

UNIVERSIDAD DEL VALLE
DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



GUÍA TÉCNICA PARA EL DISEÑO DE
ESTRUCTURAS EN MADERA

GUATEMALA
2009

Guía técnica para el diseño de estructuras en madera

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

Facultad de Ingeniería



Guía técnica para el diseño de estructuras en madera

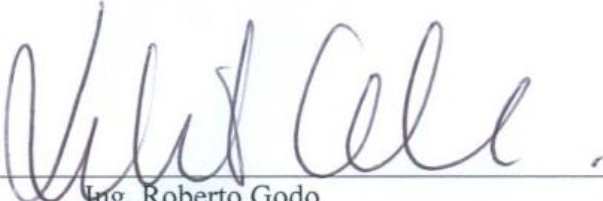
Trabajo de investigación presentado por los siguientes estudiantes para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil:


Gerardo Basterrechea Núñez
Gabriel José Díaz Fión
Carlos Miguel Fajardo Sandoval
Alejandra Marroquín Aguja
César Armando Morales Monterroso
María Cristina Rossal Ruballos
Eddy Leonel Ruiz Morfín
María Rocío Torres Olivares
Jaime José Valdés Valverde
Leonel Emilio Zacarías Castañeda

Guatemala

2009

Vo. Bo. :

(f) 
Ing. Roberto Godo
Asesor

(f) 
Ing. Carlos Paredes
Decano Facultad de Ingeniería

Fecha de aprobación: Guatemala de 2010.

PREFACIO

Este documento fue elaborado para satisfacer la necesidad que se tiene en Guatemala de una guía para el diseño de estructuras en madera enfocada a las condiciones del país. Con mucho entusiasmo, la exposición se ha realizado en una forma que interesará al lector en el tema y lo animará a continuar y seguir profundizando en la materia estudiada.

Los destinatarios principales de este documento son los profesionales y estudiantes de ingeniería civil y arquitectura, pero también es apto para todos aquellos interesados en el diseño en madera que cuenten con los conocimientos elementales del diseño estructural. El documento puede ser utilizado como apoyo en el diseño y construcción de estructuras básicas de madera. La orientación es técnica, práctica y fácil de seguir, y los ejemplos comunes que se desarrollan son aplicables a la típica del día a día.

El documento se ajusta al medio guatemalteco con dimensiones utilizadas comercialmente y a las características propias del país. Esto representó una limitación durante la elaboración del documento, ya que en Guatemala no se cuenta con una estandarización de dimensiones, por lo que cada empresa tiene su propia convención. Se decidió utilizar las dimensiones utilizadas por la empresa Lignum, debido al apoyo y facilidades que nos brindaron.

Las especificaciones tienen como objeto proporcionar, dentro de un enfoque general y práctico, los elementos esenciales para el diseño estructural en madera, para cerrar la brecha entre el diseño de piezas individuales y el completo diseño de una estructura de madera.

Deseamos concluir el presente, ofreciendo la siguiente dedicatoria y agradecimiento a: Dios por su gracia, fortaleza y sabiduría, la Universidad Del Valle de Guatemala por brindarnos todas las herramientas necesarias para poder realizar el presente documento y por ser siempre una admirable casa de estudios, Nuestras familias por brindarnos su apoyo incondicional, los asesores y al Ingeniero Roberto Godo por sus sabios consejos, valiosa colaboración y asesoría para la realización del presente trabajo de graduación.

ÍNDICE

PREFACIO	v
LISTADO DE TABLAS.....	x
RESUMEN.....	xviii
A. Primera parte.....	xviii
B. Segunda parte.....	xx
C. Tercera parte.....	xxiv
I. INTRODUCCIÓN.....	1
Guía técnica para el diseño de estructuras en madera.....	2
II. JUSTIFICACIÓN.....	3
III. OBJETIVOS	4
A. General.....	4
B. Específicos del Megaproyecto	4
Guía técnica para el diseño de estructuras en madera: Primera parte.....	5
IV. GENERALIDADES DE LA MADERA Y NORMATIVAS.....	6
A. Alcance.....	6
V. CLASIFICACIÓN DE LA MADERA EN GUATEMALA	11
A. Generalidades	11
B. Métodos de clasificación	11
C. Especies nacionales.....	12
D. Clasificación según uso principal de la madera	12
E. Clasificación de la madera según esfuerzos básicos nominales	13
F. Factores que influyen en la resistencia	13
G. Defectos de la madera	16
H. Clasificación de la madera según su grado estructural	19
I. Esfuerzos de Trabajo.....	20
J. Clasificación por durabilidad.....	20
K. Zonas de vida.....	28
L. Clasificación de los bosques	28
M. Identificación de las coníferas	32
VI. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LA MADERA.....	36
A. Generalidades	36
B. Estructura macroscópica de la madera	36
C. Terminología de la estructura macroscópica de la madera	38
D. Anisotropía	38
E. Higroscopicidad.....	39
F. Propiedades físicas de la madera.....	39
G. Propiedades mecánicas de la madera.....	43

H.	Propiedades tecnológicas.....	44
I.	Propiedades mecánicas de la madera estructural.....	44
VII.	PRODUCCIÓN DE LA MADERA.....	47
A.	Materia prima.....	47
B.	Industria de la madera	48
VIII.	UNIONES	84
A.	Control de la resistencia y modos de ruptura	84
B.	Características de importancia para uniones	85
C.	Comportamiento a la deformación	85
D.	Factores de importancia para los ensambles	85
E.	Conectores con dientes.....	89
F.	Láminas perforadas	89
G.	Piezas metálicas soldadas	89
H.	Clavo y tornillo	90
I.	Anillos.....	91
J.	Ensamblados.....	92
K.	Encolado.....	96
	Guía técnica para el diseño de estructuras en madera: Segunda parte.....	99
IX.	INTRODUCCIÓN Y CONSIDERACIONES GENERALES.....	100
A.	Introducción.....	100
B.	Posición de Guatemala en la construcción de madera	100
C.	Análisis por el método de diseño de esfuerzos admisibles (ASD)	101
D.	Condiciones de referencia.....	102
E.	Factores de reducción de carga	102
F.	Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada.....	103
X.	CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS.....	110
A.	Alcances	110
B.	Cargas muertas.....	110
C.	Cargas vivas.....	111
D.	Reducción de carga viva.....	112
E.	Empujes de fluidos y de suelos	114
F.	Combinaciones de carga.....	114
XI.	DISEÑO POR FLEXIÓN PURA	116
A.	Alcances	116
B.	Flexión pura y flexión no uniforme.....	116
C.	Comportamiento de la madera bajo flexión	117
D.	Material elástico.....	118
E.	Fórmula de la flexión	119
F.	Módulo de sección y formas doblemente simétricas	119

G.	Condiciones de diseño de vigas por flexión pura	120
H.	Procedimiento	120
I.	Tipos de vigas	121
XII.	DEFLEXIÓN DE VIGAS.....	129
A.	Generalidades	129
B.	Deformación de vigas por flexión	129
C.	Deflexiones máximas permisibles.....	129
D.	Deformaciones de vigas de techo y especiales.....	131
E.	Deformación de vigas de madera en voladizo.....	131
F.	Control de vibraciones.....	132
G.	Diseño de vigas.....	132
XIII.	DISEÑO POR CORTE VERTICAL	139
A.	Generalidades	139
B.	Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra	140
C.	Área y longitud mínimas de apoyo.....	141
XIV.	DISEÑO LONGITUDINAL	143
A.	Propiedades de las secciones	143
B.	Generalidades sobre secciones.....	146
XV.	ARMADURAS DE MADERA	150
A.	Generalidades	150
B.	Configuración de miembros estructurales.....	151
C.	Diseño de armaduras de madera.....	159
XVI.	DISEÑO DE COLUMNAS	165
A.	Generalidades	165
B.	Condiciones de resistencia final.....	165
C.	Tipos de columnas	167
D.	Fórmulas de diseño	170
XVII.	DISEÑO DE VIGAS AL PANDEO LATERAL.....	179
A.	Introducción.....	179
B.	Pandeo.....	179
C.	Tipos de pandeos.....	180
D.	Pandeo lateral.....	180
E.	Diseño simplificado para el pandeo lateral	181
F.	Disposiciones para el pandeo lateral	183
G.	Factor de estabilidad en vigas, C_L	184
XVIII.	DISEÑO DE MARCOS RÍGIDOS DE MADERA	186
A.	Marcos rígidos	186
B.	Efectos del empotramiento de un marco rígido.....	188
C.	Elementos de estabilización verticales y horizontales para marcos	190

D.	Uniones para marcos rígidos de madera.....	191
XIX.	DISEÑO DE VIGAS EN MADERA LAMINADA	197
A.	Introducción.....	197
B.	Geometría de los miembros	197
C.	Especies usadas.....	199
D.	Grados en la madera laminada.....	199
E.	Cálculos de esfuerzos	200
F.	Combinación de carga.....	200
G.	Dimensionamiento de vigas.....	201
H.	Agujeros	205
XX.	FUERZAS HORIZONTALES	209
A.	Introducción.....	209
B.	Diseño para viento	209
C.	Diseño para sismo	213
XXI.	ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y ARRIOSTRAMIENTO	220
A.	Generalidades	220
B.	Elementos de estabilización verticales y horizontales para muros	220
XXII.	MEDIOS Y TÉCNICAS DE ENSAMBLAJE	232
A.	Fijaciones mecánicas.....	232
B.	Ensamblajes.....	232
C.	Uniones	234
D.	Esfuerzos de diseño.....	236
E.	Factores de ajuste para conectores	236
F.	Conectores	240
	Guía técnica para el diseño de estructuras en madera: Tercera parte	249
XXIII.	DISEÑO DE UNA PASARELA	250
A.	INTRODUCCIÓN	250
B.	INTEGRACIÓN DE CARGAS	252
C.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN PROGRAMA DE CÓMPUTO	255
D.	Diseño de miembros de la pasarela	265
XXIV.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	292
A.	CONCLUSIONES	292
B.	RECOMENDACIONES	297
XXV.	BIBLIOGRAFÍA	301
A.	Bibliografía.....	301
B.	Referencias de internet	302
XXVI.	ANEXO	304
XXVII.	GLOSARIO	305
XXVIII.	NOMENCLATURA.....	311

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1 Dimensiones máximas de los nudos permisibles en un elemento estructural.....	9
Tabla 2 Esfuerzos permisibles según especificaciones SOP-1968.....	9
Tabla 3 Resistencias de diseño de maderas de la Patagonia	9
Tabla 4 Nombre común y científico de especies nacionales comunes	12
Tabla 5 Esfuerzos básicos nominales para especies de maderas guatemaltecas	14
Tabla 6 Esfuerzos básicos para siete especies de pinos.....	15
Tabla 7 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado A	25
Tabla 8 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado B	26
Tabla 9 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado C	27
Tabla 10 Denominación de la madera de acuerdo a la humedad	40
Tabla 11 Relación entre la resistividad de la madera y su humedad	41
Tabla 12 Comparación de las tensiones admisibles en kN/cm ² de la madera, hormigón y acero	43
Tabla 13 Propiedades mecánicas	44
Tabla 14 Riesgo de degradación de la madera por agentes bióticos	64
Tabla 15 Tratamiento según riesgos	68
Tabla 16 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Exigencias del soporte.....	72
Tabla 17 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Medios tecnológicos disponibles	73
Tabla 18 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Características de aplicación del producto.....	73
Tabla 19 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Características del barniz.....	74
Tabla 20 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Según uso	74
Tabla 21 Resistencia de diferentes uniones de ensamble	93
Tabla 22 Factores de corrección	101
Tabla 23 Factores de reducción de carga	102
Tabla 24 Casos de aplicación de los factores C , para madera rolliza.....	103
Tabla 25 Casos de aplicación de los factores C , para madera laminada.....	103
Tabla 26 Factores de duración de carga, C_D	103
Tabla 27 Factor de humedad, C_M , para madera aserrada y laminada	104
Tabla 28 Factores de tamaño, C_F	104
Tabla 29 Factor de incisión, C_i	106
Tabla 30 Longitud efectiva, l_e , para miembros a flexión.....	107
Tabla 31 Cargas vivas especiales.....	112
Tabla 32 Cargas vivas en edificaciones	113
Tabla 33 Combinaciones de carga	114
Tabla 34 Deflexión máxima según tipo de apoyo y carga.....	130
Tabla 35 Límites permisibles de deflexión.....	130
Tabla 36 Cálculo del peralte de con diferentes tipos de carga.....	134
Tabla 37 Evaluación de una viga por deflexión.....	136
Tabla 38 Esfuerzo de compresión perpendicular al grano, $F_c \perp$, según especie	140
Tabla 39 Propiedades relevantes para el cálculo del corte longitudinal	149
Tabla 40 Peso aproximados de las armaduras de madera, en lb/pie ²	158
Tabla 41 Presión de viento en las superficies de los techos:	158
Tabla 42 Constante de torsión K para un perfil rectangular	181
Tabla 43 Relación ancho-peralte	182
Tabla 44 Relación de momentos en una viga	182
Tabla 45 Variación de κ_D respecto al coeficiente de esbeltez λ_D	183
Tabla 46 Relación $\kappa(\lambda_D)$	183
Tabla 47 Requisitos para prevenir pandeo lateral y torsión.....	184
Tabla 48 Distancias según inclinación del techo	194
Tabla 49 Factores de corrección	194
Tabla 50 Especificaciones para madera laminada según sus dimensiones	196
Tabla 51 Ancho nominal y estándar efectivo	198

Tabla 52 Luces aproximadas de diferentes sistemas estructurales.....	203
Tabla 53 Combadura en de elementos de madera (cm).....	204
Tabla 54 Presión estática del viento (q_s) a altura estándar de 30 pies	210
Tabla 55 Factores para C_q	211
Tabla 56 Coeficiente de altura, exposición y ráfaga combinados (C_e).....	212
Tabla 57 Funciones de amplificación dinámica.....	217
Tabla 58 Valor del periodo T_B y T_A para distintos perfiles del suelo.....	217
Tabla 59 Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y para el sismo frecuente.....	217
Tabla 60 Peso de la estructura	219
Tabla 61 Perfiles comunes que se utilizan como pies de derechos y sus propiedades mecánicas.....	221
Tabla 62 Coeficiente de esbeltez según x-x sin travesaño.....	221
Tabla 63 Coeficiente de esbeltez según y-y sin travesaño.....	221
Tabla 64 Coeficiente de esbeltez según y-y con un travesaño.....	222
Tabla 65 Coeficiente de esbeltez según y-y con dos travesaños	222
Tabla 66 Espaciamientos mínimos recomendados para conectores con $D < 1/4$ pulg.....	238
Tabla 67 Valores de penetración mínima para varios conectores	238
Tabla 68 Espaciamientos mínimos requeridos para conectores con $D < 1/4$ pulg	239
Tabla 69 Resistencia a la fluencia por flexión de varios conectores	241
Tabla 70 Factor de reducción, R_d	242
Tabla 71 Ecuaciones de límite de fluencia para determinar Z	242
Tabla 72 Factores de ajuste	251
Tabla 73 Carga puntual al centro de cada tramo.....	254
Tabla 74 Carga puntual en cada nodo	254
Tabla 75 Datos de la sección superior de la armadura	267
Tabla 76 Control por compresión de la sección superior de la armadura.....	267
Tabla 77 Datos del material de la sección superior de la armadura	268
Tabla 78 Control por pandeo superior de la armadura	268
Tabla 79 Datos de la sección inferior de la armadura	269
Tabla 80 Control por tensión de la sección inferior de la armadura.....	269
Tabla 81 Datos de la sección de las diagonales a compresión	270
Tabla 82 Control por compresión de la sección de las diagonales a compresión.....	270
Tabla 83 Datos del material de la sección de las diagonales a compresión	270
Tabla 84 Control por pandeo de las diagonales a compresión	270
Tabla 85 Datos de la sección de las diagonales a tensión.....	271
Tabla 86 Control por tensión de la sección de las diagonales a tensión	272
Tabla 87 Datos de la sección de los postes en la armadura	272
Tabla 88 Control por compresión de la sección de los postes de la armadura.....	273
Tabla 89 Datos del material de la sección de los postes en la armadura	273
Tabla 90 Control por pandeo de los postes en la armadura	273
Tabla 91 Longitud de breizas	274
Tabla 92 Fuerza aplicada en las breizas	274
Tabla 93 Proyección de fuerzas de las breizas.....	274
Tabla 94 Datos de la sección de las breizas.....	274
Tabla 95 Control por compresión de la sección de las breizas	274
Tabla 96 Datos del material de la sección de las breizas.....	274
Tabla 97 Control por pandeo de las breizas.....	275
Tabla 98 Control por flexión de las breizas.....	275
Tabla 99 Datos de la sección de las columnas.....	276
Tabla 100 Control por compresión de la sección de las columnas.....	276
Tabla 101 Datos del material de la sección de las columnas	276
Tabla 102 Control por pandeo de las columnas	276
Tabla 103 Datos de la sección de las vigas en torres	277
Tabla 104 Control por tensión de la sección de las vigas en torres.....	277
Tabla 105 Datos de la sección de las vigas transversales	278
Tabla 106 Control por flexión de la sección de las vigas transversales.....	278

Tabla 107 Fuerza de reacción crítica del arriostramiento vertical	278
Tabla 108 Control por tensión de la sección del arriostramiento vertical	279
Tabla 109 Control por tensión de la sección del arriostramiento horizontal	280
Tabla 110 Fuerzas y esfuerzos por corte en la armadura método simplificado	281
Tabla 111 Control por corte de la sección de las uniones de la armadura método simplificado	281
Tabla 112 Fórmulas para modos de ruptura	282
Tabla 113 Factor de reducción R_d	284
Tabla 114 Control por corte de la sección de las uniones de la armadura método ASD	284
Tabla 115 Resultados	284
Tabla 116 Valores de ruptura del pino	284
Tabla 117 Esfuerzos y reacciones máximas de las columnas	286
Tabla 118 Dimensiones del tubo	286
Tabla 119 Control por compresión	286
Tabla 120 Control por corte	286
Tabla 121 Dimensiones y datos de las bases de las columnas	286
Tabla 122 Reacción y esfuerzo causada por el viento	287
Tabla 123 Dimensiones de la placa de las uniones de las columnas método simplificado	287
Tabla 124 Dimensiones y datos de la unión de la columna método simplificado	288
Tabla 125 Datos del conector de la unión columna método ASD	288
Tabla 126 Resultados	289
Tabla 127 Valores de ruptura del pino	289
Tabla 128 Reacción y esfuerzo en unión de viga-breiza	289
Tabla 129 Dimensiones de la unión de viga-breiza método simplificado	289
Tabla 130 Datos del conector de la unión viga-breiza método ASD	290
Tabla 131 Resultados	290
Tabla 132 Valores de ruptura de la unión	291

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Medida de nudos en viguetas y tablonos	17
Figura 2 Medida de nudos en vigas y largueros.....	17
Figura 3 Medida de nudos en postes, parales y otros miembros a compresión.....	18
Figura 4 Dimensiones máximas permitidas de nudos en vigas, largueros, viguetas y tablonos.....	18
Figura 5 Grietas y venteaduras	19
Figura 6 Dimensiones permitidas de nudos en los bordes de caras anchas en miembros a tensión	21
Figura 7 Dimensiones permitidas de nudos en el tercio medio de longitud en la cara angosta en miembros trabajando a flexión	22
Figura 8 Dimensiones permitidas de grietas en la mitad central de la altura, en los extremos de miembros en flexión en maderas sazonadas.....	23
Figura 9 Dimensiones permitidas de grietas en la mitad central de la altura, en los extremos de miembros en flexión en maderas verdes	24
Figura 10 Mapa de zonas de vida de Holridge República de Guatemala	29
Figura 11 Estructura macroscópica de la madera	36
Figura 12 Sección de un tronco	37
Figura 13 Sección de los anillos de crecimiento de la madera.....	38
Figura 14 El agua en la madera	40
Figura 15 La industria del aserradero en la actividad forestal	47
Figura 16 Línea de aserrado clásica.....	48
Figura 17 Descortezadora anular	49
Figura 18 Tronzado.....	49
Figura 19 Carro sierra	50
Figura 20 Muelle de carga-carro.....	50
Figura 21 Sierra de banda.....	51
Figura 22 Sierra circular.....	51
Figura 23 Sierra circular simple y doble tangencial.....	52
Figura 24 Sierra desdobladora y sierra desdobladora inclinada.....	52
Figura 25 Sierra canteadora.....	53
Figura 26 Vista de los ejes de una sierra canteadora.....	53
Figura 27 Línea de aserrado tipo ARI.....	54
Figura 28 Línea ARI.....	54
Figura 29 Sierras gemelas y sierras circulares gemelas tangenciales	54
Figura 30 Chips-Canter	55
Figura 31 Sierra alternativa	55
Figura 32 Línea Bonany.....	56
Figura 33 Despieces más usuales en madera	56
Figura 34 Castillo para el secado al aire libre.....	57
Figura 35 Presecadero.....	59
Figura 36 Secadero al vacío continuo con vapor sobrecalentado	60
Figura 37 Abarquillado en la madera seca	62
Figura 38 Alabeo en la madera seca	62
Figura 39 Combadura en la madera seca.....	62
Figura 40 Encorvadura en la madera seca	62
Figura 41 Fases de tratamiento autoclave por inyección	67
Figura 42 Proceso del acabado de la madera.....	69
Figura 43 Aspecto de la superficie según el espesor y número de capas de barniz, aplicación de barniz en gramaje alto (1 aplicación).....	72
Figura 44 Aspecto de la superficie según el espesor y número de capas de barniz, aplicación de barniz en pequeños gramajes (2 aplicaciones).....	72
Figura 45 Pistola de gravedad	75
Figura 46 Horno de calefacción por convección	76
Figura 47 Mecanización de la madera.....	77

Figura 48 Cepilladora	78
Figura 49 Colocación de las cuchillas en el eje	78
Figura 50 Regruesadora	79
Figura 51 Moldurera	79
Figura 52 Perfiladora doble	79
Figura 53 Torno de cuchillas	80
Figura 54 Sierra de cinta de mesa	80
Figura 55 Aserrado y empalmado dentado	81
Figura 56 Madera laminada horizontal y madera laminada vertical	82
Figura 57 Resistencia de los ensambles en la madera	84
Figura 58 Modo de ruptura cerca de la unión	84
Figura 59 Tipo de ensamblajes y su deformación	85
Figura 60 Relación de fuerza – deformación en la madera	86
Figura 61 Fuerzas excéntricas	86
Figura 62 Transmisión de fuerzas	87
Figura 63 Disposición de elementos de madera	87
Figura 64 Ensamblaje en Z	88
Figura 65 Ensamblajes por contacto	88
Figura 66 Clavo liso	90
Figura 67 Clavo con rosca	90
Figura 68 Medio de ensamblaje	91
Figura 69 Tornillos	91
Figura 70 Comparativa de uniones de ensambles	93
Figura 71 Ensanche mediante machihembrado	94
Figura 72 Ensanche por falsa lengüeta	94
Figura 73 Ensamble a inglete con falsa lengüeta	94
Figura 74 Unión cola de milano	94
Figura 75 Unión encastrado	95
Figura 76 Unión longitudinal de empalme simple	95
Figura 77 Unión longitudinal de empalme con tornillos	95
Figura 78 Unión media madera	96
Figura 79 Unión tipo horquilla	96
Figura 80 Dirección de la carga con respecto a sus ejes ortogonales:	105
Figura 81 Factores de área portante para diferentes condiciones	108
Figura 82 Viga simple en flexión pura	116
Figura 83 Diagrama de carga-deformación en un miembro de madera bajo flexión	117
Figura 84 Diagrama de las distribuciones de esfuerzos de una sección sometida a flexión creciente	117
Figura 85 Distribución de esfuerzos normales en una viga de material elástico	118
Figura 86 (a) Relación entre signo de momento flexionante positivo y curvatura positiva (b) Relación entre signo de momento flexionante negativo y curvatura negativa	118
Figura 87 Viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida	122
Figura 88 Viga simplemente apoyada del ejemplo 9.1	122
Figura 89 Viga con una carga concentrada aplicada en cualquier punto	124
Figura 90 Viga simplemente apoyada con dos cargas concentradas aplicadas simétricamente	125
Figura 91 Viga en voladizo con una carga concentrada en cualquier punto	125
Figura 92 Viga simplemente apoyada con un voladizo y carga distribuida	126
Figura 93 Viga con un voladizo y una carga puntual entre apoyos	127
Figura 94 Componentes de carga oblicua aplicada a un larguero	128
Figura 95 Viga simplemente apoyada con voladizo	131
Figura 96 Empotramiento madera con concreto	132
Figura 97 Viga del ejemplo 10.1	137
Figura 98 Viga del ejemplo 10.2	138
Figura 99 Diagrama de corte en una viga	139
Figura 100 Apoyo de una viga de madera	139
Figura 101 Uniones para disminuir el aplastamiento	142
Figura 102 Viga del ejemplo 10.1	142

Figura 103 Partes de una viga I	147
Figura 104 Tipos de configuración	151
Figura 105 Tipos más comunes de armaduras.....	152
Figura 106 Otros tipos comunes de armaduras.....	153
Figura 107 Ejemplos de armaduras de cuerdas paralelas	154
Figura 108 Armadura Howe.....	154
Figura 109 Armadura Swan	154
Figura 110 Armadura alemana	155
Figura 111 Armadura Polonceau	155
Figura 112 Armadura atirantada.....	155
Figura 113 Tipo común de estructuras de techo	157
Figura 114 Tipos de configuraciones de techo	157
Figura 115 Armadura típica de techo.....	159
Figura 116 Armadura del ejemplo 13.1.....	159
Figura 117 Reacciones en los nudos	160
Figura 118 Armadura del ejemplo 13.2.....	161
Figura 119 Reacciones en los nudos	162
Figura 120 Diagrama de cuerpo libre de AC.....	162
Figura 121 Disminución del esfuerzo de trabajo a compresión según la esbeltez de la columna	165
Figura 122 Comportamiento de una columna bajo cargas P y P_{cr}	166
Figura 123 Columnas sometidas a cargas H y P	166
Figura 124 Excentricidad en una columna	167
Figura 125 Secciones simples.....	167
Figura 126 Secciones transversales de columnas laminadas o pernadas	168
Figura 127 Columna espaciada.....	169
Figura 128 Secciones espaciadas.....	170
Figura 129 Longitud efectiva	170
Figura 130 Relación entre la longitud de la columna y su capacidad de compresión	171
Figura 131 Condición idealizada de la interacción de la columna: compresión más flexión.....	173
Figura 132 Casos comunes en los que se presenta la combinación axial y flexión en columnas.....	174
Figura 133 Columna del ejemplo 14.3.....	177
Figura 134 Marco rígido bajo cargas gravitacionales	186
Figura 135 Marco rígido bajo cargas horizontales.....	187
Figura 136 Marco rígido empotrado bajo cargas gravitacionales	189
Figura 137 Marco rígido empotrado bajo cargas horizontales.....	190
Figura 138 Armadura de contraventeo.....	190
Figura 139 Tipos de uniones columna-base a.) Unión con placas laterales b.) Unión de placa base con tubo de acero c.) Perfil sobre tubo de acero	192
Figura 140 a.) Montaje macho-hembra con perno b.) Unión macho-hembra c.) Elemento a compresión unido con perno d.) Unión con placa metálica en interior	192
Figura 141 a.) Empalme clavado b.) Doble empalme clavado c.) Conexión por círculos pernados d.) Viga curva clavada (esquina sin función estática)	193
Figura 142 Marco diseñado del ejemplo 16.1.....	195
Figura 143 Madera laminada estructural	197
Figura 144 Esfuerzos y distribución de láminas	199
Figura 145 Apariencia arquitectónica y de enmarcado	200
Figura 146 Combadura.....	202
Figura 147 Agujeros en vigas de madera laminada	205
Figura 148 Presión de viento en paredes y techos	212
Figura 149 Efectos generales del viento.....	212
Figura 150 Mapa de macro zonificación sísmica de Guatemala.....	215
Figura 151 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S1, con 5% de amortiguamiento crítico	215
Figura 152 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S2, con 5% de amortiguamiento crítico	216

Figura 153 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S3, con 5% de amortiguamiento crítico	216
Figura 154 Vista planta	218
Figura 155 Vista elevación	218
Figura 156 Corte basal	219
Figura 157 Tres paredes equidistantes soportando un diafragma	223
Figura 158 Interacción de las cargas en un entramado.....	225
Figura 159 Cadenetas.....	225
Figura 160 Vista desde abajo de la plataforma de madera anclada sobre un cimiento corrido.....	226
Figura 161 Riostras de madera	226
Figura 162 Zuncho metálico.....	227
Figura 163 Instalación de los tableros como riostras y base de plataforma del primer piso en forma alternada y perpendicular a las vigas secundarias.....	227
Figura 164 Tabique portante	228
Figura 165 Piezas principales que componen un entramado vertical.....	229
Figura 166 Diagonal estructural en madera.....	230
Figura 167 Tensores metálicos	230
Figura 168 a.) Diseño con doble pared b.) Doble pared a base de medios troncos	232
Figura 169 Sistema <i>Balloon Frame</i>	233
Figura 170 Sistema <i>Platform Frame</i>	234
Figura 171 Tipos de conectores	234
Figura 172 Clasificación de clavos según el tipo de cabeza	235
Figura 173 Detalles de tornillo, con cabeza redonda, plana y oval	235
Figura 174 Esquema de tirafondo.....	236
Figura 175 a) Carga al final de la fibra b) Geometría del conector de cuña	239
Figura 176 Fallas con corte simple y doble.....	241
Figura 177 Orientación de esfuerzos de acuerdo al conector respecto a la fibra	242
Figura 178 Cargas combinadas.....	244
Figura 179 Ejemplo de tabla de carga.....	245
Figura 180 Conexión de empalme clavada.....	245
Figura 181 Clavo cargado lateralmente.....	246
Figura 182 Conector sometido a fuerza de extracción	247
Figura 183 Estructura con cargas puntuales en nodos.....	253
Figura 184 Modelo final con cargas aplicadas	256
Figura 185 Reacciones, en kg, de la primera torre.....	257
Figura 186 Reacciones, en kg, torres intermedias.....	257
Figura 187 Reacciones, en kg, de la cuarta torre	258
Figura 188 Carga de viento con sus reacciones	258
Figura 189 Diagrama de fuerza axial.....	259
Figura 190 Diagrama de corte de la estructura	260
Figura 191 Diagrama de momento de la estructura	261
Figura 192 Miembros de la armadura a compresión y tensión	262
Figura 193 Diagrama de fuerzas de miembros de la armadura a compresión y tensión máxima.....	262
Figura 194 Poste de la armadura a compresión máxima	262
Figura 195 Diagonales a compresión y tensión máxima	263
Figura 196 Fuerza a compresión y tensión máxima en diagonales	263
Figura 197 Columna crítica con sus cargas	264
Figura 198 Diagrama de fuerza axial en miembros de las columnas	264
Figura 199 Elemento bajo compresión.....	265
Figura 200 Elemento bajo compresión.....	266
Figura 201 Modelo de miembro a compresión máxima.....	267
Figura 202 Sección transversal de miembro superior y vista transversal de diagonales y miembro superior	268
Figura 203 Modelo de miembro a tensión máxima.....	268
Figura 204 Modelo de diagonal a compresión máxima	269
Figura 205 Sección transversal de diagonales y vista en conjunto con miembros superior e inferior.....	271

Figura 206 Modelo de diagonal a tensión máxima	271
Figura 207 Modelo de poste a compresión máxima en la armadura	272
Figura 208 Modelo de poste-breiza	273
Figura 209 Modelo de columna a compresión máxima.....	275
Figura 210 Modelo de viga en torres a tensión máxima.....	276
Figura 211 Ancho tributario de carga y modelo de viga transversal.....	277
Figura 212 Reacciones en nodos de la armadura por fuerza horizontal	279
Figura 213 Fuerza axial en arriostamiento horizontal.....	280
Figura 214 Miembro superior y diagonales.....	281
Figura 215 Modos de ruptura	282
Figura 216 Unión con base de columna	285
Figura 217 Unión columna-armadura	287

RESUMEN

El objetivo principal de este trabajo es fomentar e innovar en el uso de la madera como elemento estructural en soluciones constructivas. Para cumplir con esto se elaboró una guía técnica enfocada al diseño estructural en madera, especialmente dirigida a ingenieros y arquitectos y adaptada a las condiciones de Guatemala. La guía técnica está dividida en tres partes, dos teóricas y una práctica. Las dos partes teóricas se desarrollaron con el objetivo de introducir al diseñador a los datos generales, constructivos y a las propiedades de la madera y a los criterios que debe tomar en cuenta durante el diseño estructural. La parte práctica se realizó para aplicar en un caso real de diseño lo expuesto en las partes teóricas.

A. Primera parte

La primera parte del trabajo aborda temas como la clasificación de la madera, sus propiedades físicas y mecánicas, el proceso de fabricación, el tratamiento y mantenimiento y se realiza una introducción a los tipos de uniones que se pueden utilizar.

La madera es un material que en Guatemala tiene un gran potencial forestal, ya que cuenta con 14 distintas zonas de vida y un clima muy favorecido para la explotación de la misma. La variedad de zonas de vida o formaciones ecológicas que conforman Guatemala convierten al país en un lugar rico y a la vez complejo en cuanto a su composición ecológica, especialmente en las zonas más lluviosas o pluviales.

Entre las grandes ventajas que la madera tiene como elemento estructural, está su capacidad de absorber cargas considerables en pequeños intervalos de tiempo o cargas moderadas en períodos prolongados de tiempo. Dependiendo de sus características y otros factores, la madera se puede clasificar de diversas formas. El proceso de clasificación de madera considera todas las caras de las piezas de madera, el lado más crítico que es el que determina el porcentaje de esfuerzo o el grado de la pieza. Otro aspecto a considerar en la clasificación, además de los defectos, que son importantes por disminuir la resistencia de las piezas, es la acción (flexión, compresión, tensión, etc.) a la que será sometida la pieza.

Los dos métodos de clasificación existentes son los visuales y los mecánicos. El primero es de uso común por su simplicidad, pero no permite el análisis de propiedades específicas y el segundo se generaliza por contemplar características de resistencia de la madera y no sólo características físicas, pero no especifica los defectos de la madera.

La madera estructural también puede ser clasificada según su uso y sus dimensiones, ya que para cada aplicación constructiva existen distintos tipos de dimensionamiento y presentaciones. Las diferentes especies madereras pueden clasificarse también respecto a sus esfuerzos básicos, estos se obtienen del valor promedio de pruebas de laboratorio realizadas sobre piezas sanas, madera verde o madera secada al aire. Para el diseño de estructuras no se pueden utilizar los esfuerzos básicos como esfuerzos de trabajo para diseño de estructuras, por lo que deben ser corregidos previamente. Esta reducción se debe realizar principalmente por el efecto que tienen los defectos sobre la resistencia de la madera y por las diferentes condiciones de carga y de servicio para cada caso. Por lo tanto, los esfuerzos de trabajo son los utilizados en el diseño y corresponden a los valores reducidos de los esfuerzos básicos, de esta forma se introduce un margen de seguridad el cual dependerá de los defectos permisibles en las piezas y a las condiciones de uso de la madera.

La utilidad que se le dará a las piezas de madera dependerá de sus condiciones y sus defectos. Los defectos que principalmente afectan la resistencia de la madera son causados durante crecimiento y los más comúnmente encontrados son: nudos, grietas y pendientes en fibras.

La eficiencia de un material como elemento estructural se determina a través de sus propiedades físicas y mecánicas. Las propiedades físicas de la madera son aquellas que determinan su comportamiento frente a los distintos factores que intervienen en el medio natural, sin producir ninguna modificación mecánica o química. Estas propiedades engloban a las que determinan su comportamiento: iluminación

(color, brillo y textura), posibilidad de emitir partículas gaseosas (olor), agua (contenido de humedad, absorción, hinchazón, merma), gravedad (peso específico, densidad, porosidad), calor (conductividad térmica, gradiente de temperatura, dilatación térmica), vibraciones acústicas (conductividad del sonido, transmisión del sonido, resonancia), acción de la corriente eléctrica (conductividad y resistencia eléctrica, etc.), penetración de la energía radiante (radiaciones ultravioleta, infrarrojos, rayos X, etc.), penetración de los gases y fluidos (permeabilidad).

Debido al desempeño de la madera en determinada estructura, a la hora de definir las propiedades mecánicas de la madera, se debe de considerar la dirección perpendicular y la dirección paralela a la fibra. En este hecho radica la principal diferencia de comportamiento frente a otros materiales utilizados estructuralmente, como el acero y el hormigón, ya que para la madera las resistencias y módulos de elasticidad en la dirección paralela a la fibra son mucho más elevados que en la dirección perpendicular.

Por lo tanto podemos resaltar que la madera tiene: elevada resistencia a la flexión, sobre todo si se asocia a su peso (la relación resistencia / peso es 1,3 veces superior a la del acero y 10 veces la del hormigón); buena capacidad de resistencia a la tensión y a la compresión paralelas a la fibra y escasa resistencia al cortante. Esta última limitación se presenta también en el hormigón pero no en el acero. También la madera tiene muy escasa resistencia a la compresión y, sobre todo, a la tensión perpendicular a la fibra, lo que supone una característica muy particular frente a los otros materiales. La madera también tiene un bajo módulo de elasticidad, aproximadamente la mitad que el del hormigón y veinte veces menor que el del acero. Los valores alcanzados por el módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo. Este valor neutraliza parte de la buena resistencia a la compresión paralela a la cual se ha hecho referencia anteriormente.

Para que la madera pueda ser utilizada como material estructural en construcción, debe en primera instancia pasar por un proceso de producción, este consiste en una industria de elaboración que se subdivide en producción primaria y producción secundaria. La industria de producción primaria es aquella que, partiendo de la madera en rollo como materia prima, elabora un producto que necesita de una posterior transformación para poder utilizarse. La industria de producción secundaria es la que partiendo de distintas materias primas, normalmente pre-elaboradas, se produce otro producto útil.

Se considera que la producción primaria está constituida por aserrado, desenrollo, tablero de partículas y tablero de fibras. El aserrado es la parte principal de la producción primaria de la madera por lo que haremos énfasis en la industria del aserrado, ya que de este proceso es que se obtienen los elementos necesarios para utilizar la madera como elemento estructural. El aserrado es la fase en que la madera es llevada a aserraderos, en los cuales se divide en trozos la madera según el uso que se le vaya a dar. Suelen usar diferentes tipos de sierra como por ejemplo, la sierra alternativa, de cinta, circular o con rodillos. Algunos aserraderos combinan varias de estas técnicas para mejorar la producción. Al contar con las dimensiones de las piezas de madera de acuerdo a lo deseado, se procede al secado de la misma, donde al finalizar esta etapa la madera alcanza sus características deseadas y la hace utilizable para las actividades de construcción

El secado se realiza para lograr el contenido de humedad óptimo y para aprovechar mejor las propiedades de la madera. Los procesos de secado pueden ser naturales, utilizando el aire y la luz solar, o artificiales. Estos últimos pueden realizarse mediante hornos, en los que se utiliza el aire como principal fuente de secado, a la vez existen otros métodos especiales, en los que se pueden emplear cámaras al vacío, químicos, vapores orgánicos, etc. Entre más sofisticado es el sistema a utilizar, mayor es su costo, pero tiene la ventaja que, generalmente, el proceso de secado es más rápido y eficiente.

El secado representa una etapa importante durante el proceso de producción de la madera ya que por medio de este proceso se logran aprovechar sus propiedades físicas y mecánicas, y por lo mismo deben tenerse rigurosos controles para evitar que las piezas se agrieten, rajen o tuerzan. A la vez debemos considerar un tratamiento para que preserve la madera contra los distintos agentes bióticos (hongos e insectos) y atmosféricos que puedan afectar sus características y desempeño con el tiempo.

Se supone que la madera es un material perecedero y adecuado únicamente para estructuras

tradicionales. Sin embargo, esto lo contradicen las estructuras construidas hace más de un siglo, y que aún están en buenas condiciones. Por lo tanto se debe tener mucho cuidado con la ejecución de los métodos de tratamiento, ya que una mala ejecución respecto a la temperatura o la duración, podría causar una baja en las propiedades de resistencia de la madera, y afectar el comportamiento de la estructura.

Los ataques de los agentes bióticos que afectan dependiendo del tipo de madera. Aunque a todas las maderas se ven afectadas los agentes atmosféricos como la humedad, la lluvia, el sol, y los cambios de temperatura. Son ataques muy fuertes si la madera está en la intemperie, donde está expuesta a todos estos ataques. Por todas estas y otras razones es conveniente proteger la madera contra los ataques de los agentes de degradación con el protector adecuado. Los productos más comunes son los fungicidas (protegen contra los hongos), los insecticidas (protegen contra insectos), hidrófugos (contra la humedad), y pigmentados (contra la acción de los rayos solares).

Existen dos grandes tipos de tratamiento para la madera que son los tratamientos superficiales y los tratamientos en profundidad. Los tratamientos superficiales se caracterizan por una penetración en la madera de unos milímetros de profundidad, usados cuando la madera se encuentra en ambientes más controlados y donde los ataques no serán fuertes, éste protege contra una gran variedad de insectos y un poco contra humedad. Los tratamientos en profundidad dan una protección más fuerte, se utilizan cuando la madera estará expuesta a riesgos de humedad, ataque de termitas, y se encuentre en contacto directo con el suelo o en la intemperie, el método más utilizado en Guatemala es el de autoclave (se le conoce como madera tratada), que a base de presión impregnan el protector en la madera.

Una vez protegida la madera, se le puede dar un acabado que destaque las cualidades estéticas de la madera, darle el tono, el tacto y el brillo; y que estos acabados no se pierdan o desgasten por los ataques del sol, lluvia, humedad y otros factores.

Para poder utilizar esta madera tratada y a la vez lograr que cada pieza(columna, viga, costanera, etc.) conforme una estructura completa, será necesario considerar y diseñar las uniones adecuadas para poder transmitir las cargas de la manera deseada, con el fin de lograr que todas las piezas de la estructura interactúen y logren un comportamiento monolítico. Las fuerzas transmitidas por las uniones pueden ser de tensión, compresión, de corte o de flexión. Cada medio de unión tiene una rigidez distinta, por lo que no se suelen combinar, ya que cada uno proporciona una respuesta de deformación diferente. Un ensamble óptimo debe ser lo suficientemente flexible para alcanzar la deformación admisible y a su vez permitir una falla dúctil

El conector a utilizar varía dependiendo de varios factores, tales como: geometría, dimensiones y características físicas de las piezas de madera y fuerzas a las que va a estar sometida la unión. La resistencia y rigidez de un conector dependen de sus dimensiones y del material con el que está hecho.

Existen uniones que se pueden realizar con elementos metálicos como pernos, anillos, tornillos, clavos, etc. y existen uniones que se pueden hacer mediante el ensamble de las mismas piezas de madera. Por lo general las uniones hechas sólo con elementos de madera tienen una menor capacidad de carga que las uniones con elementos metálicos, sin embargo otorgan la ventaja de poder ser casi imperceptibles a la vista. El uso de adhesivos como método de unión no es muy recomendable cuando se trabajan elementos sometidos a grandes fuerzas. Además los adhesivos presentan la desventaja de requerir grandes áreas y en ocasiones periodos largos de secado, para obtener una mayor adherencia.

B. Segunda parte

En la segunda parte se tiene como propósito principal el presentar el proceso de diseño de estructuras de madera de una manera rápida y sencilla, abarcando todos los aspectos necesarios para cubrir completamente el análisis y diseño estructural de los principales elementos. Se plantean soluciones constructivas y ejemplos de diseño de estructuras en madera analizadas mediante el método de Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD, por sus siglas en inglés). Este método se utiliza ampliamente para el diseño estructural de estructuras de madera en los Estados Unidos. El método se basa en la determinación de un

esfuerzo máximo admisible en condiciones normales de servicio, que incorpora un factor de seguridad. El factor de seguridad es la proporción de la carga o esfuerzo máximos que un miembro estructural puede soportar antes de que exceda la de carga admisible planteada por los códigos de construcción.

Las estructuras que se diseñen deberán resistir las cargas permanentes como lo son cargas muertas, cargas vivas y empujes de otros tipos. Además, deberá soportar las cargas de sismo, viento y otras cargas esporádicas como en el caso de eventos volcánicos y otros eventos meteorológicos.

Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo la estructura en sí: pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado, etc. Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen, pero no se limitan a: los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido, así como su contenido no fijo. Entre ellas tenemos las cargas uniformemente distribuidas, concentradas, concentradas en estacionamientos, escaleras, cargas especiales, etc. También será tratado el tema de combinaciones de carga, sus métodos de diseño, combinaciones de carga por sismo de servicio y diseño sismo-resistente.

Para poder proceder con el diseño de una estructura de madera será necesario corroborar que los distintos miembros que la conformarán puedan resistir todas las fuerzas a las que serán sometidas durante su vida útil. Para esto se deberá identificar a qué tipo de esfuerzo está sometido cada miembro, pudiendo ser por flexión, pandeo, corte, tensión, compresión etc. Al tener identificado el tipo de esfuerzo se procederá al dimensionamiento adecuado de los miembros.

La capacidad que un miembro de madera desarrolla para soportar la flexión, depende de la especie de madera con la que se trabaje, debido a sus características, propiedades físicas y mecánicas. Todo el procedimiento para el análisis de una viga por flexión pura se basa en los efectos de la aplicación de un momento flexionante.

Un miembro estructural se encuentra sometido a efectos de flexión pura, cuando no hay presente una fuerza cortante y la magnitud del momento flexionante aplicado permanece constante en toda la longitud de la viga analizada. Sin embargo, una viga bajo flexión no se refiere solamente a flexión pura, ya que también existe la flexión no uniforme, la cual se caracteriza por la acción de fuerzas cortantes y el cambio de magnitud del momento a lo largo de la viga. Los trazos de los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante permiten una evaluación visual de la viga y son útiles para determinar el tipo de flexión que soporta el miembro.

Una viga sometida a flexión presenta una curvatura en el eje longitudinal que está ligada a las deformaciones unitarias de la sección transversal y a los esfuerzos resultantes. En una viga prismática, la curvatura dependerá solamente del momento flexionante aplicado. Si la flexión es pura, la curvatura presentada será constante porque la magnitud del momento lo es. Una curvatura positiva indica la aplicación de un momento positivo; así como una curvatura negativa acompaña a un momento de magnitud negativa.

El diseño por flexión pura se basa en la geometría de la sección, y el dimensionamiento se realiza con base al módulo de sección. Esto es una ventaja porque éste incluye las propiedades importantes en una sola cantidad.

La deflexión en los miembros es el criterio más importante del diseño en madera, sobre todo en las vigas, ya que estas se flexionan y se deforman con facilidad, aún soportando muy bien su carga. Debido a que la madera puede ceder un poco más que otros materiales sin cambiar drásticamente sus propiedades, se debe tener un mayor control de las deformaciones causadas por la flexión.

La deflexión debe estar controlada, para la comodidad de los usuarios de la estructura, así como el control de vibración de esta. Los casos más críticos son las deflexiones en techos, debidos a la lluvia, ya que se podría estancar agua, aumentando la carga sobre el techo e incrementando la deflexión, por lo cual se debe tener mayor cuidado en este tipo de vigas.

Para el diseño de vigas en flexión existen dos métodos: el método de deflexión relacionada con carga y deformación, y el método de deflexión por evaluación de una viga. El método de deflexión relacionada con carga y deformación es un proceso donde se diseña la viga directamente por la deflexión que tenga debido a las cargas. El método de deflexión por evaluación de una viga es una evaluación que se le hace a una viga previamente diseñada en flexión, para calcular si es adecuada por deflexión o si es necesario rediseñarla.

Otro efecto a tomar en cuenta en el diseño de miembros es la fuerza vertical que un elemento está soportando, fuerza denominada corte vertical, cuyas zonas críticas son en los apoyos, en la unión viga – columna, ya que se generan los valores más altos de corte vertical. Un mal diseño por corte vertical, puede llevar a un aplastamiento excesivo; aunque aun con un buen diseño el aplastamiento es inevitable, el propósito es controlarlo a valores admisibles. Estos aplastamientos en los elementos, son a causa de un esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra de la madera. Para el diseño por corte vertical, se debe reducir este esfuerzo, calculando un área de apoyo o la unión de los elementos, que generará un esfuerzo de compresión admisible, y a la vez un aplastamiento admisible.

En toda viga existe una tendencia a la falla por cortante vertical. Sin embargo, es más probable que una viga falle debido a la tendencia de sus fibras a deslizarse en una dirección horizontal, concepto conocido como cortante horizontal. Los esfuerzos por corte horizontal no están distribuidos por igual en toda la sección transversal de la viga. El corte horizontal es cero en la fibra superior, respectivamente inferior, de la viga y su valor máximo se encuentra en el plano neutro (eje neutro).

Prosiguiendo con el diseño de los distintos miembros que conforman una estructura necesitamos dimensionar las columnas, elementos sobre los cuales se soportarán a las vigas. Las columnas son elementos que generalmente trabajan a compresión por lo que para proceder con su diseño nos tenemos que regir por las fuerzas internas que trabajan sobre este, así como las condiciones de apoyo de las mismas. Las columnas también se diseñan para resistir flexión y evitar el pandeo por lo que este diseño se denomina flexo-compresión.

Por su sección las columnas pueden ser clasificadas como simples o compuestas, las columnas simples están conformadas por un solo trozo del material mientras que las columnas compuestas se conforman por dos o más secciones simples, las cuales pueden ser rectangulares o circulares. El principal factor a considerar en una columna bajo fuerzas axiales es la compresión. Por lo que el primer paso es el pre dimensionamiento de la columna, lo cual consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplicará sobre el elemento.

Dependiendo del uso y la ubicación de la columna, su geometría puede variar e inclusive ser de una forma no simétrica, siendo así no necesariamente un elemento recto vertical. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, los cuales influyen en el tipo de falla. El patrón geométrico que rige el comportamiento de la columna es la esbeltez, ya que su forma de fallar depende del mismo.

La aparición de flexión de pandeo limita severamente la resistencia en compresión de una columna o cualquier tipo de pieza esbelta. Eventualmente, a partir de cierta porción de la carga axial de compresión, denominada carga crítica de pandeo, puede producirse una situación de inestabilidad elástica y entonces fácilmente la deformación aumentará produciendo tensiones adicionales que superarán la tensión de rotura, provocando la ruina del elemento estructural.

Los miembros bajo flexión, por lo general tienen una inercia fuerte para soportar cargas verticales a flexión (eje x-x) y una inercia más pequeña que es la del eje débil (eje y-y). Si la inercia es mucho más pequeña que la inercia fuerte o sea $I_y \ll I_x$, puede causar una inestabilidad lateral llamada pandeo lateral. Además de la deformación vertical debida a la flexión, la sección transversal del miembro gira lateralmente alrededor de su centro de corte.

Una de las facilidades que ofrece la madera es que puede combinarse con otros materiales o entre

la misma o varias especies de madera, lo cual se logra al encolar y pegar las piezas para formar un elemento más grande y eficiente. La madera laminada encolada es un producto compuesto por dos o más láminas encoladas entre sí, con el que se obtienen elementos macizos que posibilitan múltiples configuraciones de grandes dimensiones y formas, no logrados con la madera aserrada ni con otros materiales tradicionales de construcción. La madera laminada cuenta con grandes cualidades estéticas, físico-mecánicas y de durabilidad.

Una de las grandes aplicaciones de la madera laminada encolada se da en la implementación de vigas con luces de mayor tamaño, por lo que el diseño de vigas en madera laminada se realiza aplicando los criterios de flexión y deflexión y también se controla para que no falle por corte longitudinal, todo esto para garantizar un desempeño seguro y cómodo a lo largo del tiempo de servicio del miembro.

Contando con las técnicas de diseño para los elementos como vigas y columnas, podemos continuar con el diseño de una estructura compuesta por varios elementos, como lo son los marcos. Un marco es un elemento estructural compuesto de vigas y columnas conectadas por juntas rígidas. El ángulo entre la viga y la columna es generalmente de 90° . Estos pueden estar conformados por una columna y una trabe o, como en el caso de un edificio de varios niveles, o por muchas columnas y vigas.

Actualmente la utilización de marcos rígidos de madera se utiliza comúnmente en la construcción de viviendas en serie, puentes, pasarelas etc. ya que son estructuras fáciles de armar y muy resistentes. Para analizar este tipo de estructura, se debe de tomar en cuenta el peso del techo, y el de cualquier carga vertical viva que es transferida por el tablero del techo (el cual actúa como una serie de vigas paralelas pequeñas).

