siguiente información:  
( código 1 = restringido ) ( código 0 = libre ) y coordenadas para cada nudo "X", "Y"  
Nudo , Coordenada X , Coordenada Y , Código en X , Código en Y , Código en "r"
- 4.- Fuerza en los elementos: Carga distribuida.  
Elemento , Carga , Principio de la carga (a) , Fin de la carga (c)
- 5.- Dar un renglón de ceros.
- 6.- Propiedades Geométricas de los elementos.  
Número de material , M, de Elasticidad , Área , Inercia , M, de Poisson , Factor de forma
- 7.- Conectividades del elemento.  
Elemento , Número de material , Nudo inicial , Nudo final
- 8.- Dar un renglón de ceros.
- 9.- Fuerza en los elementos: Carga concentrada en los nudos.  
Nudo , Carga en X , Carga en Y , Momento
- 10.- Dar un renglón de ceros.

A continuación correr el programa para ello introducir al mismo lo siguiente:

- 1.- Nombre del archivo de datos ( file name missing or blank please enter filename unit 1 ?
- 2.- Nombre del archivo de resultados. ( file name missing or blank please enter file name unit2?
- 3.- Stop programa terminado.

```
C **** PROGRAMA PRINCIPAL ****
C ANALISIS DE MARCO PLANO
DIMENSION A(4000)
CHARACTER*80
C *** TITULO ***
WRITE(*,*)
WRITE(*,*)ANALISIS DE MARCO PLANO
WRITE(*,*)TEORIA GENERAL DE LAS ESTRUCTURAS
WRITE(*,*)
C ABRIR ARCHIVO DE LECTURA Y RESULTADO
OPEN(1, FILE=*)
OPEN(2, FILE="STATUS-NEW")
OPEN(3, FORM="UNFORMATTED")
C LECTURA DEL TITULO DEL ARCHIVO
READ(1,1013)
WRITE(2,1013)
1013 FORMAT(A)
C LECTURA DEL N PUNTO NODAL No ELEMENTO Y No DE MATERIAL
WRITE(2,*)
READ(1,*)NPN, NEN, NMAT
WRITE(2,*) NUMERO DE NUDOS ,NPN
WRITE(2,*) NUMERO DE ELEMENTOS ,NEN
WRITE(2,*) NUMERO DE MATERIAL ,NMAT
N1=1
N2=N1+NP*N2
CALL NODOS(A(N1),NPN,A(N2),NEN)
N3=N2+NP*N3
CALL CARRELL(A(N3),NECC)
N4=N3+NECC*4
```



```

N5=N4*5*NMAT
N6=N5*NEC
CALL RIGEL(A(N4),NMAT,NEL,A(N1),A(N2),NPN,A(N6),NEC,MB,A(N5),NECC,
*A(N5))
N7=N6*NEC*MB
CALL CARGAS(NEC,A(N5),NPN,A(N2))
CALL TRIA(NEC,MB,A(N6),A(N7))
CALL BACKS(NEC,A(N6),A(N7),A(N5))
CALL ACC(A(N5),NEC,NPN,NEL,A(N2))
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) '*** FIN DEL ANALISIS ***'
STOP
END
C
C ***** SUBROUTINAS *****
C
SUBROUTINE NODOS(CORD,NPN,DIND,NEC)
DIMENSION CORD(NPN,2),DIND(NPN,3)
WRITE(2,1000)
WRITE(2,1005)
WRITE(2,1010)
DO 100 I=1,NPN
  READ(1,*) N,(CORD(N,I),J=1,2),(DIND(N,K),K=1,3)
100 WRITE(2,1015) N,(CORD(N,I),J=1,2),(DIND(N,K),K=1,3)
  NEC = 0
  DO 200 J=1,NPN
    DO 300 I=1,3
      IF (DIND(I,J))120,110,120
110 NEC = NEC + 1
      DIND(I,J) = NEC
      GOTO 300
120 DIND(I,J) = 0
300 CONTINUE
200 CONTINUE
1000 FORMAT (//',, COORDENADAS NODALES Y RESTRICCIONES')
1005 FORMAT (/,24X,COORDENADAS,8X,RESTRICCION EN NUDO')
1010 FORMAT (8X,NODO N6:9X,X11X,Y:9X,X:5X,Y:5X,GIRO')
1015 FORMAT (9X,15X,F10.4,2X,F10.4,4X,F3.0,3X,F3.0,4X,F3.0)
RETURN
END
C
SUBROUTINE RIGEL(CMAT,NMAT,NEL,CORD,DIND,NPN,RIGLO,NEC,MB,WAR,
*NECC,PC)
DIMENSION CMAT(NMAT,5),CORD(NPN,2),DIND(NPN,3),A(6,6),REFL(6,6),
*RA(6,6),HIC(6),RIGLO(NEC,1),I(4),F(6),WAR(4,NECC),PC(NEC)
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) ' PROPIEDADES DE LAS SECCIONES'
WRITE(2,1005)
DO 100 I=1,NMAT
  READ(1,*) NM,(CMAT(NM,I),J=1,5)
  WRITE(2,1020) NM,(CMAT(NM,I),J=1,5)
100 CONTINUE
  DO 201 K=1,6
    DO 201 L=1,6
      A(K,L)=0
201 CONTINUE
  MB=0
  RKFIND 3
  WRITE(2,*)
  WRITE(2,*) ' INCIDENCIA DE LOS ELEMENTOS'
  WRITE(2,1010)
  DO 500 I=1,NEL
    READ(1,*) NE,NM,N1,N2
    WRITE(2,1025) NE,NM,N1,N2
    X1=CORD(N1,1)
    Y1=CORD(N1,2)
    X2=CORD(N2,1)
    Y2=CORD(N2,2)
    E=CMAT(NM,1)
    AA=CMAT(NM,2)
    AB=CMAT(NM,3)
    AMU=CMAT(NM,4)

```

```

FY=C*MAT(NM,5)
G=F/(2*(1+AMU))
A1=-QR((X2-X1)**2)*((Y2-Y1)**2)
FIY=(12*FY*F*AI)/((AA*G*AI)**2)
SN=(Y2-Y1)/AI
CS=(X2-X1)/AI
A(1,1)=CS
A(1,2)=SN
A(2,1)=-SN
A(2,2)=CS
A(3,3)=1.0
A(4,4)=CS
A(4,5)=SN
A(5,4)=-SN
A(5,5)=CS
A(6,6)=1.0
DO 300 I=1,6
DO 300 K=1,6
300 REL(I,K)=0
REL(1,1)=F*AA/AI
REL(1,4)=-REL(1,1)
REL(2,2)=12*E*AI/((AI**3)*(1+FIY))
REL(2,3)=6*E*AI/((AI**2)*(1+FIY))
REL(2,5)=-REL(2,2)
REL(2,6)=REL(2,3)
REL(3,2)=REL(2,3)
REL(3,5)=(4+FIY)*F*AI/((1+FIY)*AI)
REL(3,5)=-REL(3,2)
REL(3,6)=(2-FIY)*F*AI/((1+FIY)*AI)
REL(4,1)=-REL(1,1)
REL(4,4)=REL(1,1)
REL(5,2)=-REL(2,2)
REL(5,3)=-REL(2,3)
REL(5,5)=REL(2,2)
REL(5,6)=-REL(2,3)
REL(6,2)=REL(2,3)
REL(6,3)=REL(3,6)
REL(6,5)=-REL(2,3)
REL(6,6)=REL(3,3)
CALL MULMAT(A,RA,6,6,REL)
CALL MULMAT(A,RA,6,6,REL)
HIC(1)=DINDI(N1,1)
HIC(2)=DINDI(N1,2)
HIC(3)=DINDI(N1,3)
HIC(4)=DINDI(N2,1)
HIC(5)=DINDI(N2,2)
HIC(6)=DINDI(N2,3)
C BLANQUEO DE VARIABLES PARA EL CALCULO DE FUERZAS APOYO SOBRE BARRA
DO 452 KK=1,4
P(KK)=0
P(KK)=0
452 CONTINUE
F(5)=0
F(6)=0
DO 453 IN=1,NECC
HICO=WAR(IN)
IF(HICO EQ 1) GOTO 454
453 CONTINUE
GOTO 13
C ASIGNANDO LOS VALORES LEIXO A LAS CONSTANTES PARA CALCULAR
454 W=WAR(2,IN)
ALA=WAR(3,IN)
ALC=WAR(4,IN)
C CALCULO DE LA LONGITUD DE LA CARGA
ALB=AL-ALA-ALC
ALE=ALB-ALC
ALD=ALA+ALB
C CALCULO DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PARA CARGA UNIFORME
P(2)=W/(12*AL**2)*(ALE**3*(4*AL+3*ALE)-AL**3*(4*AL+3*ALE))
P(4)=W/(12*AL**2)*(ALD**3*(4*AL+3*ALD)-ALA**3*(4*AL+3*ALA))
C CALCULO DE CORTANTES DE EMPOTRAMIENTO
P(1)=-W*ALB/AL*(ALB/2+ALC)*(P(2)+P(4))/AI