Para el diseño de marcos con cargas laterales, se debe aplicar una carga lateral F_h (generalmente simulando cargas de viento o sismo), lo cual no dará un pandeo lateral en las columnas. Para este caso, se recomienda utilizar arriostramientos para compensar las deformaciones, y así rigidizar el marco. Para estabilizar una serie de marcos rígidos paralelos, se debe elegir dos marcos y agregar dos arriostramientos verticales y un arriostramiento horizontal en el techo. Las fuerzas horizontales (viento, sismo) se transmiten en compresión hacia el arriostramiento horizontal el cual hace que trabaje como una doble armadura.

Las armaduras de contraventeo y de estabilización son realizadas de preferencia con diagonales en las dos direcciones (forma de cruz), ya que la carga puede cambiar de sentido, estas pueden ser de madera, de láminas de acero o de barras redondas de acero. La resistencia al pandeo de las diagonales comprimidas y de cables de acero esta tan pequeña que suele ser omitida.

Contando con toda la información necesaria para el diseño de los elementos comentados anteriormente, podemos proceder al cálculo y diseño de estructuras mucho más complejas como lo son un joist o armadura, esta se define como una configuración estructural de elementos, generalmente soportada sólo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión.

La selección del número de miembros y su distribución dentro de una armadura tendrá un alto impacto constructivo y económico para el diseño estructural. La configuración de una armadura se determinará con base al sistema de triángulos que la constituyan y la función que éstos desempeñen. Los tipos de configuración son los completos, incompletos y los redundantes o hiperestáticos.

Una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores (generalmente colocados en diagonal) y por los miembros del alma. El claro de una armadura es la distancia entre sus nudos extremos. Si la armadura forma un marco con columnas en los extremos, entonces el claro se forma como la distancia entre las caras exteriores de las columnas. La distancia vertical de la cumbrera a la línea que une los apoyos de la armadura se llama peralte.

En la selección de un tipo en especial de armadura, deben considerarse varios factores. Lo primero de todo es el contorno o perfil del techo o cubierta; esto generalmente se determina por requerimientos

arquitectónicos.

La madera es un material que durante la construcción debe unirse con otras piezas del mismo o diferente material. Existe un gran número de uniones para el diseño de marcos rígidos de madera, éstas generalmente son de placas metálicas y pernos. No se recomienda anclar las columnas de madera directamente a materiales húmedos (concreto, suelo etc.) porque estos pueden provocar el deterioro y pudrimiento de la misma.

Los sistemas constructivos basados en el ensamble de varias piezas de madera de distintos tamaños, permiten realizar construcciones rápidas y económicas, que requieren de poca maquinaria y mano de obra. Estos sistemas constructivos presentan la desventaja de requerir piezas de madera rectilíneas y de grandes dimensiones.

Las fijaciones mecánicas más utilizadas son los clavos, tornillos, tirafondos y pernos. Los clavos son los que tienen una menor resistencia pero requieren de menor trabajo. Por el contrario los pernos tienen una mayor resistencia pero requieren de un mayor trabajo y equipo para su colocación. Los clavos son lisos y de dimensiones más pequeñas. Después siguen los tornillos, estos ya llevan un roscado o estriado y son de mayores dimensiones. Posteriormente encontramos a los tirafondos, los cuales son muy similares a los tornillos pero varían en la cabeza y dimensiones. Por último están los pernos, que son los más grandes de estos cuatro, y también cuentan con un roscado en el tallo o vástago. El uso de placas de acero, aumenta la distribución de esfuerzos y reduce el número de conectores necesarios en una unión.

Los casos de carga típicos para los que se diseñan las uniones son cargas laterales (Z) y cargas axiales o de extracción (W). Para obtener los esfuerzos de diseño actuantes en una unión se deben tomar en cuenta los factores de ajuste correspondientes a la madera y los factores de ajuste correspondientes a los conectores. Al diseñar una unión se deben respetar los espaciamientos mínimos entre conectores y entre los bordes de la madera.

C. Tercera parte

La tercera parte del trabajo tiene como propósito aplicar lo expuesto en las primeras dos partes a un caso real de diseño, el cual es una pasarela peatonal en el IRTRA Petapa. Para el diseño, primero se idealizó el modelo y con base a esto se integraron las cargas, luego se analizó la estructura en el programa RISA-3D y a partir de los resultados obtenidos se diseñaron tanto los miembros como las uniones. Para el dimensionamiento de los miembros primero se identificó al esfuerzo que estaban sometidos, y, bajo los criterios que a cada uno corresponde, se procedió al diseño.

Debido a la falta de información de la localidad, especie de madera a utilizar y otros no se aplicaron todos los conceptos dados en la segunda parte del trabajo, especialmente a lo referido en cuanto a factores de corrección. Por lo que se recomienda que siempre antes de cualquier diseño se tengan todos los datos necesarios antes de proceder al diseño, o si no se deberán asumir conservadoramente los datos, lo cual podría dar lugar a un sobredimensionamiento, y por lo tanto un encarecimiento económico. Para el diseño de la pasarela presentado en este trabajo se utilizó por facilidad un factor de corrección general igual a 1. El diseño final de la pasarela puede apreciarse en el ANEXO de este trabajo.

I. INTRODUCCIÓN

Este trabajo de megaproyecto titulado *Guía para el Diseño de Estructuras en Madera*, como su nombre lo dice, es tanto una recopilación de normas como formulación de directrices para el cálculo y diseño de estructuras en madera. El trabajo, realizado por alumnos de la Universidad del Valle de Guatemala es un intento de enfocar, por sus singulares características, el diseño de estructuras a la madera; abarca desde las propiedades físicas y mecánicas de los tipos de madera más comunes en el país, así como su producción, hasta profundizar en todo lo relacionado al diseño, cargas vivas, muertas, diseño por flexión, diseño longitudinal, diseño de vigas y columnas, técnicas de ensamblaje, por nombrar unos cuantos. Como se mencionó anteriormente, fue imprescindible la revisión de normativas internacionales, con la intención de localizar los parámetros base considerados en otros países y compararlos con los nacionales para encontrar, tanto similitudes como debilidades, que deban ser reforzadas mediante investigación y aplicación de nuevas normas al mercado nacional.

Guatemala es un país con potencial forestal que cuenta con catorce tipos de bosques diferentes, y por lo tanto con centenares de tipos de madera. Sin embargo, debido a la falta de una normativa que regule las actividades y/o usos de este material, la industria maderera guatemalteca no se ha desarrollado con todo su potencial. Bajo esa línea, nace el interés de crear una guía aplicada específicamente para Guatemala, no solo desde el punto de vista de la clasificación de la madera estructural y las consideraciones de las especies propias del lugar, sino también desde el punto de vista de la ingeniería civil.

Se pretende que esta guía sea utilizada como manual de referencia por estudiantes que lleven cursos de diseño estructural, tanto como cursos acerca del uso de la madera como elemento estructural, por ingenieros civiles, agroforestales o cualquier profesional relacionado con el tema que buscan una guía sencilla y práctica para el diseño. Así también, se tiene como propósito que la guía sea pionera en el estudio de madera como material constructivo en el país, motivando e inspirando así, futuros estudios en la materia. Es necesario notar, que el lector debe tener un conocimiento básico pero práctico de estática, resistencia de materiales, análisis estructural y los cálculos de carga de conformidad con los códigos de construcción (cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas).

El trabajo consiste en dos partes teóricas, que incluyen algunos ejemplos aplicados para facilitar el entendimiento de los temas, y una tercera parte, que es una memoria de cálculo práctica aplicando todos los conceptos al diseño de una pasarela por el método de esfuerzos admisibles, que se construirá en el IRTRA de la Avenida Petapa, de la ciudad capital. La primera parte trata los temas enfocados a generalidades del material que se investigó: la madera. Se comienza con su clasificación, haciendo énfasis en las especies más utilizadas en Guatemala, se explican sus propiedades físicas y mecánicas, absolutamente básicas para el diseño, y después se profundiza en todo el proceso de producción de la madera, la cual se recomienda como un excelente material estructural, ya que es superior a otros materiales más comunes como el concreto, además de ser mucho más bello. La segunda parte de esta guía, enfatiza en, como se mencionó previamente, todos los parámetros que se deben tomar en cuenta en el diseño estructural. Se intentó abarcar todos los campos, pero por su indudable amplio estudio se exhorta al lector, otros estudiantes y profesionales a continuar este trabajo para, de tal manera, complementar esta guía, ya que debido a la excelencia mecánica y estética de este material que aunque posea excelentes propiedades estructurales no ha sido explotado en su totalidad; así mismo se debe tomar en cuenta que éste se encuentra en la naturaleza y es renovable, por lo que su explotación debe hacerse inteligente y responsablemente, para continuar con el uso del mismo en el futuro.

Guía técnica para el diseño de estructuras en madera

II. JUSTIFICACIÓN

Debido al alto potencial forestal que tiene Guatemala, se considera la madera como una opción viable y con un mercado amplio para sustituir a los métodos y materiales usados tradicionalmente como el concreto y acero. Sin embargo, la escasa investigación y desarrollo técnico en el campo de la madera representan una gran limitante en términos de la posible aplicación de este material con una solución constructiva. Esto se ve reflejado en la falta de interés por parte de algunos ingenieros y arquitectos en diseñar con este material, a pesar de que la madera es un material con mejores cualidades estéticas y propiedades resistentes similares a los materiales usados tradicionalmente.

Por otra parte, debido a las características geotectónicas del país, es necesario el desarrollo de estructuras livianas con comportamiento sismorresistente que a la vez cumplan con los requerimientos básicos establecidos en cuanto a resistencia. En este sentido, la madera es un material dúctil que tiene una alta resistencia en relación a su peso, mucho mayor que la de los materiales convencionales de construcción, como lo son el acero y el concreto.

Por estas razones, es necesario e imperativo el desarrollo de una guía técnica para el diseño de estructuras en madera, pionera en su campo en Guatemala, que busque fomentar e innovar el uso de la misma para soluciones constructivas. También, para que la guía técnica sea utilizada, se desea promover el uso de la madera como elemento estructural en futuros diseños.

Lo mencionado anteriormente no es importante solamente para el uso en sí de la madera como un elemento constructivo y lo que esto conlleve. De esta forma se estaría fomentando el desarrollo de la industria secundaria de la madera, es decir, la transformación de la materia prima en elementos determinados. Todo lo anterior con el propósito de ampliar el mercado nacional con nuevas opciones en materiales de construcción, dándole al mismo tiempo un valor agregado a un material que generalmente es comprado en Guatemala a precios bajos y luego convertido en bienes de lujo con un alto valor.

Este trabajo pretende dentro de sus concepciones iniciales, ser un primer paso en el desarrollo y la explotación adecuada y eficiente de la madera. Más específicamente, como ingenieros civiles buscamos fomentar la implementación de este recurso como una solución constructiva eficiente y de amplia utilización. A largo plazo, este trabajo busca el desarrollo de la industria maderera y su implementación en el ámbito constructivo del país de una manera sostenible y amigable con el medio ambiente.

III. OBJETIVOS

A. General

Fomentar e innovar el uso de la madera como elemento estructural en soluciones constructivas.

B. Específicos del Megaproyecto

- Desarrollar una guía técnica para ingenieros y arquitectos que contempla los principios básicos del diseño estructural.
- Enfocar la guía técnica a las condiciones de Guatemala, investigando acerca de estudios realizados a maderas nacionales.
- Realizar el diseño estructural de una estructura real en madera, aplicando la guía técnica.
- La guía a desarrollar sea utilizada por el Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad y sea ampliada por futuros alumnos interesados.
- Publicar y promover el uso de la guía técnica en Guatemala.
- Promover el uso de la madera como elemento estructural en el diseño de estructuras.

**Guía técnica para el diseño de estructuras en madera:
Primera parte**

IV. GENERALIDADES DE LA MADERA Y NORMATIVAS

A. Alcance

El propósito de este trabajo es la redacción de una Guía Técnica de construcción de elementos en madera. Guatemala es un país con potencial forestal que cuenta con catorce tipos de bosques diferentes, como se verá en el **Capítulo V: Clasificación de la Madera en Guatemala**. Sin embargo, debido a la falta de una normativa que regule las actividades y/o usos de este material, la industria maderera guatemalteca no se ha desarrollado con todo su potencial. Bajo esa línea, nace el interés de crear una guía aplicada específicamente para Guatemala, con clasificación para la madera estructural y consideraciones de las especies propias del lugar.

La revisión de normativas internacionales fue imprescindible para la elaboración de esta guía. La intención del proceso era localizar los parámetros base considerados en otros países y compararlos con los nacionales para encontrar, tanto similitudes como debilidades, que deban ser reforzadas mediante investigación y aplicación de nuevas normas al mercado nacional. Los objetivos primordiales de prácticamente cualquier normativa del mundo, establecer los rangos permisibles de las características de la madera para crear una clasificación de la madera (limitando su uso estructural), los valores límite para los cálculos en el diseño y los detalles en la construcción. Todas las normas se han creado para madera en rollo y madera aserrada.

Los reglamentos internacionales suelen clasificar la madera de acuerdo a la importancia de los defectos naturales que exhibe. En Guatemala, sucede algo parecido, como se expondrá en el **Capítulo V**, porque se toma en cuenta el tamaño de los nudos, la cara donde se miden y las dimensiones de las grietas o venteaduras. Los reglamentos de los diferentes países contienen reglas que difieren entre sí. Así por ejemplo, las normas suecas establecen seis calidades, las mexicanas cuatro y la última versión de las inglesas dos. (12)

Este capítulo busca introducir brevemente las propiedades físicas y mecánicas de la madera que se expondrán con mayor detalle en el **Capítulo VI** y comparar algunos lineamientos de la clasificación de la madera en otros países como México, Chile y Francia. Para efectos de las normas internacionales que se mencionaron, las maderas usuales en la construcción se clasifican en coníferas y latifoliadas. Las diferencias entre esas dos especies de árboles son que las células de las latifoliadas son más cortas que las de las coníferas y los anillos de crecimiento se distinguen más fácilmente y son más amplios en las coníferas. (12)

1. Especies en Guatemala. La madera de pino es la de uso más arraigado en Guatemala y es la más usada en la construcción. Son diecisiete las especies de pino que existen en el país, pero la madera que proviene de ellas no se comercializa por especie sino por grupo de piezas que muestren características visuales similares. La mayoría de las especies de pino en Guatemala se encuentran en zonas húmedas de las tierras altas, entre la frontera mexicana y la Ciudad de Guatemala. Las semillas del *Pinus oocarpa* (pino colorado) se han recogido en zonas centrales del país, donde predomina un clima con temperaturas relativamente altas. Asimismo, se han recogido piñas en los departamentos de Baja Verapaz y Zacapa. En la Sierra de las Minas y Zacapa, los bosques de *Pinus oocarpa* se extienden hasta llegar a los 100m sobre el nivel del mar. En Jalapa, interesante zona desde el punto de vista climático (prolongada estación seca y cálida), sólo se han encontrado rodales mediocres y no se ha procedido a ninguna recolección.

2. Propiedades básicas. Independientemente de la especie, la madera puede ser considerada como un material biológico, anisotrópico e higroscópico. La descripción detallada se encuentra en el **Capítulo VI** y en éste capítulo solo se hará una introducción a los mismos.

Es un material biológico, ya que está compuesto principalmente por moléculas de celulosa y lignina. Siendo madera elaborada, puede ser degradada por el ataque de hongos e insectos taladradores,

como son las termitas. Por ello, a diferencia de otros materiales inorgánicos (ladrillo, acero y hormigón, entre otros), para la madera se debe tener una serie de consideraciones de orden técnico que garanticen su durabilidad con el tiempo. (54)

La madera es un material anisotrópico; según sea el plano o dirección que se considere respecto a la dirección longitudinal de sus fibras y anillos de crecimiento, el comportamiento tanto físico como mecánico del material presenta resultados dispares y diferenciados. Para tener una idea de cómo se comporta, la madera resiste entre 20 y 200 veces más en el sentido del eje del árbol, que en el sentido transversal. Debido a este comportamiento estructural tan desigual, ha sido necesario establecer ejes de referencia que son el eje tangencial, el eje radial y el eje axial o longitudinal.

La madera es un material higroscópico porque tiene la capacidad de captar y ceder humedad en su medio, proceso que depende de la temperatura y humedad relativa del ambiente. Este comportamiento es el que determina y provoca cambios dimensionales y deformaciones en la madera. (64)

a. Propiedades físicas. Las propiedades físicas de la madera son aquellas que determinan su comportamiento frente a los distintos factores que intervienen en el medio natural, sin producir en ella ninguna modificación mecánica o química.

Dentro de las propiedades físicas que tenemos se encuentran las siguientes: la humedad, la hinchazón y merma, la densidad, la dureza, las propiedades eléctricas, las propiedades acústicas y las propiedades térmicas. Estos temas serán abordados a profundidad en el **Capítulo VI**. Es recomendable conocer y comprender las características físicas de la madera, ya que estas dictan el comportamiento básico de la madera. Este comportamiento es el que hace que la madera sea un buen elemento estructural, que hasta la fecha no se ha sabido explotar en Guatemala.

b. Propiedades mecánicas. Las características que más afectan las propiedades mecánicas de la madera son los defectos, dentro de los que cabe mencionar: nudos, inclinación de las fibras, grietas, rajaduras, densidad y pudriciones (en todas sus formas). Las resistencias de diseño se establecen de acuerdo a valores de ensayo, ajustados por coeficientes que tienen en cuenta la reducción de resistencia que sufren las piezas debido a factores no presentes en los ensayos de laboratorio. Los factores de ajuste, serán presentados en el **Capítulo VI**. Los ensayos se realizan comúnmente con madera seca (12% de humedad) y con una carga de muy poca duración (entre 1 y 5 minutos). Básicamente se realizan ensayos de laboratorio con piezas de madera seca, utilizando piezas libres de defectos y piezas de madera a escala real. Con piezas de madera libres de defectos es común adoptar como resultado del ensayo el valor que corresponde al límite inferior del 1% de la distribución mientras que en los ensayos de piezas a escala real se adopta el valor límite del 5% de la distribución de valores. (55)

Las propiedades mecánicas son las que determinan la capacidad de resistir fuerzas externas. Se entiende por fuerza externa cualquier sollicitación que, actuando exteriormente, altere su tamaño o la deforme. Cuando la carga aplicada aumenta, se produce una deformación que se incrementa paulatinamente hasta alcanzar el límite elástico que puede terminar en la rotura del material. El límite elástico se define como el esfuerzo por unidad de superficie en que la deformación aumenta en mayor proporción que la carga aplicada. El esfuerzo necesario para que el material alcance el límite elástico determina la tensión máxima a la que se puede someter la pieza sin producir deformaciones permanentes en el límite de proporcionalidad.

La rigidez de un cuerpo es la propiedad que define su capacidad para resistir la deformación al ser cargado externamente. El módulo de elasticidad, medida de rigidez de la madera, es la razón entre el esfuerzo por unidad de superficie y deformación por unidad de longitud. Al pasar el límite elástico, la deformación continúa y se llega al colapso.

Los ensayos se realizan en dos estados de contenido de humedad, uno con probetas de humedad superior al 30% (estado verde), y el segundo con probetas de humedad 12% (estado seco al aire). A partir de estos ensayos, se pueden determinar sus propiedades mecánicas, algunas de las cuales se enumeran a continuación: compresión paralela a las fibras, compresión perpendicular a las fibras, flexión estática,

tenacidad, corte tangencial, corte paralelo radial, clivaje tangencial y radial, tracción paralela a las fibras, tracción perpendicular a las fibras, dureza, extracción de clavos y los defectos. Estos temas serán abordados a profundidad en el **Capítulo VI**.

3. Normativa internacional

a. Normativa mexicana. La información sobre las propiedades de las maderas mexicanas es relativamente escasa. El trabajo realizado por el Instituto de Investigaciones Forestales de la Subsecretaría Forestal y de la Fauna y el Instituto nacional de Investigación sobre Recursos Bióticos contribuyen a mejorar dicha situación. (12)

La clasificación según la norma DGN C 18-1946 de la Secretaría de Industria y Comercio ha sido tradicionalmente utilizada en el comercio de la madera en México y se refiere en particular a tablas, o tablones, u ocote que es el equivalente al pino de ocote guatemalteco (nombre científico *Montezumae*). La madera es clasificada en cinco grupos: madera selecta, madera de primera, madera de segunda, madera de tercera y madera de desecho. La Norma Técnica Complementaria del Reglamento de Construcción del Distrito Federal (NTC) indican que cuando se use madera estructural en forma permanente, no se empleará con calidad inferior a la segunda. (12)

La clasificación propuesta considera nudos, fisuras y bolsas de resina, pero no toma en cuenta la influencia de su posición sobre el comportamiento estructural de la pieza. Se consideran aspectos físicos y no de resistencia. El requisito principal es usar madera sana para madera selecta y que la humedad no sea mayor al 10% del peso total. El requisito de la madera de tercera es una pequeña cantidad de defectos. (12)

El procedimiento para la clasificación mexicana se basa en las normas inglesas que toman en cuenta la influencia de los defectos sobre el comportamiento estructural de la madera. Las normas inglesas reúnen cuatro calidades denominadas: V-40, V-50, V-65 y V-75. Una quinta calidad, V-100, corresponde a la madera totalmente libre de defectos. (12)

La **Tabla 1** muestra las dimensiones máximas de los nudos permisibles en un elemento estructural en centímetros de las normas inglesas llamadas British Standards Institution, Londres, 1971. Las observaciones para el uso de este cuadro son: se permite interpolar para otras medidas, no se permitirá la presencia de dos o más nudos de dimensión máxima en un mismo tramo de 30cm y la suma de todos los nudos para dicho tramo no excederá el doble de la dimensión del nudo máximo. Para elementos simplemente apoyados sujetos a flexión, las dimensiones máximas para los nudos en las zonas de canto y de borde fuera del tercio medio podrán incrementarse hasta un 100% en los extremos.

En la **Tabla 2** se resumen los esfuerzos recomendados en las especificaciones de la Secretaría de Obras Públicas de México. Son aplicables a estructuras en ambiente seco sometidas a cargas de duración normal (10 años). Para otras condiciones se aplican factores de corrección. Este reglamento es muy parecido al del Distrito Federal.

b. Normativa argentina. Las resistencias indicadas en la **Tabla 3** fueron obtenidas de los valores obtenidos en pruebas de laboratorio de probetas sin defectos. En ensayos de escala real, se someten a pruebas piezas representativas de determinados tipos de maderas con los defectos incluidos. El resultado es una clasificación visual de la madera, donde cada clase incluye piezas cuyos defectos se ubican dentro de los límites. La norma EN 384 aplicada en Patagonia, especifica los valores de resistencia de diseño en maderas del lugar.

Tabla 1 Dimensiones máximas de los nudos permisibles en un elemento estructural

DIMENSIÓN NOMINAL DE LA CARA CONSIDERADA (cm)	NUDOS EN EL CANTO Y EN LA ZONA CENTRAL PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN Y EN CUALQUIER CARA PARA ELEMENTOS EN COMPRESIÓN				NUDOS EN LA ZONA BORDE PARA ELEMENTOS EN FLEXIÓN Y EN CUALQUIER CARA PARA ELEMENTOS EN TENSIÓN			
	V-40	V-50	V-65	V-75	V-40	V-50	V-65	V-75
2.50	2.0	2.0	1.5	1.0	1.0	0.5	NA	NA
3.80	3.0	2.5	2.0	1.0	1.5	1.0	0.5	NA
5.00	3.5	3.0	2.0	1.5	2.0	1.5	1.0	0.5
6.50	4.5	4.0	2.5	2.0	2.5	2.0	1.5	1.0
7.50	5.0	4.5	3.0	2.0	3.0	2.5	1.5	1.0
9.00	5.5	5.0	3.5	2.5	3.5	2.5	2.0	1.5
10.00	6.5	6.0	4.0	3.0	3.5	3.0	2.0	1.5
13.00	7.5	7.0	5.0	3.5	4.5	4.0	2.5	2.0
15.00	9.0	8.0	6.0	4.0	5.5	5.0	3.0	2.5
20.00	11.0	9.0	6.5	4.5	7.5	6.5	4.0	3.0
25.50	13.0	10.0	7.0	5.0	9.5	8.0	5.0	3.5
30.50	14.0	11.0	7.5	5.5	11.0	9.0	6.5	4.5
35.50	15.0	12.0	8.0	6.0	12.5	10.0	7.0	4.5

Fuente: Fernández-Villegas, 1986

Tabla 2 Esfuerzos permisibles según especificaciones SOP-1968

ESPECIE	CALIDAD	Flexión estática (N/mm ²)	Módulo de elasticidad (N/mm ²)	Compresión paralela (N/mm ²)	Compresión perpendicular (N/mm ²)	Tensión paralela (N/mm ²)	Corte paralelo (N/mm ²)
PINO BLANCO	1A	7.84	8,330	5.88	1.764	6.37	0.588
PINO LACIO	2A	5.88	8,330	4.9	1.764	5.39	0.588
PINO AYACAHUITE	1A	8.82	8,820	6.86	1.96	7.35	0.784
PINO PRIETO	1A	8.82	8,820	6.86	1.96	7.35	0.784
PINO REAL	1A	8.82	8,820	6.86	1.96	7.35	0.784
CEDRO	2A	6.86	8,820	5.88	1.96	6.37	0.784
PINO CHINO	1A	9.8	9,800	7.84	1.96	8.33	0.882
PINABETE	2A	8.33	9,800	6.86	2.45	7.35	0.882

Fuente: Fernández-Villegas, 1986

Tabla 3 Resistencias de diseño de maderas de la Patagonia

ESPECIE	FLEXIÓN			TRACCIÓN		COMPRESIÓN		CORTE
	Nombre Botánico	Esfuerzo Mínimo (N/mm ²)	Esfuerzo máximo (N/mm ²)	Módulo de Elasticidad (N/mm ²)	Esfuerzo Paralelo a la fibra (N/mm ²)	Esfuerzo perpendicular a la fibra (N/mm ²)	Esfuerzo Paralelo a la fibra (N/mm ²)	
Pino Ponderosa	4.41	5.39	4116	2.94	0.20	3.72	0.98	0.49
Pino Radiata	4.41	5.88	4900	3.14	0.20	3.92	1.18	0.49
Pino Misionero	6.37	7.35	6860	4.12	0.29	5.29	1.47	0.69
Álamo	4.41	5.39	4116	2.94	0.20	3.72	0.98	0.49
Lenga	7.84	8.82	8820	5.00	0.29	6.27	1.76	0.78

Fuente: <http://www.ciefap.org.ar/documentos/fichas/A9N3EsfuerzosEstructuralesdeMadera.pdf>

4. Otras consideraciones importantes

a. **Resistencias de diseño de maderas.** La aplicación de cualquier tipo de madera en elementos estructurales requiere para el cálculo de proyectos, los valores de resistencia de diseño de la misma. En esta guía se optó por el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD, por sus siglas en

inglés), que incluye un factor de seguridad implícito. Con más conocimientos de los métodos de ruptura, se podría optar para Guatemala la utilización del método por estado último. (70)

Las resistencias indicadas anteriormente en las normas internacionales y las que se presentarán en el **Capítulo VI** fueron obtenidas según la metodología de esfuerzos permisibles. Los valores de resistencia y rigidez a la flexión estática y de densidad característica de las maderas indicadas fueron obtenidos de estudios disponibles sobre el tema.

b. Encharcamiento en techos planos. Cada porción del techo deberá diseñarse para sostener el peso del agua de lluvia que pudiera acumularse sobre ella si el sistema de drenaje estuviera bloqueado. La superficie de los techos deberá tener una pendiente mínima de 3% hacia las salidas del drenaje para evitar la acumulación de agua de lluvia. Deberán revisarse periódicamente estas salidas para mantenerlas libres de obstrucciones. (70)

c. Ejecución de obras. Las indicaciones dadas en esta sección son condiciones necesarias para la aplicabilidad de los criterios de diseño dados en estas normas. Cuando la madera se usa como elemento estructural, deberá estar exenta de infestación activa de agentes biológicos como hongos e insectos. Se permitirá cierto grado de ataque por insectos, siempre que estos hayan desaparecido al momento de usar la madera en la construcción. No se admitirá madera con pudrición en ningún estado de avance. (70)

d. Protección a la madera. Se cuidará que la madera esté debidamente protegida contra cambios de humedad, insectos, hongos y fuego durante toda la vida útil de la estructura. Podrá protegerse ya sea por medio de tratamientos químicos, recubrimientos apropiados, o prácticas de diseño adecuadas. (70)

e. Transporte y montaje. El ensamblaje de estructuras deberá llevarse a cabo en tal forma que no se produzcan esfuerzos excesivos en la madera no considerados en el diseño. Los miembros torcidos o rajados más allá de los límites tolerados por las reglas de clasificación deberán ser reemplazados. Los miembros que no ajusten correctamente en las juntas deberán ser reemplazados. Los miembros dañados o aplastados localmente no deberán ser usados en la construcción. (70)

f. Ejecución de uniones. Cuando se diseñe una estructura con juntas que transfieran momentos o fuerzas concentradas importantes de un elemento a otro, se deberá tener especial cuidado en el comportamiento de dichas juntas, ya que como efecto de elevadas temperaturas, pueden presentarse asentamientos o plastificación parcial o total de los elementos de unión que causen redistribución de cargas. (70)

V. CLASIFICACIÓN DE LA MADERA EN GUATEMALA

A. Generalidades

Las piezas de madera aserrada presentan variedades de cualidades y apariencias según la cantidad de defectos encontrados como la cantidad de nudos, la dirección e inclinación de las fibras, rajaduras, venteaduras, gemas, rapidez de crecimiento entre otros. Por esa razón, la compra de piezas adecuadas requiere el establecimiento de grados o calidades de madera basándose en una clasificación acorde a la importancia de los defectos naturales exhibidos. Los grados de madera se especifican tomando en cuenta características físicas mediante una inspección visual, dejando a un lado los esfuerzos. Sin embargo, existen otros grados, llamados grados estructurales que se establecen considerando características que relacionan la resistencia de la madera con los esfuerzos de trabajo. El propósito de un comprador es adquirir piezas resistentes y económicas. Para lograr la máxima economía, se limita el rango de esfuerzos en los grados y la condición primordial es que todos los miembros deben estar bajo los esfuerzos máximos que le sean permitidos. La funcionalidad de la graduación estructural es lograr una clasificación de las diferentes especies en grados que vayan acorde a las características que afectan su resistencia. (7)

Los grados estructurales se fijan utilizando métodos visuales de la pieza evaluando la localización, tamaño y naturaleza de los nudos y otros aspectos físicos. Los lineamientos básicos de la graduación estructural se aplican a cualquier tipo de madera, sin importar la especie, en términos de porcentajes de esfuerzos. Estos son calculados mediante una relación entre su propio esfuerzo y el esfuerzo correspondiente a la misma pieza sin defectos. En otras palabras, una madera que presenta un porcentaje de esfuerzo del 60 por ciento tendría ese porcentaje del esfuerzo básico. Los esfuerzos básicos son idealizados para maderas sanas, libres de defectos, y los requisitos mínimos que deben cumplir son: (7)

- Ausencia total de nudos.
- Color uniforme sin rastros de vetas o listas de resina.
- Fibras paralelas al eje longitudinal, sin pendientes mayores de 1:20
- Piezas libres de grietas y pudrición.
- Dimensiones normales o que cumplan con lo acordado entre comprador y aserradero

La clasificación considera las cuatro caras de las piezas de madera, el lado más crítico es el que determina el porcentaje de esfuerzo o el grado de la pieza. Otro aspecto a considerar en la clasificación, además de los defectos, que son importantes por disminuir la resistencia de las piezas, es la acción (flexión, compresión, tensión, etc.) a la que será sometida la pieza. Los grados estructurales toman en cuenta el uso de las piezas y los esfuerzos a los que serán sometidos al ser parte de una estructura. (7)

B. Métodos de clasificación

Los dos métodos existentes son los visuales y los mecánicos. El primero es de uso común por su simplicidad y el segundo empieza a generalizarse por contemplar características de resistencia de la madera y no sólo características físicas.

1. Método visual. Las desventajas de este método son: que involucra personal capacitado y que está sujeto a criterios subjetivos. Asimismo, no permite el análisis de propiedades específicas como la densidad específica de la madera, la cual varía según la especie y puede hacer que una pieza que tenga más nudos que otra tenga mayor resistencia por su mayor densidad. La ventaja es que su verificación es efectiva ya que implementa una lista de parámetros fáciles de localizar visualmente resultando en un número reducido de calidades. (12)

2. Método mecánico. Con el fin de evitar las desventajas del método visual se ha incentivado el uso del método mecánico. Su uso no se ha generalizado por el costo elevado en la adquisición de equipo

para llevar a cabo las pruebas. Las máquinas se basan en la correlación directa entre la deformación bajo una carga dada de una pieza que exhibe defectos naturales y la resistencia última de la pieza. En otras palabras, existe una correlación entre el módulo de elasticidad y la resistencia medida con el módulo de rotura de la madera con defectos. Las máquinas permiten realizar ensayos que no destructivos de las piezas individuales porque la aplicación de la carga es gradual sobre tramos pequeños calculando la deflexión máxima en cada uno de ellos. Puesto que se conoce la relación entre el módulo de elasticidad y el módulo de rotura se predice la resistencia última de cada pieza. La ventaja primordial es que se aplica a cualquier especie de madera; en la contraparte este método no especifica los defectos de la madera. (12)

C. Especies nacionales

El Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala ha estudiado y analizado las especies que aparecen en las siguientes tablas y para éstas ha especificado diferentes tipos de esfuerzos. En el inciso L, titulado Clasificación de los bosques, se mencionan especies adicionales también por su nombre común y científico. (7)

Tabla 4 Nombre común y científico de especies nacionales comunes

NOMBRE COMÚN	NOMBRE CIENTÍFICO
Canoj, Canop, Conop, Candelaria	Erblichia odorata
Caoba, zopilote, Cóbano (México)	Swietenia macrophylla
Cedro, Cedro cóbano (México), Uruk (Costa Rica)	Cedrela mexicana
Cenícero, Carreto C. real (Honduras)	Samanea saman
Ciprés, Cedro amarillo, Galán pinabete	Cupressus lusitania
Conacaste, Guanacaste, Yaje (México), Cenícero (El Salvador)	Enterolobwin cyclocarpum
Chichipate	Sweetia panamensis
Palo maría, Marío, Santa María	Calophyllum brasiliense
Palo volador, Guayabo	Terminalia amazonia, T. abovata, t. chiriquensis
Chichique	Aspidosperma megalocarpum
Pino, Pino blanco	Pino pseustrobus
Pino del Petén	Pinus caribea

Fuente: Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

D. Clasificación según uso principal de la madera

El efecto de las características físicas de la madera varía de acuerdo con el tipo de carga al que la pieza está sujeta. Por otro lado, el efecto del sazónamiento varía con las dimensiones de la pieza. La madera estructural está clasificada según su uso y a sus dimensiones como se especifica a continuación:

1. Costaneras, viguetas y tablonés. Geométricamente son rectangulares y sus dimensiones son de 5cm y 10cm de grosor y de 10cm o más de ancho (dimensiones nominales), para resistir principalmente esfuerzos de flexión cuando son colocadas de canto o acostadas, pero usadas también en miembros sometidos a compresión. (7)

2. Vigas y largueros. Son piezas de sección rectangular con medidas desde 10cm x 20cm nominales aunque pueden ser mayores. Su resistencia es a esfuerzos de flexión principalmente cuando están cargadas en la cara angosta (de canto). (7)

3. Columnas, postes, parales y puntales. Piezas cuadradas o rectangulares desde 10cm x 10cm ó más de sección, que generalmente trabajan a compresión. (7)

4. Tablas. Piezas de 2.5 cm de grosor nominal usadas en armaduras livianas y otros elementos estructurales laminados y pegados, donde los esfuerzos principales son de tensión o compresión. La tabla para uso común de formaletas, andamios, fabricación de cajas, etc., no está contemplada en esta clasificación. (7)

E. Clasificación de la madera según esfuerzos básicos nominales

Los esfuerzos básicos nominales se obtienen del valor promedio de pruebas de laboratorio sobre piezas sanas, madera verde o madera seca al aire. Estos esfuerzos son ideales para madera completamente libre de defectos y deben corregirse por varias razones. La primera es la relajación de la madera por la aplicación de cargas por un período prolongado de tiempo; la segunda, es el factor de seguridad que contempla la posibilidad de cargas accidentales y por último el grado de sazónamiento de la madera. El concepto general es que los esfuerzos básicos nominales no pueden usarse como esfuerzos de trabajo para diseño de estructuras. Deben ser corregidos previamente por el efecto que sobre las propiedades tienen los defectos de la madera y las diferentes condiciones de carga y de servicio para cada caso. En la **Tabla 5** se especifican los esfuerzos básicos nominales de la madera estructural para las especies de maderas guatemaltecas ya mencionadas en el inciso C de este capítulo, aplicables a madera verde o poco sazónada y madera seca al aire. El **Tabla 6** expone los esfuerzos básicos nominales para siete especies de pinos comunes en Guatemala. (7)

Las observaciones para el uso general del **Tabla 5** son: los incrementos permitidos a estos esfuerzos son a piezas de madera seca al aire en caso que las piezas sean de 10 cm de grosor; los valores de esfuerzos de tensión paralela pueden tomar los valores de flexión estática. Los esfuerzos permisibles de trabajo se muestran en el siguiente inciso en la **Tabla 7**, **Tabla 8** y **Tabla 9**. (7)

F. Factores que influyen en la resistencia

Toda madera está sujeta a sufrir cambios en su resistencia debido al esfuerzo, el grado de secado o sazónamiento y los defectos. Existe una variabilidad en la resistencia de la madera dentro de una misma especie como resultado del crecimiento del árbol. (7)

El sazónamiento tiene efectos directos e indirectos en la resistencia de la madera estructural. De manera directa, la pérdida de humedad rigidiza la madera y endurece las fibras, pero puede provocar alabeos y torceduras que perjudican el desempeño de la madera como miembro estructural. (7)

En piezas de 10 centímetros de espesor los defectos que aparecen en el sazónamiento no suplen el incremento de la resistencia por el secado, como sucede en piezas de mayor tamaño. A las piezas de dimensiones mayores se les permite esfuerzos de trabajo a flexión o tensión paralela a la fibra, más altos para los mismos defectos, o bien, mayores defectos para los mismos esfuerzos de trabajo. Este aumento de esfuerzo se les permite a la madera de grados mayores. (7)

Los efectos del sazónamiento son menores en la resistencia a compresión que en la resistencia a flexión. El incremento de la resistencia debido al secado beneficia a piezas dispuestas como columnas y postes. (7)

Tabla 5 Esfuerzos básicos nominales para especies de maderas guatemaltecas

ESPECIE	Peso seco aparente kN/m ³	Flexión estática N/mm ²	Módulo de elasticidad N/mm ²	Compresión paralela N/mm ²	Compresión perpendicular N/mm ²	Tensión paralela N/mm ²	Tensión perpendicular N/mm ²	Corte paralelo N/mm ²	Civaje N/mm ²	Dureza N/mm ²	Extracción de clavos N
Ciprés	5.0	15.7	7,350	6.9	2.3	15.7	0.7	0.7	0.8	22.1	186
Pino	5.6	19.6	11,662	8.8	2.3	19.6	0.7	2.0	2.3	8.3	--
Pino del Petén	6.6	21.1	11,760	8.8	2.1	19.6	0.7	2.2	2.1	9.8	98
Caoba	4.7	15.7	7,448	6.9	4.4	12.3	0.7	1.0	1.6	26.0	294
Canoj	6.4	12.7	9,800	6.9	2.0	9.8	1.0	1.0	1.9	19.6	--
Cedro	4.2	9.3	4,508	3.9	3.4	7.8	1.0	0.7	1.6	17.6	186
Cenícero	6.0	12.7	7,056	6.4	4.4	9.8	1.0	1.0	1.1	34.3	294
Conacaste	4.1	9.3	5,488	3.4	2.0	8.8	1.0	0.7	0.9	19.1	88
Chichique	7.1	24.0	13,524	11.8	5.9	23.0	0.7	0.9	1.2	44.1	--
Chichipate	7.1	20.6	11,760	10.3	5.4	15.7	1.0	1.5	2.5	71.5	540
Mario	6.1	9.8	8,330	5.9	4.4	14.2	1.6	1.2	2.0	35.3	392
Volador	6.4	16.2	10,290	7.4	3.4	15.2	1.0	1.1	2.4	42.1	491

Fuente: Tesis de Samayoa Flores, Mario Domingo. – *Estudio Preliminar de las Propiedades Físico-Mecánicas de Siete Especies de Pino de Guatemala*. Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Tabla 6 Esfuerzos básicos para siete especies de pinos

ESPECIE		FLEXIÓN			COMPRESIÓN PARALELA			COMPRESIÓN PERPENDICULAR	CORTE PARALELO	DUREZA
		Límite Elástico	Módulo de Ruptura	Módulo de Elasticidad	Límite Elástico	Módulo de Ruptura	Módulo de Elasticidad			
Nombre Botánico	Nombre Común	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N	
Rudis	Pino de las Cumbres	6.3	10.1	6,664	3.7	5.1	9,408	1.0	1.3	334
Ayacahuite	Pino Blanco	7.6	12.8	7,448	4.6	5.9	8,526	1.2	1.6	479
Montezumae	Pino de Ocote	9.5	16.0	9,408	5.7	7.6	10,486	1.9	2.0	754
Caribaea	Pino del Petén	13.0	21.1	11,760	6.6	9.0	14,504	2.1	2.2	964
Tenuifolia	Pino Candéjillo	8.4	14.5	9,702	4.9	7.0	11,760	1.5	1.8	552
Sirobus ch.	Pinabete Blanco	6.9	11.5	6,468	3.7	5.4	8,134	1.3	1.6	374
Oocarpa	Pino Colorado	11.5	20.0	11,662	6.5	8.8	11,270	2.3	2.0	828

Fuente: Tesis de Samayoa Flores, Mario Domingo. – *Estudio Preliminar de las Propiedades Físico-Mecánicas de Siete Especies de Pino de Guatemala*. Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

G. Defectos de la madera

La madera presenta una amplia variedad de defectos que dan origen a las calidades de la madera aserrada. Las clases de defectos se catalogan en: permisibles, tolerables y no permisibles. Los defectos permisibles modifican los esfuerzos básicos nominales dependiendo de su magnitud, localización y frecuencia; los que caben dentro de esta categoría son: nudos, grietas y fibras torcidas. Los defectos tolerables son los que se presentan en menor cantidad y no corrigen a los esfuerzos básicos nominales, dentro de los cuales caben mencionar los siguientes: bolsas de resina (agujeros pequeños), combamiento reducido, rebordamiento de cicatrización pequeños y corteza en menor escala. Si existen una gran cantidad de defectos permisibles, la madera es rechazada. Por último, los defectos no permisibles son los que ocasionan el rechazo de las piezas de madera y son: nudos de madera endurecidos, fibras entrelazadas, fibras rotas, doble albura, albura inclusa, defectos por volteo del árbol, defectos por secado y pudrición. (7)

1. Nudos. Se denomina con ese nombre a la porción de una rama de árbol que se incorpora al tronco apareciendo en la superficie de la sección de la madera. Su forma es variante y depende principalmente de la manera en que el tronco pase a través de la sierra al momento de ser aserrada. Son defectos que se originan en el tronco como consecuencia del apareamiento de las ramas, en una pieza de madera, le reducen su resistencia a la flexión principalmente, afectando en menor escala la resistencia a compresión. Su aparición es de relevancia porque afecta la resistencia de la madera según su tamaño, localización y frecuencia. Su medición otorga una aproximación de la influencia de los nudos en la capacidad de carga de los miembros. Básicamente sus efectos se deben a que reducen la sección efectiva de la pieza. En la Figura 4, se muestra la forma de medir los nudos en los elementos que se mencionan a continuación, mostrando las dimensiones máximas permitidas. (7)

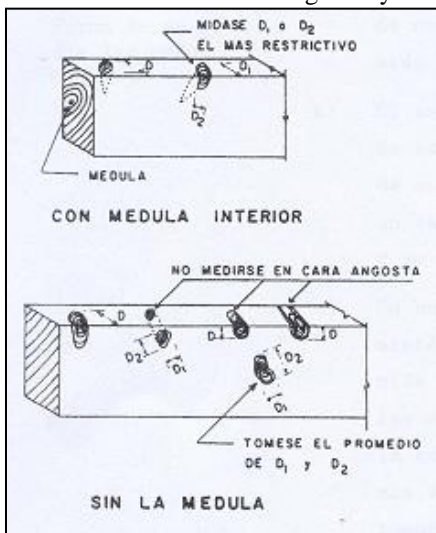
a. Nudos en viguetas y tablonés. El tamaño de un nudo en la cara angosta de una vigueta o tablón es el ancho entre líneas que contengan al nudo, paralelas a las aristas de la pieza. Un nudo que aparezca tanto en la cara angosta como en la ancha, pero que no contenga a la arista se mide solamente en la cara ancha. (7)

El tamaño de un nudo en la cara ancha es el promedio del diámetro del nudo mayor y del menor; el tamaño de un nudo observado longitudinalmente es el promedio de su longitud y ancho mayor. (7)

Un nudo de esquina que se extiende a través del ancho de una cara de una vigueta se mide en su extremo o extremos entre líneas paralelas a las aristas de la pieza y se clasifica con respecto a la cara sobre la cual se mide. Un nudo de esquina que contenga la médula también se puede medir tomando el diámetro menor en el lado ancho o de la manera descrita anteriormente, se emplea la que contenga más restricciones. En las caras anchas, cualquier nudo con diámetro igual o menor a 7.5 centímetros localizado en el tercio central será considerado como si estuviera en el borde de esa misma cara ancha. (7)

El tamaño de los nudos en las caras angostas y en sus bordes se puede incrementar proporcionalmente del tamaño permitido en el tercio central de la luz hasta el doble del tamaño en los extremos, excepto que no debe sobrepasar el tamaño del nudo en el centro de la cara ancha. (7)

La suma de los tamaños de todos los nudos existentes en una longitud de 15 centímetros no excederá dos veces el tamaño máximo del nudo. Asimismo, no se aceptan dos nudos del tamaño máximo permitido. (7)

Figura 1 Medida de nudos en viguetas y tablones

Fuente: Beltranena, Emilio, 1978

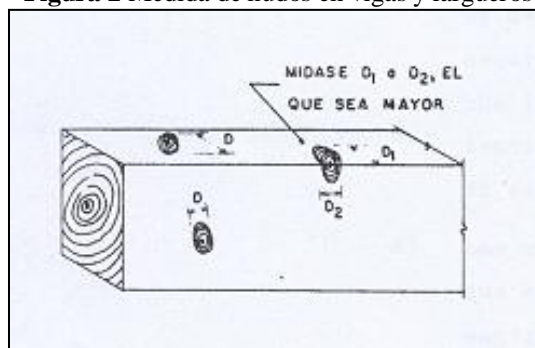
b. Nudos en vigas y largueros. El tamaño del nudo en la cara angosta es su ancho entre líneas paralelas a las aristas de la pieza que contengan al nudo. Cuando un nudo en la cara angosta se extienda un cuarto de la longitud de la cara ancha, su tamaño es el de la dimensión mínima. (7)

El tamaño de un nudo en la cara ancha se mide por el diámetro menor. Un nudo en el borde de esta cara está limitado por el tamaño del nudo encontrado en la cara angosta medido por su diámetro menor. (7)

El nudo de esquina que contenga la médula se mide por su ancho en la cara angosta o por el diámetro menor en la cara ancha, tomando el valor que sea mayor. (7)

Los tamaños de los nudos en las caras angostas y bordes se pueden incrementar siempre que no excedan el tamaño permitido en la línea central de la cara ancha. El tamaño de los nudos en la cara ancha se incrementa proporcionalmente desde el tamaño permitido en el borde hasta el tamaño permitido en la línea central. (7)

La suma de los tamaños de todos los nudos dentro de la mitad central de la luz hasta una longitud de 6.10 metros, no debe exceder cuatro veces el tamaño del nudo mayor permitido en esa cara. Para longitudes mayores, ésta se divide en tramos de 3 metros y se verifica el límite especificado con anterioridad. (7)

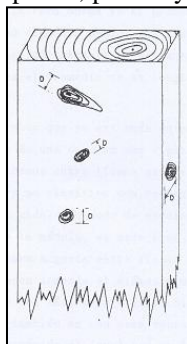
Figura 2 Medida de nudos en vigas y largueros

Fuente: Beltranena, Emilio, 1978

c. Nudos en postes y parales. El tamaño del nudo en cualquier parte se toma como el diámetro de un nudo redondo. Si la forma del nudo es ovalada, el tamaño es el menor de los diámetros. El nudo de esquina se mide en el lugar donde se encuentre localizado el diámetro representativo de la rama que lo originó. En piezas rectangulares, los nudos en las caras angostas y en las caras anchas pueden tener el tamaño permitido en la cara ancha. (7)

La suma de los tamaños de todos los nudos en una longitud de 15 centímetros tiene como limitante dos veces el tamaño del mayor nudo permitido. No se aceptan dos nudos del tamaño máximo ni cercano al mismo en longitudes de 15 centímetros ni en cualquier otra cara. (7)

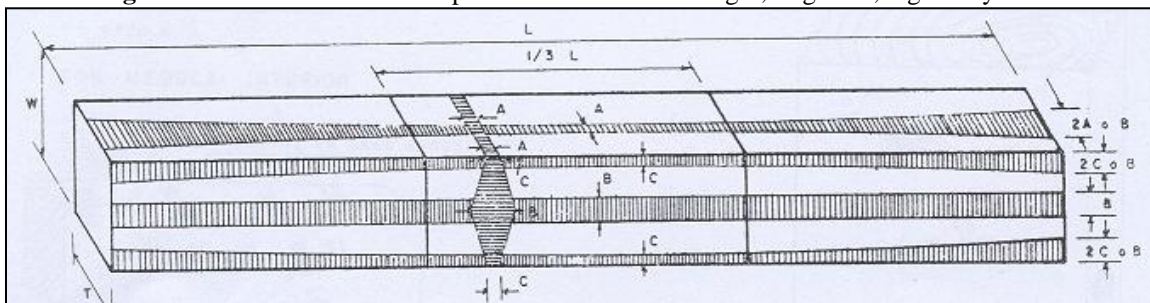
Figura 3 Medida de nudos en postes, parales y otros miembros a compresión



Fuente: Beltranena, Emilio, 1978

La forma de medir los nudos se hace de la siguiente forma: “D” del nudo en cara angosta en piezas a flexión, nos lo da la proyección entre paralelas a las aristas longitudinales de la pieza “D” del nudo en cara ancha (peralte de viga) se mide según su menor dimensión; nudos esquinados se miden: porción localizada en cara angosta, como nudo en cara angosta porción en cara ancha como nudo medido en cara ancha. (7)

Figura 4 Dimensiones máximas permitidas de nudos en vigas, largueros, viguetas y tablones.



Fuente: Beltranena, Emilio, 1978

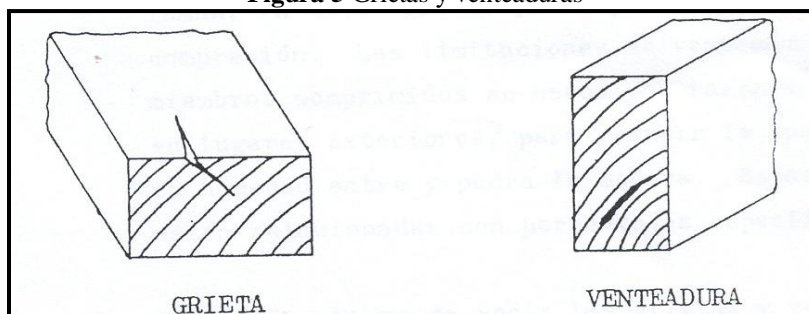
Donde:

- A = Dimensión máxima en cara angosta, en el tercio medio de la luz, con incremento permitido a $2A$ pero no mayor que B , en los extremos.
- B = Dimensión máxima en la franja central de la cara ancha.
- C = Dimensión máxima en el borde de la cara ancha, en el tercio medio de la longitud de la pieza, con un incremento uniforme hasta $2C$ pero no exceda B , en los extremos y un incremento hasta B en el centro de la cara ancha. En vigas y largueros, A y C son iguales.
- L = Longitud
- W = Dimensión de la cara ancha
- T = Dimensión de la cara angosta

2. Grietas. Se distinguen dos tipos de grietas: radiales cuyo nombre común es grieta o hendeduras y grietas tangenciales denominadas venteaduras o acebolladuras. Las venteaduras y grietas reducen la capacidad de resistir fuerzas cortantes en la sección de madera. El esfuerzo cortante es mayor cerca de los apoyos en vigas y viguetas y por esa razón las limitaciones se extienden a una distancia de tres veces el peralte de la pieza medida desde los extremos. Las restricciones son más rigurosas sólo en la mitad central del peralte debido a que el esfuerzo cortante es mayor cerca del eje neutro. En miembros comprimidos el control de grietas y venteaduras es por apariencia porque su resistencia no se ve afectada. (7)

Las venteaduras se miden en los extremos y el tamaño máximo permitido lo determina el espesor de la pieza considerada. El tamaño es la distancia entre líneas paralelas a las caras anchas de la pieza que la contengan. El tamaño de las grietas es el promedio de la profundidad penetrada en la pieza tomada perpendicularmente a la superficie de la cara ancha. (7)

Figura 5 Grietas y venteaduras



Fuente: Beltranena, Emilio, 1978.