```

```

PC3)=-W*ALB/AL*TALB/2*AL/A)-(P2)*P(4))/AL
C PROYECCION DE FUERZAS RESPECTO A EJS GLOBALES
F(1)=P(1)*SN
F(2)=-P(1)*CS
F(3)=-P(2)
F(4)=P(3)*SN
F(5)=-P(3)*CS
F(6)=-P(4)
13 CALL ENSAM(REL,HIC,RIGLO,NEC,MBE,PC)
WRITE(3)NM,NT,N2,RA,HIC,P
500 CONTINUE
C IMPRESION DE K
1005 FORMAT(/,4X,'MATERIAL No:5X,F,11X,A,11X,D,7X,M,6,3X,
+ F, FORMAS)
1010 FORMAT(/,4X,'ELEMENTO:2X,MATERIAL:2X,NUDO:1,2X,NUDO J:
1020 FORMAT(9X,12,4X,F10,4,2X,F10,4,2X,F10,4,2X,F5,2,2X,F5,2)
1025 FORMAT(5X,15,5X,15,5X,15,5X,15)
RETURN
END
C
SUBROUTINE MULMA(B,C,M,N,K,I)
DIMENSION R(M,N),C(N,K),I(M,K)
DO 20 F=1,M
DO 20 J=1,K
D(F,J)=0
DO 20 L=1,N
20 D(F,J)=R(F,L)*C(L,J)+D(F,J)
RETURN
END
C
SUBROUTINE MULMAT(B,C,M,N,K,I)
DIMENSION R(M,N),C(N,K),I(M,K)
DO 30 F=1,K
DO 30 J=1,N
D(F,J)=0
DO 30 L=1,M
30 D(F,J)=C(L,F)*R(L,J)+D(F,J)
RETURN
END
C
SUBROUTINE ENSAM(REL,HIC,RIGLO,NEC,MBE,PC)
DIMENSION REL(6,6),HIC(6),RIGLO(NEC,1),F(6),PC(NEC)
DO 200 I=1,6
II=HIC(I)
IF(II.EQ.0)GOTO 200
PC(II)=PC(II)+F(I)
DO 100 J=1,6
JJ=HIC(J)
IF(JJ.EQ.0)GOTO 100
II=HIC(I)
IF(JJ.GE.II)GOTO 50
IA=II
II=JJ
50 II=II+1
RIGLO(II,JJ)=RIGLO(II,JJ)+REL(I,J)
IF(JJ.GT.MB)MB=JJ
100 CONTINUE
200 CONTINUE
RETURN
END
C
SUBROUTINE CARGAS(NFC,I,NP,N,DINDI)
DIMENSION PE(3),I(NFC),DINDI(NP,3)
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) CARGA APLICADA EN NUDO
WRITE(2,1001)
100 READ(1,*)NP,(PE(J),J=1,3)
IF(NP.EQ.0)GOTO 200
WRITE(2,1025)NP,(PE(J),J=1,3)
DO 300 I=1,3
J=DINDI(NP,I)

```

```

IFJ EQ 0) GOTO 300
P(J)=P(J)+PE(I)
300 CONTINUE
GOTO 100
1001 FORMAT(/,4X,'NUDO:',7X,'D:',9X,'Dy:',10X,'Mz')
1025 FORMAT(4X,14.2X,F10.4,2X,F10.4,2X,F10.4)
200 RETURN
END
C
SUBROUTINE TRIA(NEQ,MRAND,A,DNBMX)
C ESTE SUBPROGRAMA TRIANGULARIZA LA MATRIZ 'RIGLO'
DIMENSION A(11,DNBMX(1))
IF(NEQ EQ 1) RETURN
MM=NEQ*MRAND
NE=NEQ-1
DO 300 N=1,NE
DNBMX(N)=0
DO 100 I=N,MM,NEQ
IF(A(85(A(I)),NE,0)DNBMX(N)=1
100 CONTINUE
IF(A(85(A(N))) EQ 0) GOTO 300
IL=N+NEQ
IH=DNBMX(N)
IF(IH LT IL) GOTO 300
L=N
DO 200 I=IL,IH,NEQ
L=L-1
IF(A(85(A(I))) EQ 0) GOTO 200
C=A(I)/A(N)
J=L-1
DO 50 K=1,IH,N+Q
50 A(K+J)=A(K+J)-C*A(K)
A(I)=C
200 CONTINUE
300 CONTINUE
RETURN
END
C
SUBROUTINE BACKS(NEQ,A,DNRMX,B)
C ESTE SUBPROGRAMA REALIZA LA 'BACK SUSTITUTION'
DIMENSION A(1),B(1),DNRMX(1)
IL=NEQ
DO 400 N=1,NEQ
C=B(N)
IF(A(85(A(N))) NE 0) B(N)=B(N)/A(N)
IF(N EQ NEQ) GOTO 450
IL=IL-1
IH=DNRMX(N)
IF(IH LT IL) GOTO 400
K=N
DO 350 I=IL,IH,NEQ
K=K+1
350 B(K)=B(K)-A(I)*C
400 CONTINUE
450 IL=2*NEQ
500 IL=IL-1
N=N-1
IF(N EQ 0) GOTO 100
IH=DNRMX(N)
IF(IH LT IL) GOTO 500
K=N
DO 600 I=IL,IH,NEQ
K=K+1
600 B(N)=B(N)-A(I)*B(K)
GOTO 500
100 RETURN
END
C
SUBROUTINE ACC(DESIP,NEC,D(6),DINDI(NPN,3),RA(6,6),HIC(6),EMEC(6),P(4)
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) '--- DESPLAZAMIENTO NODAL ---'