3. Pendiente de la fibra. Es el resultado de un aserrado diagonal o a la orientación de la fibra en el tronco del árbol. La repercusión de la inclinación se mide por el ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje de la pieza. El ángulo se expresa como una pendiente. Una pendiente de 1:40 no reduce la resistencia de la pieza a tensión o a flexión. Las pendientes permisibles varían de 1:20 para madera idealizadas hasta 1:8 para grados que toman el 53% del esfuerzo básico nominal. (7)

La fibra que presenta la mayor pendiente es la que actúa de limitante para cualquier punto en la longitud de la madera estructural. Ésta se mide en una longitud representativa para que se defina la pendiente general sin considerar desviaciones locales ni en los alrededores de los nudos. En tablas con un espesor de 2.5 centímetros o piezas similares, la pendiente general de la fibra no deberá pasar el espesor de la pieza en toda su longitud. Por último, cuando la pendiente sea variante en todo el ancho de la tabla se toma el promedio de todas las pendientes presentes. (7)

H. Clasificación de la madera según su grado estructural

En la siguiente sección se exponen los esfuerzos de trabajo para maderas nacionales. Con el fin de facilitar el uso de este tipo de esfuerzos conforme el límite de defectos, se establecen los grados estructurales de la madera. Para cada grado de madera se determinan esfuerzos de trabajo y un límite de defectos aceptables. (7)

Para las maderas nacionales se emplean tres grados estructurales: Madera Grado A, Madera Grado B y Madera Grado C. El criterio base de esta clasificación es que las maderas Grado A y B se emplean para estructuras permanentes y las maderas Grado C para construcciones provisionales o auxiliares. La madera en todos los grados debe ser sana (libre de hongos), compacta y con un peso seco aparente no menor al 10 por ciento al expuesto en las **Tabla 7**, **Tabla 8** y **Tabla 9**. Las piezas deben estar libres de albura incluida, grandes cantidades de bolsas de resina, fracturas y defectos originados por el volteo del árbol y en el secado. (7)

La clasificación de estos grados estructurales para maderas de Guatemala se efectuó de acuerdo a la norma ASTM D1666-64 aplicando factores de reducción a los esfuerzos básicos de maderas estudiadas en el Centro de Investigaciones de Ingeniería de la Universidad de San Carlos. (7)

1. Grado A. Estas maderas tendrán esfuerzos de trabajo de 85% de los esfuerzos básicos de las maderas nacionales. La inclinación máxima de fibra permitida es de 1/18 para piezas trabajando en flexión o tensión paralela y 1/14 para piezas trabajando en compresión paralela. Los tamaños permitidos de nudos, grietas se incluyen en las **Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9.** (7)

2. Grado B. Las maderas clasificadas en este grupo tendrán esfuerzos de trabajo iguales al 70% de los esfuerzos básicos de las maderas consideradas. La inclinación máxima de fibra permitida es de 1:14 para miembros estructurales trabajando en flexión o tensión paralela y de 1:10 para miembros trabajando en compresión paralela. Los tamaños permitidos de nudos, grietas se incluyen en las **Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9.** (7)

3. Grado C. Tendrán esfuerzos de trabajo con valores del 50% de los esfuerzos básicos. La inclinación máxima de fibra en flexión y tensión paralela será de 1:8 y en compresión paralela de 1:6. Los tamaños permitidos de nudos, grietas se incluyen en las **Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9.** (7)

I. Esfuerzos de Trabajo

Los valores de esfuerzos de trabajo que se presentarán en los cuadros de esta sección a excepción del módulo de elasticidad corresponden a cargas de larga duración. Una de las características de la madera como elemento estructural es su capacidad de absorber cargas considerables en pequeños intervalos de tiempo o cargas moderadas en períodos prolongados de tiempo. Con anterioridad se mencionaron los factores que afectan la resistencia de la madera para implementarse en la corrección de los esfuerzos básicos. Los esfuerzos de trabajo son los utilizados en el diseño de estructuras de madera y corresponden a los valores reducidos de los esfuerzos básicos para introducir un margen de seguridad. Cuando en un miembro hay una combinación de defectos, la combinación de éstos determina el factor de corrección a implementar en los esfuerzos. El factor mínimo es de 0.50 por lo que el esfuerzo de trabajo mínimo corresponde al cincuenta por ciento del esfuerzo básico. (7)

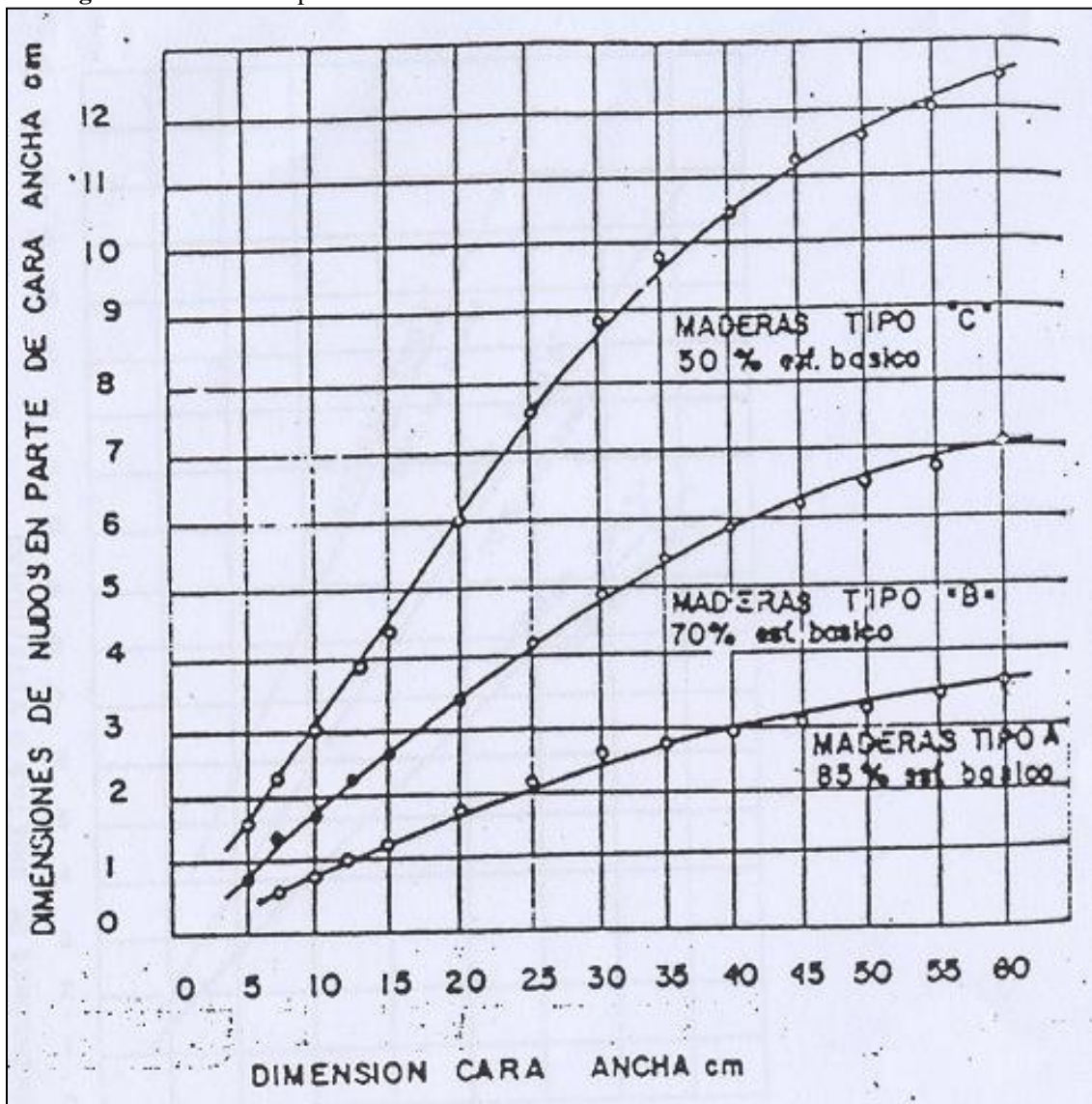
La determinación de los esfuerzos de trabajo que se aplican al diseño de estructuras se complica por la combinación de defectos de las piezas y según las condiciones de uso de la madera. El caso inverso también existe, es decir, la determinación de los defectos que las piezas puedan presentar al tener un esfuerzo de trabajo permisible dado. En el primer caso, primero se identifican los factores o sus combinaciones, y se corrigen los esfuerzos básicos tomando en cuenta que el factor mínimo de corrección es igual a 0.50. Para el segundo caso, la determinación de los defectos para un esfuerzo dado, se basa en establecer los miembros estructurales y la acción que deben resistir para luego determinar los defectos permisibles para el porcentaje de corrección al esfuerzo básico. (7)

J. Clasificación por durabilidad

En las clasificaciones de los grados estructurales de la madera, se supone que la madera a emplearse estará protegida contra la intemperie para reducir el riesgo de pudrición y decaimiento; cuando esto no sea posible deberá usarse madera tratada o escogerse la madera de acuerdo a su durabilidad. Esta clasificación categoriza a la madera en tres categorías. Las maderas estudiadas en Guatemala, se clasifican por su durabilidad en:

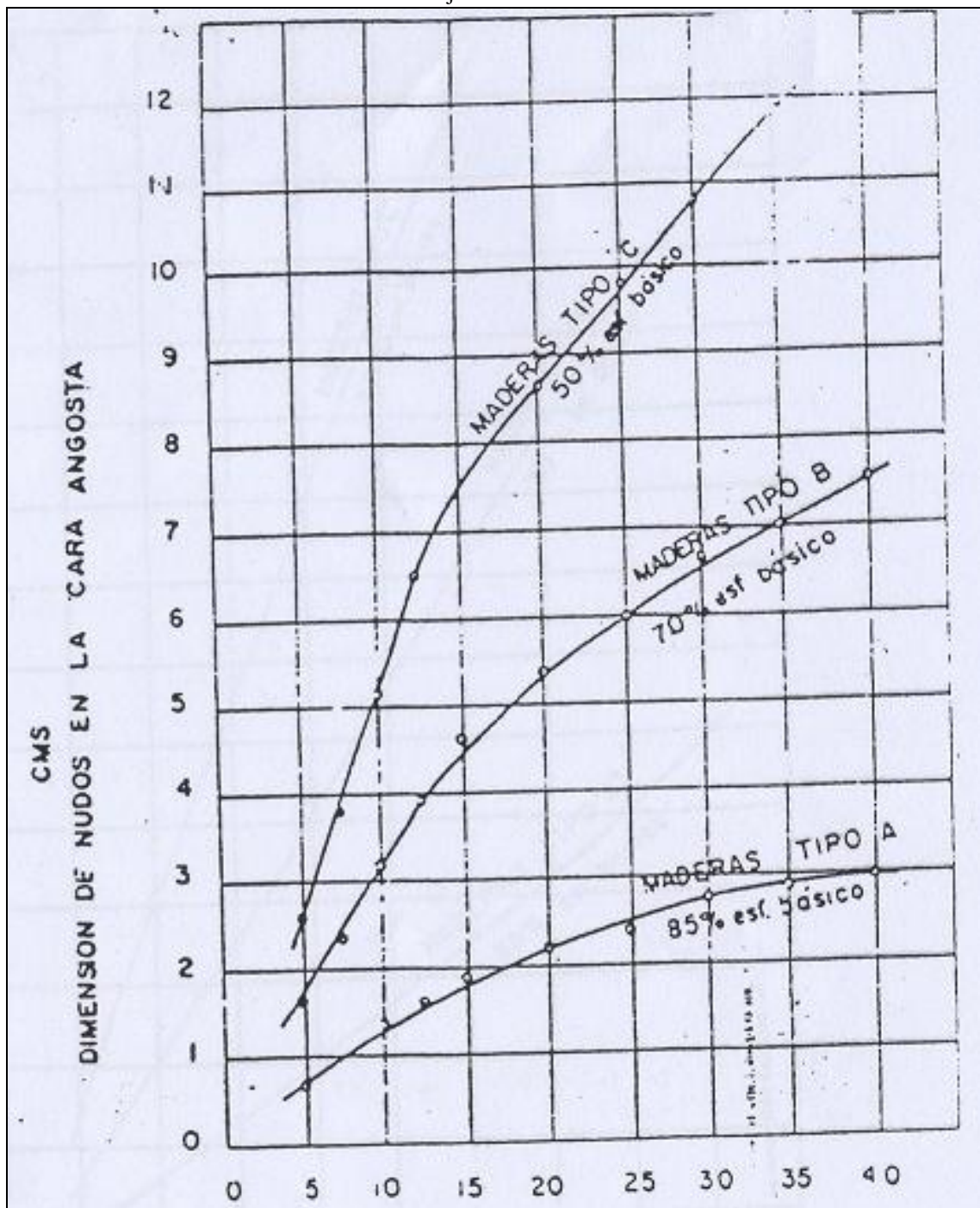
- **Muy durable:** Cedro y ciprés
- **Durable:** Pino, conacaste, chichique, palo volador, caoba, chichipate y marío
- **No durable:** Canoj y cenicero (7)

Figura 6 Dimensiones permitidas de nudos en los bordes de caras anchas en miembros a tensión



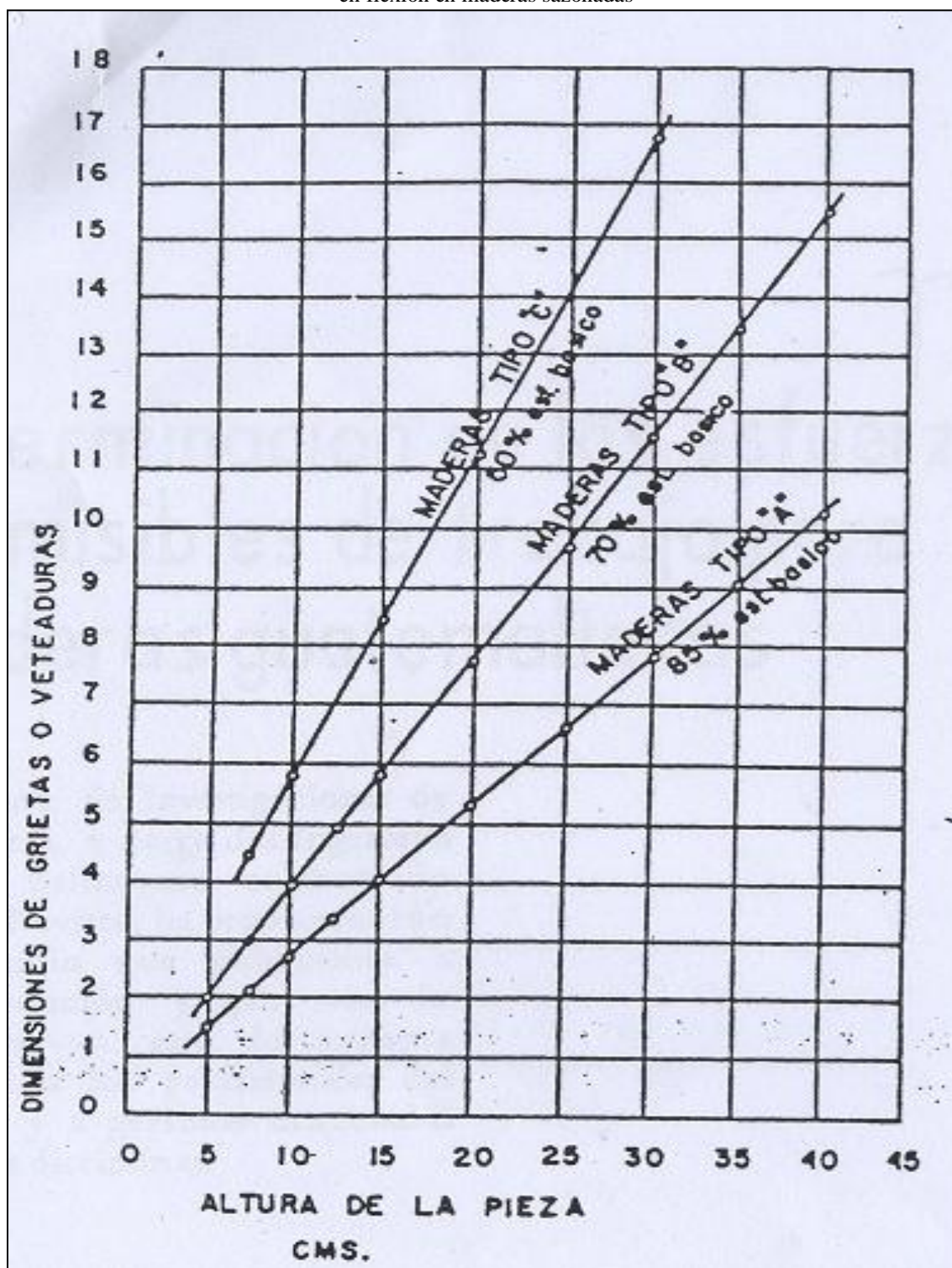
Fuente: Beltranena, Emilio, 1978.

Figura 7 Dimensiones permitidas de nudos en el tercio medio de longitud en la cara angosta en miembros trabajando a flexión



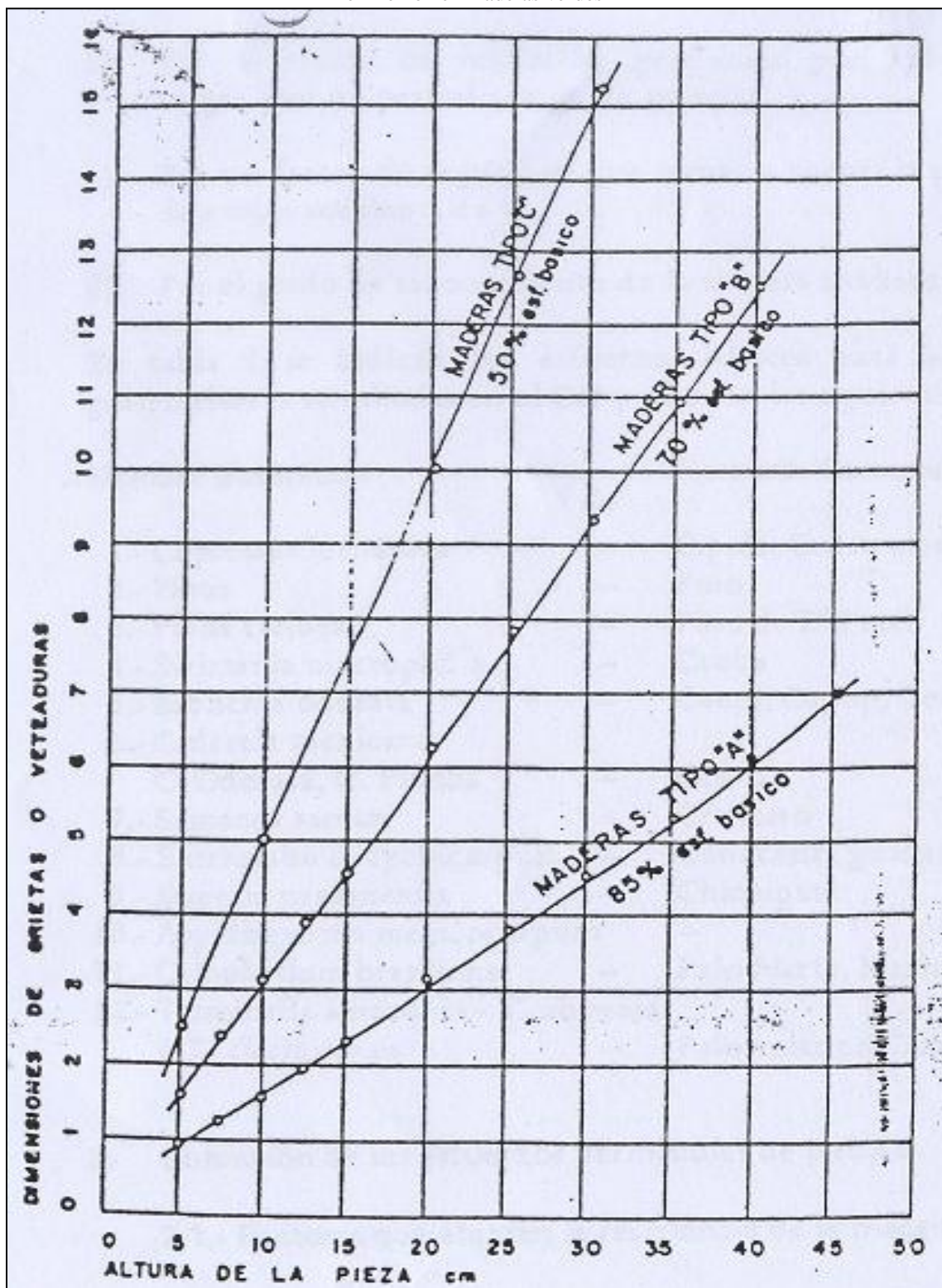
Fuente: Beltranena, Emilio, 1978.

Figura 8 Dimensiones permitidas de grietas en la mitad central de la altura, en los extremos de miembros en flexión en maderas sazonadas



Fuente: Beltranena, Emilio, 1978.

Figura 9 Dimensiones permitidas de grietas en la mitad central de la altura, en los extremos de miembros en flexión en maderas verdes



Fuente: Beltranena, Emilio, 1978.

Tabla 7 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado A

ESPECIE	Peso seco aparante	Flexión estática	Módulo de elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos N
	kN/m ³										
Ciprés	5.0	13.3	7,350	5.9	2.3	13.3	0.6	0.6	0.7	22.1	186
Pino	4.9	10.0	7,840	5.9	2.9	15.9	0.7	0.8	1.3	22.5	--
Caoba	4.7	13.3	7,448	5.9	4.4	10.4	0.6	0.8	1.3	26.0	294
Canoj	6.4	10.8	9,800	5.9	2.0	8.3	0.8	0.8	1.6	19.6	--
Cedro	4.2	7.9	4,508	3.3	3.4	6.7	0.8	0.6	1.3	17.6	186
Cenicero	6.0	10.8	7,056	5.4	4.4	8.3	0.8	0.8	0.9	34.3	294
Conacaste	4.1	7.9	5,488	2.9	2.0	7.5	0.8	0.6	0.8	19.1	88
Chichique	7.1	20.2	13,524	10.0	5.9	19.6	0.6	0.8	1.0	44.1	--
Chichipate	7.1	17.4	11,760	8.7	5.4	13.3	0.8	1.3	2.1	71.5	540
Arpio	6.1	8.3	8,330	5.0	4.4	12.2	0.7	1.0	1.7	35.3	392
Volador	6.4	13.7	10,290	6.3	3.4	12.9	0.8	0.9	2.0	42.1	491

Fuente: Tesis de Samayoa Flores, Mario Domingo. – *Estudio Preliminar de las Propiedades Físico-Mecánicas de Siete Especies de Pino de Guatemala*. Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Tabla 8 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado B

ESPECIE	Peso seco aparamante	Flexión estática	Módulo de elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	kN/m ³	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N
Ciprés	5.0	11.0	7,350	4.8	2.3	11.0	0.5	0.5	0.5	22.1	186
Pino	4.9	8.2	7,840	4.8	2.9	13.0	0.5	0.7	1.0	22.5	--
Caoba	4.7	11.0	7,448	4.8	4.4	8.6	0.5	0.7	1.1	26.0	294
Canoj	6.4	8.9	9,800	4.8	2.0	6.9	0.7	0.7	1.3	19.6	--
Cedro	4.2	6.6	4,508	2.7	3.4	5.5	0.7	0.5	1.1	17.6	186
Cenícero	6.0	8.9	7,056	4.5	4.4	6.9	0.7	0.7	0.8	34.3	294
Conacaste	4.1	6.6	5,488	2.4	2.0	6.2	0.7	0.5	0.6	19.1	88
Chichique	7.1	16.9	13,524	8.2	5.9	16.1	0.5	0.6	0.8	44.1	--
Chichipate	7.1	14.4	11,760	7.3	5.4	11.0	0.7	1.0	1.7	71.5	540
Mario	6.1	6.9	8,330	4.1	4.4	9.9	0.5	0.8	1.4	35.3	392
Volador	6.4	11.3	10,290	5.1	3.4	10.6	0.7	0.8	1.6	42.1	491

Fuente: Tesis de Samayoa Flores, Mario Domingo. – *Estudio Preliminar de las Propiedades Físico-Mecánicas de Siete Especies de Pino de Guatemala*. Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

Tabla 9 Esfuerzos de trabajo para maderas Grado C

ESPECIE	Peso seco aparamante	Flexión estática	Módulo de elasticidad	Compresión paralela	Compresión perpendicular	Tensión paralela	Tensión perpendicular	Corte paralelo	Clivaje	Dureza	Extracción de clavos
	kN/m ³	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N
Ciprés	5.0	7.8	7,350	3.4	2.3	7.8	0.3	0.3	0.4	22.1	186
Pino	4.9	5.9	7,840	3.4	2.9	9.3	0.4	0.5	0.7	22.5	--
Caoba	4.7	7.8	7,448	3.4	4.4	6.2	0.3	0.5	0.8	26.0	294
Canoj	6.4	6.4	9,800	3.4	2.0	4.9	0.5	0.5	0.9	19.6	--
Cedro	4.2	4.7	4,508	2.0	3.4	3.9	0.5	0.3	0.8	17.6	186
Centcero	6.0	6.4	7,056	3.2	4.4	4.9	0.5	0.5	0.5	34.3	294
Conacaste	4.1	5.7	5,488	1.8	2.0	4.4	0.5	0.3	0.4	19.1	88
Chichique	7.1	12.1	13,524	5.9	5.9	11.6	0.3	0.4	0.6	44.1	--
Chichipate	7.1	10.3	11,760	5.2	5.4	7.8	0.5	0.7	1.2	71.5	540
Marío	6.1	4.9	8,330	2.9	4.4	7.2	0.4	0.6	1.0	35.3	392
Volador	6.4	8.1	10,290	3.7	3.4	7.6	0.5	0.5	1.2	42.1	491

Fuente: Tesis de Samayoa Flores, Mario Domingo. – *Estudio Preliminar de las Propiedades Físico-Mecánicas de Siete Especies de Pino de Guatemala*. Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala

K. Zonas de vida

La variedad de zonas de vida o formaciones ecológicas que conforman Guatemala convierten al país en un lugar rico y a la vez complejo en cuanto a su composición ecológica, especialmente en las zonas más lluviosas o pluviales. El aspecto o morfología de la vegetación se denomina fisonomía y ésta es la base de la clasificación de los bosques de Guatemala. La *asociación* es una comunidad de especies con características similares al punto de considerarse características homogéneas, caracterizadas por dos especies o más dominantes. La clasificación de zonas utilizado en Guatemala se basa en la clasificación mundial de las mismas creadas por el Dr. L. R. Holdridge. La **Figura 10** es una ilustración del mapa de zonas de vida de la República de Guatemala. Basándose en dicho trabajo se elaboró el levantamiento del mapa ecológico del país así como el de varios países de Latinoamérica. (18)

En el mapa ecológico de Guatemala se muestran las catorce zonas de vida. Holdridge encontró que al asignar parámetros de biotemperatura y precipitación a una región se lograba delimitar las unidades superiores de la vegetación. Una zona de vida se determina utilizando una medida de biotemperatura media anual, sumando las biotemperaturas promedio mensuales. Los límites que se consideran son 0 y 30 grados centígrados porque por debajo y por encima de dichos límites no hay vida vegetativa activa. El segundo factor climático es la precipitación y su promedio anual. El promedio anual de precipitación se mide en milímetros en cualquier tipo de precipitación. Este valor se basa en la observación de dicho promedio por varios años pues este valor tiende a variar año con año. Otro factor tomado en cuenta en el diagrama es la humedad de las diferentes regiones. (18)

El sistema de dividir el área guatemalteca en zonas de vida utiliza un primer orden en el cual se identifica la unidad climática de mayor rango, el segundo orden es la unidad subordinada que se refiere a la condición climática; por último se aplica un tercer orden el cual describe en una categoría menor para ejemplificar el estado actual de cobertura vegetal determinado por el uso actual de la tierra. Por ejemplo: una descripción me-S describe a una zona de Monte Espinoso Subtropical. (18)

La identificación de las zonas de vida involucra un amplio trabajo de gabinete, sin embargo, todo este trabajo se acompaña por una gran cantidad de observaciones de campo. Un aspecto importante para la clasificación es el conocimiento de la vegetación de la zona y su diferenciación fisionómica. (18)

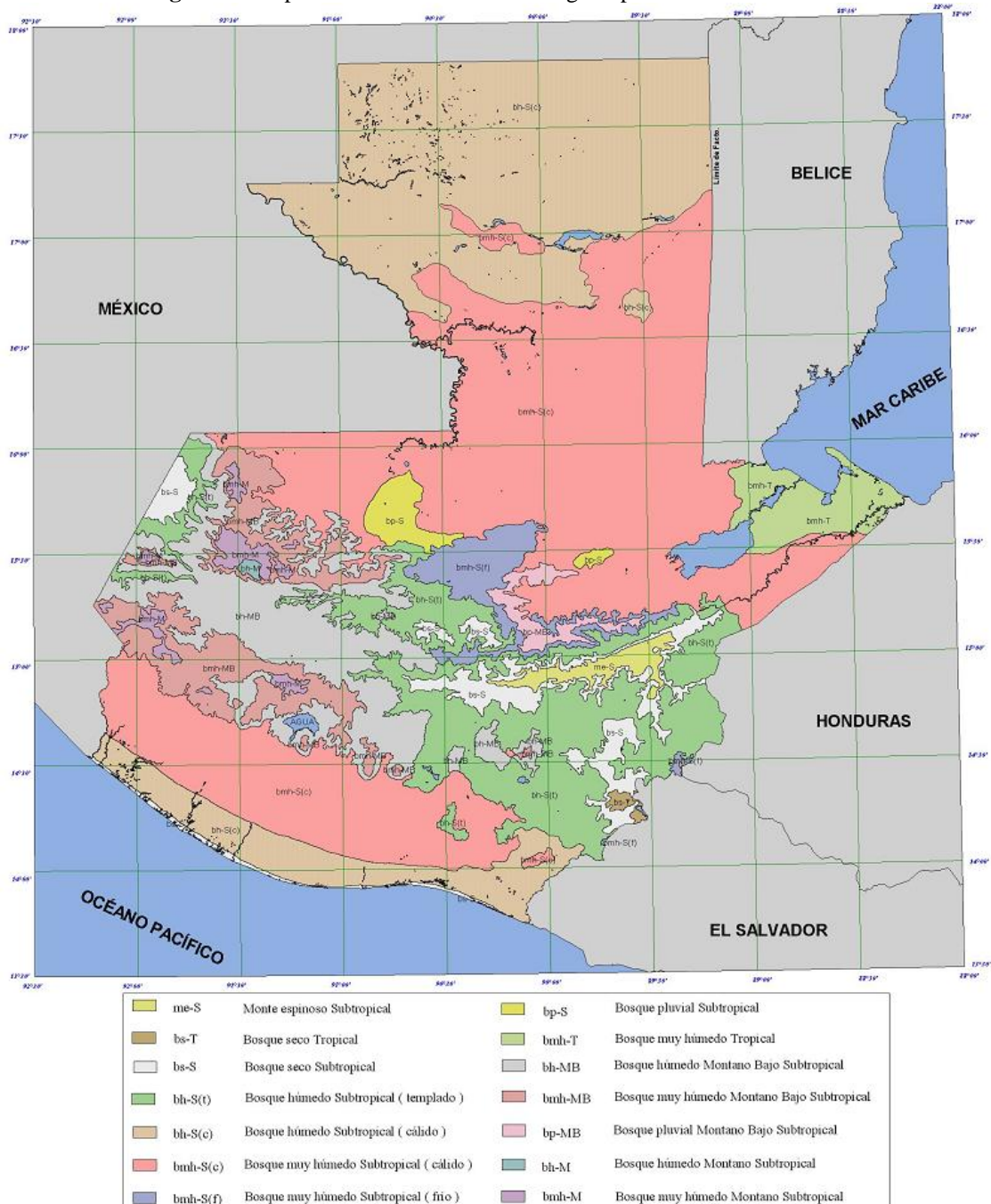
L. Clasificación de los bosques

A continuación se presentan los catorce diferentes tipos de bosques que existen en el país, considerando datos como la topografía y la vegetación de manera general debido a que una explicación detallada de los mismos queda fuera del alcance de esta guía técnica. Asimismo se mencionan las especies encontradas en cada zona enfatizando aquellas especies que pertenezcan a las coníferas de Guatemala. (18)

1. Monte espinoso subtropical. Su área en kilómetros cuadrados es de 928 lo cual equivale a un 0.85% del área total del país. Los terrenos correspondientes a esta zona son de relieve plano a ligeramente accidentado. La elevación varía entre 180 y 800 metros sobre el nivel del mar. La tierra se usa en fitocultivos. La tala de las especies nativas se realiza para la elaboración de leña y carbón. Las especies características de este tipo de bosque son:

- Cactus spp. (cacto, nopal, tuna)
- Pereskia spp. (pitaya de árbol)
- Jaquinia spp. (limoncillo)
- Bucida macrostachys (almendro de cerro, roble)
- Acacia farnesiana (espino blanco) (18)

Figura 10 Mapa de zonas de vida de Holridge República de Guatemala



Fuente: Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación, 2001

2. Bosque seco tropical. Su área es de 216 kilómetros cuadrados siendo un 0.20% del área del país. Los terrenos tienen relieve plano con una tendencia a ondulado. La elevación varía entre 440 a 600 metros sobre el nivel del mar. El uso del suelo en esta área es para el cultivo de granos básicos. Las especies encontradas en este tipo de bosque son las siguientes:

- *Omphalea oleífera* Hemsley (palo de queso)
- *Talisia olivaeformis* (talpajocote, guaya) (18)

3. Bosque seco sub-tropical. El área abarcada por este bosque es de 3,964 kilómetros cuadrados equivalente a 3.64% del área total del país. Los terrenos son de relieve plano y llegan a tener varios accidentes geográficos sobre todo en la parte de la Sierra de Las Minas. La elevación varía desde 0 hasta 1,200 metros sobre el nivel mar. En la parte plana se cosechan productos rentables y en la parte inclinada el terreno es pobre. La vegetación natural involucra a las siguientes especies:

- *Swietenia humilis* (caoba del pacífico)
- *Alvaradoa amorphoides* (cola de ardilla, tarajay)
- *Sabal mexicana* (botán)
- *Phylocarpus septentrionalis* (guacamayo)
- *Ceiba aescutifolia* (ceibillo)
- *Leucaena guatemalensis* (yaje, quiebrahacha) (18)

4. Bosque húmedo subtropical. Este tipo de bosque abarca el 11.32% con un área de 12,320 kilómetros cuadrados. Su elevación varía entre 650 hasta 1,700 metros sobre el nivel del mar. La parte plana está en el departamento de Chiquimula y la parte alta en el departamento de Quiché. El uso de este tipo de suelo es de manejo forestal. La especie que predomina es el pino colorado y en los suelos pobres el roble o encino por lo que deben ser manejados cuidadosamente. La vegetación natural está constituida por las siguientes especies:

- *Pinus oocarpa* (Pino colorado)
- *Curatella americana* (Lengua de vaca, hoja de lija)
- *Quercus* spp. (Roble, encino) (18)

5. Bosque húmedo subtropical (cálido). El área es de 24.81% y es la segunda más grande del país abarcando un área de 27,000 kilómetros cuadrados. La topografía es suave variando la elevación de 0 a 80 metros sobre el nivel del mar. Este tipo de bosque se divide en dos zonas una norte y la otra sur. Los terrenos encontrados en la zona sur, es decir, en la costa son los más apropiados para los fitocultivos. En la parte norte el uso adecuado sería el manejo forestal. Algunas de las especies son:

- *Byrsonima crassifolia* (nance)
- *Quercus oleoides* (encino o roble)
- *Curatella americana* (lengua de vaca, hoja de lija) (18)

6. Bosque muy húmedo subtropical (cálido). Este tipo de bosque es el predominante, porque su área es de 40,700 kilómetros cuadrados equivalente a un 37.41%. La topografía varía de plana a accidentada. La elevación varía de 80 a 1,600 metros sobre el nivel del mar. En la zona sur, su uso es el cultivo de fitocultivos. Sin embargo, en el departamento de Petén el suelo es menos fértil siendo apropiado el manejo sostenido de los bosques. Las especies encontradas son:

- *Enterolobium cyclocarpum* (conacaste)
- *Virola* spp (palo sangre)
- *Pinus caribaea* (pino del Petén) (18)

7. Bosque muy húmedo subtropical (frío). La topografía es accidentada y ondulada. La elevación varía de 1,100 a 1,800 metros sobre el nivel del mar. Su superficie es de 2,584 kilómetros cuadrados que es el 2.37% del territorio del país. Su suelo es apto para fitocultivos y para el manejo de bosques. La especie más utilizada es el pino triste. Las especies encontradas son:

- *Pinus pseudostrobus* (pino triste)
- *Eurya seemanii* (fruto de paloma)
- *Clethra* spp. (zapotillo) (18)

8. Bosque pluvial subtropical. Superficie de 1,144 kilómetros cuadrados equivalente a 1.05%. Su topografía es accidentada considerando elevaciones desde 460 hasta 1,400 metros sobre el nivel del mar. Los suelos de esta zona son de vocación forestal y son de gran importancia por el manejo de escurrimiento de agua. La presión demográfica está eliminando los bosques. La vegetación predominante es:

- *Magnolia guatemalensis* (magnolia)
- *Talauma* spp. (coj. Anonillo)
- *Alfaroa* spp. (Nogal de montaña) (18)

9. Bosque muy húmedo tropical. Su área es de 2,636 kilómetros cuadrados equivalente a 2.42%. La topografía varía de plana a accidentada considerando elevaciones de 0 hasta 1,267 metros sobre el nivel del mar. En grandes pendientes el mejor uso es el forestal para la producción de madera y leña. La vegetación predominante es:

- *Acacia cooki*(subín)
- *Cordia gerascanthus* (laurel blanco)
- *Podocarpus* spp (cipresillo) (18)

10. Bosque húmedo montano bajo subtropical. Su área es de 9,769 kilómetros cuadrados equivalente a 8.98%, teniendo topografía plana dedicada al cultivo de productos agrícolas. Los terrenos accidentados deben mantenerse cubiertos de bosques para protegerlos. Sin embargo, la zona es de uso fitocultivo forestal. La elevación varía de 1,500 a 2,400 metros sobre el nivel del mar. La vegetación común es:

- *Quercus* spp. (roble, encino)
- *Pinus pseudostrobus* (pino triste)
- *Pinus montezumae* (pino de ocote)
- *Juniperus comitana* (ciprés) (18)

11. Bosque muy húmedo montano bajo subtropical. Su superficie es de 5,512 kilómetros cuadrados lo cual es un 5.07% del área del país. La topografía es accidentada sobre todo en las laderas de los volcanes. La elevación varía de 1,800 a 3,000 metros sobre el nivel del mar. Su uso puede ser la combinación de fitocultivos y forestal. La vegetación encontrada es la siguiente:

- *Cupressus lusitánica* (ciprés común)
- *Pinus ayacahuite* (pino blanco, curtidor)
- *Pinus hartwegii* (pino de las cumbres)
- *Pinus pseudostrobus* (roble, encino) (18)

12. Bosque pluvial montano bajo subtropical. La topografía es accidentada y su área es de 908 kilómetros cuadrados equivalente a 0.83%. Las elevaciones varían de 1,500 a 2,700 metros sobre el nivel mar. El uso recomendado es conservar el área para protección forestal. La vegetación predominante:

- *Podocarpus oleifolius*(cipresillo)
- *Alfaroa costaricensis* (nogal de montaña)
- *Engelhardtita* spp. (nogal balanco)
- *Brunellia* spp. (cedrillo) (18)

13. Bosque húmedo montano subtropical. Su superficie es de 88 kilómetros cuadrados equivalente a 0.08% siendo el bosque más pequeño del país. El pino de las cumbres es una especie atacada por el gorgojo del pino denominado dendrotonus. Su uso es para el pastoreo combinado para los cultivos de uso común. La topografía es ondulada, con praderas donde aparecen piedras calizas que permiten el crecimiento de:

- *Juniperus standleyi* (ciprés)
- *Pinus hatwegii* (pino de las cumbres) (18)

14. Bosque muy húmedo montano subtropical. Su área es de 1,040 kilómetros cuadrados, es decir que ocupa el 0.96% del territorio. Su topografía es ondulada y accidentada con fuertes pendientes. La vegetación que predomina es:

- *Abies religiosa* (pinabete)
- *Pinus ayacahuite* (pino blanco)
- *Pinus hartwegii* (pino de las cumbres)
- *Pinus pseudostrobus* (pino triste)
- *Cupressus lusitánica* (ciprés común) (18)

M. Identificación de las coníferas

1. Familia Pinácea. Familia de coníferas constituida por árboles normalmente monoicos y perennifolios, con frecuencia de gran talla, aunque en raras ocasiones son arbustos erguidos o rastreros. Las hojas tienen forma de aguja (acículas) y se insertan helicoidalmente sobre las ramillas. Las flores masculinas están formadas por numerosos estambres, y las femeninas por unos conos, leñosos en la madurez, con brácteas y escamas independientes. Estos conos tardan de 2 a 3 años en madurar. Cada escama tiene dos óvulos. Las semillas (piñones) se encuentran dentro del cono leñoso, a razón de 2 semillas por cada escama, pudiendo ser aladas o no. Es la familia más extendida de las coníferas, formando amplios bosques en el Hemisferio Boreal. Posee gran importancia económica por la producción de madera, sin olvidar el papel ornamental que representan tanto sus masas boscosas, como sus ejemplares aislados. En Guatemala las principales especies son las siguientes. (32)

a. Género *Abies*:

- ***Abies guatemalensis*:** Árbol de grandes proporciones, hasta de más de 50 metros de altura. El diámetro es de más de 4 metros de diámetro, erguido, de corteza color castaño grisáceo moreno o rojizo, muy ramoso. Su madera es blanca o rojiza, resistente a la intemperie se emplea para forros interiores y techos de construcciones rurales y urbanas en el altiplano.
- ***Abies guatemalensis tacanensis*** (32)

b. Género *Pinus*:

- ***Pinus caribea***
- ***Pinus teocote guatemalensis***
- ***Pinus montezumaea*** (pino de ocote): En condiciones normales, árbol de gran porte, tallo recto y cilíndrico de 20 a 35 metros de altura por 45 a 85 cm. en la base. Corteza áspera, profundamente agrietada entre las quebradizas placas longitudinales, hasta simplemente escamosa en la cúspide del tallo y ramas. Su madera es blanca en árboles jóvenes, más tarde con vetas longitudinales amarillas. Habita en Sacatepéquez, alrededor de Chimaltenango, Sololá, Quiché, Sierra de las Minas, Alta y Baja Verapaz, Huehuetenango y San Marcos.
- ***Pinus ayacahuite*** (pino blanco): Ordinariamente de 20 a 35 metros de altura a veces hasta de 45 metros, de tronco recto cilíndrico cuando crece en bosques poco densos. Corteza color gris a bruno-rojizo. Habita entre los 2,300 y 3,200 metros sobre el nivel del mar, en Totonicapán, Quiché, Chichicastenango, Sololá, Quetzaltenango, San Marcos y Huehuetenango.
- ***Pinus rudis*:** Árbol de tronco cilíndrico de 12 a 25 metros de altura, ordinariamente 60 a 75 cm de diámetro (en ciertas áreas se reduce a arbustos). Corteza de color grisácea oscura, hasta casi

negra o parda oscura en todo el tallo. Habita entre los 2,300 y 4,000 metros de altitud sobre el nivel del mar en Chimaltenango, Sacatepéquez, Totonicapán, Quiché, Quetzaltenango y Huehuetenango.

- **Pinus pseudostrobus:** Árbol de tronco ordinariamente recto a veces ligeramente combado de 20 a 30 metros de altura, desde 0.6 hasta 1.5 metros de diámetro (en algunas zonas alcanzan los 5 metros). Corteza de color grisáceo oscuro en la base, hasta morena grisácea en la cúspide. Habita entre los 1,600 y 3,200 metros de altura sobre el nivel del mar, en los siguientes departamentos: Guatemala, Quetzaltenango, El progreso, Chimaltenango, Quiché y las Verapaces.
- **Pinus tenuifolia** (32)

2. Familia Taxodiácea. Familia formada por árboles monoicos que pueden alcanzar gran talla, con hojas caedizas o persistentes, siendo frecuente la caída de las ramillas cortas (decurtación). Sus ramificaciones llevan hojas aciculares, aleznadas o escamiformes, sobre ramillas a veces de dos tipos. Las inflorescencias masculinas son axilares o terminales y las inflorescencias femeninas, que son pequeños conos solitarios, se encuentran a menudo en situación terminal. (32)

- **Taxodium mucronatum:** Árbol de tronco cilíndrico, hasta de 30 metros de altura, tronco ordinariamente de 65 a 80 cm. Corteza grisácea blanquecina u ocre rojiza. Habita en riberas del río Cuiloc, Huehuetenango y las mesetas de clima templado-frío del departamento de San Marcos. Su madera es elástica, moderadamente fuerte, liviana o medianamente pesada, se usa en construcciones, forros interiores y mueblería corriente.
- **Cunninghamia lanceolata**
- **Cryptomeria japónica** (32)

3. Familia Taxaceae. Familia de coníferas constituida por árboles o arbustos dioicos de corteza delgada que se desprende en escamas o tiras. Hojas persistentes, aciculares, lineares o escamiformes, subdísticas. Inflorescencias masculinas axilares, solitarias o en espigas. Inflorescencias femeninas solitarias o en parejas, también en las axilas, consistiendo en un solo óvulo terminal sobre un pedúnculo escamoso. Después de la madurez, la semilla se recubre parcial o completamente por un arilo carnoso. (32)

a. Género Taxus:

- **Taxus Globosa:** Arbusto o árbol de porte mediano de 10 a 15 metros de altura, hojas lineares algunas veces falcadas de 2 a 3.5 cm de longitud por 2 a 3 mm de anchura, rígidas, cuspidadas, angostas sentadas por la base, color verde oliva lustrosas por encima. La corteza de todas las partes del árbol es rica en titanio, su madera es color blanco amarillo en la albura. Es apta para carpintería, construcciones y adecuada para la manufactura de papel. (32)

4. Familia Podocarpácea. Familia de coníferas que comprende árboles o arbustos resinosos, monoicos o dioicos, de hojas escamiformes, aciculares o de limbos ensanchados, persistentes. Inflorescencias masculinas alargadas en posición terminal o lateral. Inflorescencias femeninas constituidas por carpelos uniovulados. El eje de la inflorescencia y la bráctea se suelen hacer carnosos en la madurez y rodean a la semilla. Familia constituida por 6 géneros distribuidos en el Hemisferio Sur o en la zona intertropical, con alrededor de 100 especies. Entre ellas se encuentran árboles de interés comercial por la calidad de sus maderas. Muchas especies se cultivan con fines ornamentales. (32)

a. Género Podocarpus:

- **Podocarpus guatemalensis:** Árbol de 15 a 20 metros de altura, de fuste más o menos cilíndrico de 50 a 75 cm de diámetro, corteza de color café rojiza. Habitan en la región media y basal norte de Guatemala. El pachaco produce madera amarillenta, pesada, flexible, compacta, resistente. Es empleada generalmente para ventanas, mueblería y ebanistería semifina.
- **Podocarpus aleifolius:** Árbol de 15 a 20 metros de altura, de fuste más o menos cilíndrico de 50 a 75 cm de diámetro, corteza de color café-amarillenta, botones o yemas vegetales globosas de escamas redondeadas o anchamente ovals. Habitan de 2000 a 3000 metros sobre el nivel del mar y es utilizada para muebles y ventanas. (32)

5. Familia Cupressaceae. Coníferas arbóreas, arbustivas o matas siempre verdes, monoicas o dioicas, con hojas simples, opuestas o verticiladas, escamiformes o aciculares, pudiendo coexistir ambos tipos, provistas a veces de glándula dorsal. Flores masculinas amentiformes. Flores femeninas globosas. Conos maduros leñosos o carnosos, de maduración anual o bianual, con las escamas provistas a veces de un apéndice dorsal. Brácteas y escamas totalmente o casi totalmente concrecentes en una pieza única, albergando de 1 a 20 óvulos. Semillas aladas o ápteras. Comprende alrededor de 20 géneros con más de 140 especies originarias de las regiones templadas o templado-cálidas de ambos hemisferios. Incluye un número variable de árboles valiosos por sus maderas, por la producción de gomas o resinas o por su valor ornamental. (32)

a. Género Cupressus:

- **Cupressus lucitánica:** Árbol de 25 a 40 metros de altura, de copa extendida redonda hasta columnar, ordinariamente densa, siempre verde, ramosa, tronco cilíndrico o casi colíndrico hasta de más de un metro. Corteza color grisácea rojiza. Habita desde 2,200 hasta 2,300 metros sobre el nivel del mar. Muy buena para la producción maderable, es muy dura, resistente, medianamente pesada. Se emplea en carpintería y construcción y postes. (32)

b. Género Juniperus:

- **Juniperus comitana:** Arbusto o árbol pequeño de 2 a 12 metros de altura, trono cilíndrico, corteza escabrosa. Habita en los ramales montañosos de la Sierra de las Minas en la zona norte y oriente del país. La madera es morena rojiza o púrpura, pesada, medianamente flexible, durable. Se emplea en construcciones pequeñas, postes y mueblería. (32)
- **Juniperus standleyii:** Se encuentra en la región cuchumatana y volcán de Tacaná, medrando en áreas rocallosas, como planta leñosa postrada. En las mejores condiciones alcanza los 15 metros de altura. Ramaje de color castaño rojizo densamente cubierto por hojas escamiformes. Se emplea en construcciones y mueblería. (32)
- **Pinus tenuifolia:** Árbol de tronco recto cilíndrico; a veces encorvado raras veces dividido en ramales de 20 a 35 metros de altura, hasta de 1.20 metros de diámetro; en formaciones densas, corteza del tronco es ordinariamente morena y rojiza, no así en ejemplares de bosques clareados o ejemplares aislados, en los cuales casi siempre es gris blanquecina o castaño claro. Habita entre los 500 y 2,400 metros sobre el nivel del mar. Son tan grandes las áreas que ocupa en el país que no se pueden mencionar con exactitud todas de ellas. Dentro de las alturas mencionadas se pueden mencionar los siguientes departamentos: Huehuetenango, Quetzaltenango, Totonicapán, Quiché, Sololá, Chimaltenango, Baja Verapaz, Guatemala, Chiquimula y Jalapa. Se halla muy bien representada en los pinares de los departamentos de Santa Rosa y Progreso. (32)
- **Pinus strobus L. var Chianpensis:** Árbol de 18 a 35 metros de altura, de tronco cilíndrico, recto hasta de un metro de diámetro; corteza relativamente lisa o moderadamente agrietada, color moreno claro o gris blanquecino, notablemente más oscuro en las grietas, con las placas escamosas ásperas, de poco espesor en ejemplares adultos, ramaje relativamente liviano, verticilado, primero ascendente después horizontal, copa amplia medianamente densa o densa; follaje ordinariamente de dos años, Su madera tiene uso aplicación en construcciones urbanas, especialmente para tabiques y techos de limitada duración. Su color es casi blanco, con la parte superior del limbo leñoso delgado y recto. Es abundante en San Francisco Cotzal, Departamento del Quiché, Cunén, Uspantán. (32)
- **Pinus caribaea (pino del Petén):** Árbol de tronco cilíndrico, recto o ligeramente encorvado, de 16 a 30 metros de altura por 45 a 80 cm. De diámetro; corteza de color castaño rojizo o moreno blanquecino grisácea, áspera, escamosa en árboles jóvenes más tarde formando placas delgadas. Ramaje verticilado muy liviano, ramas brevemente encorvadas, a veces sinuosas casi horizontales o ascendentes. Follaje ordinariamente de 2 años que en los ejemplares jóvenes y adultos cubre casi totalmente las ramas con grupos de 2 a 3 agujas, predominando los de 3 a veces 4 agujas habita entre los 400 y 1000 metros sobre el nivel del mar. Se encuentra en el este del departamento de Alta Verapaz, Norte de Izabal pero sus mayores formaciones están en Poptún, departamento de Petén. (32)
- **Pinus teocote guatemalensis:** Árbol de tronco cilíndrico recto o convado, de 15 a 25 metros de

altura por 50 a 70 cm de diámetro, a veces divididos en ramales; corteza casi lisa en ejemplares jóvenes color roja o moreno rojiza caediza en el tronco de los adultos, longitudinalmente hendida formando placas de mediano espesor color casi siempre más claro en el fondo de las grietas de placas caedizas; ramaje verticilado; copa cónica o piramidal, simétrica. Su distribución es la siguiente: recolección de muestras recogidas en los bosques de Huehuetenango. (32)

- **Pinus quichensis (Pino macho):** Árbol de tronco cilíndrico, erguido recto o casi recto de 20 a 38 metros de altura por 0.50 a 1.25 metros de diámetro en la base, corteza áspera agrietada formando placas quebradizas hasta simplemente escamosas en la cúspide del tronco y el ramaje del árbol adulto. Color moreno rojizo o café claro en las partes antiguas hasta amarillenta en los extremos de las ramas. Su madera es de color blanco amarillento hasta rojizo claro en el corazón. Habita en Sacatepéquez, alrededor de Chimaltenango, Sololá, Quiché, Sierra de las Minas, Alta y Baja Verapaz, Huehuetenango y San Marcos. (32)

VI. PROPIEDADES FÍSICAS Y MECÁNICAS DE LA MADERA

A. Generalidades

La madera es un material exclusivo de los vegetales leñosos, que como tales han desarrollado tejidos diferenciados y especializados. Estos están formados por células que se pueden asemejar a tubos huecos, en el que la pared del tubo se correspondería con la pared celular y el interior hueco con el lumen de la célula. De forma simple y general se puede decir que la madera está formada principalmente por la unión de estas células; su tamaño, forma y distribución junto con otros elementos anatómicos, como los radios leñosos, la presencia de canales resiníferos o de vasos, etc. son los que dan lugar o definen las diferentes especies de madera. Esta estructura tubular es la que confiere las propiedades que tiene la madera, que depende en gran medida de las propiedades de la pared celular.

La madera se caracteriza por ser un material:

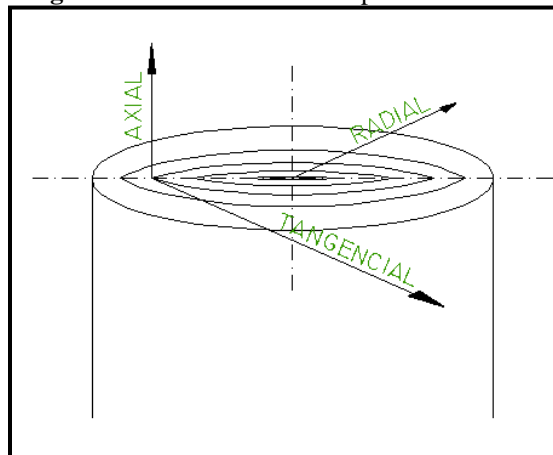
- Anisótropo: sus propiedades varían según la dirección que se considere
- Higroscópico: el agua, tanto en forma líquida como en forma de vapor, influye en su comportamiento
- Sus buenas propiedades mecánicas sobre todo si se las compara con su peso
- Posibilidad de mecanizarse y procesarse (fabricación y obtención de diferentes elementos)
- Posibilidad de protegerse frente a la acción de diferentes agentes degradadores
- Características estéticas que le confieren una especial belleza.

B. Estructura macroscópica de la madera

La estructura macroscópica es la que se observa a ojo desnudo o con diez aumentos. Para su estudio y debido a su heterogeneidad se establecen tres planos o secciones:

- **Transversal:** Perpendicular al eje de la rama o tronco
- **Radial:** Que pasa por el eje y un radio de la rama o tronco
- **Tangencial:** Paralela a un plano tangente al tronco, o al anillo de crecimiento.

Figura 11 Estructura macroscópica de la madera



Fuente: Elaboración propia.

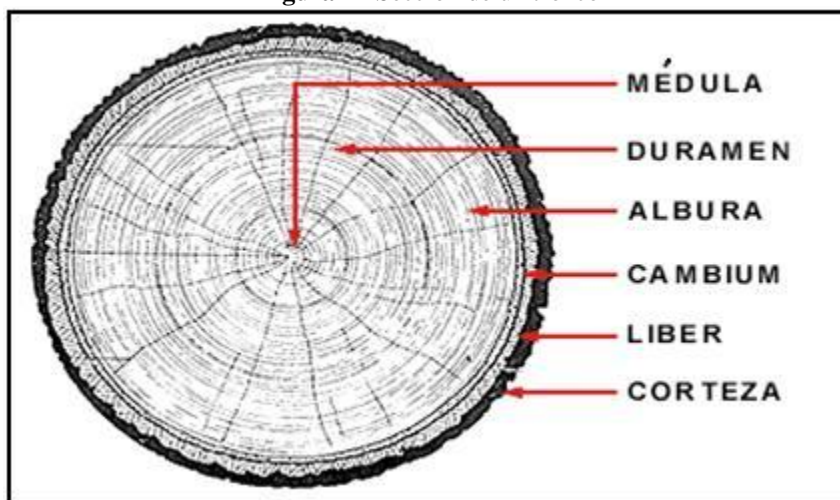
Al examinar las tres secciones principales en un tronco de madera se pueden observar las siguientes características que son fácilmente diferenciables:

- Corteza externa o corteza propiamente dicha, constituida por células muertas.
- Corteza interna o libre, por donde circula la savia descendente.
- Cambium, tejido que produce la madera o xilema hacia el interior y la corteza hacia el exterior.
- Leño o tejido leñoso propiamente dicho, que se corresponde básicamente con lo que entendemos por madera.
- Médula, de pequeño tamaño y con reducidas características mecánicas.

En el tejido leñoso, que rellena la mayor parte del tronco y que presenta diferencias fácilmente apreciables en las coníferas y en algunas frondosas, se pueden distinguir o definir los siguientes elementos:

1. Duramen - albura. Dentro del tejido leñoso a veces pueden diferenciarse fácilmente dos zonas, el duramen, en el interior del tronco, y la albura, en el exterior. La formación del duramen se caracteriza por modificaciones anatómicas y químicas. Las modificaciones anatómicas, tanto en las frondosas como en las coníferas, se traducen en una obturación total o parcial de los tejidos encargados de transportar la savia. Las modificaciones químicas tienen lugar al impregnarse las células con otros productos naturales producidos por el árbol (resinas, aceites, taninos, gomas, alcaloides, etc.) que al oxidarse le suelen dar un característico color oscuro, que se suele apreciar con más claridad en algunas coníferas. La madera de duramen no sólo es más oscura (en la mayoría de las especies), sino que también es más densa y resistente a los ataques de origen biológico; mientras que la madera de albura suele ser más clara, generalmente blanco amarillenta, más porosa y blanda, y menos valiosa para algunas aplicaciones. Sin embargo, desde el punto de vista de los tratamientos, la albura suele ser más fácil de tratar y de trabajar en la mayor parte de los procesos de elaboración y desintegración mecánica.

Figura 12 Sección de un tronco

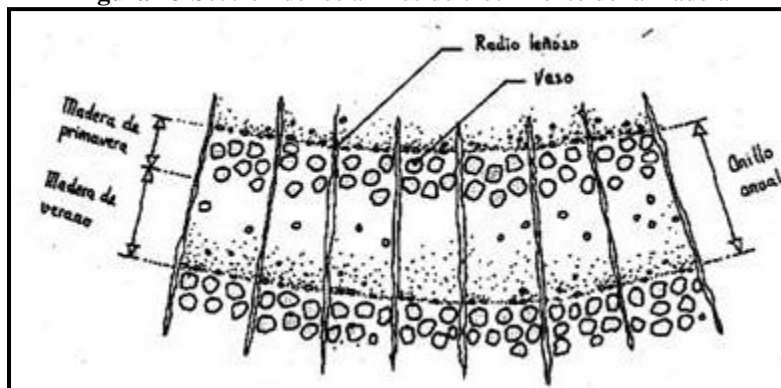


Fuente: Elaboración propia.

2. Anillos de crecimiento. Los vegetales leñosos viven un cierto número de años y a lo largo de su vida las células del cambium van formando nuevas células que dan origen a los anillos de crecimiento. Los anillos de crecimiento pueden clasificarse en: anuales, característicos de las plantas que crecen en la zona boreal y estacionales, característicos de las plantas que crecen en la zona tropical con estaciones climáticas marcadas. Dentro de cada anillo de crecimiento se distingue, más o menos fácilmente: la madera formada en primavera (llamada madera de primavera en el caso de los anillos anuales, y de primer crecimiento en los anillos estacionales), la madera formada en verano (madera de verano en los anillos anuales, y tardía en los estacionales).

3. Radios leñosos. Los radios leñosos están constituidos por células dispuestas en dirección radial, perpendicular al eje del árbol, y realizan una función de trabazón de las fibras longitudinales. Tienen importancia en las propiedades de la madera, como elemento de identificación y como responsables, en parte, de las propiedades de contracción de la madera.

Figura 13 Sección de los anillos de crecimiento de la madera



Fuente: Codeparq, 2006.

4. Madera juvenil. Se denomina madera juvenil a la que se produce en primeros anillos de crecimiento, normalmente la comprendida entre el quinto y vigésimo año. Esta madera tiene propiedades diferentes a la madera restante del tronco (madera madura) y presenta menor resistencia y rigidez y mayor hinchazón y merma en la dirección longitudinal que la madera normal.

5. Madera de reacción. Cuando el árbol se encuentra sometido a unas sollicitaciones que predominan en una dirección (debidos por ejemplo a la pendiente del terreno o a un viento dominante), responde formando lo que se denomina madera de reacción. En las coníferas se produce madera de compresión, mientras que las frondosas desarrollan madera de tracción en las zonas más tensionadas. La madera de tracción no tiene gran importancia desde el punto de vista de su utilización estructural, pero la madera de compresión si presenta ciertos problemas.

C. Terminología de la estructura macroscópica de la madera

Es la ordenación de los diferentes elementos anatómicos que forman la madera, da origen a la estructura, y como consecuencia inmediata a las figuras o veteados de ésta. Las maderas de coníferas tienen una estructura simple (pocos elementos anatómicos) mientras que las maderas de frondosas tienen una estructura compleja (muchos elementos anatómicos).

1. Grano. El grano se define en función del tamaño de algunos elementos constitutivos de la madera. En las coníferas el grano se refiere al diámetro de las traqueidas, mientras que en las frondosas se refiere al de los vasos. El grano se clasifica en las siguientes categorías: basto o grueso, medio y fino.

2. Fibra. Se entiende por fibra el conjunto de las células dispuestas en la dirección del eje del árbol, descartando los elementos vasculares y las células de parénquima. Las distintas variaciones que puede tener en dimensiones y disposición da origen a los siguientes tipos de fibra: recta, ondulada, revirada, entrelazada.

D. Anisotropía

La madera, como se ha comentado, está formada por diferentes tejidos que realizan diferentes funciones y que originan que su estructura no sea homogénea. Esta heterogeneidad se refleja en sus propiedades físicas y mecánicas, y es la causa de algunos de sus defectos y también de sus ventajas. Dicha

variación en su composición da lugar a lo que se conoce con el nombre de anisotropía, y da lugar al diferente comportamiento de sus propiedades físicas y mecánicas según la dirección que se considere. Se establecen tres planos o direcciones principales: longitudinal, radial, tangencial. Cuando se habla de las propiedades físicas se hace referencia a estas tres direcciones, y cuando se habla de las propiedades mecánicas sólo se habla de dos direcciones, la dirección paralela a las fibras (que coincide con la longitudinal) y la dirección perpendicular a las fibras (que engloba a la tangencial y radial, cuyas propiedades mecánicas suelen tener valores similares).

E. Higroscopicidad

La madera es un material higroscópico que tiende a absorber o perder agua según las condiciones del ambiente (humedad relativa y temperatura del aire). De esta forma a cada estado ambiental corresponde un grado de humedad de la madera, llamado humedad de equilibrio higroscópico (HEH). Así por ejemplo, una madera colocada en un local a 20°C de temperatura y con una humedad relativa del 40%, alcanzará una humedad de equilibrio del 8%. Por tanto será necesario secar todas las piezas previamente hasta esta humedad, para que sufran las mínimas alteraciones dimensionales posibles. La madera deberá tener la humedad correspondiente a la humedad de equilibrio higroscópico de las condiciones higrótérmicas de servicio. De esta manera se reducen los movimientos que podrían ocasionarse a causa de la variación de su grado de humedad. La higroscopicidad de la madera se mide como la variación de la densidad de la misma cuando su contenido de humedad varía en un 1%.

F. Propiedades físicas de la madera

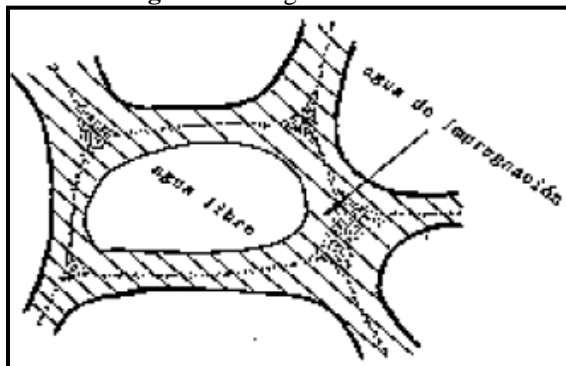
Las propiedades físicas de la madera son aquellas que determinan su comportamiento frente a los distintos factores que intervienen en el medio natural, sin producir ninguna modificación mecánica o química. Estas propiedades engloban a las que determinan su comportamiento:

- Iluminación (color, brillo y textura)
- Posibilidad de emitir partículas gaseosas (olor)
- Agua (contenido de humedad, absorción, hinchazón, merma)
- Gravedad (peso específico, densidad, porosidad)
- Calor (conductividad térmica, gradiente de temperatura, dilatación térmica)
- Vibraciones acústicas (conductividad del sonido, transmisión del sonido, resonancia)
- Acción de la corriente eléctrica (conductividad y resistencia eléctrica, etc.)
- Penetración de la energía radiante (radiaciones ultravioleta, infrarrojos, rayos X, etc.)
- Penetración de los gases y fluidos (permeabilidad)

De todas ellas nos centramos en las más importantes y que aporten a las propiedades estructurales.

1. Humedad de la madera. El agua en la madera está presente en dos formas: agua libre o capilar y agua de impregnación, ligada o higroscópica. El agua libre es aquella que se encuentra llenando las cavidades intercelulares y es la más sencilla de extraer. Al eliminarla no se presentan modificaciones apreciables en las propiedades físicas y mecánicas del leño y se llega a un contenido de humedad de entre 21 y 32% en la madera. A este contenido de humedad se denomina Punto de Saturación de la Fibras (PSF). Las especies porosas y de menor peso relativo contienen mayor volumen de agua libre respecto a las especies pesadas. El agua de impregnación es la que se encuentra adherida a las paredes celulares. Una vez iniciada la eliminación de esta forma de humedad a partir del PSF, se inician las modificaciones de las propiedades físicas y mecánicas de la madera, por ello, es importante lograr un proceso controlado en la extracción de este tipo de humedad mediante un sistema funcional.

Figura 14 El agua en la madera



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

En función a su contenido de humedad, la madera recibe las siguientes denominaciones:

Tabla 10 Denominación de la madera de acuerdo a la humedad

Denominación del estado de la madera	Nivel de humedad	Lugar de ubicación
Madera verde	+200% a 80%	Bajo cubierta en el bosque
Madera húmeda	80% a 25%	Recién cortada, en patio de trozas o a la intemperie
Madera poco seca	25% a 20%	Aire libre
Madera seca al aire	20% a 15%	Bajo techo
Madera muy seca	15% a 8%	Interiores
Madera anhidra	0%	Laboratorio

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

a. Humedad de equilibrio higroscópico de la madera HEH. La madera es un material que intercambia humedad con el medio ambiente (material higroscópico) hasta que se equilibra en términos de presión de vapor (fuerza desecante). Se denomina humedad de equilibrio higroscópico, HEH, al porcentaje de humedad que alcanzaría una madera sometida a ciertas condiciones de humedad y temperatura ambiente.

Para la mayoría de las especies el equilibrio higroscópico está entre el 12 y 28% de contenido de humedad, dependiendo del lugar donde se realiza el secado. La madera secada al aire libre sólo puede alcanzar estos valores de humedad de equilibrio. Para obtener contenidos de humedad menores debe acudir al secado artificial para eliminar el resto del agua higroscópica. (20)

b. Contenido de humedad de la madera. Como ya se ha indicado anteriormente la madera tiene cierto contenido de humedad que varía dependiendo de la especie y del área donde se cortó. Para conocer el tiempo de secado, niveles de humedad en las cámaras de secado y otros factores durante el secado, es necesario calcular el contenido de humedad en la madera.

El nivel de humedad de la madera se calcula como un porcentaje del peso del agua que contiene, respecto al peso del material seco:

$$CH = \frac{P_h - P_o}{P_o} \cdot 100\%$$

Donde:

CH = Contenido de humedad de la madera, %

P_h = Peso de la madera húmeda o peso inicial
 P_o = Peso de la madera anhidra

Para calcular el contenido de humedad existen numerosos procedimientos, siendo los más aceptados el método de secado en estufa y los métodos eléctricos. Estos últimos, utilizan detectores de humedad y a nivel industrial se conocen como métodos rápidos. Para el primer método, se emplea una probeta pequeña de madera. El peso seco o anhidro se determina después de exponer la probeta a una temperatura de aproximadamente 103°C, en una estufa, hasta que su peso no varíe. Esta expresión es relativa y no proporciona una medida de la cantidad absoluta de humedad, a no ser que se tome en cuenta la densidad o peso específico básico del material. Para calcular la cantidad de agua (Q_a) extraída de la carga de madera desde estado húmedo (CH1) hasta su secado en horno o al aire libre (CH2), se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_a = Q_{agua1} - Q_{agua2} = P_{eb} \cdot V_v \cdot \frac{CH_1 - CH_2}{100}$$

Donde:

CH_1 = Contenido de humedad inicial
 CH_2 = Contenido de humedad final
 Q_{agua1} = cantidad de agua a CH1, kg
 Q_{agua2} = cantidad de agua a CH2, kg
 P_{eb} = Peso específico básico, kg/m³
 V_v = Volumen verde, m³

El segundo método emplea algunas propiedades eléctricas de la madera, aunque ésta sea una mala conductora de electricidad, el agua es buena; por lo que a medida que aumenta la humedad también la conductividad, pudiéndose establecer una relación entre el porcentaje de humedad y la conductividad eléctrica. El aparato más empleado es un medidor del contenido de humedad basado en la resistencia eléctrica que ofrece la madera al paso de una corriente continua (de una batería o pila). La precisión de estos aparatos es alrededor de 1% y sólo son de lectura confiable entre 6% y 25% de contenido de humedad; fuera de este rango son de dudosa precisión y exactitud. La **Tabla 11** muestra la relación del contenido de humedad con la resistividad de la madera expresada en megaohmios:

Tabla 11 Relación entre la resistividad de la madera y su humedad

Humedad de la madera en %	0	9	13	18	23	26	30	50
Resistividad en MΩ	100,000	10,000	1,000	100	10	1	0.1	0.01

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Este cuadro sólo es orientativo, ya que la resistividad puede variar ligeramente entre especies. Incluso, dentro de la misma especie varía según la dirección que se considere, también varía con la temperatura y la humedad relativa exterior. Algunos modelos disponen de una corrección por especie para las maderas más conocidas, y otros, además, tienen corrección por temperatura. Por último, hay que tomar en cuenta que dentro de la madera suele haber un gradiente de humedad entre el exterior y el interior. (43)

2. Hinchazón y merma de la madera. La variación del contenido de humedad produce en la madera una variación de sus dimensiones. Cuando aumenta dicho contenido se hincha, mientras que cuando disminuye se contrae o merma. Estos movimientos sólo tienen lugar cuando su contenido de humedad se encuentra por debajo del punto de saturación de las fibras (aproximadamente cuando tienen una humedad del 30%), a partir del 30% sólo se produce un aumento de peso y su volumen permanece prácticamente constante.

Debido a su anisotropía, las variaciones dimensionales no serán las mismas en las direcciones axial, radial y tangencial. Estas contracciones o mermas modifican también su volumen. Para evaluarlas se han definido los coeficientes de contracción: contracción volumétrica total, contracción tangencial y

contracción radial.

La diferencia entre la contracción radial y la tangencial es la causa por la que se deforman las maderas durante el proceso de secado; por esa razón, en ebanistería se emplean maderas cuyas contracciones radiales y tangenciales son muy parecidas, siendo más apreciada la madera cuanto menor es la diferencia entre ambas. Según sus coeficientes, la madera se clasifica como: muy nerviosa, nerviosa, moderadamente nerviosa y poco nerviosa.

3. Densidad. La densidad de la madera se define como la relación entre su masa y su volumen, y es necesario referirla a un determinado contenido de humedad, generalmente el 12%. La densidad de las maderas es muy variables, de forma particular las coníferas más utilizadas en la construcción tienen una densidad comprendida entre 400 y 550 kg/m³ y las frondosas entre 600 y 700 kg/m³. Según su densidad se pueden clasificar en: muy ligera, ligera, semipesada, pesada, muy pesada.

4. Dureza. Se define como la resistencia que opone la madera a la penetración de cuerpos extraños como ciertas herramientas, clavos, tornillos, etc. La dureza está relacionada con la densidad y tiene una marcada importancia en su relación con la dificultad de su trabajo ya sea realizado manual o mecánicamente. Las maderas se clasifican como: blandas, semiduras y duras.

5. Propiedades térmicas. Los coeficientes de dilatación de la madera son muy bajos (del orden de 3 a 6×10^{-6} en la dirección paralela y de 30 a 70×10^{-6} en la perpendicular), por lo que se puede decir que no es propensa a dilatarse.

Asimismo, la madera es un mal conductor del calor debido a la escasez de electrones libres que posee. Por ejemplo, el coeficiente de conductividad calorífica de la coníferas (pino y abetos) en la dirección perpendicular varía aproximadamente de 0.09 a 0.12 kcal/ mh°C.

El calor específico de la madera es bajo, varía de 0.4 a 0.7 kcal/kg °C, lo que significa que no se necesita mucho calor para llegar a los 150°C, temperatura a la que empiezan a desprenderse gases combustibles y por tanto a aparecer las llamas. Una vez que la madera entra en combustión hay que tener en cuenta la formación de carbón en las capas externas, que retrasa la difusión del calor hacia su interior constituyendo una barrera térmica que actúa como aislante. La zona interior de la pieza sufre una pequeña modificación y conserva intactas sus propiedades mecánicas. El acero o el concreto se comportan de forma totalmente diferente. La velocidad de carbonización aproximada de la madera es de 0.7 mm/min.

A pesar que es un material inflamable a temperaturas relativamente bajas, en relación con las que se producen en un incendio, es menos peligroso de lo que se piensa por las siguientes razones:

- Su baja conductividad térmica hace que la temperatura disminuya hacia el interior.
- La carbonización superficial que se produce impide por una parte la salida de gases y por otra la penetración del calor.
- Al ser despreciable su dilatación térmica no actúa sobre las estructuras y no las deforma.

6. Propiedades acústicas. Las propiedades acústicas de la madera permiten, además de la fabricación de elementos materiales, su utilización en la construcción si se conoce su comportamiento y sobre todo como diseñar e instalar los elementos de madera.

Absorción de sonido: los materiales absorbentes de sonido pueden ser de dos tipos: porosos y paneles resonantes. Los paneles de madera maciza o los tableros derivados a la madera adheridos a superficies rígidas son pobres absorbentes del sonido (absorben entre el 5 - 10% y reflejan más del 90%); dejando la superficie de la madera en forma rugosa se aumenta muy ligeramente la absorción. Por el contrario, las placas acústicas porosas fabricadas con fibras de madera pueden absorber más del 90% del sonido y reflejar el resto. Los paneles de tableros contrachapados pueden utilizarse como paneles resonantes, diseñados para absorber sonidos de baja frecuencia, que se colocan separados de la superficie rígida unos centímetros.

Transmisión del sonido (tabiques o suelos) - ruido aéreo. La pérdida de transmisión se rige por la ley de masas, cuanto mayor sea la masa por unidad de superficie del tabique la transmisión será menor. Esta ley indica que la madera, de forma aislada no es un buen aislante acústico; pero si las paredes o suelo constan de dos o más elementos de madera y se incorporaran otros productos con mejores propiedades acústicas, de tal forma que queden sin contacto entre sí (rotura de los puentes acústicos), se consigue un buen nivel de aislamiento. El diseño y composición del tabique o suelo es de gran importancia para mejorar sus prestaciones acústicas.

Aislamiento de impactos (suelos - techos) - ruido de impactos. Mide el grado en que un suelo o techo produce la transmisión del ruido de pisada u otros impactos. Los mejores resultados se consiguen con suelos pesados y no resonantes, en ambos casos la madera está en desventaja. Pero al igual que en el caso de transmisión una posible solución se centraría en el diseño y composición de estos elementos.

7. Propiedades eléctricas. La madera en estado seco es un aislante excelente, pero su resistencia (en Ohmios) desciende bruscamente al aumentar la proporción de agua.

G. Propiedades mecánicas de la madera

Debido a la anisotropía de su estructura, a la hora de definir sus propiedades mecánicas se consideran la dirección perpendicular y la dirección paralela a la fibra. En este hecho radica la principal diferencia de comportamiento frente a otros materiales utilizados estructuralmente, como el acero y el hormigón. Las resistencias y módulos de elasticidad en la dirección paralela a la fibra son mucho más elevados que en la dirección perpendicular. Para conocer las posibilidades estructurales de la madera es obligado analizar sus características mecánicas y compararlas con las de otros materiales. En la **Tabla 12** se comparan los valores medios de las tensiones admisibles de la madera, hormigón y acero.

Tabla 12 Comparación de las tensiones admisibles en kN/cm² de la madera, hormigón y acero

	Flexión	Tensión		Compresión		Cortante	Módulo de Elasticidad
		Paral.	Perp.	Paral.	Perp.		
Madera	82.68	82.68	1.03	75.79	19.29	8.27	75790
Hormg.	55.12	4.13		55.12		4.13	137800
Acero	1,171	1,171		1,171		689	1446900

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

De lo expuesto anteriormente, se pueden extraer las siguientes conclusiones:

- Muy elevada resistencia a la flexión, sobre todo si se asocia a su peso (la relación resistencia / peso es 1.3 veces superior a la del acero y 10 veces la del hormigón).
- Buena capacidad de resistencia a la tensión y a la compresión paralelas a la fibra.
- Escasa resistencia al cortante. Esta limitación se presenta también en el hormigón pero no en el acero.
- Muy escasas resistencias a la compresión y a la tensión perpendicular a la fibra. Sobre todo en tensión, lo que supone una característica muy particular frente a los otros materiales.
- Bajo módulo de elasticidad, mitad que el del hormigón y veinte veces menor que el del acero. Los valores alcanzados por el módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo. Este valor neutraliza parte de la buena resistencia a la compresión paralela a la cual se ha hecho referencia anteriormente.

Tabla 13 Propiedades mecánicas

Propiedad	Valor N/mm ² / comentarios	Ejemplos
Flexión	14-30 Elevada comparada con su peso	Vigas forjado
Tensión Paralela	8-18 Elevada Correcta ejecución de las uniones para que trabaje en esta dirección	Tirantes Pendolones
Tensión	0.3-0.4 Muy baja	MLE Piezas curvas
Compresión Paralela	16-23 Se ha de comprobar inestabilidad de las piezas (pandeo)	Pilares
Compresión	4.3 – 5.7 Baja Se produce aplastamiento sin rotura	Zonas de apoyo
Cortante • Rodadura • Deslizamiento • Cilladura	1.7 – 3.0 Baja Se producen en casos muy concretos	Vigas poca luz y gran canto Vigas doble T
Módulos de Elasticidad y Cortante	$\frac{E}{G} = 16$ $E I = 7 - 12,000$ $E = \frac{E I}{30}$ Debido a la anisotropía se utilizan los módulos de elasticidad E en la dirección paralela y perpendicular y el módulo de cortante G .	

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

H. Propiedades tecnológicas

Estas propiedades recogen información sobre los comportamientos o aptitudes de la madera relativas a aspectos tecnológicos de sus procesos de transformación. Esta información es específica para cada especie y se ha de buscar en la correspondiente literatura técnica. En el **Capítulo I** se detallan los procesos a los que la madera es sometida separándolos en producción primaria y secundaria. Sin embargo, de forma general los procesos más habituales a los que se somete la madera son los siguientes:

- Secado (cédulas de secado)
- Aserrado (despieces, facilidad o dificultad de aserrado, equipos y tipo de sierras)
- Chapa por desenrollo y corte a la plana (aptitud para obtener chapas de madera y necesidad de realizar tratamientos de cocido o vaporizado, particularidades de las chapas).
- Mecanizado (facilidad o dificultad, equipos)
- Encolado (dificultad o problemas que se presentan, preparación superficies, tipos de colas)
- Clavado y atornillado (facilidad o necesidad de realizar taladros previos).
- Acabado (aptitud productos decorativos, como pinturas, barnices, tintes, lacas, etc. Facilidad o necesidad de preparar previamente las superficies)

I. Propiedades mecánicas de la madera estructural

La orientación de las fibras que componen la madera da lugar a la anisotropía de su estructura, por lo que a la hora de definir sus propiedades mecánicas hay que distinguir siempre entre la dirección perpendicular y la dirección paralela a la fibra. Los árboles están diseñados por la naturaleza para resistir con eficacia los esfuerzos a los que va a estar sometido en su vida; principalmente los esfuerzos de flexión producidos por la acción del viento y los de compresión producidos por las acciones gravitatorias.

Sobre la madera como material se han realizado muchos estudios e investigaciones mediante ensayos realizados sobre probetas pequeñas libres de defectos o madera limpia, pero la madera estructural

comprende piezas de grandes escuadrías en las que aparecen numerosos defectos o particularidades como nudos, gemas, etc. Por eso, la tendencia actual es la de estudiar e investigar piezas de madera comerciales o reales que permiten evaluar mejor la presencia e influencia de dichas particularidades. En los productos estructurales de la madera es importante tener en cuenta que se trata de productos que han sido clasificados para su uso estructural, y por lo tanto no se pueden utilizar o buscar correlaciones con otro tipo de clasificaciones; por ejemplo en la madera aserrada no se pueden utilizar o correlacionar las clasificaciones decorativas con las estructurales o utilizar los valores obtenidos con probetas pequeñas.

Para referirse a las propiedades mecánicas en madera estructural se suelen dar los valores característicos, que se definen como aquellos que son seguros con un 95% de probabilidad, y son los que se emplean, por ejemplo, para comprobar la resistencia. Los valores medios son seguros con una probabilidad del 50 %.

A continuación se recogen las características más significativas de las propiedades mecánicas de la madera estructural.

1. Tracción paralela a la fibra. La resistencia a tracción paralela a la fibra es elevada. En la madera clasificada, los valores característicos oscilan entre 8 y 18 N/mm². Como ejemplo de piezas solicitadas a este esfuerzo se encuentran, principalmente, los tirantes y los pendolones de las cerchas.

2. Compresión paralela a la fibra. Su resistencia a compresión paralela a la fibra es elevada, alcanzando valores característicos en la madera clasificada de 16 a 23 N/mm².

En el cálculo de los elementos comprimidos se ha de realizar la comprobación de la inestabilidad de la pieza (pandeo), en el que influye decisivamente el módulo de elasticidad. El valor relativamente bajo de este módulo reduce en la práctica la resistencia a la compresión en piezas esbeltas. Esta propiedad resulta importante en una gran cantidad de tipos de piezas, como pilares, montantes de muros entramados, pares de cubierta, etc.

3. Flexión. Su resistencia a flexión es muy elevada, sobre todo comparada con su densidad. Sus valores característicos para las coníferas, que se utilizan habitualmente en estructuras, varían entre 14 y 30 N/mm².

En madera es preciso hablar de una resistencia a la flexión, aunque esté formada por la combinación de una tracción y una compresión, ya que el comportamiento mecánico de estas dos propiedades es diferente, y por tanto resulta más práctico referirse al efecto conjunto de ambas en el caso de flexión. Esta propiedad es importante en piezas tales como vigas, viguetas de forjado, pares de cubierta, etc.

4. Tracción perpendicular a la fibra. Su resistencia a la tracción perpendicular a la fibra es muy baja (del orden de 30 a 70 veces menos que en la dirección paralela). Su valor característico es de 0.3 a 0.4 N/mm².

En la práctica y aplicado a las estructuras, esta sollicitación resulta crítica en piezas especiales de directriz curva (arcos, vigas curvas, etc.) o en zonas de cambio brusco de directriz (zonas de vértice). Estas tensiones de tracción, también se pueden producir como consecuencia de la coacción del libre movimiento transversal de la madera en soluciones constructivas incorrectas, que pueden ser evitadas fácilmente con el conocimiento del material.

5. Compresión perpendicular a la fibra. Su resistencia a compresión perpendicular a la fibra es muy inferior a la de la dirección paralela. Sus valores característicos varían entre 4.3 y 5.7 N/mm², lo que representa la cuarta parte de la resistencia en dirección paralela a la fibra. Este tipo de esfuerzo es característico de las zonas de apoyo de las vigas, donde se concentra toda la carga en pequeñas superficies que deben ser capaces de transmitir la reacción sin sufrir deformaciones importantes o aplastamiento.

6. Cortante. El esfuerzo cortante origina tensiones tangenciales que actúan sobre las fibras de la madera según diversos modos.

- Tensiones tangenciales de cortadura: las fibras son cortadas transversalmente por el esfuerzo. El fallo se produce por aplastamiento.
- Tensiones tangenciales de deslizamiento: el fallo se produce por el deslizamiento de unas fibras con respecto a otras en la dirección longitudinal.
- Tensiones tangenciales de rodadura: el fallo se produce por rodadura de unas fibras sobre las otras.

En las piezas sometidas a flexión y a cortante, las tensiones que intervienen son conjuntamente las de cortadura y deslizamiento. Sus valores característicos (por deslizamiento) varían entre 1.7 y 3.0 N/mm² en las especies y calidades utilizadas habitualmente en la construcción. Las tensiones tangenciales por rodadura de fibras sólo se producen en casos muy concretos, como son las uniones encoladas entre el alma y el ala de una viga con sección en doble T. El valor de la resistencia por rodadura es del orden del 20 al 30% de la resistencia por deslizamiento.

7. Módulo de elasticidad. En la madera, debido a su anisotropía, el módulo de elasticidad en dirección paralela a la fibra adopta valores diferentes según se trate de solicitaciones de compresión o de tracción. En la práctica se utiliza un único valor del módulo de elasticidad para la dirección paralela a la fibra. Su valor varía entre 7,000 y 12,000 N/mm² dependiendo de la calidad de la madera. En la dirección perpendicular a la fibra se toma, análogamente, un único módulo de elasticidad, cuyo valor es 30 veces inferior al paralelo a la fibra.

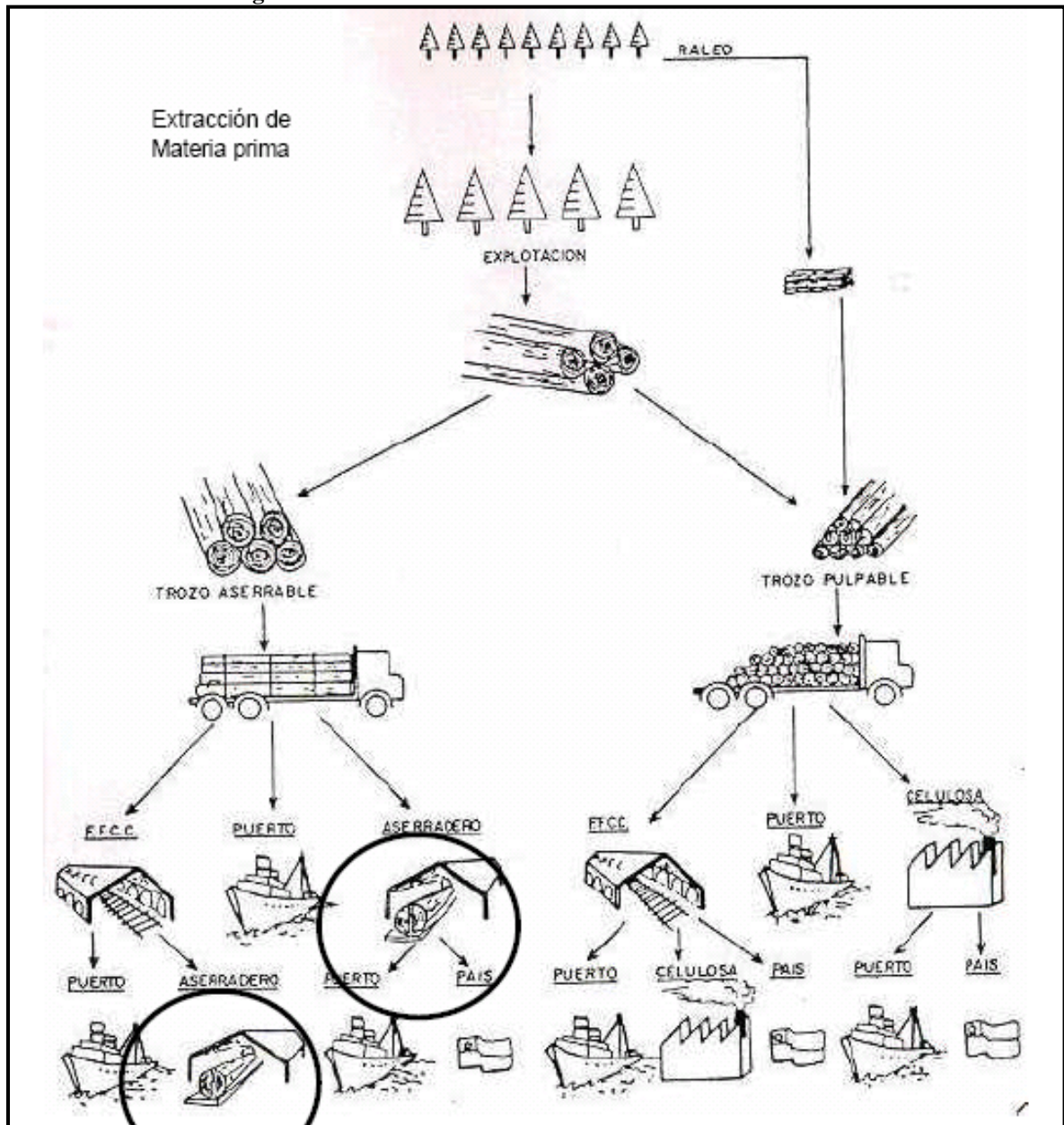
8. Módulo de cortante. En la madera también existe un módulo de cortante ligado a los esfuerzos cortantes. Su valor es 16 veces inferior al módulo de elasticidad paralelo a la fibra.

VII. PRODUCCIÓN DE LA MADERA

A. Materia prima

Los bosques son la principal fuente de explotación de materia prima, siguiendo la secuencia que se presenta en la **Figura 15**. En el momento de la explotación de los bosques, la materia prima se divide en dos flujos principales destinados a abastecer, por un lado, a la industria de la pulpa y el papel, y por otro a la industria del aserrado de madera. Es importante mencionar que del total de madera en trozas consumida por la industria forestal, la industria del aserrío es la principal demandante de esta materia prima. (44)

Figura 15 La industria del aserradero en la actividad forestal



Fuente: Vignote y Martínez 2006

B. Industria de la madera

La industria de elaboración de la madera se puede clasificar de dos formas: producción primaria y secundaria. La industria de producción primaria es aquella que, partiendo de la madera en rollo como materia prima elabora un producto que necesita de una posterior transformación para poder consumirse. La industria de producción secundaria es la que partiendo de distintas materias primas, normalmente preelaboradas, se produce otro producto útil. (43)

1. Producción primaria. Según Vignote y Jiménez, la producción primaria de madera se puede clasificar en las siguientes industrias:

- a. Aserrado
- b. Desenrollo (tablero contrachapado) y chapa a la plana
- c. Tablero de partículas
- d. Tablero de Fibras

El área de énfasis de esta guía es la industria del aserrado, ya que es de esta producción se obtienen los elementos necesarios para utilizar la madera como elemento estructural. (43)

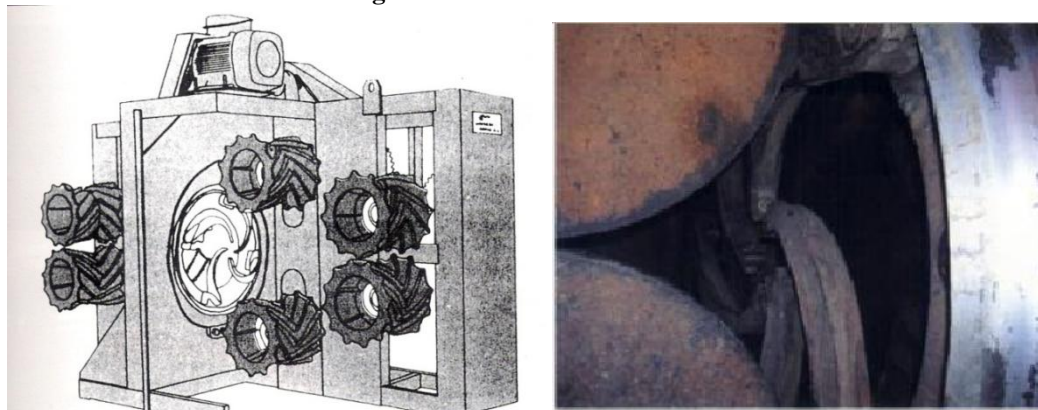
a. Línea de aserrado clásica. La línea de producción más utilizada y versátil se denomina Línea de aserrado clásica la cual se muestra en la **Figura 16**.

El descortezado tiene como función remover la corteza de los troncos, principalmente para remover impurezas que se encuentran en los mismos, los cuales desgastan, o incluso, pueden llegar a romper las sierras de corte. La muestra un ejemplo de descortezadora anular. (43)

Figura 16 Línea de aserrado clásica



Fuente: Vignote y Jiménez 1996

Figura 17 Descortezadora anular

Fuente: Vignote y Jiménez 1996, Vignote y Martínez 2006

Este tipo de descortezadora es la más utilizada en los aserraderos y consta de un sistema de alimentación que hace pasar la madera por un rotor que contiene garras y cuchillas. Las garras presionan contra el tronco haciendo que la corteza se separe, mientras que la cuchilla separa la corteza desprendida. (43)

El tronzado tiene como función, dimensionar en longitud los troncos para que éstos puedan caber en la sierra principal, optimizando así, el aprovechamiento de la madera. Esta máquina es similar a una motosierra que funciona de forma pendular. (43)

Figura 18 Tronzado

Fuente: Vignote y Martínez 2006

Luego que el tronco es descortezado y dimensionado, éste se dirige a la sierra de carro o sierra principal, la cual tiene como función, sacar un plano o más de referencia para que sea la base para las siguientes máquinas. Puede sacar el ancho determinado para las tablas. Esta máquina tiene las siguientes partes: (43)

- 1) **Muelle de carga.** Sirve como elemento de almacenamiento y alimentación de la propia máquina.
- 2) **Media luna y giratroncos.** Elementos que sirven para alimentar al carro con los troncos.
- 3) **Carro.** Mantiene el tronco rígidamente en una posición mientras realiza el corte, y lo hace moverse hacia la sierra. Tiene una estructura sobre ruedas que contiene escuadras desplazables en sentido perpendicular al avance del carro, con lo que se aleja o acerca el tronco de la sierra, determinando el grueso de las piezas. (43)

Figura 19 Carro sierra

Fuente: Vignote y Jiménez 1996

Figura 20 Muelle de carga-carro

Fuente: Vignote y Jiménez 1996

4) Sierra

a) **Sierra de banda.** Lámina de acero montada sobre dos poleas alineadas verticalmente entre sí. La polea inferior está unida a un motor que proporciona el movimiento y potencia. La polea superior tiene dos movimientos, uno vertical para tensar la sierra, y uno de cabeceo, para contrarrestar el empuje que ejerce la madera sobre la sierra. La sierra dispone además de unas guías para evitar el pandeo. (43)

Figura 21 Sierra de banda



Fuente: Vignote y Martínez 2006

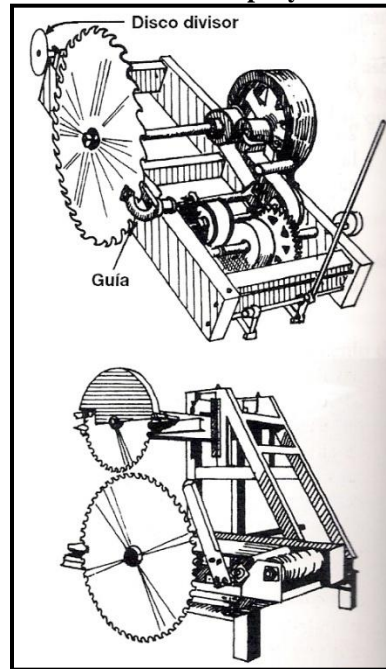
b) **Circular.** Disco dentado unido a un eje rotatorio. Para reducir el grueso de la sierra (que depende del diámetro), se ha optado por un sistema de dos sierras tangentes entre sí, de tal forma que cada sierra corta la mitad de la pieza. (43)

Figura 22 Sierra circular



Fuente: Vignote y Martínez 2006

Figura 23 Sierra circular simple y doble tangencial

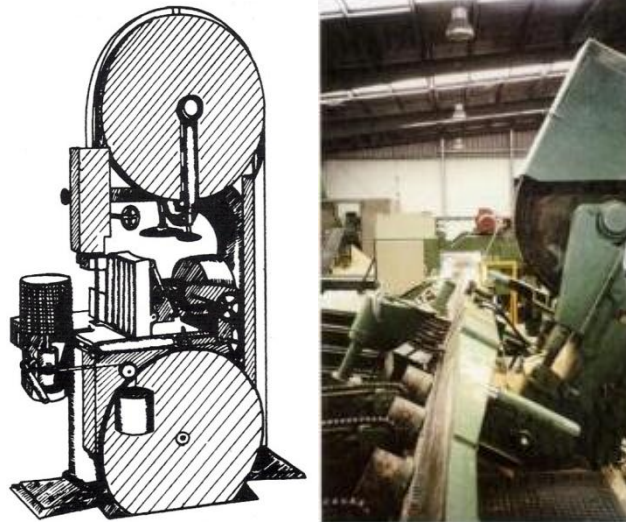


Fuente: R. Tusset 1986

5) **Sistemas de ayuda al despiece de la madera.** Esto es una función adicional utilizada para optimizar la ejecución del despiece. Ayuda a obtener de forma más exacta las medidas y defectos de los troncos. (43)

6) **Sistema de evacuación de la madera.** Luego de salir de la sierra principal, los elementos se pueden dirigir a la sierra desdobladora o reaserradora, que tiene como función dar cortes paralelos a los de referencia obtenidos anteriormente, para obtener el grueso de la tabla deseada. La **Figura 24** muestra una sierra desdobladora normal y una inclinada. (43)

Figura 24 Sierra desdobladora y sierra desdobladora inclinada



Fuentes: Vignote y Martínez 2006, R. Tusset 1986

Las partes que la componen son:

- Mesa
- Sierra (de banda o circular)
- Sistema de alimentación, evacuación y retorno de piezas

La sierra canteadora es una máquina que realiza dos cortes a cada pieza obtenida de las otras máquinas, perpendiculares a los de referencia y en dirección axial, distanciados entre sí, el ancho de la tabla que se quiere obtener. Esta máquina consta de una mesa de entrada con rodos de alimentación que puede regularse en altura para obtener distintos groesos de las piezas, y de un eje con dos sierras circulares, una fija y una móvil. (43)

Figura 25 Sierra canteadora



Fuente: Vignote y Jiménez 1996

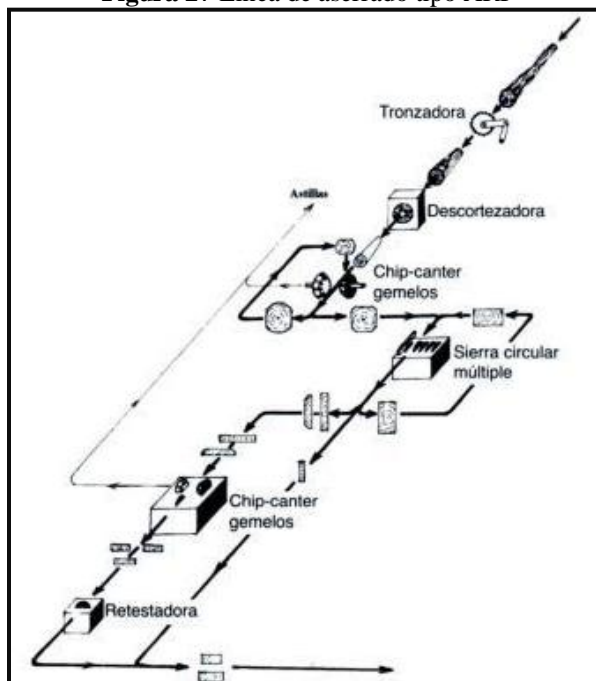
Figura 26 Vista de los ejes de una sierra canteadora



Fuente: Vignote y Martínez 2006

Por último, las piezas pasan a la retestadora, la cual realiza cortes perpendiculares a los de referencia y en dirección transversal a la madera, determinando la longitud de la pieza a obtener y evitando los defectos principales de la madera. Ésta es una sierra circular suspendida de un brazo pendular. (43)

b. Línea de Aserrado ARI. Este tipo de línea busca más una producción abundante que una de calidad. Las **Figura 27** y **Figura 28** muestran líneas de producción de este tipo. (43)

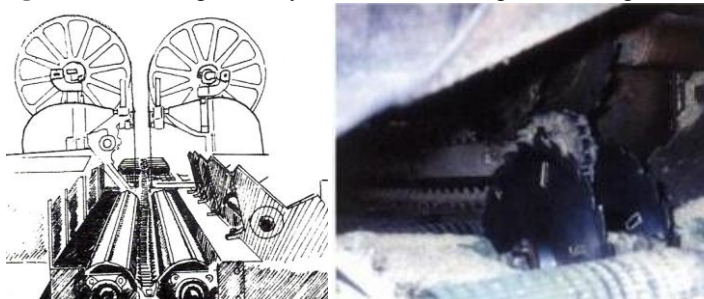
Figura 27 Línea de aserrado tipo ARI

Fuente: Hocquet 1975

Figura 28 Línea ARI

Fuente: Vignote y Martínez 2006

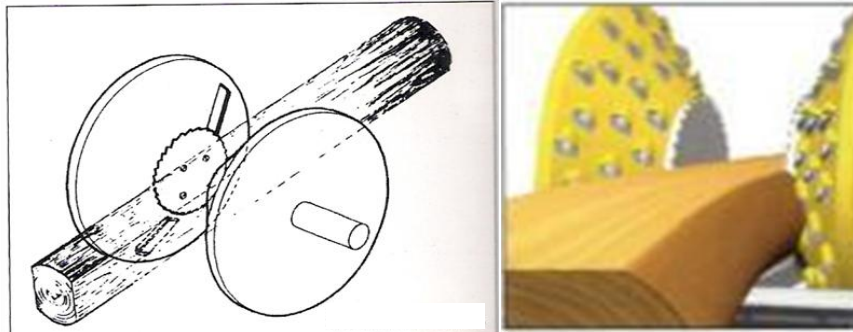
Una de las diferencias de esta línea de producción es la maquinaria utilizada. Se utiliza una sierra gemela, la cual elimina dos costados opuestos al mismo tiempo (ver **Figura 29**). Las dos sierras, ya sean circulares o de banda, colocadas de forma paralela en la dirección del avance de los troncos, realizan los cortes de los costados simultáneamente. (43)

Figura 29 Sierras gemelas y sierras circulares gemelas tangenciales

Fuentes: R. Tuset 1986, Vignote y Martínez 2006

Se pueden utilizar también elementos de corte que evitan el desperdicio excesivo de aserrín. La **Figura 30** muestra este tipo de máquina llamado en inglés Chips-Canter, cuya función principal es convertir el costado completo de la pieza en astillas que pueden ser aprovechadas en la industria de desintegración. (43)