```

```

WRITE(2,1005)
WRITE(2,1010)
DO 100 I=1,NFN
DO 200 J=1,3
II=DIND(LJ)
DJ=0
IF(II EQ 0) GOTO 200
DXJ=DES(I,II)
200 CONTINUE
WRITE(2,1030) I,(DXJ),J=1,3)
100 CONTINUE
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) '*** ELEMENTOS MECANICOS ***'
WRITE(2,1015)
REWIND 3
DO 300 I=1,NEL
READ(3)NM,N1,N2,RA,HIC,P
DO 400 J=1,6
II=HIC(J)
DJ=0
IF(II EQ 0) GOTO 400
DXJ=DES(I,II)
400 CONTINUE
CALL MUMA(RA,D,6,6,EMEC)
C SUMA DE ELEMENTOS MECANICOS DERIVADOS DE LA CARGA REPARTIDA
EMEC(2)=EMEC(2)+I(1)
EMEC(3)=EMEC(3)+I(2)
EMEC(5)=EMEC(5)+I(3)
EMEC(6)=EMEC(6)+I(4)
WRITE(2,1035) I,NM,N1,(EMEC(J),J=1,3)
WRITE(2,1040) N2,(EMEC(J),J=4,6)
300 CONTINUE
1005 FORMAT(/,23X,'DESPLAZAMIENTO')
1010 FORMAT(4X,'NUDO:',8X,'Dx:',10X,'Dy:',10X,'GIRO')
1015 FORMAT(/,4X,'ELEMENTO:',2X,'MATERIAL:',2X,'NUDO:',8X,'Fx:',10X,'Fy:',
10X,'Mz')
1030 FORMAT(4X,14.3X,E10,4.3X,E10,4.3X,E10,4)
1035 FORMAT(6X,14.5X,14.4X,14.3X,E10,4.3X,E10,4.3X,E10,4)
1040 FORMAT(23X,14.3X,E10,4.3X,E10,4.3X,E10,4)
RETURN
END
C
SUBROUTINE CAREI (WAR,NECC)
DIMENSION WAR(4,*)
N=1
WRITE(2,*)
WRITE(2,*) 'CARGA UNIFORME SOBRE EL ELEMENTO'
WRITE(2,1000)
100 READ(1,*) (WAR(J,N), J=1,4)
NN=WAR(1,N)
IF(NN EQ 0) GOTO 200
WRITE(2,1005)NN, (WAR(J,N), J=2,4)
N=N+1
GOTO 100
200 NECC=N-1
1000 FORMAT(/,2X,'ELEMENTO No:',6X,'w:',9X,'a:',9X,'x')
1005 FORMAT(/,6X,14.2X,E10,4.2X,E10,4.2X,E10,4,/)
RETURN
END

```

# BIBLIOGRAFIA.

- Arnal Simón L. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Ilustrado y Comentado". Ed. Trillas 1993
- Cervantes Hernández H. Rafael. "Propiedades y Aplicaciones Estructurales de la Madera." Tesis profesional. U.N.A.M. 1970.
- Castillo Martínez H. "Nueva Teoría de las Estructuras" Vol. 7 Representaciones y Servicios de Ingeniería 1975.
- Gorchakov G.I. "Materiales de Construcción" Ed. Mir, Moscú. 1981.
- Harry Parker. "Diseño Simplificado de Estructuras de Madera". Ed. Limusa 1986
- Hansen J. Howars. "Diseño Moderno de Estructuras de Madera". Ed. Limusa 1972
- Meli Parilla Roberto. "Diseño Estructural" Ed Limusa 1985
- Ramírez Vázquez Alejandro. "Algunas Consideraciones para el Diseño de Estructuras de Madera" Tesis profesional. U.N.A.M. 1971
- Robles Fernández F. "Estructuras de Madera" Ed Limusa 1986
- Manual de Construcción de Estructuras Ligeras de Madera.
  
- C.O.M.A.C.O. (Consejo Nacional de la Madera en la Construcción A.C.)
- Nota Técnica 4. Tratamiento para Madera de Pino por los métodos de Brocha, Inmersión y Aspersión. Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la madera. (LACITEMA).
- Boletín Técnico 21. Características Físico-Mecánicas de la madera de Diez especies de San Pablo Macuilxanguis Oaxca. Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la madera. (LACITEMA).
- Boletín Técnico 22. Susceptibilidad de Impregnación con Preservadores de Cincuenta Especies Maderables Mexicanas. Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la madera. (LACITEMA).
- Usos Estructurales de la Madera en México. La Madera y su uso en la Construcción. Laboratorio de Ciencia y Tecnología de la madera. (LACITEMA)
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Madera 1995
- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. 1995
- Dirección General de Normas. "Calificación y Clasificación Visual para Madera de pino en usos Estructurales. NOM-C-239-1985. México, D.F., 1985
- Dirección General de Normas. "Dimensiones de la Madera Aserrada para su uso en la Construcción. NOM-C-224-1983. México, D.F., 1983
- Dirección General de Normas. "Madera Contrachapada de Pino ." NOM-C-326-1978. México, D.F., 1978.
  
- "Diseño y Construcción de Estructuras de Madera Rolliza."
- "Diseño de Vigas de Madera y Triplay."
- Trabajos presentados en el III Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, A.C., Morelia, Michoacán, del 24 al 27 de Marzo de 1982.