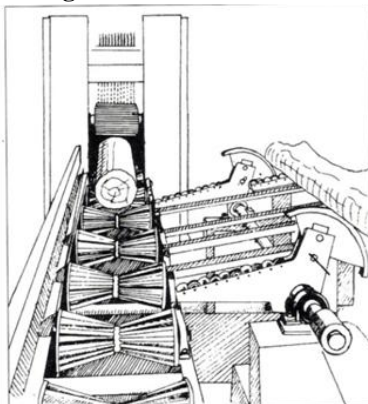
Figura 30 Chips-Canter



Fuentes: Vignote y Jiménez 1996, Vignote y Martínez 2006

Otra máquina usada en esta línea, es la sierra múltiple o alternativa, la cual puede realizar múltiples cortes perpendiculares a los realizados por la sierra anterior, distanciados entre sí, el grueso de las tablas deseadas. La sierra de esta máquina dispone de dientes que cortan hacia abajo y dientes que cortan hacia arriba. (43)

Figura 31 Sierra alternativa

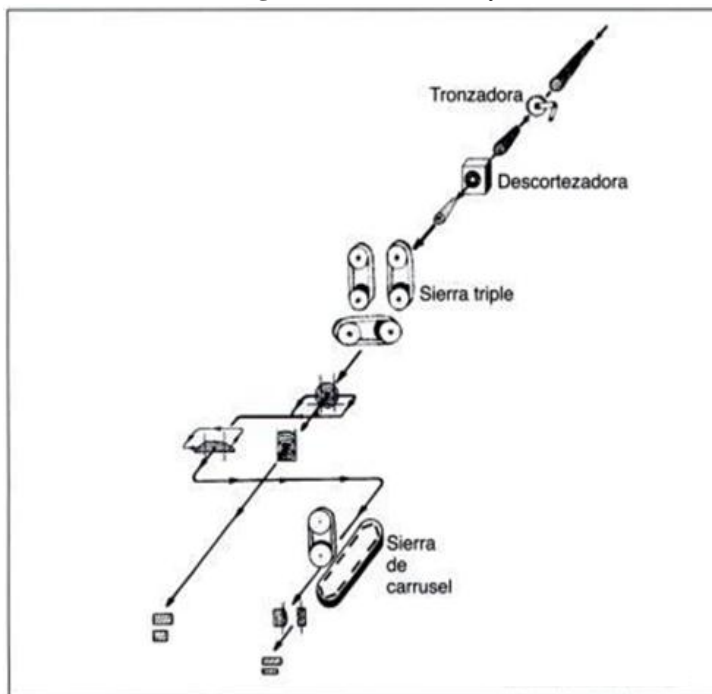


Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

c. Otras líneas de aserrado. Existen muchas líneas de aserrado, las cuales dependen del tipo de madera a procesar y el destino de esa madera. La línea Bonany es un ejemplo de éstas, la cual está adaptada al aserrado de madera delgada para la fabricación de tablas para envase. La **Figura 32** muestra esta línea de producción. Entre la maquinaria utilizada se encuentra:

- 1) **Sierra triple.** Esta máquina elimina de una sola pasada tres caras de la pieza, dejando como grueso de la pieza el ancho de la tabla.
- 2) **Reaserradora Carrusel.** Saca tabla de envase a través de varios cortes en una desdobladora, que obliga a las piezas a pasar en varias ocasiones. (43)

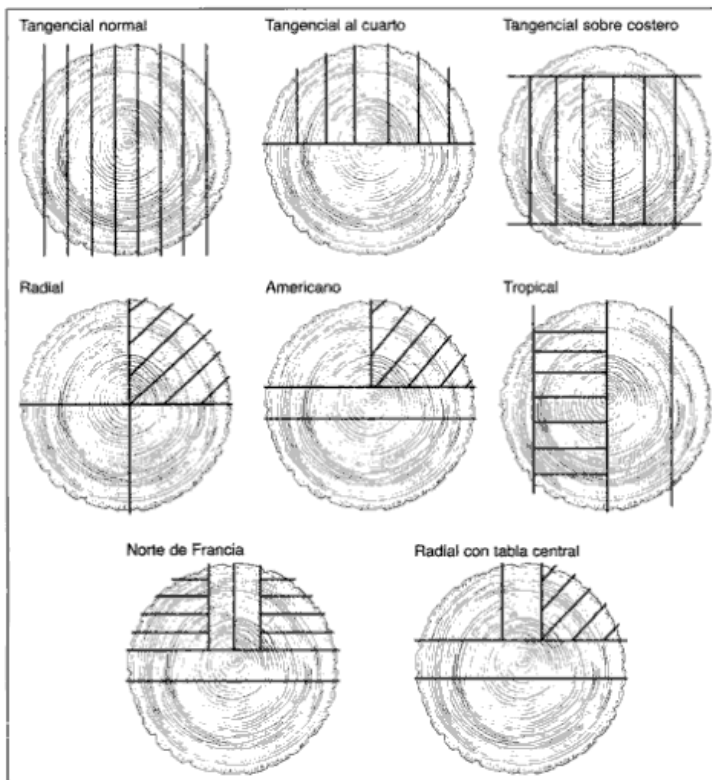
Figura 32 Línea Bonany



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Los cortes más usuales en la fabricación primaria de la madera son los siguientes: (44)

Figura 33 Despieces más usuales en madera



Fuente: Vignote y Martínez 2006

2. Secado de la madera. La humedad de la madera afecta prácticamente a todos los procesos de transformación de ésta. Por ejemplo: el agua puede interponerse entre la madera y la cola o el barniz, dificultando la realización de estos procesos. (43)

a. Ventajas de la madera secada adecuadamente:

- Se disminuyen los cambios en el tamaño de las piezas, ya que estos ocurren cuando hay un proceso no controlado de secado.
- Las juntas y ensambles son más resistentes.
- Aumenta la resistencia contra la pudrición y las manchas.
- La madera aumenta su trabajabilidad permitiendo mejores cortes y acabados.
- Los barnices y pinturas pueden aplicarse uniforme y efectivamente.
- Disminuye el peso para un mismo volumen, lo que acarrea economías en el transporte.
- Aumenta su capacidad de absorción en procesos de impregnación bajo vacío y presión
- Posee mayor aislación térmica.(6)

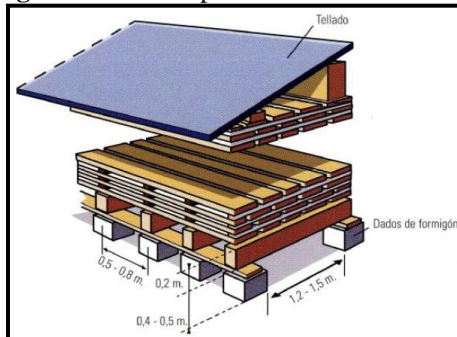
b. Humedad de secado de la madera. La humedad a la que debe secarse una madera es aquella que sea similar a la humedad de equilibrio higroscópico (HEH), del ambiente donde se vaya a instalar. Esta HEH es variable con la zona geográfica a la que se refiera y con la época del año. Al tener este cuidado, la humedad de la madera cambiará poco, y por lo tanto sus dimensiones no cambiarán drásticamente. (43)

c. Tecnologías de secado de la madera. Existen diversos métodos de secado, estos están clasificados en secado natural, secado artificial y procesos especiales de secado. El primero consiste, primordialmente, en el secado al aire libre y los otros dos tienen diversos métodos.

d. Secado natural (al aire libre). El secado natural o al aire libre es el que emplea procesos más lentos e ineficientes, pero es el más barato, en cuanto a inversión económica inicial se refiere. Es el método más simple y antiguo para secar la madera. Consiste en exponer ésta al aire libre, protegida de la lluvia y el sol hasta que el grado de humedad se encuentre en equilibrio con las condiciones del medio. Su principal ventaja con respecto a otros métodos, es su baja inversión inicial, en cambio, la tasa de secado es muy lenta cuando el clima es desfavorable para el proceso. (19)

La circulación del aire es el único factor sobre el cual se puede influir, mediante un adecuado encastillado y óptima ubicación del castillo. El castillo debe armarse de modo que haya un mínimo de contacto entre maderas, evitando su deterioro y permitiendo un libre flujo del aire a través de ellas. Respecto a su ubicación, éste debe estar situado en un lugar donde el viento pueda circular fácilmente. El tamaño del castillo suele adecuarse al vehículo que lo transporta, en todo caso su ancho y altura no deben sobrepasar los cinco metros, cuidando de formar chimeneas, que son espacios interiores que permiten una óptima circulación de las corrientes verticales. (19)

Figura 34 Castillo para el secado al aire libre



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

1) Secado artificial. El secado artificial consiste de diversos tipos de secado, entre ellos está el convencional, el presecado, secado a temperaturas normales, con aire caliente, con vapor sobrecalentado, por deshumidificación, etc. Los primeros tres son los más comunes por ser los de mediana rapidez y costos promedio, por lo que serán los que se detallarán seguidamente; los otros son procesos más rápidos pero más caros. (19)

a) Secado convencional. El secado convencional se caracteriza por utilizar temperaturas no superiores a los 85°C. Desde el punto de vista técnico, este proceso presenta una gran flexibilidad, adaptándose a cualquier programa de secado por sus características de diseño y la disponibilidad de vapor, lo que permite lograr cualquier humedad relativa dentro de la cámara de secado. (19)

Se utilizan normalmente cámaras cerradas donde a través de un programa de secado, basado en el contenido de humedad, característico para cada especie y espesor, es aplicado progresivamente, partiendo con temperaturas bajas y humedades relativas altas. A medida que el secado progresa, varían las condiciones, incrementando la temperatura y disminuyendo la humedad relativa. Estas cámaras son a su vez de dos clases: de compartimiento y progresivas. Las primeras se caracterizan en que toda la carga es constante en el proceso de secado, variando el operador las condiciones de temperatura y humedad relativa. En cambio en el secador progresivo, la carga va trasladándose lentamente a través del túnel donde las variables de secado están fijas y de diferentes valores en cada zona. (19)

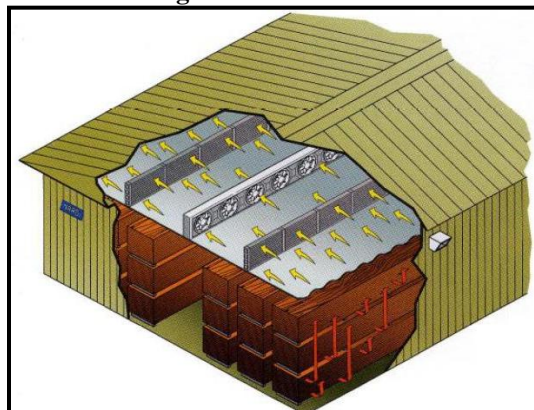
b) Secado a bajas temperaturas o presecado. Este proceso se realiza a temperaturas inferiores a los 45°C. La energía proviene del medio ambiente, de los rayos solares o de una fuente artificial. Sin importar el origen térmico, el aire cálido se mueve horizontalmente a través de las pilas de madera utilizando ventiladores. Cuando únicamente se usa la temperatura ambiente, los ventiladores trabajan sólo durante las horas más calurosas o secas del día, mientras que en los días frescos y húmedos o durante la noche, se apagan para ahorrar energía calorífica, el movimiento del aire debe ser permanente. (19)

El secado a bajas temperaturas casi siempre tiene como finalidad reducir el contenido de humedad de la madera desde el estado verde hasta un 20 a 30%, para evacuar de este modo toda el agua libre y como máximo una tercera parte del agua fija. Este sistema es ventajoso con respecto al secado al aire libre, pues además de llevar la madera a humedades semejantes en menor tiempo, permite obtener un producto de mejor calidad ya que las piezas siempre están protegidas contra el sol y la lluvia. (19)

Físicamente, un presecadero consiste generalmente en una gran bodega climatizada a una temperatura promedio de 40°C, durante todo el tiempo. Su capacidad varía entre 100 y 2,000 m³ para secar madera hasta un 20% de humedad. Dicha bodega tiene una o más puertas por donde entra la madera y otra al lado opuesto de iguales características por donde se retira. La humedad relativa del aire se mantiene dentro del rango deseado mediante ventiladores que permiten cambiar el aire húmedo por fresco. La velocidad del aire es de alrededor 1 m/s. (19)

Dentro de los presecaderos, los defectos que ocurren con frecuencia en un secado al aire libre se reducen al mínimo. El clima suave y constante que rige en él, minimiza las tensiones en la madera, sobre todo durante la primera fase de evacuación del agua libre. (19)

c) Secado a temperaturas normales. El proceso de secado a temperaturas normales se realiza entre 45°C y 90°C, y se lleva a cabo dentro de cámaras u hornos especialmente preparados para que no existan fugas de calor, en los cuales se puede controlar la temperatura, la humedad relativa y la velocidad del aire. (20)

Figura 35 Presecadero

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

La cámara posee un ventilador, que produce una corriente de aire transversal a la madera cuya velocidad es alrededor de 2 m/s, un sistema de calor, que permite alcanzar temperaturas de hasta 90°C y un sistema de regulación de la humedad. Para calentar estas cámaras, se utilizan diversas fuentes térmicas, siendo las más comunes el vapor de agua, el agua caliente y los calentadores o quemadores a base de combustibles derivados del petróleo y la energía eléctrica. (20)

El control de las condiciones climáticas se efectúa mediante termómetros y sensores del equilibrio del contenido de humedad, que permiten, por una parte, conocer la temperatura y humedad relativa del aire dentro de la cámara, y por otra, mantener mediante controles automáticos las condiciones ambientales deseables. (20)

La regulación de la humedad es complicada debido a que la madera aporta agua al secadero; además cuando se aumenta la temperatura disminuye la humedad relativa de la cámara y viceversa. Lo usual es que al principio del secado, la humedad se consigue mediante la regulación de los conductos que comunican con el exterior, pues no hace falta vapor dado que la madera aporta mucha agua. Por el contrario al final del secado, donde la temperatura de la cámara es muy alta y la madera aporta muy poca agua, se consigue inyectando vapor de la caldera. (20)

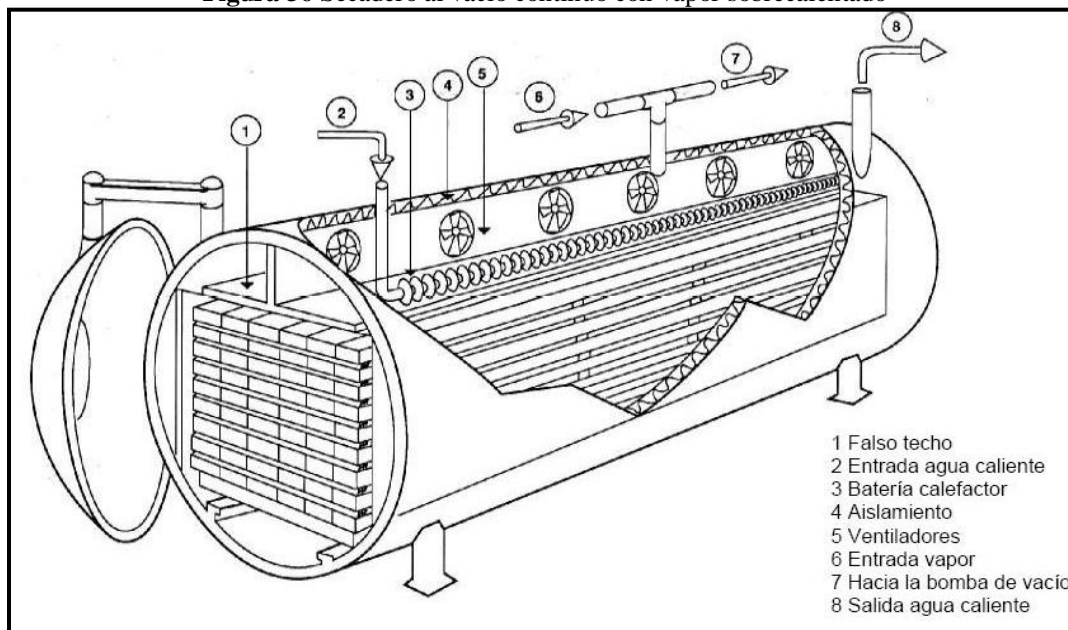
2) Procesos especiales de secado. Los procesos especiales de secado son aquellos que no utilizan el aire como fuente principal desecadora. Estos procesos tienen poca aceptación comercial debido a su costo, pero tienen gran utilidad en casos especiales. Entre estos procesos están: los métodos químicos, secamiento en líquidos oleosos calientes, secado al vacío, secado con vapores orgánicos y secado solar. En el presente trabajo se desarrollará solamente el secado al vacío, debido a su sistema innovador. (19)

a) Secado al vacío. Es un sistema reciente que se basa en el aumento de la velocidad que experimenta el agua en el interior de la pared celular cuando se reduce la presión atmosférica. Al aumentar la velocidad de circulación en el interior de la madera disminuye el gradiente de humedad y por tanto las tensiones de secado. Esto hace que se pueda realizar el secado más rápidamente que cualquier otro sistema, sin que exista el riesgo de fendas. (43)

El único inconveniente que tiene este sistema de secado es que, aunque con el vacío se aumenta la velocidad de movimiento del agua de la pared celular, no ocurre lo mismo con el agua libre, que tarda en eliminarse tanto como cualquier otro sistema. Por lo tanto, el sistema de secado al vacío sirve fundamentalmente para las últimas fases del secado. (43)

El secadero utilizado en este método es una cámara de vacío, que además dispone de ventilador, sistema de calefacción y de regulación de la humedad. A continuación se muestra este sistema: (43)

Figura 36 Secadero al vacío continuo con vapor sobrecalentado



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996)

3. Proceso de secado de la madera. En el proceso de secado, se elimina primero el agua libre y posteriormente el agua ligada. A continuación se detallan los pasos, que en general, se deben seguir al secar madera: (20)

a. Selección de la madera y apilado. La duración del secado de la madera es proporcional al espesor de las piezas. Por esto es importante reaserrarla a espesores cercanos a los requeridos, así como eliminar todas las irregularidades que afecten tanto la duración, como la calidad del secado. (20)

1) Clasificación. Antes del secado la madera debe ser clasificada tomando en cuenta las siguientes características, para hacer más eficiente el secado:

- Especie
- Calidad
- Dimensiones
- Estado fitosanitario
- Contenido de humedad inicial
- Contenido de humedad final (20)

2) Apilado. La homogeneidad del secado depende de la uniformidad del paso del aire a través de la pila, por lo cual es esencial el correcto apilado de las piezas de madera. El apilado horizontal es el sistema tradicional utilizado en el secado artificial convencional. (20)

b. Preparación de las cámaras. Al igual que la madera, las cámaras se deben preparar antes de cada carga, de esta forma se asegura un secado libre de defectos, uniforme y más rápido. Para verificar que la cámara esté funcionando adecuadamente se debe realizar una revisión al sistema de calefacción, sistema de ventilación, sistema de humidificación, sistema de control y registro y, finalmente, una inspección general. (20)

c. Conducción del secado. Para una correcta conducción del secado, el operario de la cámara deberá conocer las características de la madera a secar y el funcionamiento de la secadora, así

como tener una amplia experiencia en el manejo de programas de secado. De esta forma se garantiza que el operador podrá detectar fallas o realizar modificaciones durante el secado. (20)

d. Muestras para el control del secado. A medida que la madera se va secando, desarrolla esfuerzos que siguen un patrón asociado con los cambios de humedad. Como no es posible medir la humedad de cada pieza de madera durante el proceso, es necesario hacer muestreos representativos de toda la carga. Las muestras se colocan dentro de la pila, de tal forma que se pueda determinar su contenido de humedad periódicamente. Las piezas a las que se les realizan las pruebas son dañadas, pero esto es recompensado con la ventaja de poder controlar la humedad durante el proceso, y así garantizar buena calidad. (20)

e. Registro de los datos de secado. El registro de los datos de secado es una fase muy importante, ya que pueden ser utilizados como guía para operaciones futuras o como testigos de procesos anteriores; por esto, es importante que los datos se conserven. (20)

4. Efecto del secado de la madera. Muchas propiedades mecánicas resultan afectadas por los cambios de contenido de humedad por debajo del Punto de Saturación de las fibras (PSF). Muchas propiedades como el módulo de elasticidad, el módulo de ruptura, la compresión paralela de la fibra, la compresión perpendicular de la fibra, la tensión perpendicular de la fibra y la gravedad específica, aumentan con la disminución del contenido de humedad. (20)

a. Agrietamiento y rajaduras

1) Grietas superficiales. Ocurren en las caras de las tablas durante las primeras etapas del secado. Las causas más comunes del agrietamiento superficial son: el rápido secado en las primeras etapas del estacionamiento, o la súbita aplicación de un severo aumento en la tasa de secado en las últimas etapas. Una segunda causa del agrietamiento superficial es la aplicación de un tratamiento de elevada humedad a tablas cuyo centro ha secado bajo el punto de saturación de las fibras, seguido de un rápido resecado de la superficie. Por ejemplo, este problema puede ser causado por humedecimiento debido a la lluvia y un subsecuente rápido resecado. (44)

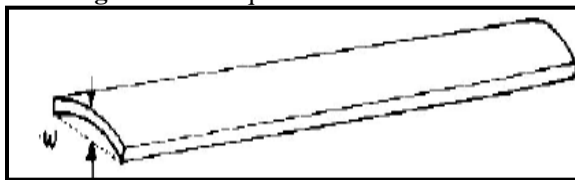
2) Grietas internas. Comienzan generalmente en las últimas etapas del secado como resultado directo de rigurosas condiciones de secado en las primeras etapas, que originan esfuerzos intensos de tensión en la superficie y de compresión en el centro. Las grietas se generan en el interior de la tabla pudiendo extenderse hasta la superficie. El excesivo agrietamiento interno se denomina "apanalamiento". (44)

3) Rajaduras. Son separaciones longitudinales de las fibras que atraviesa de una cara a la otra de la pieza. Ocurren en los extremos de una tabla debido a una rápida pérdida de agua, que origina esfuerzos de tensión. De todos los agrietamientos experimentados, éste es probablemente el más común y severo. (44)

4) Colapso. Es una contracción anormal que se presenta en la madera por encima del punto de saturación de las fibras, que distorsiona la pieza. Ocurre cuando se emplean elevadas temperaturas al principio o en etapas intermedias de la remoción del agua libre. Su apariencia es similar al apanalamiento; la superficie de la tabla aparece distorsionada debido al aplastamiento de sus células en una intensidad variable, dependiendo de la severidad del colapso. (44)

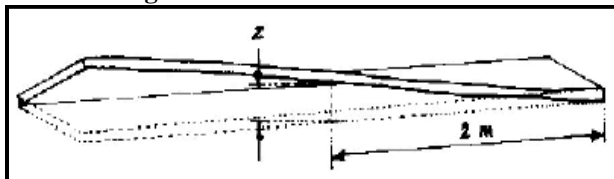
a. Torceduras. El término "torceduras" generalmente se considera en alguno de los siguientes casos:

- Acanaladura o abarquillado, que es la tendencia de algunas tablas de corte plano a desarrollar una curvatura a lo ancho de la pieza. (44)

Figura 37 Abarquillado en la madera seca

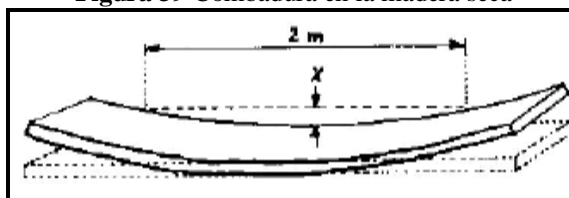
Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

- Revirado o alabeo, es la distorsión en el largo de la pieza. (44)

Figura 38 Alabeo en la madera seca

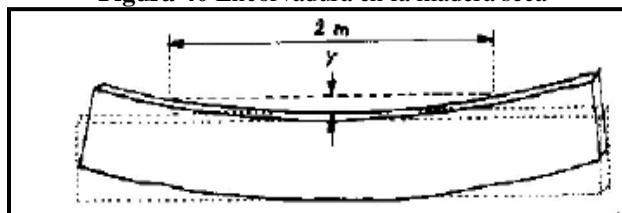
Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

- Combadura o arqueado, cuando la curvatura se encuentra a lo largo de la cara de la tabla. (44)

Figura 39 Combadura en la madera seca

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

- Encorvadura, que es la curvatura del lado o canto de una tabla. (44)

Figura 40 Encorvadura en la madera seca

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

b. Prevención del agrietamiento. El método adecuado de prevención del agrietamiento es aplicar las condiciones de secado más apropiadas para cada especie a ser secada. La severidad de los esfuerzos puede ser controlada por la condición de gradiente de humedad. (44)

3. Tratamiento de la madera. Se supone que la madera es un material perecedero y adecuado únicamente para estructuras tradicionales. Sin embargo, esto lo contradicen las estructuras construidas hace más de un siglo, y que aún están en buenas condiciones.

La madera está sujeta al ataque de agentes destructores, pero cuando se le protege contra hongos, insectos y barrenadores marinos, las propiedades de resistencia de la madera no cambian con el tiempo.

Los tratamientos contra la putrefacción o el fuego, no son dañinos a la madera, pero el método de aplicar sustancias químicas, si no se lleva a cabo correctamente, puede resultar en pérdidas de resistencia a

la madera. En cualquier proceso de tratamiento, se debe cuidar la temperatura y duración, porque un descuido puede resultar en una disminución en las propiedades de resistencia que se compensa solamente en una extensión de vida útil de la madera. (43)

Existen maderas resistentes a algunos e incluso a todos los agentes bióticos (hongos e insectos). Sin embargo, los agentes atmosféricos, como la humedad, la lluvia, el sol o los cambios de temperatura, atacan en mayor medida a todas las maderas. La humedad provoca hinchazón y aumenta la probabilidad de ataques de insectos y hongos. También puede provocar la aparición de grietas al volverse a secar. El sol provoca una degradación superficial que vuelve la madera grisácea (foto degradación). Y los cambios bruscos climáticos son los causantes principales de la aparición de fendas (grietas). (43)

Por tanto, siempre es conveniente proteger cualquier madera contra los agentes de degradación con el protector adecuado. Los protectores pueden ser fungicidas (protegen contra los hongos), insecticidas (contra los insectos), hidrófugos (contra la humedad), pigmentados o lasures (contra la acción de los rayos solares). (77)

a. Tipos de agentes de degradación de la madera:

1) Agentes bióticos destructores de la madera

a) Hongos. Algunas especies de hongos se han especializado en alimentarse de la materia orgánica de los árboles muertos, causándole manchas, como es el caso de los hongos denominados cromógenos, o pudrición, como es el caso de los hongos de pudrición. (43)

1. **Hongos Cromógenos:** Estos hongos se caracterizan porque se alimentan del contenido celular de las células vivas de la madera. El único efecto importante que produce en la madera es un cambio de coloración, pero en general no afecta a su resistencia, dado que no altera la pared celular, responsable de la resistencia de ésta. (43)

2. **Hongos de Pudrición:** En este caso los hongos se alimentan de la pared celular, causando por ello una pérdida de resistencia. Si el ataque es importante, impide cualquier tipo de uso que se le pueda dar, dado que se anula la resistencia, pudiendo desintegrarse por la simple acción de la presión de los dedos. (43)

b) Insectos. En el mundo existe una importante fauna de insectos que se alimentan de la madera muerta. Se pueden destacar los siguientes tipos de insectos Xilófagos:

1. **Lictidos (Polillas):** Estos insectos del orden coleóptera, se caracterizan porque las larvas se alimentan del almidón contenido en la pared celular, para lo cual practican galerías de alrededor de 1mm de diámetro, destruyendo la madera, y dejando tras de sí, un aserrín muy fino. Cuando la larva se hace adulta, sale de la madera dejando un orificio circular de 1mm de diámetro. Una vez fuera, busca aparearse, para después la hembra poner los huevos de los que saldrá la larva. El ciclo se suele repetir cada año. (43)

2. **Anobidos (Carcoma fina):** Estos insectos tienen un ciclo muy parecido a los anteriores, diferenciándose en que el alimento que aprovechan es la celulosa, tanto de coníferas como de frondosas, practicando galerías de unos 2 ó 3 mm de diámetro, dejando tras de sí un aserrín un poco menos fino. (43)

3. **Cerambicidos (carcoma gruesa):** Son insectos que, al igual que los anteriores, en fase de larva atacan a las coníferas, dejando orificios muy grandes alrededor de 6 mm de diámetro, taponados con un aserrín muy basto. La salida del insecto adulto se caracteriza por tener forma elíptica de alrededor de 6 mm de diámetro mayor. El ciclo de este caso es de varios años (3 a 11 años), lo que unido al diámetro de sus galerías, hace que los daños, antes de que se manifiesten los ataques sean importantes. (43)

4. **Termitas:** Son los ataques de insectos que pueden causar mayores daños a las maderas. Al contrario de los casos anteriores, el ataque lo producen los insectos adultos, de la casta obrera. Estos insectos no viven en la madera, sino en termiteros situados en el interior del suelo. Por las noches, las termitas salen para dirigirse a la zona donde se encuentra madera para alimentarse. (43)

Tabla 14 Riesgo de degradación de la madera por agentes bióticos

Clase de riesgo	Condición de exposición	Tipos de elementos	Posibilidad de ataques		
			Hongos	Termitas	Polilla - Carcoma
A	Sin riesgo de humedad	En general todos los elementos de interior de viviendas: carpintería, muebles, etc.	Nulo	Eventual	Eventual
B	Riesgo de humedad accidental	Ídem en proximidades de desagües o pérdidas de fontanería, etc.	Escaso	Eventual	Eventual
C	Riesgo de humedad intermitente	Elementos de interior situados en zonas de condensaciones: Carpintería de exterior. Muebles de exterior	Importante de desarrollo lento	Eventual	Eventual
D	Riesgo de humedad permanente	Elementos en contacto con el suelo o con agua	Importante de desarrollo rápido	Eventual	Eventual

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

2) Agentes atmosféricos destructores de la madera

a) **Degradación por la luz.** El espectro ultra-violeta de la luz descompone la celulosa, produciendo la disgregación de la madera. La acción de la luz es lenta al inicio, pero aumenta, a medida que avanza la degradación, dado que la propia madera degradada sirve de protección al resto. Al cabo de 100 años de exposición, la degradación solo afecta a los primeros milímetros de la madera. La degradación por la luz es más rápida si se combina con el deslavado que puede producir la lluvia, que arrastra la celulosa descompuesta de la superficie, produciendo la degradación denominada madera meteorizada. (77)

b) **Degradación por el fuego.** La madera se considera el combustible más tradicional generando la idea que la madera es un material muy peligroso en los incendios, lo cual es parcialmente cierto, pues es uno de los materiales más resistentes al fuego. Como se menciona en el **Capítulo VI de Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera**, una vez que la madera entra en combustión se forma una especie carbón en las capas externas retrasando la difusión de calor al interior. (43)

Pero como se había hablado anteriormente en el **Capítulo VI de Propiedades Físicas y Mecánicas de la Madera**, de propiedades térmicas, el calor específico de la madera es bajo, y pierde humedad al calentarse causando una mayor resistencia antes de romperse. (77)

b. Tipos de productos protectores. Los productos protectores se clasifican según los siguientes aspectos:

1) Por la acción protectora que se realiza:

a) **Insecticidas.** Protegen frente a la acción de los insectos Xilófagos. El tipo de insecticida más común utilizado es el que se basa en Lindano, u otros productos órgano-cloradores

de grave acción sobre el medio ambiente. Otros productos, tales como los piretroides, tienen una acción más respetuosa con el medio ambiente. (43)

b) Fungicidas. Protegen frente a la acción de los hongos Xilófagos. El tipo de producto fungicida en el que se basa es el arsénico, cobre, cinc y boro, en el caso de fungicidas de pudrición, y pentaclorofenato. Todos estos productos son de acción medioambiental muy grave. Otros productos de nueva formulación tales como el dos ticianometil tiobenzotiazol o el ocho hidroxiquinoleato de cobre tienen una débil acción sobre el medio ambiente. (43)

c) Ignifugo. La acción que realiza es la de elevar la temperatura del punto de inflamación de la madera, de tal forma que la clasificación M-3 (mediamente inflamable) y/o M-4 (fácilmente inflamable) que normalmente posee la madera, en cuanto a su reacción al fuego, puede convertirse en M-2 (difícilmente inflamable) o M-1 (no inflamable) en función del grado de ignifugación al que haya sido sometida dicha madera o tablero derivado. La clasificación mencionada es tomada de la norma UNE. EN 13986:2002. (51)

d) Protectores de la luz. Suelen ser pinturas con pigmentos metálicos que tapan totalmente la veta de la madera, o barnices pigmentados, en los que la veta de la madera se mantiene, aunque la oscurece. (43)

2) Por el tipo de disolvente con que se aplica:

a) Orgánicos. El disolvente es orgánico, el carácter mojante y apolar de estos disolventes, hace que sean los protectores que con mayor facilidad penetran en la madera. Son transparentes, por lo que no producen manchas en la madera, y son generalmente compatibles con gran parte de los barnices de fondo y acabado de la madera. Por esto, este tipo de protector es el más utilizado para la industria de carpintería y mueble. (43)

Se suelen aplicar después del lijado y previo a la aplicación del fondo.

b) Sales. El disolvente es el agua. Se utiliza para el tratamiento de maderas húmedas (contenido de humedad cercano al 30%), aprovechando la difusión de las sales en la propia agua de la madera. Su aplicación está restringida a la industria de primera transformación (aserrado), o a la industria de apeas y postes. (43)

c) Creosotas. Son derivados de petróleo y la hulla. Este tipo de producto protector se caracteriza por su dificultad de penetración y por manchar la madera, haciendo incompatible la madera tratada con cualquier acabado noble de la madera. Sólo se utilizan para el caso de postes, apeas y estacas, así como en traviesas. (43)

3) Por el tipo de protección que se pretende hacer:

a) Protección preventiva. Lo que busca es evitar que la madera pueda ser atacada por agentes destructores de la madera

c. Tipos de tratamientos

1) Tratamientos superficiales. Estos tratamientos se caracterizan porque la penetración del protector en la madera no supera unos milímetros de profundidad, por lo que son indicados en los casos en los que la madera no va estar expuesta a riesgos de humedad, o del ataque de termitas, como es el caso de maderas situadas en el interior de los edificios. También se aplica sobre maderas húmedas, para prevenir del azulado mientras la madera se seca. (43)

Los tipos de tratamientos aplicables son el pincelado, la pulverización o la inmersión rápida o breve de la madera en un producto protector formado a partir de insecticidas. Con la penetración de unos milímetros del protector en la madera, es suficiente como para evitar el ataque superficial de los insectos

Xilófagos, o proteger del azulado durante el secado. (43)

La profundidad del tratamiento depende del tipo de producto protector, de la facilidad de penetrabilidad de la madera y de las condiciones de la misma. El tipo de producto protector que se aplica depende del tipo de pieza de madera que se quiera tratar. Así en carpintería y muebles, el tipo de producto que se utiliza es el orgánico, con aplicación mediante el pincelado o pulverización. En la industria del aserrado, el tipo de producto que se utiliza son las sales, aplicadas mediante inmersión breve en balsa preparada para el efecto. (43)

2) Tratamientos en profundidad. Estos tratamientos son los más indicados para madera expuesta a riesgos de humedad, al ataque de termitas, madera en contacto con el suelo, o estando en el interior de edificios que tenga el riesgo de ataques de termitas.

Los tipos de tratamientos aplicables son: el sistema Boucherie, la inmersión caliente y fría, o como medio más industrial, el tratamiento en autoclave. El último se realiza mediante la aplicación de un producto protector del tipo insecticida-fungicida. Estos sistemas consiguen introducir profundamente el producto protector en la madera, y así evitar el ataque de hongos e insectos. (43)

a) El sistema Boucherie. El sistema Boucherie o de sustitución de savia, se utiliza en madera en rollo, recién cortada (no deben pasar más de 2 ó 3 semanas de haber sido cortada), introduciendo la madera en un depósito durante varios minutos, para que el producto protector vaya ocupando la savia del árbol, y con ello proteger a la madera. Su uso se reduce casi exclusivamente al tratamiento de estacas y apeas. (43)

El sistema caliente y frío se basa en introducir la madera en un depósito caliente, ocasionando que los poros de la madera se abran, facilitando la entrada del producto protector. Por ello, el primer paso del proceso es meter la madera en un depósito con el producto protector en caliente o con el disolvente en caliente, y después de haberla mantenido unos minutos, mantenerla durante varias horas en un depósito con el producto protector en frío. (43)

b) El tratamiento en autoclave. Este tratamiento es el único de carácter industrial porque garantiza profundidad y retención con eficacia. El aparato donde se lleva a cabo se llama “autoclave” y es un cilindro de acero, que dispone de una bomba de vacío y otra de presión. Con la bomba de vacío se saca el aire de la madera y se abren los poros de ésta. También se utiliza para sacar el producto protector sobrante en la madera. Con la bomba de presión se persigue facilitar la entrada del producto protector de la madera. En función de la facilidad o dificultad de tratamiento de la madera, o del tipo de producto que se aplique, o de la intensidad del tratamiento que se desee, se modificará la presión y el tiempo de cada una de las fases del tratamiento. (43)

Entre los tratamientos en autoclave, el proceso más corrientemente utilizado actualmente es el tratamiento por inyección llamado proceso Bethell. El principio consiste en llenar enteramente de producto todas las células de la madera hasta la saturación completa (proceso con las células llenas). (73)

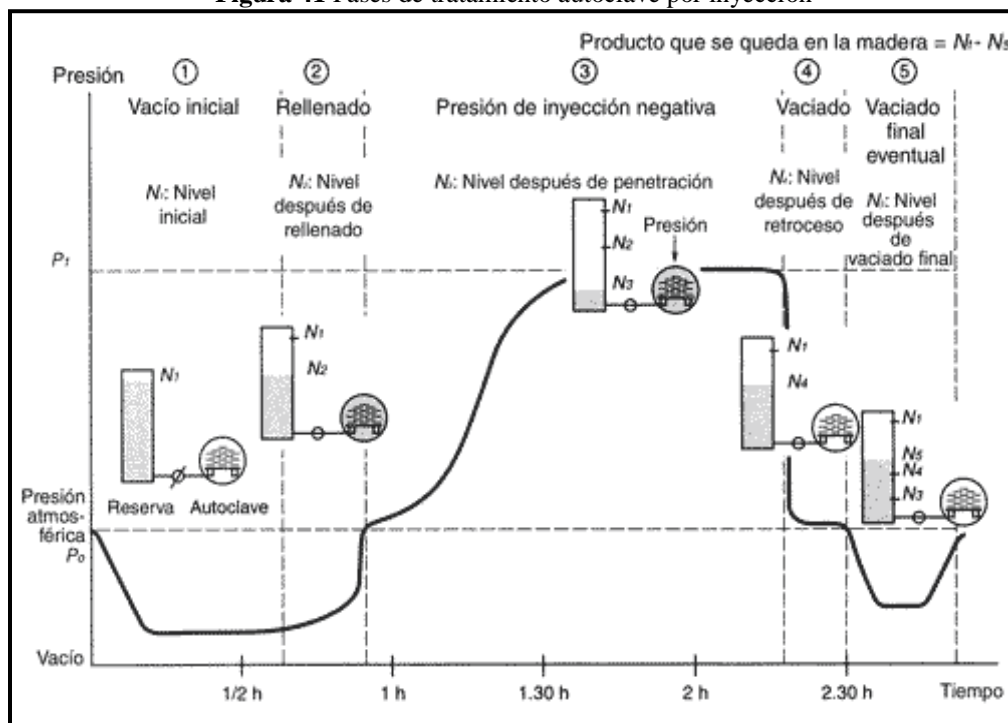
Cualquiera que sea el reglaje del ciclo, el principio es el mismo:

- Antes del tratamiento, las maderas deben estar imperativamente secas, a una tasa de humedad inferior a 25%.
- Introducción de la carga de la madera en el cilindro autoclave. Vacío inicial para sacar el aire contenido en las células (vacío de al menos 85% durante 30 a 60 minutos por lo menos).
- Rellenado del autoclave con producto de tratamiento, manteniendo el vacío.
- Parada del vacío y aplicación de una presión de 10 a 12 bares: La madera sin aire, absorbe espontáneamente el producto y la presión aplicada permite acelerar la absorción. Esta presión se mantiene hasta la saturación completa, que corresponde al llenado total de los vacíos celulares accesibles. Según las especies y las secciones, esta fase puede durar de 30 minutos a 3 horas y algunas veces más.
- Vaciado del producto.

- Aplicación de un vacío final, destinado a reequilibrar las presiones internas en la madera, a detener el avance de aire que había sido comprimido durante la fase de presión y para obtener una superficie de madera resudada, sin goteo al salir del autoclave.

La **Figura 41** siguiente ilustra las fases sucesivas de un tratamiento en autoclave por inyección (proceso Bethell).

Figura 41 Fases de tratamiento autoclave por inyección



Fuente: Revista Protecma

4. Tratamientos a aplicar. El tipo de producto protector a utilizar y el sistema de tratamiento que debe utilizarse, en cada una de las situaciones en que se vaya a utilizar la madera, depende de la clase de riesgo de ataques a la que vaya a estar expuesta la madera. Con cada una de estas situaciones de riesgo, se debe aplicar un tratamiento protector en el que se dé la dosis idónea del producto y la profundidad a la que existe riesgo de ataque. (43)

De acuerdo a esas clases de riesgo el tratamiento a aplicar será de acuerdo a la **Tabla 15**.

5. Ventajas de la madera tratada:

a. Protección insecticida, fungicida e hidrófuga. La fiabilidad es total frente a los agentes bióticos (termitas, carcoma, hongos, entre otros) que normalmente la atacan, excepto en aquellas partes que están directamente en contacto con el suelo y las humedades permanentes. (43)

b. Estabilidad dimensional de la madera. La madera tratada y sometida a una humedad intermitente mantiene su tamaño y forma.

Las juntas ensambladas no estarán sometidas a los esfuerzos perjudiciales ocasionados por la dilatación y contracción de la madera. (43)

Las capas de pintura o acabados posteriores al tratamiento, permanecerán sin romperse durante un largo período, gracias a la estabilidad de la superficie a la cual están adheridas.

Tabla 15 Tratamiento según riesgos

Clase de protección	Condiciones de exposición	Tipos de elementos	Categ. de riesgo	Tipo protección	Medidas a adoptar en cuanto a protección de madera	Producto	Cantidad de aplicación	Método de tratamiento
1	Sin riesgo de humedad Maderas de interior desempeñando funciones no estructurales o de acabado	Muebles de interior Parquet Escaleras interiores Puertas	A	Superficial	Tratamiento químico preventivo facultativo dependiendo de: -Riesgo de ataques de insectos de la zona	Fondo o imprimación	80-120 ml/m ²	Pincelado Pulverización Inmersión
						Salas hidrosolubles	50 gr/m ²	Difusión Inmersión
2	Sin riesgo de humedad Maderas de interior desempeñando funciones estructurales	Viguería Armaduras Cerchas	A	Superficial	Tratamiento químico preventivo aconsejable	Fondo o imprimación	80-120 ml/m ²	Pincelado Pulverización Inmersión
						Salas Hidrosolubles	50 gr/m ²	Difusión Inmersión
						Fondo o imprimación	250 ml/m ²	Pincelado Pulverización Inmersión
						Salas Hidrosolubles	3-4 kg/m ³	Difusión Inmersión
3	Riesgo de humedad accidental Maderas de interior con riesgo accidental de humedad desempeñando funciones no estructurales	En proximidad de desagües o pérdidas de fontanería	B	Media	Medidas constructivas que eviten el riesgo accidental de humedad	Doble vacío	15 kg/m ³	Doble vacío
						Imprimación o fondo	250 ml/m ²	Inmersión
						Salas hidrosolubles	5 kg/m ³	Autoclave (vacío-presión)
4	Riesgo de humedad intermitente Maderas sometidas a ciclos de humedad y sequedad sin estar en contacto con el suelo estructuras expuestas total o parcialmente a precipitaciones	Carpintería exterior Pórticos Pérgolas Muebles de jardín, urbano-exterior	C	Media	Tratamiento químico preventivo obligatorio en el caso de no respetarse las medidas constructivas	Doble vacío	25 kg/m ³	Doble vacío
						Salas hidrosolubles	8 kg/cm ³	Autoclave (vacío-presión)
4	Riesgo de humedad permanente Maderas en contacto con una fuente de humedad permanente (suelo o agua) que haga que la humedad supere el 20% en todo momento	Pilares Cerchas Sótanos Construc. rurales	D	Profunda	Tratamiento químico preventivo obligatorio	Salas hidrosolubles	8 kg/cm ³	Autoclave (vacío-presión)
						Doble vacío	25 kg/m ³	Doble vacío

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

c. Aspecto de la madera tratada. Finalizada la impregnación, la madera sale seca al tacto y a las pocas horas está completamente seca. Por ello la madera tratada con éste tipo de impregnante no mancha. (43)

La madera mantiene su tonalidad inicial ya que el impregnante es completamente incoloro. Tampoco desprende olor una vez evaporado el disolvente que contiene.

d. Acabados. El tiempo que debemos esperar para poder pintar, barnizar o encolar es corto, razón por la cual se puede aplicar en el mismo proceso de carpintería. (43)

Es compatible con todo tipo de colas (excepto las de caseína) y con los productos de acabado de la madera, lasures, barnices y pinturas. (43)

No tiene efectos corrosivos para las piezas metálicas y no degrada los plásticos que se utilizan posteriormente al tratamiento.

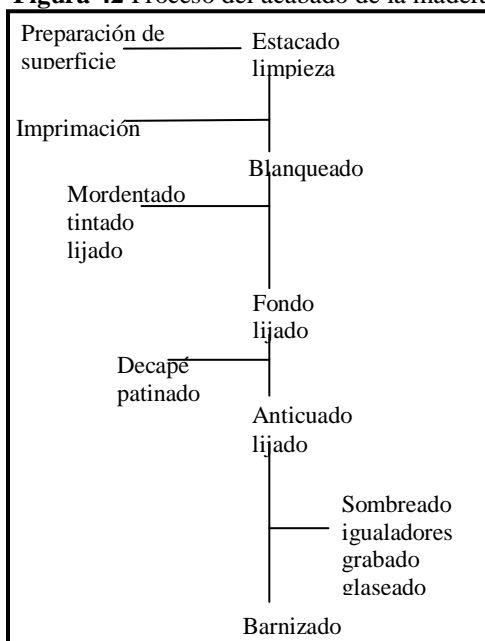
e. Duración. La vida de la madera tratada es muy superior a los de la madera que no ha recibido tratamiento, con lo que se mejora notablemente su mantenimiento. (43)

6. Acabado de la madera. El objetivo que la madera tenga un acabado es para destacar las cualidades estéticas que tiene, darle el tono, el tacto y el brillo que se adecúe; y que todas estas cualidades permanezcan con el paso del tiempo, o por otros factores como la luz, humedad, desgaste, temperatura, entre otras. (43)

En el caso que la madera sea para la intemperie se recomienda que tenga el proceso de autoclave y sin barniz, o todos sus procesos para tener al final un barniz que proteja la madera a los ataques que causa la humedad, radiación del sol entre otros. (43)

a. Fases del acabado. Aunque existe una amplia cantidad de productos en el mercado, no hay ninguno de éstos que haga las funciones de todos los procesos que la madera necesita para darle el acabado requerido.

Figura 42 Proceso del acabado de la madera



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

1) Preparación de superficies. El objetivo de esta etapa es resaltar la veta o darle veta a alguna madera que no lo tenga. Para ello, existen distintas formas de hacerlo.

- Rascando con un cepillo de cerdas duras, que pueden ser clavos de acero. Resalta la madera blanda (formada en primavera) de la fuerte (formada en otoño), para eso se desgastan los anillos de la madera. Después de pasar el cepillo de cerdas duras, es bueno pasar un cepillo con cerdas más suaves para suavizar la textura de la madera.
- Rascar con arena, se proyecta sobre la madera con presiones de 6 kg/cm^2 , partículas de arena de 1 milímetro de diámetro.
- Quemado con un soplete y después quitar la madera quemada con un cepillo de raíz.
- Arañar la superficie de la madera, con lijas de grano muy basto, no se muestra la veta pero se crea irregularidades en la superficie y al finalizar el patinado se puede resaltar y mejorar como luce la madera. (43)

2) Estucado. Esta etapa es en la que se eliminan los defectos manifestados en la madera que no se pudieron eliminar con el lijado, como astillados, bolsas de resina, pequeñas fendas, entre otros. Se pueden aplicar masillas, del mismo tono de la madera con una espátula. Se realiza antes del último lijado. (43)

3) Limpieza. En esta etapa se realiza una limpieza para que ninguna sustancia se ponga entre la madera y el barniz, el material puede ser como aserrín producido durante la lijada de la madera, o polvo del mismo ambiente. (43)

Se limpia para que el barniz se pegue directamente a la madera y no se desprenda por alguna sustancia entre estos dos. Se realiza mediante un cepillo manual o eléctrico, conjunto a una aspiradora para quitar el polvo del ambiente.

4) Imprimación. Ésta es una capa de barniz de imprimación que actúa para cerrar el poro que contenga la madera, realizado mayormente en maderas aceitosas donde la adherencia del barniz se dificulta, como palisandro, guayacán, teca, entre otros. El barniz de imprimación tiene que ser compatible con las sustancias de la madera y del barniz de acabado posterior. (43)

5) Blanqueado. En esta parte del proceso se uniforma el color de la madera decolorándola, aunque sin alterar la veta y malla de la madera.

El método más popular es utilizando agua oxigenada de una concentración de 30%, el agua oxigenada necesita ser activada con amoníaco. Para la aplicación se utilizan pistolas de los dos productos. También están otros químicos que se pueden utilizar para el blanqueado como cloro y ácido oxálico. (43)

Para obtener un mayor blanqueado no es necesario utilizar más productos, sólo aplicar más capas de estos productos.

6) Tintado o teñido. Después del blanqueado a la madera se le quiere dar un color, respetando la veta y malla de la madera.

Para esta etapa existen diferentes productos en el mercado, formados por un aglomerante que contiene unos pigmentos que producen el color deseado en la madera y también un disolvente. (43)

La aplicación de estos productos se realiza con el equipo del barniz, que es la pistola y rodillos. El uso del producto es en cantidades pequeñas aproximadamente 100 gr/m^2 . (43)

Los productos para el teñido de madera se pueden clasificar según su disolvente, los más comunes son:

a) **Disolvente a base de agua.** Se caracterizan por ser baratos y eficientes, aunque puede que levanten la fibra de la madera, y sea necesario lijarla de nuevo. El secado es tardado y no penetra mucho en la madera, es un problema porque puede que no llegue a cubrir el fondo de los vasos para maderas de vasos grandes. (43)

b) **Tintes orgánicos.** Son a base de etileno-glicol, aceitados y/o alcoholes. Son más caros que los que son a base de agua, su penetración es mayor y entintan los vasos muy grandes. (43)

7) **Fondo o tapaporo.** Ya después de todos los productos utilizados anteriormente, esta etapa lo que busca es fijar todos esos productos y preparar la superficie de la madera para la aplicación del barniz final. Su función es tapar los poros y pequeñas imperfecciones que pueda tener la madera sobre la superficie de la madera, sirviendo de elemento de anclaje entre el barniz final y la madera. (43)

El producto para hacer esta tarea debe ser compatible tanto con la madera que se va a aplicar, como con el barniz final a utilizar, también debe tener capacidad de cubrir, enrasar y secar fácilmente, así como ser removido con lija. Esta etapa es inevitable, es fundamental para que el barniz final quede aplicado correctamente. (43)

8) **Patinado.** En esta etapa se trata de resaltar alguna característica propia de la madera, que pueden ser los vasos de la madera de primavera y verano-otoño. Para esto se aplica con profundidad un tinte laca y masilla, para impregnar el fondo de los vasos o el mayor desgaste de la madera de primavera conseguida con la preparación de superficie o cualquier otra irregularidad propia de la madera. (43)

Todo el exceso de tinte se remueve con un paño de la superficie, es decir, que el producto junto con las irregularidades de la madera permanezcan en el fondo de los vasos y se destaquen las propiedades estéticas requeridas. Otra opción es permitir que el producto se seque y después lijar. El resultado de esta etapa es que el color del patinado se aprecia en las zonas de la madera hundidas y el color de fondo en las zonas sobresalientes de la madera. (43)

9) **Decapé o Guas.** Al igual que en la operación anterior, ésta busca destacar alguna característica. La diferencia es que la laca se aplica superficialmente y no se remueve, es decir, la madera la absorbe por completo, sin quedar residuos, mientras que la zona que no tiene vasos queda impregnada. (43)

10) **Anticuoado.** Esta etapa consta de darle diferentes colores deseados, pero de forma aleatoria para que la madera tenga varios tonos o diferentes colores en distintas partes de esta. (43)

11) **Sombreado, entonado, grabado, glaseado.** Este grupo de operaciones busca embellecer a la madera. En el caso del sombreado, la madera adquiere profundidad; el entonado, mejora la igualdad del tono en toda la madera; el grabado coloca un adorno en la madera; el glaseado le da un toque de antigüedad, se aplica pintura de contraste quitándola antes de su secado, para que quede en el interior de las irregularidades de la madera. (43)

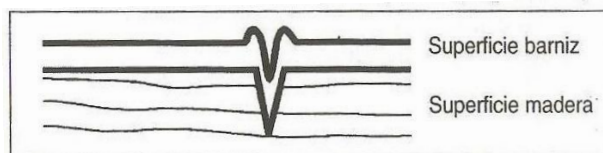
12) **Barniz final.** Esta es la etapa que realmente protege a la madera, le da brillo y buen tacto. Por lo que escoger el barniz adecuado es sumamente importante para las amenazas que sufra la madera o para el acabado requerido. (43)

13) **Pulido.** En esta etapa se busca que la madera tenga brillo por desgaste y calor producido por frotamiento con un paño, con una pasta abrasiva. Estas pastas pueden ser líquidas, que son las más usadas, ya que no calientan demasiado el barniz; y las sólidas. (43)

b. Criterio para la elección del barniz. El mercado ofrece gran cantidad de tipos de barnices según las necesidades del cliente. La elección del barniz adecuado depende de muchos factores, algunos de los cuales se explicarán a continuación:

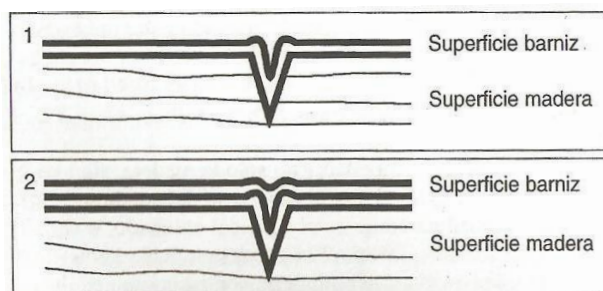
- Contenido de aceites, resinas y otras sustancias
- Puede que el barniz no pueda cumplir su función porque la madera tiene mucho aceite, resina o alguna sustancia que se interpongan con la madera
- El poder de cobertura
- Gramaje (Peso en gramos del papel por metro cuadrado.)
- Hay ciertos productos que al aplicar gruesas capas de barniz pueden surgir problemas importantes para la superficie, como en el secado. (43)

Figura 43 Aspecto de la superficie según el espesor y número de capas de barniz, aplicación de barniz en gramaje alto (1 aplicación)



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Figura 44 Aspecto de la superficie según el espesor y número de capas de barniz, aplicación de barniz en pequeños gramajes (2 aplicaciones)



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Tabla 16 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Exigencias del soporte

	Celulósicos y nitrocelulósicos	Endurecibles al ácido	Poliuretanos	Barnices U.V.	Poliacrílicos	Hidrosolubles
Contenido en aceites, resinas	Problemático	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Depende del polímero
Contenido de humedad de la madera	No muy elevada	Inferior al 10%	Acepta humedades del 14%	Hasta 12%	Hasta 12%	Depende del polímero
Presencia y tamaño de poros	Adecuado	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Puede dar problemas	Depende del polímero
Porosidad o permeabilidad	Problemático en tableros	Problemático en tableros	Problemático en tableros	No problemático	No problemático	Depende del polímero
Forma de la superficie	No problemático	No problemático	No problemático	No problemático	No problemático	Depende del polímero
Calidad de la superficie	No problemático	No problemático	No problemático	No problemático	No problemático	Depende del polímero

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Tabla 17 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Medios tecnológicos disponibles

	Celulósicos y nitrocelulósicos	Endurecibles al ácido	Poliuretanos	Barnices U.V.	Poliacrílicos	Hidrosolubles
Sistemas de aplicación de los barnices	No problemático	Indiferente	No problemático	No en rodillos	No problemático	No restricciones
sistema de lijado disponibles	No problemático	No es lijable (sólo para acabados)	No problemático	Sólo a máquina	Sólo a máquina	No restricciones
Sistemas de secado disponibles	Por convección hasta 80°C en forma progresiva <0.5 a 1 °C/min	Puede darse alta temp. En hornos	Puede darse algo de calor, también se puede aplicar U.V.	U.V. formulado con fotoiniciadores	U.V. formulado con fotoiniciadores	Para infrarrojos

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Tabla 18 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Características de aplicación del producto

	Celulósicos y nitrocelulósicos	Endurecibles al ácido	Poliuretanos	Barnices U.V.	Poliacrílicos	Hidrosolubles
Su formulación	1 componente	2 componentes	2 componentes, almacenamiento y formulación estricta	2 ó 3 componentes	2 ó 3 componentes	1 ó 2 componentes
El tipo de vida del producto	Larga	Mezclado, más de 4 horas	Muy corta	Preparado 15 min	Preparado 15 min	Elevada
El poder de cubrición	Muy pequeña	Media a pequeña	Alta	Muy alto	Muy alto	Pequeño
Gramaje	< 140 gr/m (riego de vetado)	< 350 gr/m (riego de cuarteo)	< 120 gr/m	máximo 450 gr/m	< 50 gr/m con rodillo	100 a 150 gr/m
Condiciones ambientales	Hr <80%, ventilación suave	Hr <70%; T>15°C, mucha ventilación	T> 20°C Hr < 65%	15°< T > 35°C , ventilación suave	15°< T > 35°C , ventilación suave	Hr < 85%, ventilación suave
Tiempo de presecado o gelificación	5 a 20 min	5 a 10 min	Imprescindible (medio)	25 min		
Tiempo de secado	Medio (alrededor de 30 a 45 min)	Depende temperatura	Medio (según formulación)	Medio a rápido, U.V. instantáneo	Medio a rápido, U.V. instantáneo	Alto
Compatibilidad con otros barnices	Problemas con barnices fuertes	El fondo debe ser poliéster o poliuretano	Sin problemas	No problemático		Depende del polímero
Medios de secado	Débiles, por calor sin sobrepasar los 45°C	Horno convencional	Calor (sólo en barnices lentos y medios) y U.V.	Horno y U.V.		Horno

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Tabla 19 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Características del barniz

	Celulósicos y nitrocelulósicos	Endurecibles al ácido	Poliuretanos	Barnices U.V.	Poliacrílicos	Hidrosolubles
Brillo	No muy alto	No proporciona alto brillo	Alto	Alto	Alto	Alto
Color	Transparente	Transparente	Amarillea	Violáceo suave	Violáceo suave	Transparente
Adherencia	Mediana	Muy buena	Alta	Medio	Medio	Buena
Elasticidad	Mala	Escasa	Alta	Mala	Mala	Buena
Dureza	Media	Alta	Media a alta	Muy alta	Muy alta	Pequeña
Resistencia a productos domésticos	Mala	Media	Alta	Problemático	Problemático	Depende del polímero
Envejecimiento	Medio a malo	Mala	Resistente	Alto	Alto	Depende del polímero
Resistencia a la intemperie	Mala	Media	Alta	Mala	Mala	Pequeña

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

Tabla 20 Comparación entre diferentes tipos de barnices: Según uso

	Celulósicos y nitrocelulósicos	Endurecibles al ácido	Poliuretanos	Barnices U.V.	Poliacrílicos	Hidrosolubles
A poro abierto/cerrado	No adecuado en poro cerrado	No adecuado en poro cerrado	Según necesidad	Poro cerrado	Poro cerrado	Depende del polímero
Acabado brillante/mate	Brillante (formulado)	Mate	Según necesidad	Brillante	Brillante	Depende del polímero
Interior/Exterior	Interior	Interior	Según necesidad	Interior	Interior	Interior

Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

c. Productos para superficies de madera interior y exterior del mercado:

1) **Barniz al agua brillante.** Si se necesita proteger la madera y a la vez lograr finas terminaciones con un brillo destacado, con una alta resistencia y sin olor. (43)

2) **Barniz sintético mate.** Aplicado a la madera, este producto concilia una buena protección destacando el fino acabado en mate, que realza la veta de la madera. Ofrece buena resistencia al uso cotidiano y un rápido secado. Se recomienda en algunas marcas diluir un poco el producto. (43)

3) **Barniz cristal poliuretánico.** Especial para contrarrestar los efectos del clima, que producen cuarteaduras, deterioros, desluciendo la madera. Indicado en climas adversos. Los derivados poliuretánicos le brindan mayor dureza, lo que le ofrece una excepcional resistencia a la intemperie. (43)

4) **Barniz sintético brillante o satinado.** Ideal para buscar acabados decorativos en madera, de buena resistencia. Se caracteriza por una delicada terminación, ofreciendo una elevada duración a la intemperie. Utilizado en interiores como en exteriores. (43)

5) **Barniz marino con filtro UV.** Superficies de madera muy expuestas a la acción del agua, en climas muy húmedos o en contacto con ella, este barniz está formulado con inhibidores de rayos ultra-violetas, es ideal para una mayor protección. Ideal para embarcaciones, por su excelente

comportamiento en climas marinos, revestimientos de puertas y ventanas interiores y exteriores, proporcionando un recubrimiento transparente e inalterable. (43)

6) Laca poliuretánica para pisos al agua. Indicada a la hora de realizar trabajos de rápida finalización. Se destaca por su secado rápido, quedando la superficie lista para ser habitada en el día. El acabado es transparente, brillante y duradero, de gran resistencia al tránsito. Por su formulación al agua carece de olores desagradables. (43)

7) Laca poliuretánica para pisos. Especialmente indicada en pisos sujetos a duras condiciones, ofrece máxima resistencia al uso constante. Contiene resinas poliuretánicas que garantizan su dureza, brindando además excepcional adhesión, acompañando los movimientos de la madera, sin agrietarse ni descascararse. Proporciona un acabado transparente de excelente brillo, que realza la veta de la madera. (43)

8) Laca poliuretánica al agua. Producto de protección para todo tipo de superficie de madera, tanto interior como exterior. Rápido secado (superficies listas en el día), carente de olores, tienen un acabado brillante duradero. (43)

9) Impregnante protector de maderas. Para maderas expuestas al sol, agua y otros factores agresivos, en los que pueden darse la proliferación de bacterias. Este impregnante conforma un filtro protector foto-resistente, preservando íntegramente a la madera. Teniendo excelente protección al agua, su carácter fungicida y antibacteriano evita la proliferación de hongos y bacterias. (43)

10) Entonador. Permite darle el tono que se necesita a cada superficie, para ser incorporado a impregnantes lacas y barnices interiores y exteriores.

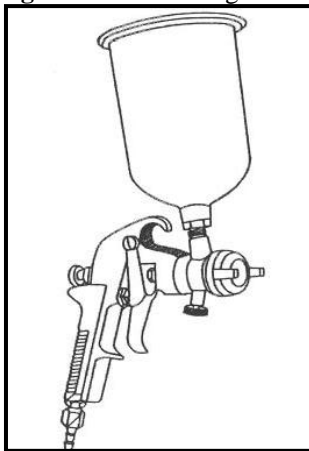
d. Equipos de aplicación de barnices:

1) Sistemas de aplicación de barnices:

a) Por pulverización con pistolas de aire comprimido. Este sistema pasa aire comprimido seco por medio de una pistola que dispara partículas pulverizadas, para dirigir el barniz hacia la superficie requerida. La presión de las pistolas depende del tipo y la viscosidad del barniz y la fuerza a la que se quiera poner éste. Los valores normales oscilan entre 1.5 a 7 kg/cm². (43)

La boquilla de la pistola es ajustable, para cubrir cualquier forma geométrica que tenga la pieza de madera a barnizar, y regular la cantidad de producto. (43)

Figura 45 Pistola de gravedad



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

b) Barnizado electrostático. Este método trata de cargar electrostáticamente las partículas de barniz. Esto se logra pasando una corriente eléctrica de alta tensión (80,000 a 120,000 V) en el atomizador, y dirigiéndolo hacia la superficie deseada. La pérdida de material es menor porque se adhiere a la superficie de la madera. (43)

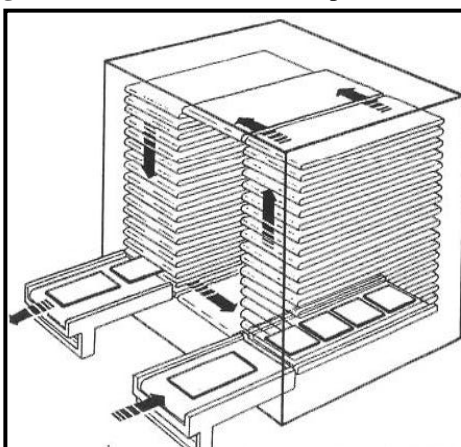
c) Por aplicación de rodillos. El sistema se compone de dos rodillos cubiertos de caucho, alineados verticalmente y que giran en sentido contrario. (43)

El rodillo aplicador tiene en su parte superior un depósito de barniz con el que hace contacto el otro rodillo más pequeño que gira en sentido contrario. La cantidad de barniz que el rodillo aplicador puede tomar depende de la distancia a la que se encuentre el rodillo pequeño. (43)

2) Sistemas de secado de barnices disponibles:

a) Por calor: con calefacción por convección. Son cámaras o túneles, donde se controla la temperatura y la humedad relativa para no dañar la madera y los procesos anteriores a los que ha sido sometida. También debe tener ventilación, que actúe como salida para el disolvente que se evapora, evitando perjudicar la superficie de la madera. (43)

Figura 46 Horno de calefacción por convección



Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

b) Por calor: con secadero por infrarrojos. Este sistema se trata de lámparas que emiten radiación en una longitud de onda infrarroja, la mayoría de estas son eléctricas aunque pueden ser de cuarzo. (43)

El barniz se calienta tan rápido que puede llegar a durar solamente unos segundos. La distancia entre las lámparas y la madera tiene que ser constante, por lo que se emplea mayormente en piezas planas.

c) Por fotopolimerización o U.V. Para este tipo de secadores la radiación es del tipo ultra-violeta, se utilizan lámparas de vapor de mercurio. Muy parecido al sistema anterior. (43)

7. Producción secundaria. Basándose en la clasificación de Vignote y Jiménez, podemos clasificar la industria secundaria de la madera de la siguiente forma:

- Muebles
- Carpintería
- Construcción
- Envases

- Paletas
- Postes

Para el presente estudio, el único punto de interés es la transformación para la obtención de elementos de construcción, en este caso, miembros estructurales. Para esto las operaciones consisten básicamente, en comprar madera dimensionada de los aserraderos y utilizarla para crear los elementos de interés.

a. Proceso y secuencia de fabricación. El corte en la industria de carpintería y mueble se presenta según el grado de mecanización, por lo que se describe en el siguiente flujo de maquinaria. (44)

Líneas de mecanización de bajo desarrollo:

- **Piezas rectas molduradas:**
 - Retestadora
 - Cepilladora
 - Regruesadora
 - Sierra circular de mesa
- **Piezas rectas torneadas:**
 - Retestadora
 - Sierra circular de mesa
 - Torno

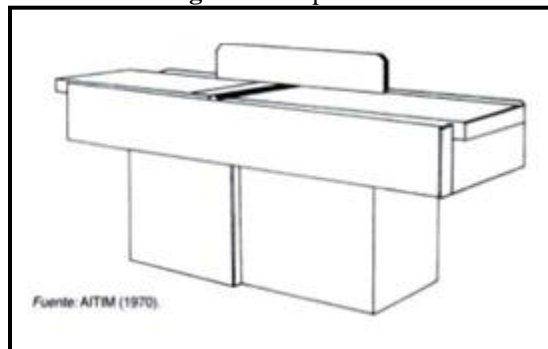
Figura 47 Mecanización de la madera



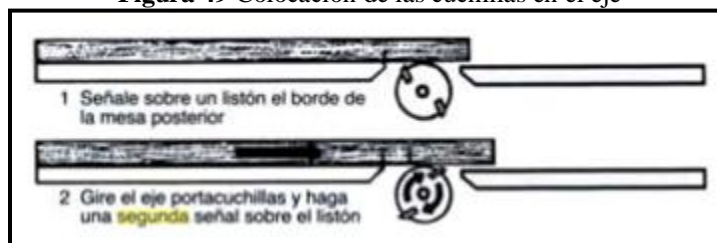
Fuente: Vignote y Jiménez, 1996

1) Retestadora. Con este sistema se consigue el máximo aprovechamiento de la madera con un elevado rendimiento de la operación. Se pueden considerar como retestadoras las máquinas que cortan a inglete mediante 1 ó 2 sierras circulares, también se puede ingletar mediante sierras circulares de mesa. La ingletadora más sencilla es una retestadora de brazo, en que la sierra va dispuesta sobre porta ángulos que permite situarla con el ángulo que se desee respecto de la guía de la mesa. (44)

2) Cepillado o labrado. Esta máquina tiene como función enderezar una cara, que sirva como referencia al resto de las máquinas. Para realizar esta función la máquina dispone de dos mesas (entrada y salida) cuya altura puede regularse, entre el espacio que se dispone de un eje porta cuchillas. Al pasar la pieza, las cuchillas irán cortando esa diferencia de altura entre las mesas, dejando la cara plana en una o varias pasadas sobre la máquina, según la irregularidad de plenitud que en un principio tuviera la pieza. (44)

Figura 48 Cepilladora

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

Figura 49 Colocación de las cuchillas en el eje

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

El eje porta cuchillas puede ser de diferentes tipos:

- Tradicional: dispone entre dos a cuatro cuchillas perimetrales que se ajustan al eje a través de una cuña, cuantas más cuchillas, más rápido se puede trabajar a igualdad de calidad.
- Con guías: Las cuchillas se disponen en el eje a través de una guía que facilita su colocación y ajuste. El problema es que no se pueden afilar las cuchillas.
- Cuchillas recambiables: el eje incorpora cuchillas recambiables, dispuestas de forma helicoidal, que se colocan mediante su atornillado

La forma de operar consiste en ajustar la altura de la mesa de entrada en función de la dureza de la madera, y luego en introducir la cara de la tabla de forma que la cara cóncava se apoye en la mesa de entrada, pero tratando de que la madera vaya en dirección de la fibra, siempre guiando la tabla. Si la pieza no queda totalmente aplanada se vuelve a repetir el proceso hasta dejar la pieza totalmente recta. (44)

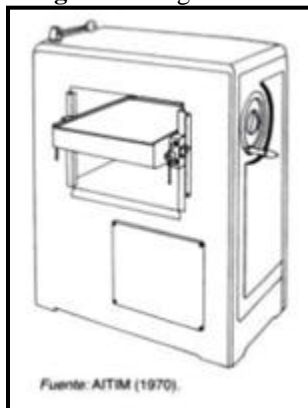
3) Regruessadora. Esta máquina tiene como función realizar la contracara de la pieza, determinando el grueso final de esta.

La máquina consta de una mesa y un eje portacuchillas horizontal (paralela a la mesa). La mesa se regula en altura respecto al eje, para dar el grueso deseado. El eje dispone de un árbol de portacuchillas de dos hasta cuatro para realizar el corte deseado.

Junto al eje se cuenta con un rodillo de alimentación de entrada estirado y un rodillo de salida liso, ambos rodillos ejercen presión sobre la pieza que debe regularse convenientemente. (44)

Existen varios tipos de trabajo entre los que podemos mencionar diferentes casos:

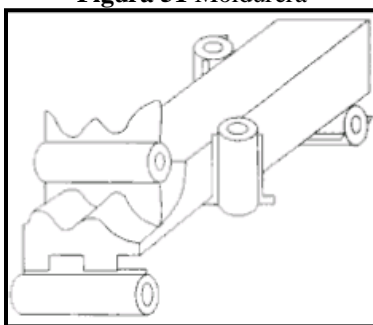
- Caso de molduras rectas
- Casos de molduras curvas
- Caso de operaciones ciegas

Figura 50 Regruesadora

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

4) Moldurera. Esta máquina realiza simultáneamente las funciones de la cepilladora, regruesadora e incluso de la sierra circular. Por lo tanto esta máquina aplana la pieza, realiza el canto, le da el grosor deseado y da forma al canto mediante una moldura. (44)

La máquina consta de dos mesas divididas en dos partes, entre las que se intercalan un eje horizontal y otro vertical, este último es denominado universal, que además de ser desplazado pues girarse al menos 200 grados. (44)

Figura 51 Moldurera

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

5) Perfiladora. Esta máquina tiene como fin perfilar la madera, en si dar forma a los cantos de la madera. Normalmente se utiliza en productos ya terminados, dando ese perfilado a dos cantos simultáneamente. La máquina dispone entre dos y cuatro ejes a cada uno de los laterales de la máquina, en donde se disponen de sierras (fresas) para dar la forma deseada al producto. En algunas máquinas, uno de los ejes es móvil, de forma que puede perfilar cantos curvos. (44)

Figura 52 Perfiladora doble

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

6) Torno. Tiene como función dar forma circular a la sección de la pieza, ya sea de forma homogénea, a todo lo largo, o de forma variable, como es más común. La máquina dispone de un punto (garra) y un contrapunto para sujetar la pieza a elaborar, y al mismo tiempo proporcionarle un movimiento circular. (44)

Existen varios tipos de tornos entre los cuales podemos mencionar:

- Torno americano: especialmente adaptado a la producción de series de torneados grandes.
- Torno de cuchilla inclinada: consta de una cuchilla larga con la contraforma del perfil a torneear.

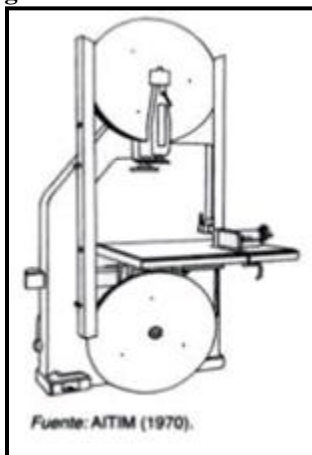
Figura 53 Torno de cuchillas



Fuente: Vignote y Martínez, 2006

7) Sierra de cinta de mesa. Es una máquina que tiene como aplicación realizar los precortes de las piezas curvas. Consta de una sierra de banda, y una mesa, perpendicular al sentido de corte de la sierra. Ya que la sierra corta de forma curva debe disponer de una cinta estrecha. Es importante dimensionar dicha anchura de cinta para que no peligre su duración. Por lo que la relación entre curvatura y cinta es que, cuanto más pequeña, menor es el radio de curvatura que se pueda dar, pero más fácilmente se produce su rotura. (44)

Figura 54 Sierra de cinta de mesa



Fuente: AITIM (1970).

Fuente: Vignote y Martínez, 2006

b. Producción de madera laminada

1) Clasificación. La madera se clasifica mediante criterios de resistencia mecánica establecidos por varias normas o de forma visual. La forma visual se limita a características como el tamaño de los nudos y pendiente de las fibras. Hay una clasificación por el módulo de elasticidad, que es una combinación de la determinación de la rigidez y características visuales. La clasificación se expresa en términos del módulo de elasticidad seguido por el tamaño de nudo limitante. Por ejemplo, una

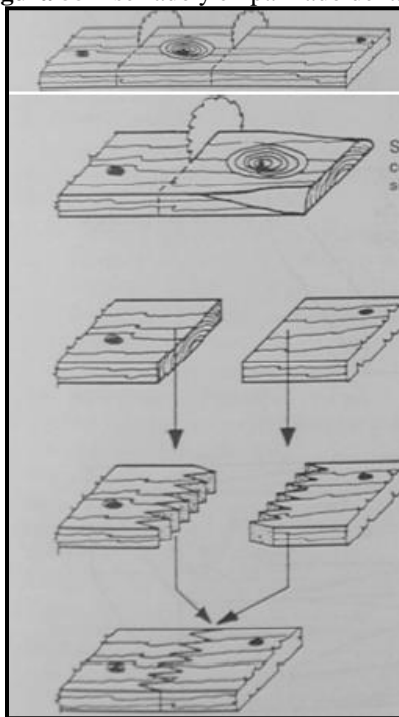
clasificación de tipo 2.0E-1/6, quiere decir que hay un módulo de elasticidad de 13.8GPa y un tamaño de nudo máximo de orilla de 1/6 del ancho de la madera.

2) **Saneado.** Se eliminan los extremos de las tablas de madera así como los defectos visibles, es recomendable eliminar los nudos que se encuentren en los últimos 10 centímetros de la tabla, para no restarle resistencia a la madera. Esto se realiza por medio de una sierra de disco, como se muestra en la **Figura 55**.

3) **Unión de continuidad o empalme.** Para fabricar madera laminada con luces mayores a las que comúnmente están disponibles, es necesario hacer uniones de continuidad o empalmes. El empalme más utilizado es el dentado, como el que se muestra en la **Figura 55**, el cual es aproximadamente de 28 mm de largo. La ventaja de este tipo de empalme es que requiere una corta cantidad de largo, lo cual reduce el desecho, y que existe equipo para su producción continua. Luego de hacer el corte dentado, se aplica un adhesivo, preferiblemente de secado rápido, y se ensamblan las piezas. Es necesario que el ensamblado se haga antes de 24 horas para que no existan deformaciones en los dientes de la pieza. Luego el adhesivo es curado bajo una presión, paralela a las fibras, de entre 2 y 5 N/mm². (50)

La mayoría de equipo para realizar la unión dentada incluye un sistema de curado de radio frecuencia que provee calor para fijar el adhesivo en cuestión de segundos. El empalmado adquiere su mayor resistencia durante este proceso, y el calor que queda permite que la unión alcance toda su resistencia en pocas horas. (50)

Figura 55 Aserrado y empalmeo dentado



Fuente: <http://www.uah.es/innovaciones/>

Las uniones dentadas pueden llegar a alcanzar al menos el 75% de la resistencia de la madera natural, si es elaborado de la manera correcta. Estas uniones son adecuadas para la mayoría de aplicaciones porque la mayoría de clasificaciones de madera permiten algunas características naturales al elaborar madera laminada, lo cual resulta en una reducción de esfuerzos de al menos el 25% que los que tendría la madera natural. (50)

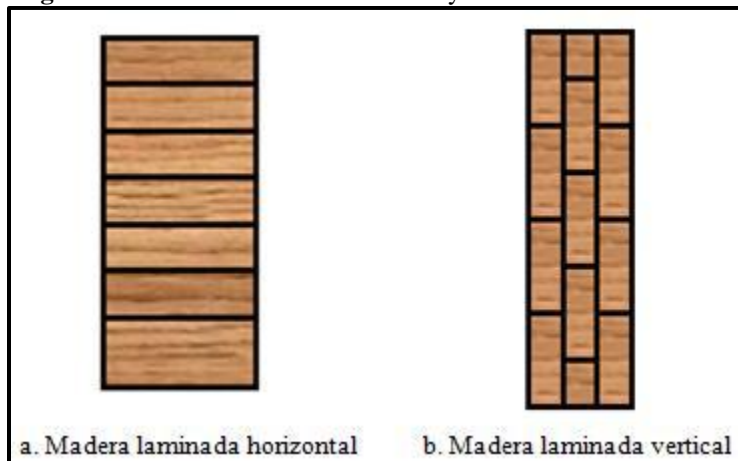
4) Cepillado, encolado, laminado y prensado

a) **Cepillado.** Para obtener láminas paralelas, encolables y libres de cualquier residuo de cola del empalmado, es necesario cepillar las láminas. Esto se realiza con una máquina llamada perfiladora. Durante el proceso la madera deberá estar a una temperatura superior a los 15°C. Este proceso asegura que el ensamblaje final será rectangular y la presión que se le aplique se distribuirá uniformemente. (50)

b) **Encolado.** El encolado se realiza siguiendo las recomendaciones del fabricante y se pueden utilizar dos métodos de aplicación: por rodillos o por extrusión. El encolado por rodillos aplica el adhesivo por las dos caras de una sola pasada. El encolado por extrusión sólo aplica cola en una cara dejando a la aplicación de la presión el reparto de cola entre las láminas. Este último es el más utilizado por ser más rápido. El encolado se debe hacer antes de 24 horas después del cepillado, ya que los cambios superficiales de las láminas pueden provocar una adherencia deficiente. Este proceso siempre se realiza con las láminas limpias de impurezas, como el polvo. (50)

c) **Laminado.** La madera se puede laminar de dos formas, dependiendo de la dirección de las fibras. Cuando los planos de encolado son perpendiculares a la dimensión mayor de la sección, se conoce como laminación horizontal, como en la **Figura 56a**. También se puede decir que las láminas son paralelas al plano neutro de flexión del elemento. Si los planos de encolado son perpendiculares a la dimensión menor de la sección, la laminación es vertical, como en la **Figura 56b**. También puede ser que las láminas sean perpendiculares al plano neutro de flexión. (62)

Figura 56 Madera laminada horizontal y madera laminada vertical



Fuente: www.glulam.co.uk

d) **Prensado.** Antes de armar y prensar las láminas es necesario comprobar la humedad, estando limitada a una variación máxima del 2% entre láminas adyacentes y de un 4% al total de la pieza. Luego se procede al prensado, por medio de prensas mecánicas, o hidráulicas para mantener las piezas encoladas a la presión requerida durante el tiempo de secado de la cola. Este tiempo depende del tipo de cola, temperatura, modo de aplicación de la cola, etc. (72)

La presión que debe aplicarse varía entre 700 kPa (0.7 N/mm²) a 1700 kPa (1.7 N/mm²), dependiendo del espesor de las láminas y del fabricante de la cola. De acuerdo con información obtenida de la empresa española MARQUISA: la presión será especificada por el fabricante de la cola, pero en ningún caso será inferior a los valores siguientes:

- 6 kg/cm² [0.6 N/mm²] para espesores de lámina menores de 35 mm.
- 8 a 10 kg/cm² [0.8 a 1 N/mm²] para espesores de lámina de 35 a 40 mm.

La temperatura mínima durante el prensado será de 20°C y la humedad ambiental no debe ser

inferior al 30%. El tiempo de prensado, para temperaturas entre 20 y 25°C, es de 10 a 14 horas. Lo habitual es que sea superior a 20 horas. Para el caso de secciones curvas o variables se seguirá la misma sistemática mediante una prensa horizontal. (72)

Las láminas encoladas se arman sobre un bastidor metálico ya sea horizontal (las piezas curvas solo pueden utilizar este bastidor) o vertical, dependiendo del tipo de viga o columna que se quiera obtener. (72)

5) Acabados. Luego de que la madera laminada se remueve de las prensas las caras deben ser cepilladas para remover el adhesivo que pudo haberse escurrido, y para suavizar cualquier irregularidad entre las orillas de las laminaciones adyacentes. Este cepillado hace que las dimensiones de la sección sean un poco menores a la dimensión nominal de la madera. (44)

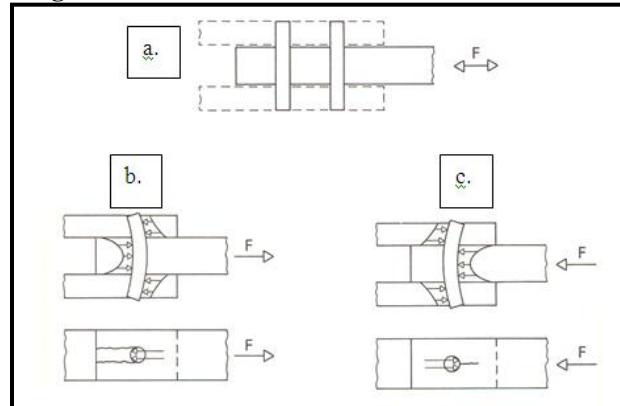
Cuando ya se tiene las secciones de madera laminada terminadas se procede a hacer los cortes finales, abertura de agujeros, adición de conectores y un tratamiento final. Este último es recomendable para proteger la estructura y evitar su destrucción. Entre los tratamientos que se pueden dar están: los fungicidas (protegen contra los hongos), insecticidas (contra los insectos), hidrófugos (contra la humedad) y pigmentados o lasures (contra la acción de los rayos solares). Para estructuras expuestas a la intemperie el tratamiento debe hacerse a profundidad, esto quiere decir que antes del encolado de las piezas se aplica el tratamiento para garantizar la penetración del tratamiento en toda la sección. (44)

VIII. UNIONES

A. Control de la resistencia y modos de ruptura

En el caso de ensamblajes en madera, se debe controlar la resistencia en función de los posibles modos de ruptura. La **Figura 57** representa las posibles rupturas en una unión con pernos. (15)

Figura 57 Resistencia de los ensamblajes en la madera



a. Resistencia de tensión compresión.

b. Resistencia en tensión

c. Resistencia en compresión

Fuente: Elaboración propia.

La resistencia de la unión en compresión es, en general, 10 a 15 % más grande que su resistencia a la tensión. La resistencia y la rigidez del conector dependen del material y no de la dirección de la carga. (15)

Las resistencias a la ovalización, a la fisuración y al corte dependen de la especie de madera, de sus características y de la geometría de las piezas. Su comportamiento varía según la posible concentración local de esfuerzos. La resistencia paralela a las fibras y las tensiones locales dependen de la especie, de su clasificación, de la geometría y de las perforaciones. La **Figura 58** muestra el modo de ruptura cerca de la unión. (15)

Figura 58 Modo de ruptura cerca de la unión



a) En tensión.

b) En compresión

Fuente: Elaboración propia.

Los modos de ruptura que se pueden generar son:

- Por corte del perno por plastificación en flexión
- Por exceso de la resistencia a la presión lateral por ovalización.
- Por corte longitudinal. (15)

B. Características de importancia para uniones

Dentro de los medios y técnicas de ensamblaje hay que tomar en cuenta los siguientes factores de importancia:

1. Criterios de concepción de detalles. Las obras en madera son realizadas con elementos prefabricados en planta y ensamblados en obra. En estas construcciones los medios de ensamblaje determinan una parte importante de los costos y pueden reducirse al racionalizar la producción en planta. En la obra, los ensamblajes deben ocasionar el menor trabajo posible. Por otro, lado se debe evitar el aumento de los costos de transporte y de montaje eligiendo las dimensiones apropiadas para los elementos a montar. (15)

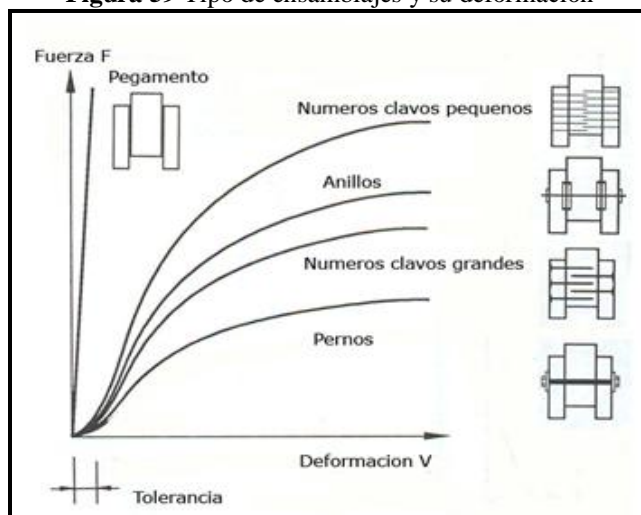
C. Comportamiento a la deformación

En la construcción con madera se distingue entre ensamblajes flexibles, ensamblajes mecánicos y ensamblajes de carpintero. Las fuerzas transmitidas por estos ensamblajes pueden ser de tensión o de compresión, de corte o de flexión. Cuando se verifica la deformación del sistema, se debe tomar en cuenta el comportamiento de los ensamblajes, ya que en ensamblajes flexibles una cierta tolerancia u holgura acompaña la transmisión de fuerzas y de esta tolerancia depende en gran medida la rigidez de los sistemas portadores de carga y de secciones compuestas. (15)

D. Factores de importancia para los ensambles

1. Rigidez y flexibilidad en los ensambles. No se recomienda combinar medios de ensamblaje de diferente rigidez como es el caso de pegamento y de medios mecánicos, debido a que cada sistema proporciona una respuesta diferente en cuanto a las deformaciones como muestra la **Figura 59**. (15)

Figura 59 Tipo de ensamblajes y su deformación



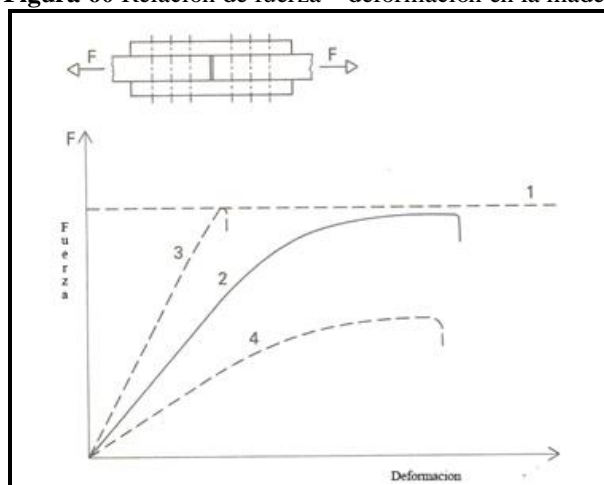
Fuente: Elaboración propia.

Para poder realizar ensamblajes óptimos, se deben concebir ensamblajes de tal manera que las fuerzas sean paralelas a las fibras y evitar esfuerzos de corte o esfuerzos perpendiculares a las fibras. (15)

Los ensamblajes son, en general, puntos débiles en una construcción. Al diseñar se busca a menudo, sobre dimensionar el ensamblaje al multiplicar de manera exagerada los conectores. En este caso,

la ruptura no se da por insuficiencia del ensamblaje, pero depende en gran parte de la resistencia de la madera cerca de la unión. Este tipo de ruptura ocurre de manera frágil sin grandes deformaciones previas. La anterior, es la razón por la cual es preferible elegir medios de ensamblaje que se comporten de manera dúctil bajo cargas de servicio y que presenten grandes deformaciones antes del estado de ruptura. Para lograrlo se debe calcular el número de conectores levemente inferior o igual al número de conectores requeridos por el valor máximo admisible. La **Figura 60** muestra la relación fuerza deformación en la madera. (15)

Figura 60 Relación de fuerza – deformación en la madera

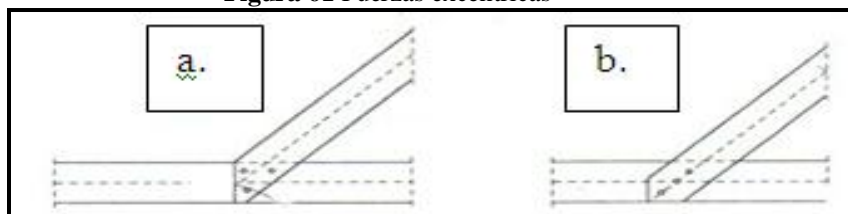


- Ruptura en la madera (sección normal)
- Disposición óptima de conectores
- Conectores demasiado densos.
- Conectores demasiados dispersos

Fuente: Elaboración propia.

La flexibilidad de los ensamblajes permite lo que se denomina la ruptura dúctil por oposición a la ruptura frágil, es decir, que la deformación anuncia el punto de ruptura. Al momento del diseño, se deben evitar en la medida posible fuerzas excéntricas que conlleven a esfuerzos de flexión y de corte como se muestra en la **Figura 61**. (15)

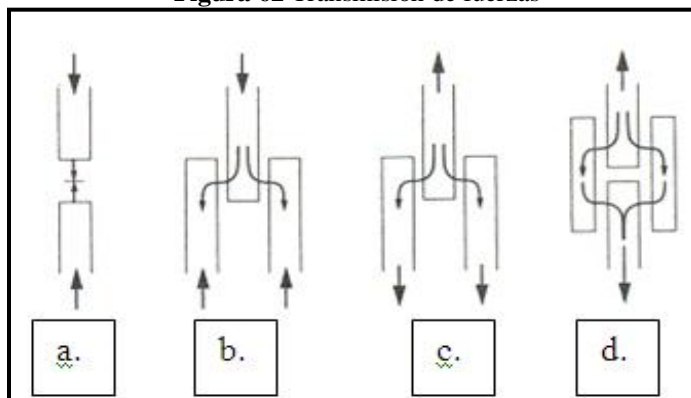
Figura 61 Fuerzas excéntricas



- Fuerza excéntrica debido a la geometría del sistema
- Fuerza excéntrica debido al medio de ensamblaje

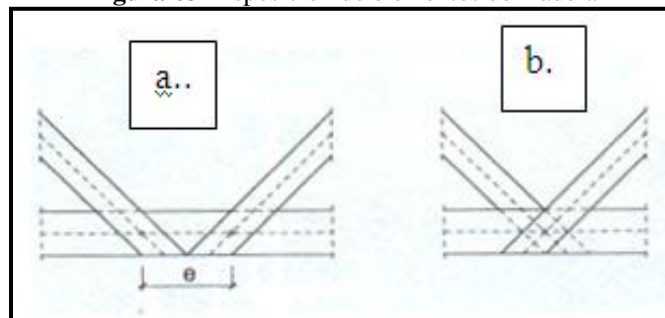
Fuente: Elaboración propia.

2. Transmisión de fuerzas. Cuando se realizan los detalles de ensamblaje se debe evitar particularmente la concentración de fuerzas. Cuando se ejercen fuerzas de tensión o compresión, los elementos de madera deben ser dispuestos de tal manera que sus extremidades se intersecten para la continuidad de las fuerzas. Las **Figura 62** y **Figura 63** muestran los distintos tipos de transmisión de fuerzas en madera y la disposición de los mismos. (15)

Figura 62 Transmisión de fuerzas

- a) Transmisión de fuerza de compresión por contacto.
- b) Transmisión de fuerza de compresión por corte.
- c) Transmisión de fuerza de tensión por simple traslape.
- d) Transmisión de fuerza de tensión por doble traslape.

Fuente: Elaboración propia.

Figura 63 Disposición de elementos de madera

- a) Ejes excéntricos de las barras.
- b) Ejes céntricos de las barras.

Fuente: Elaboración propia.

En estructuras de armaduras en madera, las secciones son en general determinadas no tanto por su capacidad de carga, sino por el comportamiento de los ensamblajes. En las **Figura 64** y **Figura 65**, se observa como las fuerzas se transmiten principalmente por contacto, lo que exige exactitud. (15)

3. Efectos de la humedad. Al ensamblarse la madera debe presentar un grado de humedad mínimo, una madera demasiado húmeda generará fisuras incontrolables en la zona de ensamblaje, lo que provoca una reducción en la capacidad de carga. Las áreas expuestas al corte se reducen cuando hay fisuras continuas en las piezas de ensamblaje alineadas unas tras otras. (15)

4. Detalles del ensamblaje. Una vez elegido un sistema de ensamblaje determinado, se deberán examinar los siguientes aspectos:

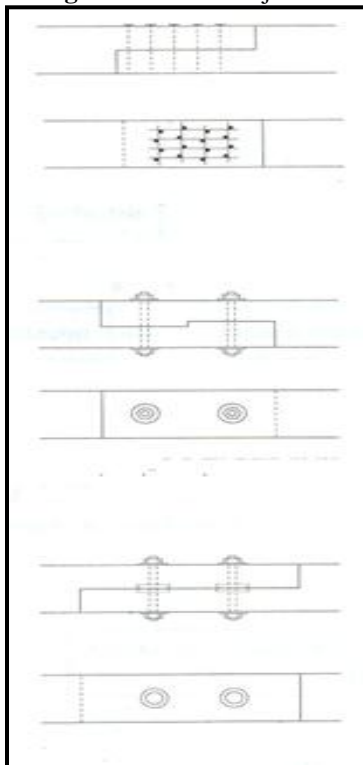
- La elección del diámetro de los elementos de fijación como pernos, barras, etc.
- La elección de la calidad del metal o del acero del medio de ensamblaje.
- El campo de aplicación del elemento fijador.
- Las dimensiones de las secciones de madera y de la longitud de desarrollo en las uniones. (15)

Por economía se recomienda la elección de una sección lo más cuadrada posible. Para poder aprovechar de los elementos de madera, se deben proveer en los nudos, piezas intermediarias adicionales

que por lo general son de un material más resistente que las piezas a ensamblar, tales como piezas de madera más dura, piezas metálicas o MDF (middle density fiberboard). (15)

Los elementos comprimidos se utilizan a su capacidad máxima cuando la superficie de contacto es perpendicular a las fibras. Así mismo, los elementos en tensión se utilizan a su capacidad máxima cuando la superficie de contacto es paralela a las fibras. (15)

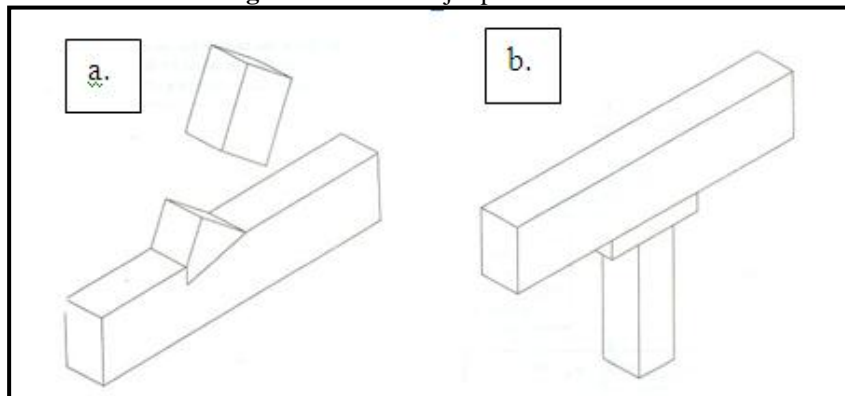
Figura 64 Ensamblaje en Z



Fuente: Elaboración propia.

Ensamblajes por contacto:

Figura 65 Ensamblajes por contacto



- a) Ensamblaje en diagonal.
- b) Ensamblaje en T

Fuente: Elaboración propia.

E. Conectores con dientes

En comparación con sistemas ordinarios con clavos, este sistema exige menos trabajo de fabricación. Se pueden realizar ensamblajes de varias piezas de madera en una sola operación que resiste tanto a la compresión como a la tensión. (15)

Los conectores con dientes son realizados con placas de 1 a 2 mm de grosor, con dientes que penetran en la madera por medio del uso de prensas. (15)

1. Anillos dentados. Este tipo de conectores transmite las cargas entre dos miembros de madera, especialmente en los entramados de madera relativamente ligeros. Estos anillos se incrustan en las caras de la madera a presión. Se usan los anillos dentados de 2, 2 ⁵/₈, 3 ³/₈, y 4 pulgadas en madera que tenga un ancho mínimo de 3, 3 ⁵/₈, 4 ⁵/₈, y 5 ¹/₂ pulgadas, respectivamente. (15)

2. Placas sujetadoras. Se usan principalmente para mantener la separación de los tendidos en las estructuras de ferrocarril sin balasto o donde las piezas se traslapan en ángulo recto. (15)

3. Rejillas dentadas. Se usan en los pilotes y postes de construcción de soportes de muelles y puertos, y en las líneas de transmisión. Se incrustan en las superficies de la madera a presión. La rejilla circular se usa entre la cabeza de un pilote y el cabezal para evitar movimientos laterales. (15)

F. Láminas perforadas

Consiste en insertar una lámina de 1 a 2 mm de grosor y clavar sin perforación previa. Al hacer esto, se obtienen uniones económicas para secciones múltiples trabajando a corte. Se debe controlar el pandeo lateral para láminas sometidas a compresión. (15)

Al utilizar láminas de más de 2 mm de grosor, se deben perforar previamente en una sola operación la lámina y la madera para poder clavar sin problema a través de varias láminas metálicas. Al perforar previamente se puede reducir la distancia entre clavos, y por consecuencia, las dimensiones de las láminas. (15)

En armaduras, cuando las cargas son elevadas (superiores a 300 kN), es conveniente elegir miembros y diagonales, constituidas de varias piezas ensambladas en planta con placas metálicas de 4 a 6 mm, y en la obra con pernos que sirvan de articulación. De esta manera, las fuerzas transmitidas se concentran en un eje y se obtienen articulaciones ideales. (15)

En este modo de ensamblaje, las placas metálicas no son aparentes y son protegidas contra el fuego. Además, las fuerzas se transmiten por medio de clavos a la placa metálica, que las transmite por corte al eje articulado. Este último las transmite por corte a otra placa metálica. (15)

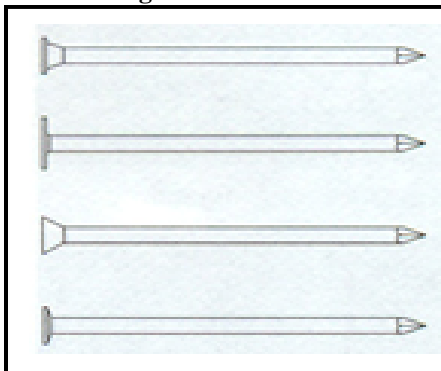
G. Piezas metálicas soldadas

Existen otros tipos de ensamblajes tales como las uniones columnas-cimentaciones, cuya concepción de articulaciones debe ser conforme al modelo estático. En la mayoría de los casos, son articulaciones fabricadas con placas metálicas soldadas y fijadas a la madera con clavos o pernos. Para evitar una concentración de esfuerzos, dichas uniones deben ser fabricadas con precisión. Estas uniones deben ser protegidas contra la corrosión (piezas galvanizadas). En casos extremos tales como piscinas o depósitos de sal, se debe recurrir a aceros inoxidable o alineaciones especiales. (15)

H. Clavo y tornillo

El medio tradicional de ensamblaje es el clavo liso (**Figura 66**).

Figura 66 Clavo liso

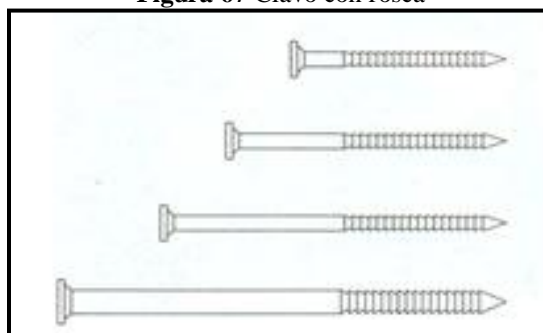


Fuente: Elaboración propia.

En las últimas décadas se desarrollaron ensamblajes con nuevos tipos de clavos o con la asociación de placas metálicas que autorizan ensamblajes más seguros para los elementos del sistema portante. (15)

También se encuentran clavos con roscas como muestra la **Figura 67**, con una resistencia más elevada a la tensión. (15)

Figura 67 Clavo con rosca

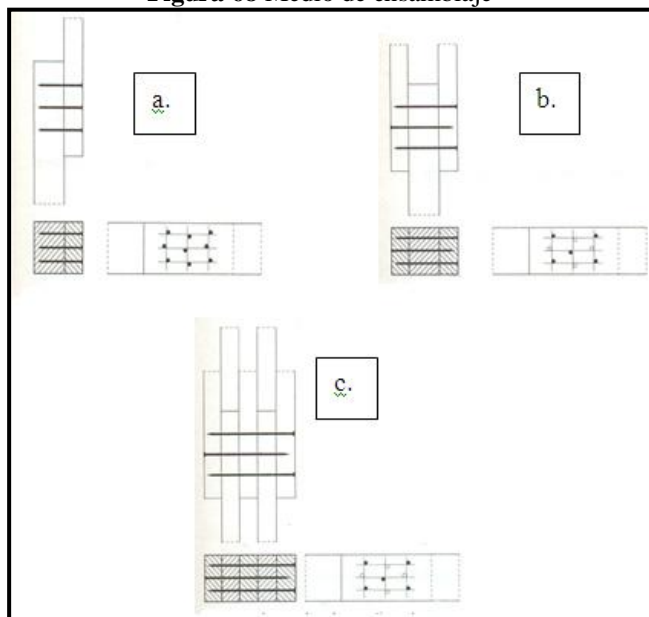


Fuente: Elaboración propia.

Con herramientas con aire comprimido para clavar y con barrenos para perforar, se han vuelto medios de ensamblaje económicos. Se debe asegurar un espaciamiento apropiado entre clavos, que debe ser mencionado en los planos de fabricación. (15)

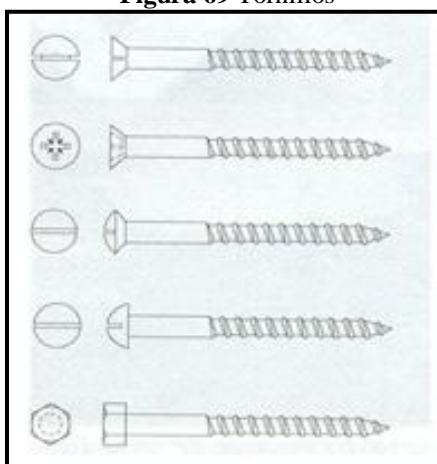
Las nuevas técnicas de fijación con clavos se adaptaron también para las secciones de madera más importantes estructuralmente hablando, así como para secciones múltiples, trabajando a corte como muestra la **Figura 68**. (15)

Los tornillos para madera, como muestra la **Figura 69**, presentan características similares a los clavos con rosca en cuanto a la resistencia a la tensión y además son estéticamente más presentables. En el mercado existen los denominados auto-roscantes, que por medio de un taladro nos permiten introducir estos con toda facilidad, ya que están provistos de un tipo de rosca que permite la penetración de la madera. (15)

Figura 68 Medio de ensamblaje

- a) Corte simple
- b) Doble corte
- c) Cuádruple corte

Fuente: Elaboración propia.

Figura 69 Tornillos

Fuente: Elaboración propia.

I. Anillos

Los ensamblajes con anillos producen fuertes reducciones de la sección de madera, factor que debe tomarse en cuenta durante el control de los esfuerzos admisibles. Su resistencia depende también de la orientación de las fuerzas admisibles (paralelas, oblicuas o perpendiculares a las fibras). Una limitación de este medio de ensamblaje proviene del hecho que se disponen los anillos uno tras el otro. Se debe aplicar un factor de reducción a las fuerzas nominales y no se recomiendan más de diez anillos en fila. (15)

1. Anillos partidos. Los anillos partidos se colocan en ranuras cortadas quedando incrustados parcialmente en la cara de cada pieza. El ensamble de caja y espiga que forma el anillo, permite el apoyo

simultáneo de la superficie interior del anillo contra la pared exterior de la ranura. El ajuste en forma de cuña del anillo partido permite armarlo con facilidad. Después que se ha insertado el anillo partido en la ranura, las dos piezas se sujetan entre sí con pernos y roldanas, los pernos se colocan en agujeros que son concéntricos con los anillos. El anillo partido de $2\frac{1}{2}$ pulgadas se usa en madera de ancho mínimo de $3\frac{3}{8}$ pulgadas. El anillo de 4 pulgadas es el conector para madera más común. Se usa en madera que tiene un ancho mínimo de $5\frac{1}{2}$ pulgadas.

J. Ensamblajes

La resistencia de los ensamblajes de madera debe controlarse en función de los posibles modos de ruptura. Así mismo, la resistencia depende de la magnitud de las fuerzas, de su dirección en relación con la orientación de las fibras de la madera y de la sección en función del tipo de conectores. (15)

Los parámetros determinantes dependen:

- De las características de la madera (especie, resistencia)
- De las características geométricas.
- De la orientación de las cargas.
- Del modo de aplicación de las cargas (simetría o asimetría). (15)

La unión por ensamble consiste en unir dos piezas de madera, cada una con picos cuadrados sobresalientes diferentes (una al contrario de la otra) de forma que coincidan, entrelazando sus puntas y haciendo una sola pieza casi uniforme. Existen muchas técnicas de ensamblaje, algunas tan perfectas que no necesitan clavos ni pegamentos, pero difíciles de hacer sin herramientas profesionales. (15)

1. Ensanches. Este tipo de unión busca obtener piezas más anchas, ya sea por falta de disponibilidad de la madera con la anchura deseada, o bien, para evitar flexiones que pueden producirse en piezas demasiado anchas. (44)

La anchura de las piezas suele ser suficiente superficie de unión para que la junta tenga más resistencia que la propia madera, pero esto solo se consigue aplicando con precisión una buena tecnología. (44)

Se consigue la resistencia deseada cuando la pieza está correctamente labrada, es decir, plana, sin marcas de cuchillas, ni quemaduras y se aplican pegamentos resistentes y elásticos de forma correcta. Superficies cortadas con sierra circular proporcionan también una buena unión, siempre que se consiga una superficie plana, en cambio, superficies lijadas pueden dar malos resultados. (44)

2. Finger-joints. Consiste en realizar un dentado y contra dentado en la madera, aumentando al máximo la superficie de unión, y por consiguiente la resistencia de la misma. (44)

Sus principales desventajas radican en el tipo de maquinaria, que es muy específica, necesaria para realizar esta unión, tanto lo que se refiere a fresas, como a la prensa de unión. Además ese espacio que siempre queda vacío entre las puntas de los dedos requiere masilla, previo al acabado. Como ventaja de esta unión destaca su especial resistencia, por lo que se recomienda cuando las piezas están sometidas a grandes esfuerzos. (44)

3. Espigas. Se basa en realizar a ambas piezas de madera un agujero y después incorporar a ese agujero un perno o falsa espiga de madera. Siempre se debe usar una broca del mismo tamaño de la espiga para que ésta encaje perfectamente en el orificio. (44)

Las falsas espigas son ovalados en sus extremos para facilitar su entrada en el agujero, por la misma razón se encuentra estriado a todo lo largo para evitar empujar todo el adhesivo cuando se introduce. La madera con la que se fabrica es resistente y se comercializa con una humedad inferior a la normal, para que cuando se introduzca en el taladro al que se ha incorporado pegamento, se hinche, facilitando el

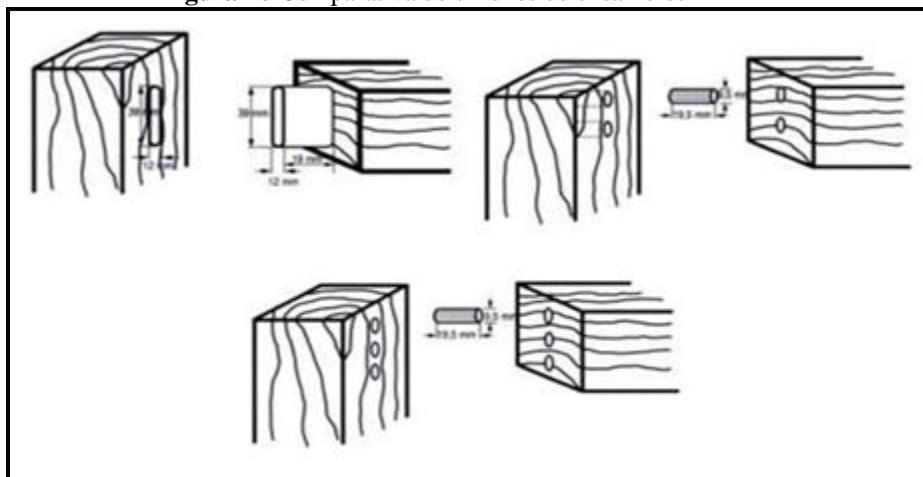
fraguado del adhesivo, a la vez que se ejerce una unión mecánica con la madera. (44)

La ventaja de este sistema es la facilidad de su mecanización y la precisión con que ello se consigue. Como inconveniente, este tipo de ensamble es de escasa resistencia, sobre todo a tracción, por lo que no se recomienda su utilización cuando se ejercen grandes esfuerzos. (44)

Este tipo de ensambles es de escasa resistencia, sin embargo su resistencia depende de la superficie de unión y ésta a su vez depende de la longitud, diámetro y número de pernos que se coloquen. (44)

En la **Figura 70** se representan tres tipos de uniones, uno a caja y espiga tradicional, otro mediante dos espigas y otro con tres espigas de 9.5 mm de diámetro. Las resistencias de estas uniones se indican en la Tabla 21. (44)

Figura 70 Comparativa de uniones de ensambles



Fuente: Vignote y Rojas. 2006

Tabla 21 Resistencia de diferentes uniones de ensamble

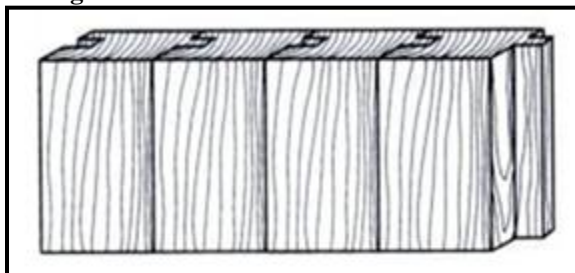
	Resistencia en Nm		Desviación de los resultados
	Flexión	Torsión	
1 Caja espiga de 12 x 39 mm L=19.5 mm	179	102	30%
2 Falsas espigas de $\phi=9.5$ y L=19.5 mm	110	65	8%
3 Falsas espigas de $\phi=9.5$ y L=19.5 mm	141	84	7%

Fuente: Vignote y Rojas. 2006

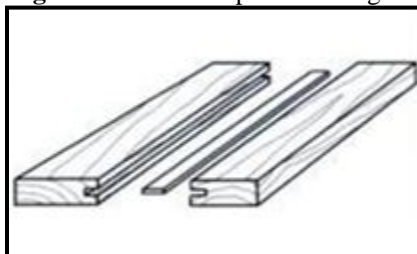
La variabilidad de la unión caja-espiga radica en la dificultad de realizar la espiga mediante el trabajo de cuchillas en dirección perpendicular a la fibra, que es origen de astillamientos y otros defectos de superficie. Por otra parte, el pegamento aplicado a la espiga en ocasiones es empujado hacia el fondo cuando la espiga es introducida en la caja, quedando poco adhesivo entre ambos. (44)

4. Machihembrado. Estas uniones aumentan la superficie, haciendo menos crítica la calidad de las operaciones. Generalmente este tipo de uniones no se justifica, pues suponen un mayor número de operaciones y un mayor desperdicio de materia prima. (44)

Es una de las formas más utilizadas para unir tablas o tablones de canto. Generalmente se utiliza para uniones en ángulo recto. En general son muy resistentes y seguras, pero exigen gran precisión en su realización. Los ensambles se pueden reforzar con cuñas de madera para obtener juntas fuertes y seguras que pueden prescindir, incluso, del encolado. (44)

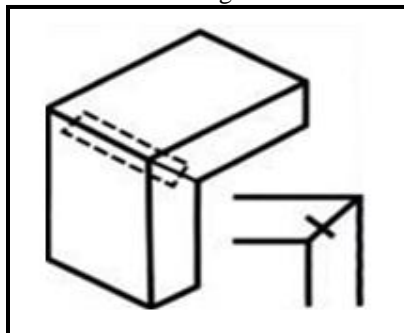
Figura 71 Ensanche mediante machihembrado

Fuente: Vignote y Rojas. 2006

Figura 72 Ensanche por falsa lengüeta

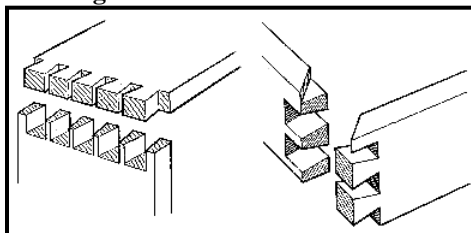
Fuente: Vignote y Rojas. 2006

5. Inglete. El ensamble a inglete trabaja bien a flexión y compresión, sin embargo trabaja relativamente mal a tensión. Este tipo de junta consiste en unir dos piezas de madera formando un ángulo recto. La realización es sencilla usando una sierra, y el resultado es un ensamble bien acabado que, además, se puede reforzar con clavos o tornillos. (44)

Figura 73 Ensamble a inglete con falsa lengüeta

Fuente: Vignote y Rojas. 2006

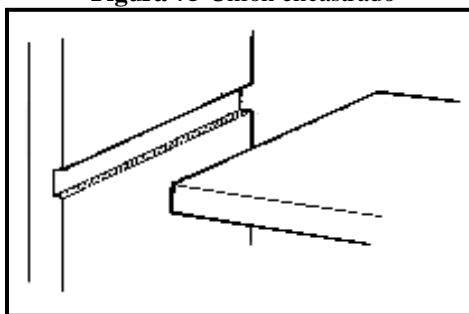
6. Cola de milano. Este tipo de ensamble es aconsejable cuando el esfuerzo predominante es a tensión. Resulta ser un método resistente para unir dos tablas perpendiculares ya que posee una gran resistencia mecánica. Ver **Figura 74.** (57)

Figura 74 Unión cola de milano

Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

7. Encastrados. Se usan principalmente para estanterías que no requieran demasiado esfuerzo. Tiene algunas variantes, de las cuales se ilustra la más sencilla, de ranura recta. (57)

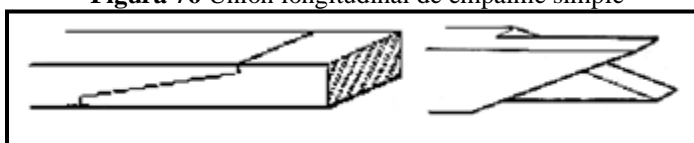
Figura 75 Unión encastrado



Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

8. Longitudinales. A la hora de unir dos tirantes de madera en sentido longitudinal, se puede hacer un empalme simple, o una unión con cubre juntas, siendo esta última la más apropiada para trabajos pesados. (57)

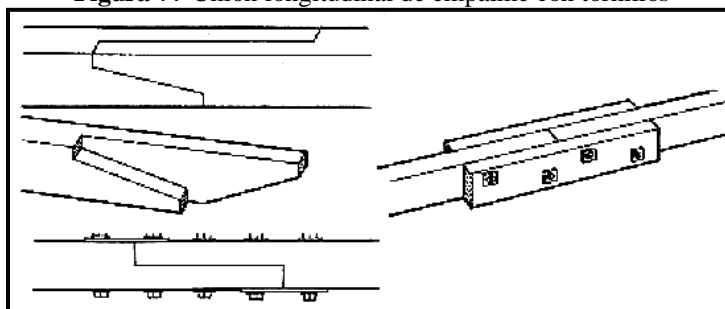
Figura 76 Unión longitudinal de empalme simple



Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

Si se necesita mayor resistencia, lo más indicado es hacer una unión con cubre juntas, donde la junta se cubre con piezas metálicas o de madera, y se aprieta el conjunto con tornillos pasantes o zunchos metálicos. Este sistema puede usarse con los cortes mostrados en el ejemplo anterior, o como muestra la **Figura 77**. (57)

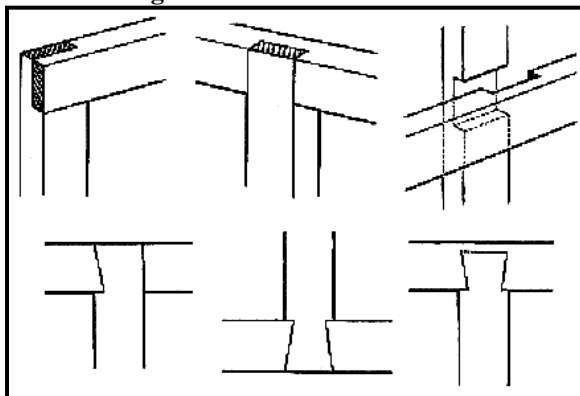
Figura 77 Unión longitudinal de empalme con tornillos



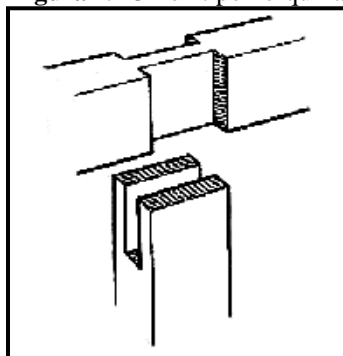
Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

9. Media madera. Este tipo de ensamble es uno de los más simples, y tiene numerosas aplicaciones. Se puede utilizar para unir vigas con columnas. Ver **Figura 78**. (57)

10. Horquilla. Es otro ensamble utilizado con frecuencia, es más resistente que el ensamble a media madera, pero requiere mayor trabajo y precisión. Se puede utilizar para unir vigas con columnas. Ver **Figura 79**. (57)

Figura 78 Unión media madera

Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

Figura 79 Unión tipo horquilla

Fuente: <http://www.madereros.com/index.html>

K. Encolado

La teoría de cómo se encola la madera se basa en dos uniones, la mecánica y la específica. Sin embargo la mayoría de las colas funciona por ambos tipos de unión.

- **Unión mecánica:** se basa en que la cola semi-fluida, se introduce en los poros de las dos superficies a unir de madera, y después, por fraguado la cola se convierte en un sólido de gran cohesión, anclado en ambas piezas, que quedan perfectamente unidas. Según este principio la calidad del encolado depende de la rugosidad de la superficie de madera, del número de poros que contenga, que estén abiertos y cuánto profundice la cola. (44)
- **Unión específica:** es la que resulta de la atracción química entre los grupos activos de naturaleza polar de la madera y los grupos activos polares de la cola. En este caso, está demostrado que la rugosidad de una superficie perjudica la calidad del encolado. Influye la edad de la pieza, ya que con el tiempo el número de grupos polares activos disminuye. (44)

Cuando los elementos están directamente expuestos a las intemperies, a variaciones hidrométricas importantes o a temperaturas que pueden llegar a 50° C, se deben utilizar únicamente pegamentos a base de resinas sintéticas. (44)

La madera a unir debe ser una madera porosa, limpia, con cortes definidos, y que no tengan sustancias que se interpongan entre la madera y la cola. La madera debe estar seca, por lo general, debajo del 15%. La humedad excesiva de la madera es una barrera a la unión con los adhesivos. (44)

Las resinas, grasas, taninos o aceites que pueda contener la madera dificultan la adhesión. Cuando una madera tiene este tipo de sustancias se puede desengrasar la superficie con disolventes que no dejen residuos, o se puede crear una nueva superficie aplicando una imprimación antes del encolado. (44)

1. Adhesivos. Existen multitud de colas y pegamentos que permiten unir y ensamblar piezas de distintos materiales. Al momento de elegir el sistema de adherencia hay que tener en cuenta el material que se va a unir, ya que existen distintos tipos de pegamentos según sus características y modos de empleo. Aunque se pueden encontrar numerosas marcas comerciales es importante conocer los tipos genéricos de pegamentos y cómo utilizarlos. (44)

Los adhesivos deben presentar las siguientes características:

- Tensión superficial pequeña.
- Viscosidad baja, para penetrar por los poros de la madera.
- Polares.
- Deben poder convertirse en sólidos. (44)

Por lo general los adhesivos no cumplen todos los requisitos, por lo que se vuelve necesario añadir aditivos que les brinden ciertas propiedades, algunos de los aditivos que se suelen usar son:

- Resina: proporciona la unión pretendida
- Endurecedor: activa el fraguado de la resina.
- Cargas: normalmente son harinas que se añaden para proporcionarle elasticidad a la resina y bajar el precio de las mismas.
- Disolventes: facilitan la penetración de la resina en la madera.
- Viscosantes y diluyentes: se añaden para dar al adhesivo la viscosidad adecuada. (44)

Los pegamentos usados en la industria de la madera son generalmente sintéticos. Las colas naturales son utilizadas en casos muy específicos, generalmente de forma artesanal, pues su aplicabilidad y resistencia ha quedado ampliamente superada por las colas sintéticas. Las colas sintéticas más utilizadas son las siguientes:

a. Pegamentos termoplásticos. Colas de acetato de polivinilo (PVAC). Tienen una vida muy elevada, lo que permite que se comercialicen ya preparadas, a base de una dispersión de la resina, junto con cargas de agua. (44)

El fraguado se produce al evaporarse el disolvente, que hace que las partículas de cola se aglomeren entre sí, formando una película muy resistente mecánicamente, y poco resistente a la humedad. Se puede utilizar esta cola en la unión de maderas con mayor contenido en humedad, añadiendo a la cola productos tales como alcoholes. (44)

Para que el fraguado se desarrolle normalmente, es necesario que la temperatura ambiente supere los 18°C, la humedad relativa sea inferior al 65%, que la madera tenga una humedad inferior al 12%, y que la presión de prensado esté comprendida entre 2 y 4 kg/cm². En estas condiciones la unión se completa entre los 30 min y 2 horas, dependiendo de las condiciones de encolado y de la cantidad de cola (cuanto mayor sea la cantidad de cola más tiempo se necesita). Después del tiempo de prensado, conviene dejar que complete el fraguado durante al menos 3 horas. (44)

b. Pegamentos de contacto: Neopreno y derivados (PC). Son colas que se suministran totalmente preparadas, que fraguan por evaporación del disolvente. Estos pegamentos tienen como característica especial, que deben aplicarse a las dos piezas a unir, dejar un tiempo abierto para que el disolvente se evapore (alrededor de 15 min) y a temperatura ambiente se ponen las dos partes en contacto, se presionan con una fuerza elevada (5 kg/cm²) quedando instantáneamente las dos partes unidas por cohesión entre la propia cola. (44)

La unión que se consigue es muy poco resistente en cuanto a aspectos mecánicos, a la humedad y al calor.

c. Pegamentos termofusibles o de fusión etileno acetato de vinilo EVAC poliamida. Son pegamentos que se suministran en forma de gránulos o barras totalmente preparadas.

Estos pegamentos se aplican, después de fundirlos a una temperatura de entre 160 a 220°C, a una de las dos partes a unir, debiendo de aplicar la otra parte a unir, antes de que el pegamento fundido rebase el punto denominado reblandecimiento (70 a 120°C), fenómeno que ocurre en los primeros 4 segundos después de la aplicación del pegamento. La aplicación de esta segunda parte se debe realizar con presión de 2 a 5 kg/cm² durante 3 a 12 segundos, tiempo que tarda en enfriarse y fraguar el pegamento. (44)

La unión obtenida tiene mediana resistencia mecánica, resistencia alta a la humedad y en cambio tiene poca resistencia al calor, dado que a partir de los 70 a 120 °C, vuelve a reblandecerse el pegamento y con ello a desaparecer su resistencia. Al igual que las demás colas, la resistencia de la unión aumenta a lo largo del tiempo. (44)

d. Pegamentos de poliuretano. Son pegamentos que fraguan muy rápidamente, proporcionando elevada resistencia mecánica y a la humedad, mientras que su resistencia al calor, es relativamente baja. (44)

Tienen la propiedad de encolar madera con metal, vidrio, etc. Esta propiedad es la que dificulta su utilización actual, al quedarse adherido a la prensa. (44)

e. Pegamentos epóxicos. Son pegamentos formados por dos componentes, que deben mezclarse perfectamente unos momentos antes de su aplicación. Su fraguado se produce al cabo de unas horas (1 a 4 horas con temperaturas elevadas y hasta 24 horas a temperatura ambiente) como consecuencia de las reacciones químicas existentes en los dos componentes. (44)

Este pegamento requiere presiones muy pequeñas para conseguir la unión. Aún así, la unión que se obtiene es extraordinariamente resistente tanto mecánicamente, como a la humedad o al calor. Su fuerza de unión es tan elevada que se puede utilizar para unir madera con madera, madera con vidrio, metal, plástico y cerámica. (44)

f. Pegamentos anaeróbicos PUR; MS o MS2. Son pegamentos basados en los polimetacrilatos, los cianocrilatos y los acrílicos cuya característica más importante es que el polímero se forma bajo la reacción con el O₂ del aire. El polímero se forma en breves instantes, incluso es más rápido que los pegamentos termofusibles, y presenta una alta resistencia mecánica, variable a la humedad y a la temperatura según su formulación. (44)

Aunque son adhesivos muy utilizados en bricolaje, industrialmente tienen el problema de que la cola debe estar en una atmósfera inerte hasta su aplicación. (44)

g. Pegamentos UV. Suelen ser pegamentos acrílicos modificados o siliconas. Son útiles cuando se requiere pegar algo con cristal. Los acrílicos son muy resistentes, sin embargo las siliconas son lentas y poco resistentes. La ventaja de las siliconas es su capacidad de sellado y su resistencia a la intemperie. (44)

**Guía técnica para el diseño de estructuras en madera:
Segunda parte**

IX. INTRODUCCIÓN Y CONSIDERACIONES GENERALES

A. Introducción

El propósito de este trabajo es presentar el proceso de diseño de estructuras de madera en una manera rápida y sencilla, pero que abarque todos los aspectos necesarios para cubrir completamente el análisis y diseño estructural de los principales elementos. En la mayoría de casos, los planos y detalles de construcción son definidos por un arquitecto y, por lo general, les son dados a un ingeniero estructural para el diseño de elementos estructurales y su posterior presentación en dibujos que definan los cálculos estructurales. En este libro se busca tomar un enfoque más práctico que cubra el proceso de diseño que un ingeniero estructural atravesaría para una típica estructura de madera.

Este trabajo está hecho con la intención de ser utilizado como libro de texto por estudiantes que lleven cursos acerca del uso de la madera como elemento estructural o de ingenieros estructurales de madera que buscan una guía sencilla y práctica para el diseño de las mismas. El lector debe tener un conocimiento básico, pero práctico de estática, resistencia de materiales, análisis estructural (incluido el análisis de armaduras), y los cálculos de carga de conformidad con los códigos de construcción (cargas muertas, vivas, de viento y sísmicas).

El número de configuraciones de construcción y ejemplos de diseño que se podrían presentar es ilimitado. Algunas aplicaciones de la madera en la construcción son edificios residenciales, centros comerciales, oficinas, hoteles, escuelas y colegios, asistencia sanitaria e instalaciones de ocio, de vida y de jubilación, hogares y edificios religiosos. Las estructuras de madera más comunes son las viviendas familiares y multi-residenciales, así como hoteles. Las estructuras residenciales suelen ser de uno a tres pisos de altura, mientras multifamiliares y las estructuras de hotel pueden ser de hasta cuatro pisos de altura. Estructuras comerciales, industriales, y otras estructuras con mayores cargas de ocupación y factores de seguridad no son normalmente construidas de madera, aunque ésta puede utilizarse como una estructura secundaria. Partiendo de esto, el propósito de ésta guía es crear unos lineamientos básicos y sencillos de diseño para que estructuras normalmente construidas en acero como bodegas, pasarelas y puentes pequeños, puedan construirse en madera, obteniendo de esta manera un material de construcción alternativo cuyo precio no fluctúa como lo hace el acero, por ejemplo. (2)

B. Posición de Guatemala en la construcción de madera

La madera es el material de construcción renovable más abundante de la naturaleza y es ampliamente utilizado como material estructural en algunos países y regiones del mundo. En Estados Unidos, por ejemplo, más del 80% de todas las construcciones son de madera. Irónicamente, siendo Guatemala un país con un gran potencial forestal, esta forma de construcción es prácticamente inexistente. La construcción de viviendas de madera en nuestro país está limitada únicamente al sector más pobre de nuestra población. Este tipo de construcción es visto solamente como un paso previo a construir lo que se denomina una vivienda “formal” o “digna” que sería una construcción de mampostería. Esta mentalidad tan arraigada en nuestra población se da debido a que una construcción sólida y pesada es vista por las demás personas como un signo de status o mejoría económica.

C. Análisis por el método de diseño de esfuerzos admisibles (ASD)

En este trabajo se plantean soluciones constructivas y ejemplos de diseño de estructuras en madera analizadas mediante el método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD, por sus siglas en inglés). Este método se utiliza ampliamente para el diseño estructural de estructuras de madera en los Estados Unidos. El método se basa en la determinación de un esfuerzo máximo admisible en condiciones normales de servicio, que incorpora un factor de seguridad. El factor de seguridad es la proporción de la carga o esfuerzo máximos que un miembro estructural puede soportar antes de que exceda la de carga admisible planteada por los códigos de construcción. Estos factores varían entre 1.5 y 2.0 para la mayoría de estructuras. El esfuerzo admisible debe ser mayor o igual al esfuerzo aplicado, el cual debe ser calculado en base a un análisis estructural elástico. En formato de ecuación, esto se define como $f_b \leq F'_b$. Cabe mencionar que este tipo de análisis es aplicable para ambos ASD y LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia, por sus siglas en inglés). (2)

El valor ajustado de diseño es un término que se utiliza para referirse a los valores de diseño de referencia multiplicados por los factores de corrección, C , definidos más adelante. Entonces, los valores de diseño de referencia ($F_b, F_t, F_v, F_c, F_{c\perp}, E, E_{\min}$) se multiplican por los factores de corrección para determinar los Valores Admisibles de Diseño ($F'_b, F'_t, F'_v, F'_c, F'_{c\perp}, E', E'_{\min}$). Estos esfuerzos se definen por medio de una F mayúscula, como puede observarse arriba, a diferencia de los esfuerzos aplicados a la estructura, que son definidos mediante una f minúscula. Por ejemplo, el esfuerzo aplicado de tensión paralelo a la fibra, $f_t (= \frac{P}{A})$ debe ser menor o igual al esfuerzo admisible de tensión paralelo a la fibra, F'_t , donde

$$F'_t = F_{t, \text{NDS-S}} \text{ (producto de todos los factores } C \text{ o de corrección aplicables)}$$

De manera similar, el esfuerzo de flexión aplicado $f_b (= M/S_x)$ debe ser menor o igual al esfuerzo a flexión admisible F'_b , donde

$$F'_b = F_{b, \text{NDS-S}} \text{ (producto de todos los factores } C \text{ o de corrección aplicables)}$$

En general, el esfuerzo admisible esta dado por

$$F' = F_{\text{NDS-S}} \text{ (producto de todos los factores } C \text{ o de corrección aplicables)}$$

En la **Tabla 22** se muestran los factores de corrección más utilizados. Sin embargo, más adelante se definirán y desarrollarán extensamente estos factores C y los casos en los que se deben aplicar a cada uno de los esfuerzos, según sean necesarios. (2)

Tabla 22 Factores de corrección

Factor de corrección	Descripción
C_D	Factor de duración de carga
C_M	Factor de humedad
C_F	Factor de tamaño
C_{fu}	Factor de canto
C_t	Factor de temperatura
C_i	Factor de incisión
C_P	Factor de estabilidad de columnas
C_L	Factor de estabilidad de vigas
C_V	Factor de volumen (solo para madera laminada)
C_b	Factor de área portante
C_c	Factor de curvatura

Fuente: NDS

D. Condiciones de referencia

Las condiciones de referencia se han definido de tal manera que la mayoría de productos de madera utilizados en interiores o en entornos protegidos no requieran ajuste por humedad, temperatura, o efectos del tratamiento.

Las condiciones de referencia para el Contenido de Humedad (CH) son el 19% o menos para los productos de la madera aserrada. El límite equivalente para productos encolados (madera laminada encolada estructural, estructuras compuestas de madera, vigas de alma abierta - *armaduras* - "I" prefabricadas de madera y paneles estructurales de madera) se define como 16% o menos de CH. (2)

Las condiciones de referencia de temperatura incluyen temperaturas sostenidas de hasta 38°C. Es importante hacer notar que tradicionalmente (y equivocadamente) se ha supuesto que éstas condiciones de referencia también incluyen construcciones o aplicaciones comunes en lugares desérticos, donde las temperaturas durante el día a menudo sobrepasan los 38°C. Ejemplos de aplicaciones que pueden superar el rango de referencia de temperatura incluyen plantas de procesamiento de alimentos, así como algunos otros tipos de construcción industrial. (2)

Los valores de diseño y las capacidades que serán expuestos más adelante son para miembros no tratados. Asimismo, aplican a los productos de la madera tratada a presión mediante un proceso aprobado y conservativo, excepto en las condiciones de factores de carga duración.

Se supone, para los valores de referencia, que la madera está sin tallar, o sea, que no se le ha hecho ninguna modificación a su superficie para aumentar la penetración de productos químicos preservantes. Para los miembros que presenten éstas características, se deben utilizar los factores de corrección por tallado, que se presentan más adelante.

Los efectos en la resistencia del tratamiento químico ignífugo se deberán tener en cuenta en el diseño. Los valores de referencia de diseño, incluyendo los valores de diseño de conexiones, para madera aserrada y madera laminada encolada estructural tratada a presión con productos químicos retardantes del fuego se deberán obtener de la empresa proveedora del servicio de tratamiento y resecado. El factor de impacto de duración de carga no se aplicará a los miembros estructurales tratados a presión con productos químicos retardantes de fuego. (2)

E. Factores de reducción de carga

Existen varios factores de modificación que se deben de tomar en cuenta a la hora de determinar las cargas de diseño que serán asignadas a los elementos estructurales de madera. El factor de reducción de carga se debe a defectos presentes en la madera que reducen su capacidad para soportar las cargas aplicadas. Estos defectos pueden ser nudos, quiebres, mengua, y deterioro (partes podridas) y normaliza los valores del esfuerzo de diseño con respecto a la duración de carga, las concentraciones de tensión, entre otras. Los valores para cada tipo de condición de carga se presentan en la **Tabla 23**. (25)

Tabla 23 Factores de reducción de carga

Tipo de esfuerzo	Factores de reducción de resistencia	Estado límite
Esfuerzo a flexión, F_b	0.48	Resistencia última
Tensión paralela a la fibra, F_t	0.48	Resistencia última
Compresión paralela a la fibra, F_c	0.533	Resistencia última
Corte paralelo a la fibra, F_v	0.247	Resistencia última
Compresión perpendicular a la fibra, $F_{c\perp}$	0.667	0.04in ó 1mm deformación
Módulo de elasticidad a flexión, E	1.0	Límite elástico o de proporcionalidad

Fuente: NDS

F. Factores de modificación para madera maciza y madera contrachapada

Anteriormente, se comentó que existen varios factores de corrección de esfuerzos utilizados en el diseño de madera. En las siguientes páginas se definirá cada uno de ellos, así como el por qué de la necesidad de incluirlos en los cálculos de determinación de esfuerzos admisibles.

Tabla 24 Casos de aplicación de los factores C , para madera rolliza

$F_b' =$	$F_b C_D C_M C_t C_L C_F C_{fu} C_i C_r$
$F_t' =$	$F_t C_D C_M C_t C_F C_i$
$F_v' =$	$F_v C_D C_M C_t C_i$
$F_{c\perp}' =$	$F_{c\perp} C_M C_t C_i C_b$
$F_c' =$	$F_c C_D C_M C_t C_F C_i C_P$
$E' =$	$E C_M C_t C_i$
$E_{min}' =$	$E_{min} C_M C_t C_i C_T$

Fuente: NDS

Nota. El factor de estabilidad C_L , no debe ser aplicado simultáneamente con el factor de volumen C_v , en estructuras de madera laminada trabajando a flexión. Debe utilizarse el menor de ambos.

Tabla 25 Casos de aplicación de los factores C , para madera laminada

$F_b' =$	$F_b C_D C_M C_t C_L C_v C_{fu} C_c$
$F_t' =$	$F_t C_D C_M C_t$
$F_v' =$	$F_v C_D C_M C_t$
$F_{c\perp}' =$	$F_{c\perp} C_M C_t C_b$
$F_c' =$	$F_c C_D C_M C_t C_P$
$E' =$	$E C_M C_t$
$E_{min}' =$	$E_{min} C_M C_t$

Fuente: NDS

1. Factor de duración de la carga, C_D . La madera es susceptible a la fluencia y continúa deflectándose bajo una carga constante debido a la pérdida de humedad en las paredes celulares y cavidades del miembro de madera. Esta propiedad de fluencia de la madera se toma en cuenta a la hora de determinar la resistencia de un miembro de madera mediante el uso del factor de duración de carga, C_D . El término *duración de la carga* designa el tiempo total acumulado en el cual una carga es aplicada durante la vida de la estructura. Entre más corta la duración de carga, más fuerte será el miembro de madera. El factor de duración de carga C_D , convierte valores de esfuerzo para una duración normal de carga a valores de esfuerzo de diseño para otras duraciones de la carga. El Código NDS (Especificación Nacional de Diseño, por sus siglas en inglés) de Estados Unidos, define la duración normal de carga como 10 años, lo que significa que la carga es aplicada sobre la estructura una duración acumulada máxima de 10 años. Entonces, para la carga y la duración normal mencionadas arriba, el factor C_D es 1.0. Los factores de duración de carga para otros tipos de cargas se dan en la **Tabla 26**. (25)

Tabla 26 Factores de duración de carga, C_D

Tipo de cargas	Duración acumulada de carga	Factor de duración de carga, C_D
Carga muerta	Permanente	0.9
Carga viva de suelo	10 años o duración normal	1.0
Carga viva de techo	7 días	1.15
Carga de construcción	7 días	1.25
Viento	10 minutos	1.6
Sismo	10 minutos	1.6
Impacto	1 segundo o menos	2.0

Fuente: NDS

Para cualquier combinación de carga, el factor C_D que rige será el valor que corresponde a la duración de carga más corta en esa combinación de carga. Por lo tanto, el valor C_D que regirá será el valor más grande en esa combinación de carga. Cabe señalar que el Código NDS recomienda un factor de duración de carga de 1.6 para las cargas sísmicas y de viento, en lugar de los 1.33 recomendados en

códigos antiguos, a fin de reflejar la muy pequeña duración de estas cargas. Por ejemplo, presiones de ráfaga de viento de 3 segundos son utilizadas en los códigos modernos, como el IBC y el ASCE 7 para cálculo de carga de viento, lo que implica una menor duración que la carga de viento que la utilizada en códigos anteriores como el Código Uniforme de Construcción (UBC). Sin embargo, en algunas jurisdicciones pueden insistir todavía en usar un factor de duración carga de 1.33 a ser utilizado en el lugar, por lo que se aconseja al lector consultar siempre los códigos locales para utilizar el factor de duración de carga de viento adecuado en la zona. (25)

2. Factor de humedad, C_M . La fuerza de un miembro de madera se ve afectada por su contenido de humedad. Cuanto mayor sea el contenido de humedad, más susceptible será a la fluencia el miembro y, por tanto, menor su resistencia. Los esfuerzos de diseño tabulados en NDS-S aplican para madera secada en superficie (S-dry), usada en condiciones de servicio secas. La condición “S-dry” indica un contenido máximo de humedad de 19% para madera aserrada y menos del 16% para madera laminada. El factor de la humedad C_M se muestra en la **Tabla 27**. (25)

Tabla 27 Factor de humedad, C_M , para madera aserrada y laminada

	Contenido de humedad en equilibrio, CHE (%)	Factor de humedad, C_M
Madera aserrada	≤ 19 (i.e., S-dry)	1.0
	> 19	Usar valores de C_M de la Tabla 4A a la 4F del NDS-S, según sea el caso
Madera laminada	< 16 (i.e., S-dry)	1.0
	≥ 16	Usar valores de C_M de la Tabla 5A a la 5D del NDS-S, según sea el caso

Fuente: NDS

3. Factor de tamaño, C_F . El factor de tamaño se define debido al efecto que tiene el tamaño de los miembros estructurales de madera en su capacidad para resistir las cargas. Mientras la profundidad de un miembro de madera aumenta, la desviación en la distribución esfuerzos de la asumida *distribución lineal de esfuerzos* se vuelve más pronunciada. Esto lleva a una reducción en la resistencia del miembro de madera. El factor de tamaño C_F se aplica únicamente a madera aserrada, no así al pino del sur (o pino amarillo del sur), a miembros laminados encolados, o madera trabajada con una máquina de tensión nominal (MSR). La **Tabla 28** da los valores de C_F para las distintas clasificaciones de tamaño de madera aserrada. (25)

Tabla 28 Factores de tamaño, C_F

Clasificación por tamaño	Factor de tamaño, C_F
Madera dimensionada	Use C_F de las Tablas 4A, 4B, 4E y 4F del NDS-S
Larguero y travesaño (LyT)	$C_F = \left(\frac{12}{d}\right)^{1/9} \leq 1.0$, en pulg. $C_F = \left(\frac{300}{d}\right)^{1/9} \leq 1.0$, en cm. Donde: d es el peralte real del miembro
Poste y madero (PyM)	Para cargas aplicadas a LyT, ver tabla 4D del NDS-S.

Fuente: NDS

4. Factor de miembros repetitivos, C_r . El factor de repetición se aplica únicamente a miembros a flexión puestos en series y toma en cuenta la redundancia en un techo, piso, o marcos de paredes. Representa el hecho de que si ciertas condiciones se cumplen, la falla o la reducción de resistencia de un miembro a flexión, en serie con otros miembros adyacentes, no conduce necesariamente a la falla de todo el sistema de piso o pared, debido a la capacidad de la estructura de redistribuir la carga de un miembro fallado a sus miembros adyacentes. Ejemplos de miembros repetitivos pueden incluir vigas y

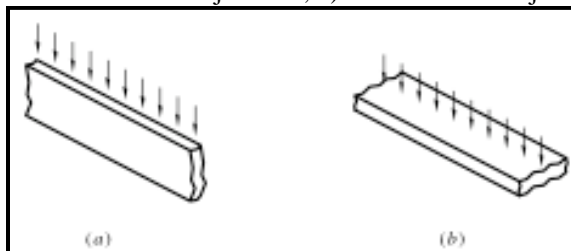
joists de techo y piso, así como columnas, entre otros. Para que un miembro de madera estructural pueda ser clasificado como repetitivo, todas las siguientes condiciones deben cumplirse:

- Existen al menos tres miembros paralelos en la dimensión de la madera.
- El espaciamiento centro-a-centro de los miembros no debe ser de más de 24" ó 610mm.
- Los miembros están conectados o atados entre sí por el techo, piso, pared o revestimiento (ej. madera contrachapada).

Si un miembro es repetitivo, el factor repetitivo C_r de ese miembro es 1.15. Para todos los demás casos, C_r es 1.0. El factor de miembros repetitivos C_r no se aplica a madera dimensionada ni para vigas laminadas. En los cuadros de flexión en el Tablas 4A, 4B, 4C del NDS-S se muestra el factor C_r para otros casos que pudieran presentarse. (25)

5. Factor de canto, C_{fu} . A excepción de cubiertas de techo o piso, el diseño por esfuerzo NDS-S aplica para miembros de madera a flexión sobre su eje más fuerte (o x-x), como se indica en la **Figura 80a**.

Figura 80 Dirección de la carga con respecto a sus ejes ortogonales:
a) de flexión sobre el eje fuerte; b) flexión sobre el eje débil.



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

Para la mayoría de los casos, el factor de canto C_{fu} es de 1.0. Sin embargo, para las pocas situaciones en las que los miembros de madera son cargados sobre su eje más débil (y-y), como se indica en la **Figura 80b**, el factor de canto C_{fu} se obtiene de las Tablas 4A y 4B de la NDS-S para madera dimensionada, y las Tablas 5A a 5D de NDS-S para madera laminada encolada. Un ejemplo clásico de una situación en la que la madera puede ser flexionada sobre su eje (y-y) débil es en escalones de madera. El factor de utilización global no se aplica a cubiertas porque este factor ya ha sido incorporado en los valores de diseño de las tablas del NDS-S para cubiertas. (25)

Para miembros de madera laminada, el factor de canto suele ser mayor que 1.0 y es aplicable a vigas sometidas a flexión sobre su eje débil y cuando el ancho (o dimensión menor) del miembro laminado sea menor a 12" o 30cm. Los valores C_{fu} para madera laminada están tabulados en la sección de factores de ajuste del NDS-S Tablas 5A a 5D y deben ser aplicados únicamente al esfuerzo F_{by} (o flexión en el eje débil). Aunque a veces las vigas laminadas son sometidas a flexión combinada sobre su eje fuerte y débil al mismo tiempo, es práctico y conservador asumir un valor de C_{fu} igual a 1.0 en el diseño. (25)

6. Factor de Incisión, C_i . Algunas especies de madera no aceptan fácilmente el tratamiento preservante a presión. Entonces, pequeñas incisiones en dirección paralela a las fibras pueden cortarse en la madera para aumentar la profundidad de penetración de los preservantes. El factor de incisión aplica solamente para madera dimensionada y tiene un valor de 1.0 para madera sin incisión. Los valores de diseño se multiplican por los factores que se muestran en la Tabla 29, cuando la madera es incidida paralela a la fibra, de la siguiente manera:

Profundidad máxima	= 0.4" o 10mm
Longitud máxima	= 0.375" o 9.5mm
Densidad máxima de incisión	= 1,100/pies ² o 11,800/m ²

Tabla 29 Factor de incisión, C_i

Valor de diseño	Factor de incisión, C_i
E, E_{\min}	0.95
F_b , F_t , F_c , F_v	0.80
F_{cL}	1.00

Fuente: NDS

7. Factor de temperatura, C_t . Arriba de los 38°C, un aumento de temperatura conduce a una reducción en la resistencia de un miembro de madera. Para temperaturas inferiores a 38°C, el factor de temperatura C_t es de 1.0 para madera utilizada en condiciones de servicio secas o húmedas, y esto se aplica a la mayoría de las estructuras con aislamiento de madera. Cuando la temperatura en una estructura de madera es superior a 38°C, como puede ocurrir en algunas estructuras industriales, los valores de C_t pueden obtenerse de la Tabla 2.3.3 del Código NDS. (25)

8. Factor de estabilidad lateral de vigas, C_L . El factor de estabilidad de vigas se aplica debido al efecto de pandeo lateral de un miembro a flexión. Mientras se somete una viga a flexión debido a cargas gravitacionales, el borde superior se encuentra a compresión, mientras que el borde inferior se encuentra a tensión. Como resultado de los esfuerzos a compresión, la parte superior de la viga será susceptible a pandeo lateral si no se sujeta adecuadamente. Mientras el borde superior se mueve hacia los lados, el borde inferior, que está a tensión, tiende desviarse en la dirección opuesta. Si los apoyos restringen los desplazamientos, la viga se torsionará. Esta tendencia a girar se llama pandeo lateral, y cabe señalar que si los apoyos permiten desplazamientos, la viga se convertirá en inestable y podría rodar. Sin embargo, restricciones laterales se usan normalmente, al menos en los apoyos de la viga. En general, si el borde a compresión de un miembro a flexión está sujeto o arriostrado continuamente por cubiertas o revestimiento de madera contrachapada, la viga no será susceptible al pandeo lateral, y el factor de estabilidad de la viga C_L será 1.0 en este caso. (25)

En el **Capítulo XVII: Diseño de vigas al pandeo lateral**, se profundizará más sobre este factor. Sin embargo, se creyó importante introducir el factor de estabilidad de vigas en esta sección debido a que se hace lo mismo con todos los otros factores que modifican a los esfuerzos aplicados a cualquier estructura.

El NDS presenta dos métodos que se podrían utilizar para determinar el factor de estabilidad de la viga C_L , el método de la regla general (*rule-of-thumb method*) y el método de cálculo.

a. Método de la regla general, Código NDS Sección 3.3.3. El factor de estabilidad de vigas C_L será de 1.0 para cada uno de los siguientes casos, siempre que las condiciones descritas en cada caso se cumplan:

- Si $d/b \leq 2$, no es necesario soporte lateral y ni bloqueo en los extremos. **Ejemplos:** miembros de madera de 2"x4" o 4"x8".
- Si $2 < d/b \leq 4$, los apoyos están sujetos lateralmente usando bloqueo final sólido. **Ejemplos:** miembros de madera 2"x6", 2"x8", o 4"x16".
- Si $4 < d/b \leq 5$, el borde a compresión de una viga está apoyada lateralmente en toda su longitud. Bloqueo final sólido no es requerido por el Código NDS, pero es recomendado. **Ejemplo:** miembros de madera de 2x10 con revestimiento de madera clavado en la cara superior del miembro a intervalos regulares.
- Si $5 < d/b \leq 6$, puentes o bloqueos sólidos totales se presentan a intervalos de 2.4m o menos, o revestimiento de madera contrachapada es clavado en la cara superior de la madera y existe bloqueo en los extremos de la viga y en el centro de la luz cuando ésta sea superior a 3.65m. **Ejemplo:** 2"x12".
- Si $6 < d/b \leq 7$, ambos bordes están sujetos en posición a todo lo largo de la viga. **Ejemplos:** 2"x14" con revestimiento de madera contrachapada clavado en la cara superior; un techo clavado

sobre la cara inferior del miembro de madera.

Para los cinco casos anteriores, las dimensiones de los miembros d y b son el ancho nominal (mayor dimensión) y espesor (menor dimensión), del miembro de madera, respectivamente. (2)

Tabla 30 Longitud efectiva, l_e , para miembros a flexión

Condición de apoyo	$l_u/d < 7$	$7 \leq l_u/d$	
		$7 \leq l_u/d \leq 14.3$	$14.3 < l_u/d$
Voladizos			
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 1.33l_u$	$l_e = 0.90l_u + 3d$	
Carga concentrada en extremo sin soportar	$l_e = 1.87l_u$	$l_e = 1.44l_u + 3d$	
Vigas simplemente apoyadas			
Carga uniformemente distribuida	$l_e = 2.06l_u$	$l_e = 1.63l_u + 3d$	
Carga concentrada al centro sin soporte lateral	$l_e = 1.80l_u$	$l_e = 1.37l_u + 3d$	
Carga concentrada al centro con soporte lateral al centro		$l_e = 1.11l_u$	
2 cargas concentradas iguales cada 1/3 con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.68l_u$	
3 cargas concentradas iguales cada 1/4 con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.54l_u$	
4 cargas concentradas iguales cada 1/5 con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.68l_u$	
5 cargas concentradas iguales cada 1/6 con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.73l_u$	
6 cargas concentradas iguales cada 1/7 con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.78l_u$	
7 o más cargas concentradas iguales espaciadas uniformemente con soportes laterales en dichos puntos		$l_e = 1.84l_u$	
Momentos iguales en los extremos		$l_e = 1.84l_u$	
Vigas simplemente apoyadas o voladizos no especificados arriba	$l_e = 2.06l_u$	$l_e = 1.63l_u + 3d$	$l_e = 1.84l_u$

Fuente: American Forest & Paper Association, Washington, DC.

b. Método de cálculo para C_L . Cuando el ancho nominal (o mayor dimensión) d es mayor que el espesor nominal (o menor dimensión) b , factor de estabilidad de la viga se calcula utilizando la ecuación:

$$C_L = \frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1.9} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1.9}\right)^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0.95}}$$

Donde:

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_B^2} \quad = \text{esfuerzo crítico de pandeo de Euler para miembros a flexión}$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T \quad = \text{módulo de elasticidad reducido para cálculos de pandeo}$$

$$R_B = \sqrt{l_e d / b^2} \leq 50 \quad \text{Cuando } R_B > 50, \text{ el tamaño de la viga tiene que ser aumentado y/o debe proveerse arriostramiento lateral al borde a compresión de la viga para regresar } R_B \text{ dentro del límite de 50)}$$

l_e = longitud efectiva obtenida de la **Tabla 30** en función de la longitud libre l_u

l_u = longitud no soportada del borde a compresión de la viga, o la distancia entre los puntos de soporte lateral que impidan la rotación y/o desplazamiento lateral del borde a compresión de la viga.

$$F_{bx}^* = F_{bx, NDS-S} \text{ (Producto de todos los factores aplicables, excepto } C_{fu}, C_V, \text{ y } C_L) \text{ (25)}$$

9. Factor de estabilidad de columnas, C_p . El factor de la estabilidad de columnas representa a la estabilidad contra el pandeo en columnas. Es una función de la rigidez de los apoyos de una columna, su longitud efectiva, y las dimensiones de su sección transversal, y aplica solamente al esfuerzo a compresión paralelo a la fibra F'_c . Cuando una columna está completamente arriostrada en torno a un eje de pandeo como por la intersección de una pared o por recubrimiento de *plywood*, el factor de la estabilidad de columna C_p sobre ese eje será igual a 1.0. (25)

10. Factor de volumen, C_V . El factor de volumen, que representa los efectos por tamaño en miembros de madera laminada, sólo es aplicable para calcular los esfuerzos de flexión. En el diseño de miembros de madera laminada a flexión, el menor de los factores de estabilidad de vigas C_L y el factor de volumen C_V es utilizado para calcular el esfuerzo admisible a flexión. El factor de volumen está dado por:

$$C_V = \left(\frac{21}{L}\right)^{1/x} \left(\frac{12}{d}\right)^{1/x} \left(\frac{5.125}{b}\right)^{1/x} = \left(\frac{1291.5}{bdL}\right)^{1/x} \leq 1.0$$

Donde:

L = longitud de las vigas entre los puntos de momento cero, en pies
(Conservadoramente, se puede asumir que L = longitud total de las vigas)
 d = profundidad de la viga, en pulg.
 b = ancho de la viga, en pulg. ($\leq 10.75''$)
 $x = 20$, para pino del sur; 10 para todas las demás especies (25)

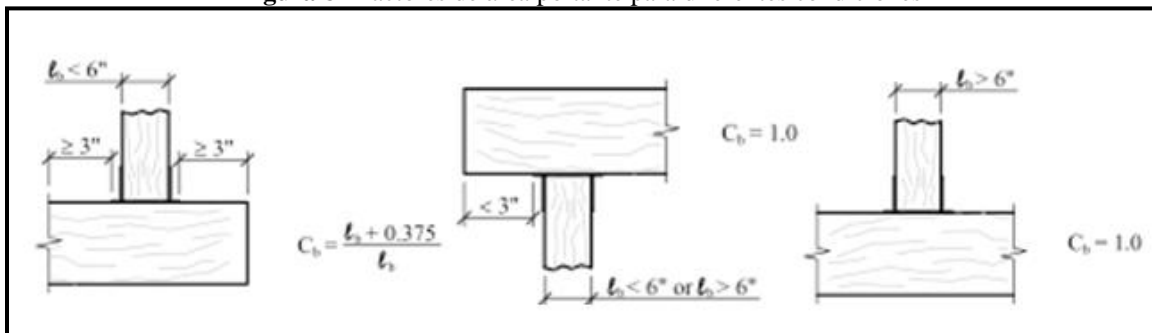
11. Factor de área portante, C_b . El factor de área portante se debe al incremento en los esfuerzos admisibles en apoyos interiores. La Sección 3.10. 4 del Código NDS indica que para apoyos portantes alejados más de 3'' ó 7.5cm del extremo de un miembro y donde la longitud portante l_b medida paralela a la fibra del miembro sea menor de 6'' ó 15cm, un factor de ajuste de área portante C_b puede aplicarse, donde:

$$C_b = \frac{l_b + 0.375}{l_b} \quad \text{para } l_b \leq 6'' \text{ ó } 15\text{cm}$$

$C_b = 1.0$ para $l_b > 6''$ o 15cm y apoyos en los extremos del miembro

Esta ecuación representa el aumento en la capacidad portante en reacciones interiores (no internas) o cargas concentradas en el interior donde hay áreas no esforzadas alrededor de la zona de esfuerzo. Estas condiciones pueden verse en la **Figura 81**. (25)

Figura 81 Factores de área portante para diferentes condiciones



Fuente: *American Forest & Paper Association*, Washington, DC.

12. Factor de curvatura, C_c . El factor de curvatura se utiliza para ajustar el esfuerzo admisible a flexión para miembros laminados curvos como arcos. El factor de curvatura C_c aplica

únicamente a la sección curva de un miembro de madera. Para miembros rectos de madera, C_c es 1.0. El C_c para un miembro curvo está dado por:

$$C_c = 1 - 2000 \left(\frac{t}{R} \right)^2$$

Donde:

t = grosor de las láminas, en pulg.

R = radio de curvatura de la cara interna de las laminas, en pulg.

$$\frac{t}{R} \leq 1/100 \quad \text{para maderas duras}$$

$$\frac{t}{R} \leq 1/125 \quad \text{para maderas suaves y otras (25)}$$

X. CARGAS Y COMBINACIONES DE CARGAS

A. Alcances

Una estructura deberá resistir las cargas permanentes y las cargas frecuentes a las que se vea sujeta, incluyendo cargas muertas, cargas vivas y empujes de otros tipos. Además, deberá soportar las cargas de sismo, viento y otras cargas esporádicas como los son algunos eventos volcánicos y otros eventos meteorológicos.

A continuación se especifican cargas vivas, y se ofrecen lineamientos para integrar otras cargas. También se especifican las combinaciones de carga que es necesario realizar para obtener un diseño de cualquier estructura de interés. (26)

B. Cargas muertas

1. Definición. Las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción incluyendo la estructura en sí: pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos, equipo permanente rígidamente anclado, etc. Las fuerzas netas de pre-esfuerzo también se consideran cargas muertas. (26)

2. Pesos de los materiales. Para el cálculo se utilizarán valores representativos medios de los pesos de los materiales. El ingeniero estructural tendrá presente que no es necesariamente conservador tomar pesos unitarios en exceso de los valores reales. (26)

3. Tabiques y particiones. Los tabiques y particiones interiores no incorporadas al sistema estructural deberán de incluirse como cargas uniformemente distribuidas sobre el entepiso, tomando en cuenta el peso unitario de los mismos y su densidad de construcción. (26)

4. Cerramientos y vidrieras. Las paredes exteriores de cierre, sillares, vidrieras, balcones y otros cerramientos perimetrales deberán incluirse como cargas lineales uniformemente distribuidas sobre el perímetro del entepiso, tomando en cuenta el peso unitario de los mismos y su densidad de construcción. (26)

5. Equipos fijos. Los equipos fijos rígidamente sujetos a la estructura deberán ser considerados como carga muerta.

6. Equipos pesados. Los equipos fijos cuyo peso exceda el 50% de la provisión de carga viva concentrada del *Cuadro 8.1 – Cargas Vivas en Edificaciones* de la norma NR-2 del 2002 de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, deberán ser tomados específicamente en cuenta por el ingeniero estructural quien decidirá si son carga muerta o carga viva. Este cuadro será presentado más adelante en el **Tabla 32**. Es importante que el diseñador general informe al ingeniero estructural sobre la presencia de equipos pesados en la estructura. (26)

C. Cargas vivas

1. Definición. Las cargas vivas son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. Los agentes que producen estas cargas no están rígidamente sujetos a la estructura. Estos incluyen, pero no se limitan a: los ocupantes en sí, el mobiliario y su contenido, así como su contenido no fijo.

Las cargas vivas especificadas en estas normas son intensidades locales máximas de carga. Es improbable que el valor especificado ocurra simultáneamente sobre áreas grandes; abajo se especifican reducciones de carga global, tomadas del NR-2 del 2002 de AGIES, que el ingeniero estructural puede tomar en cuenta. (26)

2. Cargas concentradas. Las cargas vivas concentradas, P_v , se aplicarán sobre el área real de aplicación conocida. Cuando el área de aplicación no se conozca, la carga viva concentrada, P_v , se distribuirá (de acuerdo con el inciso 8.3.3 (b) de la norma NR-2 del 2002 de AGIES que será expuesto a continuación) y se aplicará en la posición que ocasione los efectos más desfavorables a la estructura. (26)

3. Cargas vivas especificadas (inciso 8.3.3 del NR-2, 2002 de AGIES)

a. Cargas uniformemente distribuidas (w_v): los entresijos se diseñarán para las cargas uniformemente distribuidas especificadas en la **Tabla 32**.

b. Cargas concentradas (P_v): se verificará que los entresijos resistan localmente las cargas concentradas especificadas en la **Tabla 32**, que simulan efectos de equipo y mobiliario pesados. Estas cargas se colocarán en las posiciones más desfavorables en el entresijo sobre un área de 75cm x 75cm. Las cargas mencionadas en éste y en el párrafo anterior no se aplicarán simultáneamente; se utilizarán para el diseño las condiciones más críticas.

c. Cargas concentradas en estacionamientos: la circulación de vehículos genera cargas de impacto y cargas dinámicas que deben tomarse en consideración al diseñar estacionamientos. Para simular esas cargas se verificará que los estacionamientos soporten localmente un par de cargas concentradas separadas 1.50m. Cada una será el 40% del peso del vehículo más pesado que esté proyectado a utilizar el área. En estacionamientos exclusivos para automóviles, las cargas concentradas serán de 900kg cada una. Las cargas de éste y el párrafo (a.) no se aplicarán simultáneamente; se utilizará para diseño la condición local más crítica. (26)

d. Escaleras: los escalones individuales de una escalera se diseñarán para una carga concentrada de 150kg. Las escaleras como un todo se diseñarán según lo especificado en la **Tabla 32**. (26)

e. Cargas especiales y cargas de impacto: el diseño deberá considerar agentes generadores de cargas de impacto y de otras cargas especiales. Los más comunes se listan en la **Tabla 31**. (26)

f. Cargas vivas de cubiertas pesadas: con o sin acceso, donde la cubierta en sí tiene un peso propio que excede 120kg/m² se listan en la **Tabla 32** la carga se aplica a la proyección horizontal de las cubiertas. Sin embargo, estas cargas no son necesariamente aplicables para edificaciones dentro de las áreas de amenaza volcánica especificadas en el Capítulo 4 del NR1-2002 de AGIES. (26)

g. Cargas vivas de cubiertas livianas: la estructura portante de techos enlaminados, de cubiertas con planchas livianas y de cubiertas transparentes, se diseñará para las cargas listadas en la **Tabla 32**. Al igual que en el caso de las cubiertas pesadas, la carga se aplica a la proyección

horizontal de las cubiertas. Dado el caso que la edificación se encuentre dentro de un área de amenaza volcánica, se aplicará el mismo criterio que en (f.).

h. Si queda establecido desde el desarrollo del proyecto, el ingeniero estructural tomará en cuenta circunstancias especiales no contempladas en los Cuadros o incisos anteriores, incluyendo cargas vivas en exceso de las anteriormente mencionadas. Sin embargo, si no se le hace ningún requerimiento especial, su responsabilidad se limita a diseñar para las cargas vivas especificadas por AGIES, mencionadas en este texto. (26)

D. Reducción de carga viva

Las cargas vivas uniformemente distribuidas especificadas en los párrafos (a.) y (f.) de la sección de Cargas Vivas Especificadas, pueden reducirse en función del área tributaria por medio de un factor multiplicador K_v . La reducción no aplica a ninguno de los otros párrafos. (26)

Las cargas vivas que se utilizan en las combinaciones de carga a ser presentadas posteriormente podrán ser las cargas reducidas conforme a esta sección. El factor de reducción para cargas uniformemente distribuidas será:

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)]$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V}$$

En las expresiones anteriores A_T es el área tributaria en metros cuadrados y para ciertos miembros puede incorporar las áreas tributarias de varios pisos; M y V representan las cargas muerta y viva sobre el miembro, respectivamente. Las ecuaciones anteriores no aplican a áreas tributarias menores que $15m^2$.

El factor de reducción K_v no será menor que 0.6 para miembros que reciban carga de un solo piso, ni será menor que 0.4 para miembros que reciben cargas de varios pisos. K_v será igual a 1.0 para lugares de reuniones públicas y cuando la carga viva sea de $500kg/m^2$ o más. (26)

Tabla 31 Cargas vivas especiales

Tipo de ocupación o uso	Carga vertical	Carga horizontal
Sistema portante de cielo falso	20kg/m ²	
Particiones y tabiques		15kg/m ²
Elevadores (muerta + viva)	2x carga total	
Grúas (muerta + viva)	1.25x carga total	
Estantería (más de 2m de altura)		50kg puntual, arriba
Sistema de fijación de lámparas y colgadores de tuberías	su peso o 50kg min.	prevenir oscilación
Barandales		
de uso público		75kg/m
de uso privado		30kg/m
Todas estas cargas se aplicarán como si fueran cargas de servicio y para diseño deben factorarse como corresponde a cargas vivas. La provisión para impacto y cargas dinámicas ya está implícita en las cantidades especificadas en la tabla.		

Fuente: NR-2, 2002 AGIES

Tabla 32 Cargas vivas en edificaciones

Tipo de ocupación o uso	w_v (kg/m²)	P_v (kg)
Vivienda	200	0
Oficina	250	800
Hospitales – encamamiento y habitaciones	200	0
Hospitales – servicios médicos y laboratorio	350	800
Hoteles – alas de habitaciones	200	0
Hoteles – servicios y áreas públicas	500	800
Escaleras privadas	300	(ver 1)
Escaleras públicas o de escape	500	(ver 1)
Balcones, cornisas y marquesinas	300	0
Áreas de salida y/o escape	500	0
Vestíbulos públicos	500	0
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500	800
Salones de reunión		
con asientos fijos	300	0
sin asientos fijos	500	0
Escenarios y circulaciones	500	0
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	500	0
Zonas de asientos	400	0
Canchas deportivas	(ver 2)	0
Aulas y escuelas	200	400
Bibliotecas		
área de lectura	200	400
depósito de libros	600	800
Almacenes		
minoristas	350	800
mayoristas	500	1200
Estacionamientos y garajes		
Automóviles	250	(ver 3)
Vehículos pesados	según vehículo	(ver 3)
Rampas de uso colectivo	750	(ver 3)
Corredores de circulación	500	(ver 3)
Servicio y reparación	500	(ver 3)
Bodegas		
cargas livianas	600	800
cargas pesadas	1200	1200
Fábricas		
cargas livianas	400	800
cargas pesadas	600	1200
Cubiertas pesadas		
Techos de concreto con acceso	200	
Techos sin acceso, horizontales o inclinadas	100	
Techos inclinados más de 20°	75 sobre proy. horizontal	
Cubiertas livianas		
Techos de lámina, teja, cubiertas plásticas, lonas, etc. (aplica a la estructura que soporta la cubierta final)	50 sobre proy. horizontal	
1. Ver párrafo (d.) en sección anterior de Cargas vivas especificadas		
2. Carga depende del tipo de cancha		
3. Ver párrafo (c.) en sección anterior de Cargas vivas especificadas		

Fuente: NR-2, 2002 AGIES

E. Empujes de fluidos y de suelos

1. Empuje de fluido (E_f). Las estructuras sometidas a empujes de fluidos se diseñarán para soportar la presión estática de los mismos. Las presiones hidrodinámicas causadas por los sismos, sobre el fondo, las paredes y la cubierta del contenedor se tomarán en cuenta y el analista consignará sus suposiciones en la memoria de diseño. (26)

2. Empuje de suelos (E_s). Los empujes de suelo sobre paredes y otras estructuras aproximadamente verticales que retengan suelo se calcularán en base a principios geotécnicos establecidos. Se deberá tomar en cuenta las posibles sobrecargas vivas y/o muertas sobre la masa de suelo retenida. (26)

3. Suelos saturados. A menos que exista un drenaje con suficiente capacidad de evacuación de agua, el empuje se calculará para el peso sumergido del suelo más la presión hidrostática, excepto que el informe geotécnico indique explícitamente que esto no es un problema. Asimismo, se tomará en cuenta en el diseño la presión hidrostática causada sobre pisos y muros de sótanos por una posición desfavorable del nivel freático, cuando esto sea un problema. (26)

4. Otros empujes. El diseñador deberá tomar en cuenta los empujes causados por almacenamiento de material a granel de acuerdo con principios establecidos de ingeniería. Empujes para silos y estructuras similares se especifican en la norma NR-5 de AGIES. El diseñador hará suposiciones razonables para establecer empujes accidentales de material estibado. Tanto para el material a granel como para el material estibado, los empujes sísmicos se tomarán en cuenta; el analista consignará sus suposiciones en la memoria de diseño. (26)

F. Combinaciones de carga

1. Método de diseño

a. Para demandas gravitacionales, de viento, de empujes laterales (no sísmicos) o de efectos de temperatura, contracción o asentamiento, puede utilizarse el método de Diseño por Esfuerzos Admisibles o de Servicio (ASD, por sus siglas en inglés) o el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, (LRFD, por sus siglas en inglés). La selección final del método depende de los requisitos específicos para cada sistema constructivo especificado en las normas NR-7, NR-8 y NR-9 de AGIES. En el caso específico de este texto, el método utilizado para el diseño de estructuras de madera será el ASD, o método de esfuerzos admisibles. (26)

b. Para demandas sísmicas se utilizará el método de resistencia, con excepción a lo indicado en la norma NR-9, 2002 de AGIES. (26)

2. Combinaciones de carga para ASD. Se utilizarán las siguientes combinaciones de carga para establecer las demandas que controlan el diseño:

Tabla 33 Combinaciones de carga

Tipo de carga	Combinación
Cargas de gravedad	$M + V$
Cargas de viento	$M + V \pm W$
Empujes laterales	$M + V + E_f$ $M + V + E_s$
Efectos de temperatura, contracción o asentamiento	$M + V \pm A$

Fuente: NR-2, 2002 AGIES

Los esfuerzos correspondientes a las demandas anteriores no excederán los esfuerzos admisibles especificados para cada material como lo establecen las normas NR-7, NR-8 y NR-9 de AGIES; con la siguiente excepción: los esfuerzos resultantes de combinaciones que incluyan cargas transitorias como las de viento y algunos empujes no excederán 1.33 veces el esfuerzo admisible de servicio. (26)

3. Combinaciones de carga para sismo de servicio. Para revisar el estado límite de servicio, es decir con el fin de controlar las deformaciones y verificar que ningún elemento llegue a la fluencia debido al sismo frecuente de todos los sistemas constructivos incluyendo, concreto, acero, madera y mampostería, se utilizarán las siguientes combinaciones de carga:

$$M + V \pm S_s$$

$$M \pm S_s$$

Donde:

S_s está en función del sismo frecuente $S_f(T)$, calculado de acuerdo con la ecuación:

$$S_f(T) = A_f D(T)$$

Donde:

$D(T)$ = una función de amplificación dinámica

A_f = una medida de la aceleración máxima del suelo producida por el sismo frecuente o de servicio.

Para más información sobre este tema ver el Capítulo 3 de la norma NR-2 del 2002 de AGIES.

4. Combinaciones de carga para diseño sismo-resistente. Para establecer las demandas máximas que puedan controlar el diseño de los sistemas constructivos incluyendo, concreto, acero y madera se verificarán las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2M + V \pm S$$

$$0.8M \pm S$$

Excepto que, para diseñar muros y columnas, la ecuación anterior puede limitarse a:

$$M \pm S$$

Donde:

S = función del sismo básico (sismo que tiene un 90% de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años) $S_a(T)$, calculado de acuerdo con la ecuación:

$$S_a(T) = A_o D(T)$$

Para más información sobre esta ecuación, sus variables o sobre el diseño sismo-resistente, remítase al **Capítulo I** donde se ampliará acerca del cálculo del corte basal, mapas de sismicidad de Guatemala y los tipos de sismos utilizados para el diseño. Asimismo, en el Capítulo 3 de la norma NR-2 del 2002 de AGIES se encuentra la información original de este tema. (26)

XI. DISEÑO POR FLEXIÓN PURA

A. Alcances

La madera es un producto obtenido de un proceso orgánico razón por la cual es un material de construcción complejo y de propiedades variables. El comportamiento que ésta presente ante las cargas o fuerzas a las que será sometida cuando actúe como miembro estructural depende de la estructura y composición de la especie utilizada. Las vigas se fabrican de manera que las fibras estén orientadas perpendicularmente a las fuerzas transversales que soportarán, en otras palabras, las fibras quedan paralelas al eje longitudinal de la viga. El dimensionamiento de vigas de madera comprende el análisis de los efectos del momento flexionante. El alcance de este capítulo es detallar paso a paso el procedimiento para el diseño de vigas de madera en base a la teoría de flexión pura explicando los conceptos básicos considerados. (12)

B. Flexión pura y flexión no uniforme

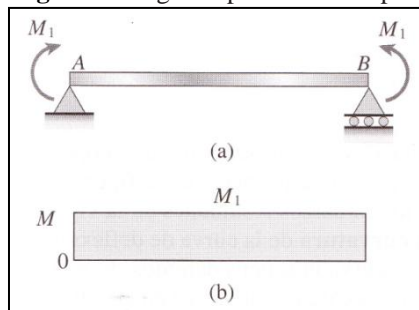
El propósito de este inciso es señalar la diferencia entre flexión pura y flexión no uniforme. La flexión pura se refiere a la flexión de una viga bajo un momento flexionante constante; por lo que se infiere que ocurre sólo en regiones de una viga donde la fuerza cortante es cero. Por otra parte, la flexión no uniforme se refiere a la flexión que se genera cuando existen fuerzas cortantes actuantes, indicando que el momento flexionante cambia al movernos a lo largo del eje de la viga. (14)

La definición de flexión pura en una viga simple se ejemplifica a continuación. Se tiene una viga cargada con dos pares M_1 que tienen la misma magnitud actuando en sentido contrario, como muestra la **Figura 82a**. Estas cargas producen un momento flexionante constante $M = M_1$, en toda la longitud de la viga, como lo señala el diagrama de momento flexionante en la **Figura 82b**. La fuerza cortante V es cero para todas las secciones transversales de la viga. Las características de la flexión pura son dos: la fuerza cortante es cero y el momento flexionante es constante. (14)

Sin embargo, no es un requisito que toda la longitud de la viga se encuentre en flexión pura. Una viga puede estar parcialmente en flexión pura y parcialmente en flexión no uniforme. (14)

Cuando se aplican cargas a una viga de madera, el eje longitudinal adopta la forma de una curva. Las deformaciones unitarias y los esfuerzos resultantes se relacionan con la curvatura. Este término es una medida de cuán agudamente está doblada la viga. Si la viga es de corta longitud permanecerá sin deformaciones. Si la viga es prismática y el material homogéneo, la curvatura variará sólo con el momento flexionante. Una viga en flexión pura tendrá una curvatura constante y una viga en flexión no uniforme, curvatura variable. (14)

Figura 82 Viga simple en flexión pura



Fuente: Gere James, 2006

Las deformaciones unitarias normales en una viga se calculan con la siguiente fórmula: (14)

$$\varepsilon_x = -ky$$

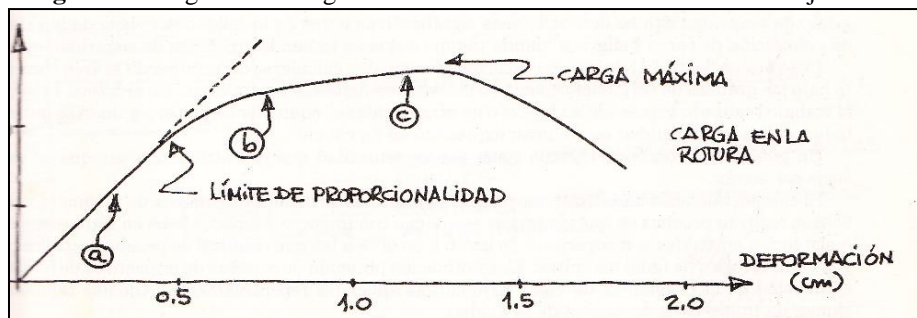
Que se deriva de la geometría de la sección transversal deformada sin considerar las propiedades físicas y mecánicas de la especie de madera con la que se trabajará. Las deformaciones unitarias de una viga en flexión pura, como lo muestra la ecuación, varían linealmente con la distancia desde la superficie neutra no tomando en cuenta la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria del material. Las deformaciones unitarias longitudinales se acompañan de deformaciones unitarias transversales. Los elementos analizados longitudinalmente bajo flexión pura están en un estado de fuerza uniaxial. (14)

$$\sigma = E\varepsilon$$

C. Comportamiento de la madera bajo flexión

La gráfica carga-deformación mostrada en la **Figura 83**, proviene de la aplicación de una carga transversal que produce flexión. (12)

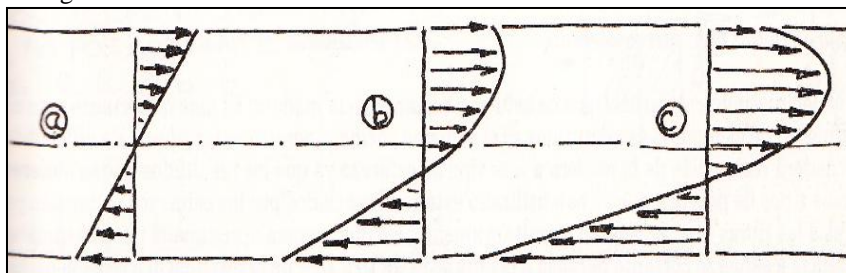
Figura 83 Diagrama de carga-deformación en un miembro de madera bajo flexión



Fuente: Robles Fernández, *Estructuras de Madera*

Después de que la carga alcanza su valor máximo, la sección seguirá deformándose con menor velocidad a medida que la carga disminuye. La fractura de la madera no es repentina. Para los valores de carga que se encuentran por debajo del límite de proporcionalidad la distribución de esfuerzos en la sección será lineal y el eje neutro es localizado a la mitad del peralte. La distribución de esfuerzos indica que a bajos niveles de carga, la madera se comporta en flexión como un material elástico. Al aumentar la carga y alcanzar el valor máximo, la distribución de esfuerzos deja de ser lineal y la profundidad del eje neutro aumenta. Este comportamiento se justifica por las diferencias en las relaciones esfuerzo-deformación de la madera sometida a tensión o compresión. Las fallas por flexión inician con el aplastamiento de las fibras extremas sometidas a compresión continuando hasta llegar a la rotura de las fibras a tensión. En algunas maderas duras, el comportamiento se invierte y la falla inicia en las fibras en tensión. La **Figura 84** muestra las distribuciones de esfuerzos en miembros sometidos a flexión. (12)

Figura 84 Diagrama de las distribuciones de esfuerzos de una sección sometida a flexión creciente



Fuente: Robles Fernández, *Estructuras de Madera*

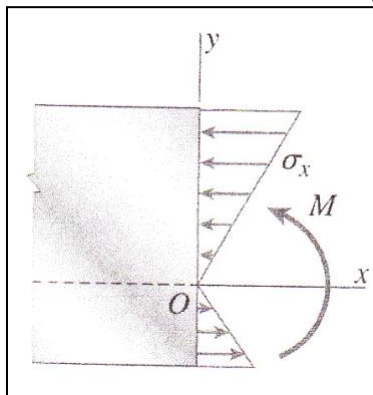
D. Material elástico

Una viga de madera no se comporta rigurosamente de manera elástica, aunque la teoría convencional de flexión elástica es aceptada. La ley de Hooke, se sustituye en la ecuación de la deformación unitaria, para obtener la siguiente expresión: (14)

$$\sigma_x = -E\kappa y$$

La distribución de esfuerzos en una viga de cualquier material elástico, como lo es la madera, se presenta en la **Figura 85**. (14)

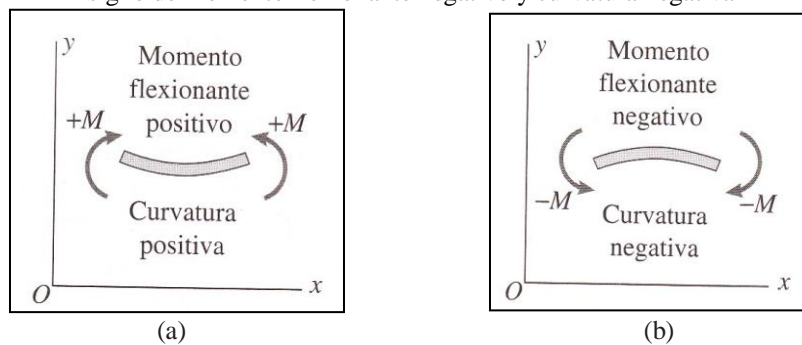
Figura 85 Distribución de esfuerzos normales en una viga de material elástico



Fuente: Gere James, 2006

La deducción de la fórmula por flexión requiere el conocimiento de la relación curvatura-momento, la cual señala que una viga sometida a un momento flexionante positivo se acompaña de una curvatura positiva. Así como una curvatura negativa es el resultado de la aplicación de un momento flexionante negativo. La **Figura 86a** muestra una curvatura positiva y la **Figura 86b** muestra una curvatura negativa. (14)

Figura 86 (a) Relación entre signo de momento flexionante positivo y curvatura positiva (b) Relación entre signo de momento flexionante negativo y curvatura negativa



Fuente: Gere James, 2006

La ecuación conocida como ecuación momento-curvatura es la siguiente:

$$\kappa = \frac{M}{EI}$$

La cantidad EI se denomina rigidez por flexión de la viga y es una medida de la resistencia de la viga a la flexión. Mientras mayor sea el valor de rigidez por flexión menor es la curvatura para un momento flexionante constante. (14)

E. Fórmula de la flexión

La deducción de la fórmula involucra la localización del eje neutro y la relación curvatura-momento para determinar los esfuerzos en términos del momento flexionante. La ecuación curvatura-momento se sustituye en la ecuación para el esfuerzo uniaxial resultando en la siguiente expresión: (14)

$$f_x = -\frac{My}{I}$$

Esta ecuación es llamada la fórmula de la flexión y según Fernández-Villegas (1986), se considera aplicable para relaciones de peralte a ancho menores de cinco ($h/b < 5$). En esta expresión M es el momento flexionante y y es la distancia del eje neutro a la fibra a cuya altura se desea determinar el esfuerzo. (14)

El esfuerzo es directamente proporcional al momento flexionante M e inversamente proporcional al momento de inercia I de la sección transversal. Los esfuerzos varían linealmente con la distancia y desde el eje neutro. Si el momento flexionante en la viga es positivo, los esfuerzos de flexión serán positivos o de tensión. En ese caso, los esfuerzos en la parte superior serán negativos o de compresión. Si el momento flexionante es negativo, los esfuerzos se invertirán. Los esfuerzos de flexión máximos que actúan en cualquier sección transversal, ocurren en puntos localizados a la mayor distancia del eje neutro. Los esfuerzos normales máximos son: (14)

$$f_x = \frac{M_{max}}{S}$$

El método de diseño por esfuerzos admisibles ASD, por sus siglas en inglés, ha sido ampliamente utilizado en estructuras de madera. Este método involucra al esfuerzo máximo al que está sometida una estructura bajo condiciones de servicio e incorpora un factor de seguridad. El método ASD aplica el criterio básico de que el esfuerzo aplicado debe ser menor o igual al esfuerzo permisible. Los esfuerzos aplicados se denotan en los cálculos por una letra minúscula y el permisible con una letra mayúscula. El esfuerzo de flexión aplicado es el siguiente: (2)

$$f_b = \frac{M}{S_x}$$

Donde:

M = momento máximo de flexión

f_b = esfuerzo admisible de la fibra extrema

S_x = módulo de sección

En cuanto a elementos de madera sometidos a flexión, el diseño por flexión pura se basa en la geometría de estos basándose en el módulo de sección. El hecho que los esfuerzos máximos sean expresados en función del módulo de sección es una ventaja porque éste incluye las propiedades importantes de la sección transversal de la viga en una sola cantidad. Esa cantidad se puede tabular y considerar una propiedad de la viga, lo cual es muy conveniente para un diseñador. (14)

F. Módulo de sección y formas doblemente simétricas

Si la sección transversal es simétrica con respecto a dos ejes, entonces los esfuerzos máximos de tensión y compresión son numéricamente iguales. Para una viga de sección transversal rectangular con ancho b y altura h , el momento de inercia y el módulo de sección son: (14)

$$I = \frac{bh^3}{12} \qquad S = \frac{bh^2}{6}$$

Para una sección transversal circular de diámetro d las propiedades son:

$$I = \frac{\pi d^4}{64} \qquad S = \frac{\pi d^3}{32}$$

Las propiedades para otro tipo de geometría como las vigas de patín ancho, se calculan a partir de las fórmulas básicas mostradas anteriormente. Los valores de momento de inercia se pueden encontrar en tablas y en manuales, donde se encuentran las dimensiones y propiedades para vigas de diferentes materiales. (14)

El análisis y las fórmulas mostradas son para miembros prismáticos compuestos de materiales elásticos y homogéneos sometidos a flexión pura. Si una viga está sujeta a flexión no uniforme, las fuerzas cortantes producen una distorsión fuera del plano en las secciones transversales. Bajo este nuevo esfuerzo, una sección plana deja de serlo y todo el comportamiento de la viga se complica. Sin embargo, el análisis no se altera significativamente y la teoría de flexión pura para calcular esfuerzos normales se justifica. La fórmula de flexión no es aplicable cerca de los apoyos de una viga o de una carga concentrada porque las irregularidades en estas regiones por las fuerzas cortantes implican una concentración de esfuerzos mayor a la calculada con las fórmulas de flexión. (14)

G. Condiciones de diseño de vigas por flexión pura

La condición principal para llevar a cabo un diseño por flexión pura es que el esfuerzo admisible debe ser menor o igual al esfuerzo de flexión permisible (F'_b), donde $F'_b = F_b$ multiplicado por todos los factores C de corrección que apliquen. Mostrando la condición anterior: (2)

$$f_b = \frac{M}{S_x} \leq F'_b$$

Todos los factores de corrección se mencionaron en el **Capítulo I: Introducción y consideraciones generales**. Asimismo, los valores de dichos factores pueden encontrarse en las tablas y ecuaciones del mismo capítulo. Una característica importante es que para alcanzar el estado límite donde el esfuerzo es último se utiliza un factor de reducción el cual tiene un valor de 0.48 para el esfuerzo de flexión. (2)

H. Procedimiento

Antes de iniciar, se realiza la integración de todas las cargas que afectarán a la estructura para luego calcular y analizar las reacciones internas generadas por las condiciones de apoyo. El tamaño de la viga es seleccionado para satisfacer los requerimientos de flexión. Los pasos básicos son los siguientes:

Calcular todas las cargas vivas y las muertas, así como las reacciones internas, incluyendo los valores máximos de momento y corte. Un aspecto a considerar es el peso propio de las estructuras dentro de la integración de cargas muertas. El valor de 650 kg/m³, es el más comúnmente utilizado para calcular el peso de un elemento de madera. (2)

1. Asumir que el esfuerzo permisible será igual al aplicado que se muestra en la tabla del código. ($F'_b = F_b \text{ código}$). A partir de dicho enunciado se puede calcular un módulo de sección aproximado. (2)

$$S_{x-x, \text{requerido}} \geq \frac{M_{\max}}{F_b}$$

2. Utilizando el valor aproximado del módulo de sección, seleccionar el tamaño de un miembro. Por economía, se selecciona el tamaño del miembro con la menor área que tiene un módulo de sección por lo menos igual al calculado anteriormente. (2)

3. Para el miembro seleccionado en el paso anterior, determinar todos los factores de ajuste que deben aplicarse. (2)

$$F'_b = F_b \times \text{Factores } C$$

4. Utilizando el tamaño seleccionado en 2), calcular el esfuerzo de flexión aplicado, f_b , para ser comparado con el esfuerzo actual permisible calculado en el paso anterior. Verificar que el esfuerzo de flexión aplicado $f_b = \frac{M_{max}}{S_{xx}}$ sea menor que el valor permisible factorado o corregido F'_b . (2)
5. Si el valor del esfuerzo aplicado $f_b = \frac{M_{max}}{S_{xx}} \leq F'_b$ El miembro está diseñado correctamente a flexión y la sección escogida soporta los esfuerzos a los que estará sometido. (2)
6. Si el valor de $f_b = \frac{M_{max}}{S_{xx}} > F'_b$. El miembro no es adecuado para soportar flexión y debe aumentar el tamaño de la sección. Después de escoger otro tamaño de sección se repite todo el proceso de diseño. (2)

Otro control importante en el diseño de un miembro sometido a esfuerzos de flexión es la deflexión permisible calculada con los principios de mecánica y asumiendo un comportamiento elástico lineal. La deflexión máxima es una función del tipo de carga, largo o luz del miembro, y el módulo de elasticidad de flexión pura. (2)

$$E' = EC_M C_t C_i$$

I. Tipos de vigas

1. Vigas simplemente apoyadas con carga distribuida. El análisis para el diseño de este tipo de vigas requiere de cierta información como la luz entre apoyos, la magnitud de la carga distribuida aplicada y el esfuerzo admisible del material utilizado. La **Figura 87** muestra un esquema de una viga simplemente apoyada y los diagramas de corte y momento. (15)

El procedimiento para la solución analítica sería el siguiente:

- a. La condición que debe cumplirse es:

$$\frac{M}{S} < f_{admissible}$$

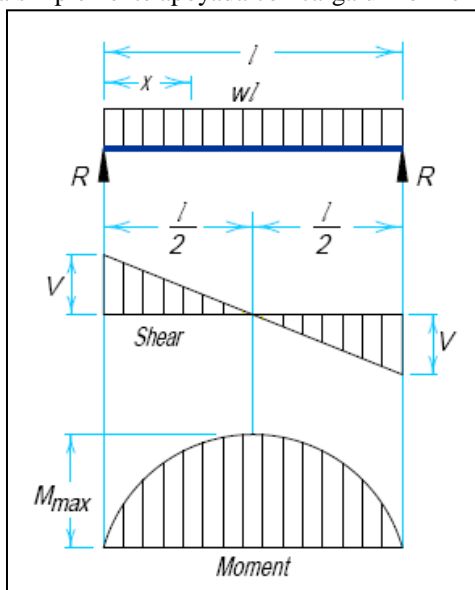
- b. Calcular el módulo de sección:

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

- c. Las dos fórmulas anteriores se combinan para obtener la siguiente expresión:

$$\frac{6M}{bh^2} \leq f_{admissible}$$

- d. Se despeja para bh^2 .

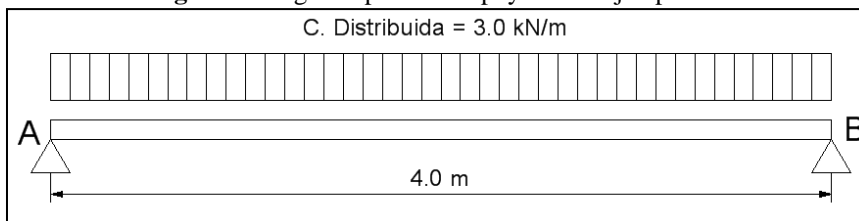
Figura 87 Viga simplemente apoyada con carga uniformemente distribuida

Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

Las dos variables son incógnitas en el problema así que a través de iteraciones se puede llegar a una respuesta. Sin embargo, para simplificar el cálculo se toma una de las dos como una cantidad fija e invariable para calcular la otra. De esa manera el proceso iterativo se repite hasta obtener una solución de dimensiones aceptable.

En este caso, por ser una viga simplemente apoyada con carga distribuida se conoce la ecuación para calcular el momento flexionante ya que éste no es un dato en muchos problemas y se obtiene de la carga que se asumirá será aplicada al elemento. (33)

Ejemplo 9.1 Una viga de madera simplemente apoyada con claro de $L = 4$ m, como la mostrada en la **Figura 88**, sustenta una carga uniforme $w = 3$ kN/m. El esfuerzo permisible de flexión es de 12.46 N/mm², con un módulo de elasticidad de $8,500$ N/mm². La viga está soportada lateralmente contra pandeo lateral y volteo.

Figura 88 Viga simplemente apoyada del ejemplo 9.1

Fuente: Elaboración propia.

Solución

- 1) El perfil seleccionado fue uno de 2"x14" con medidas reales de 38.1mm x 336.6 mm
- 2) El valor máximo del momento en el centro del claro es de

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{(3 \text{ kN} \cdot \text{m})(4.0\text{m})^2}{8} = 6 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

- 3) Calculando el módulo de sección se obtiene

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{(38.1)(336.6)^2}{6} = 719,452 \text{ mm}^3$$

- 4) El esfuerzo permisible por flexión tiene un valor de 12.46 N/mm². Sin embargo se deben aplicar los factores de reducción.

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_{fu} C_i C_r$$

En cuanto a los factores se explica lo siguiente:

- El factor de duración de carga (C_D): la madera es un material susceptible a la fluencia y continúa deflectándose bajo una carga constante debido a la pérdida de humedad. La carga para este ejemplo se considera permanente por lo que el factor de carga se toma con un valor de 0.90 de la **Tabla 25**.
 - El factor de humedad (C_M): se considera una madera seca y el valor se toma como 1.0 de la **Tabla 26**.
 - El factor de temperatura (C_t): para temperaturas inferiores a 38°C, el factor es de 1.0
 - El factor de estabilidad de vigas (C_L): la viga no está sujeta al pandeo lateral y el factor toma el valor de 1.0
 - El factor de canto (C_{fu}): sólo se utiliza si la viga está cargada en su eje débil, de lo contrario toma el valor de 1.0
 - El factor de incisión (C_i): su valor es de 1.0 a no ser que la sección requiera incisiones porque el tratamiento con preservantes a presión no se logre implementar.
 - El factor de miembros repetitivos (C_r): toma el valor de 1.0 porque la viga no es repetitiva.
- 5) El único factor que modifica los resultados es el de duración de carga cuyo valor es distinto a 1.0.

$$F'_b = (12.46)(0.90)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 11.21 \text{ N/mm}^2$$

- 6) El esfuerzo actuante es

$$f_b = \frac{M_{max}}{S} = \frac{6,000 \text{ kN} * \text{mm}}{719,452 \text{ mm}^3} = 8.34 \text{ N/mm}^2$$

El esfuerzo actuante es menor el esfuerzo permisible por lo que la sección seleccionada es satisfactoria.

En el diseño de secciones no existe una solución definitiva ya que se buscan en tablas todas las secciones que cumplan con el módulo de sección calculado. Como resultado varias secciones cumplen con el requisito de la fórmula de flexión. Las secciones que se eligen son aquellas cuyo ancho sea 0.5 a 0.33 de su peralte por ser más prácticas. Las secciones esbeltas no son recomendadas por ser susceptibles al pandeo lateral, tema que será abordado más a fondo en el **Capítulo XVII: Diseño de vigas al pandeo lateral**.

2. Vigas simplemente apoyadas con cargas concentradas. En este tipo de vigas existen tres casos diferentes: uno donde sólo existe una carga aplicada, otro donde hay dos cargas aplicadas y, por último, una viga que tiene tres cargas concentradas aplicadas. (14)

a. Con una carga concentrada en cualquier punto: el primer paso para la resolución de este tipo de problemas es encontrar el valor de las reacciones generadas por los apoyos. Según el tipo de apoyo se tendrá el número de incógnitas que aplican al problema. Los pasos son los siguientes: (33)

- 1) Aplicar las tres ecuaciones de equilibrio donde se restringe el movimiento vertical, horizontal y el rotacional. (33)

$$\sum F_y = F_x = M_o = 0$$

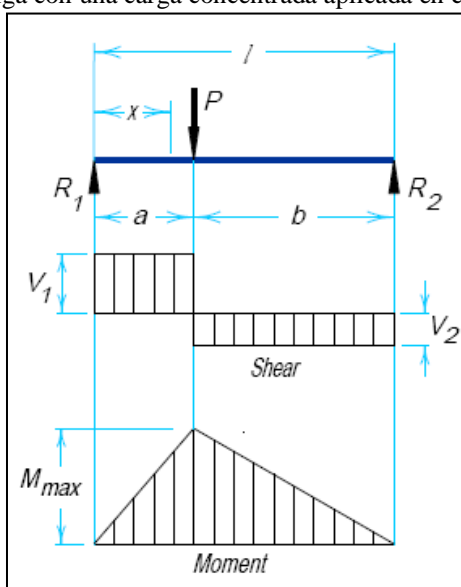
2) En este caso, especificamos que la viga está simplemente apoyada, lo cual indica que sólo consta de dos incógnitas que son las reacciones verticales. Al encontrar su valor, se calcula el valor del momento flexionante máximo haciendo sumatoria de momentos en cualquiera de los apoyos. La **Figura 89** muestra la viga y los diagramas de la fuerza cortante y momento. (33)

$$\begin{aligned} \text{Cuando } a < b & \quad R_1 = V_1 = \frac{Pb}{l} \\ \text{Cuando } a > b & \quad R_2 = V_2 = \frac{Pa}{l} \end{aligned}$$

En el punto de aplicación de la carga, el momento máximo: (33)

$$M_{max} = \frac{Pab}{l}$$

Figura 89 Viga con una carga concentrada aplicada en cualquier punto



Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

3) Una solución alternativa después del paso 1, sería dibujar los diagramas de corte y de momento.

b. Con dos cargas concentradas: este tipo de viga se muestra en la con dos cargas aplicadas simétricamente incluyendo los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante. El procedimiento para encontrar los valores de las reacciones es el siguiente: (33)

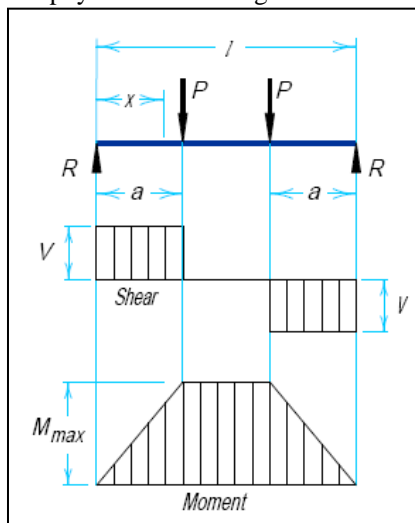
1) Aplicar las tres ecuaciones de equilibrio y encontrar el valor de las reacciones en los apoyos.

$$R = V = P$$

2) Encontrar el valor del momento máximo entre cargas:

$$M_{max} = Pa$$

Figura 90 Viga simplemente apoyada con dos cargas concentradas aplicadas simétricamente



Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

3. Vigas en voladizo. Una viga en voladizo es aquella que está fija en un extremo y libre en el otro. La **Figura 91** ejemplifican una viga en voladizo con carga uniformemente distribuida y con una carga puntual. (33)

a. Carga uniformemente distribuida:

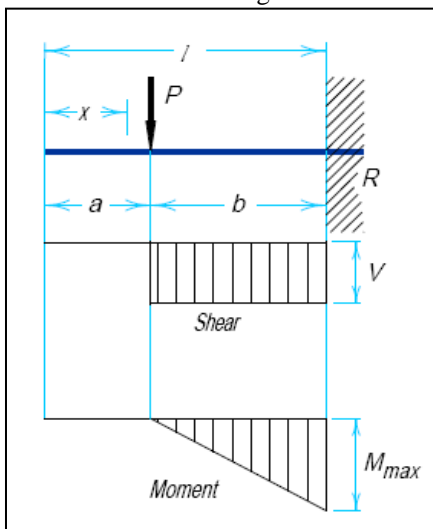
- 1) La reacción tiene el valor:

$$R = V = wl$$

- 2) El momento máximo en el extremo fijo es:

$$M_{max} = \frac{wl^2}{2}$$

Figura 91 Viga en voladizo con una carga concentrada en cualquier punto



Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

b. Carga concentrada en cualquier punto:

- 1) La reacción tiene un valor de:

$$R = V = P$$

- 2) El momento máximo en el extremo fijo es:

$$M_{max} = Pb$$

4. Viga simplemente apoyada con un voladizo:

a. Carga uniformemente distribuida entre apoyos:

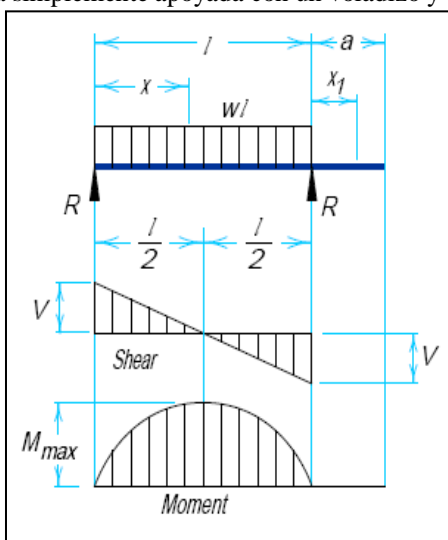
- 1) La reacción en los apoyos tiene el valor:

$$R = V = \frac{wl}{2}$$

- 2) El momento máximo en el centro del claro de los apoyos:

$$M_{max} = \frac{wl^2}{8}$$

Figura 92 Viga simplemente apoyada con un voladizo y carga distribuida



Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

b. Carga concentrada entre apoyos:

- 1) La reacción se calcula según la ubicación de la carga puntual:

Cuando $a < b$

$$R_1 = V_1 = \frac{Pb}{l}$$

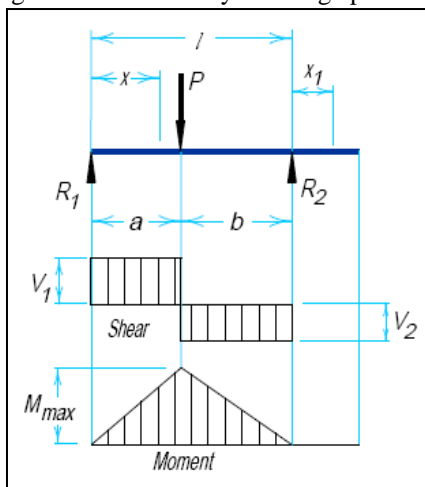
Cuando $a > b$

$$R_2 = V_2 = \frac{Pa}{l}$$

2) El momento máximo en el punto de aplicación de la carga es:

$$M_{max} = \frac{Pab}{l}$$

Figura 93 Viga con un voladizo y una carga puntual entre apoyos



Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

5. Viga inclinada. En el caso en que una viga se encuentre inclinada, como sucede en la mayoría de las estructuras de techo, la carga puede ser aplicada vertical o perpendicularmente. (15)

a. Carga vertical: La aplicación de este caso es a cargas gravitacionales.

1) La fuerza normal aplicada está en función del ángulo que forma la viga con la horizontal:

$$Fuerza Normal = \frac{wL}{2} \text{sen} \alpha$$

2) La fuerza cortante también está en función del ángulo α de la viga con la horizontal:

$$Fuerza cortante = \frac{wL}{2} \text{cos} \alpha$$

3) El momento se calcula con la expresión:

$$M = \frac{wL^2}{8} \text{cos} \alpha$$

b. Carga perpendicular: la aplicación para este caso es a la carga de viento que puede soportar una viga inclinada. (15)

1) La fuerza normal se expresa en función de la tangente del ángulo α , formado entre la viga inclinada y la horizontal.

$$Fuerza Normal = \frac{wL}{2} \tan \alpha$$

- 2) La fuerza cortante se calcula como si la viga estuviera simplemente apoyada:

$$Fuerza cortante = \frac{wL}{2}$$

- 3) El momento se calcula de la siguiente manera:

$$M = \frac{wL^2}{8}$$

6. Viga con carga oblicua. A los elementos utilizados para sostener el claro entre armadura y armadura se les conoce como largueros, cuya función principal es transferir las cargas del techo a los nodos de las armaduras. Generalmente se colocan con la misma pendiente del techo. Las cargas muertas aplicadas son verticales por lo tanto no son paralelas a los ejes principales del larguero. Si la carga vertical se denomina con la letra P , sus componentes vertical y horizontal quedan en función del ángulo formado entre el larguero y la horizontal. Una de las cargas resultantes queda dirección paralela y la otra en dirección perpendicular. El larguero debe resistir la flexión en la dirección paralela producida por la componente normal. La **Figura 94** presenta las magnitudes de las componentes, dependiendo si la carga aplicada es concentrada o distribuida. (15)

Figura 94 Componentes de carga oblicua aplicada a un larguero

Carga concentrada	Carga distribuida
$V = P \cos \alpha$	$q_v = q \cos \alpha$
$H = P \sin \alpha$	$q_H = q \sin \alpha$

Fuente: Elaboración propia.

XII. DEFLEXIÓN DE VIGAS

A. Generalidades

En madera el criterio de diseño más importante es el de la deflexión en sus miembros, sobre todo en las vigas, ya que estas se flexionan y se deforman con facilidad, aún soportando muy bien su carga, porque el material tiene una rigidez baja. La madera tiene la capacidad de poder ceder un poco más que otros materiales sin cambiar drásticamente sus propiedades, se debe tener un mayor control en sus deformaciones causadas por la flexión. (5)

B. Deformación de vigas por flexión

La deformación por la flexión de una viga se puede calcular de forma teórica. Se asume que la deformación longitudinal de un miembro crece de forma lineal en función de la carga soportada, aunque se toman en cuenta factores propios de la madera y de las condiciones de servicio para aproximar lo mejor posible a la realidad. La deflexión máxima está en función del modo de carga (carga puntual o distribuida), la luz de la viga, condiciones de apoyo de la viga, y del módulo de elasticidad de la madera a utilizar E' . Este módulo de elasticidad contiene factores de corrección, tales como: factores de humedad C_M , un factor de temperatura C_t , y un factor de incisión C_i ; como se menciona en el **Capítulo I: Introducción y consideraciones generales**, la fórmula de módulo de elasticidad es: (5)

$$E' = EC_M C_t C_i$$

En la **Tabla 34**, se muestran las fórmulas para calcular la deflexión máxima para ciertos tipos de apoyo y de carga más comunes.

C. Deflexiones máximas permisibles

La viga puede soportar muy bien su carga por flexión aunque tenga una gran deflexión, esta deflexión puede llegar a molestar o incomodar a los usuarios de la estructura, por esta razón se limitan las deflexiones de las vigas, para un mejor funcionamiento del edificio, también para una mayor seguridad y comodidad de los usuarios.

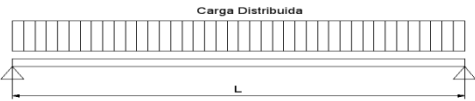
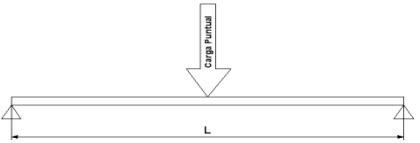
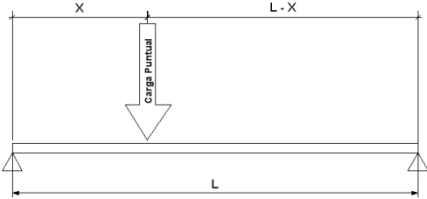
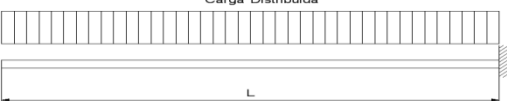
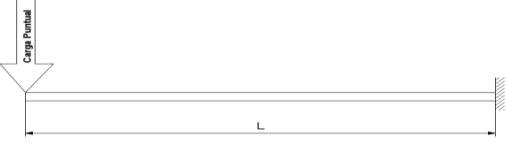
En la **Tabla 35** se toma en cuenta otros factores que afectan solamente a la madera, como las condiciones de humedad del ambiente donde se instale el miembro. El factor k toma en cuenta el incremento y la pérdida de humedad que pueda tener un miembro estando en condiciones de servicio húmedas; en el verano o temporada seca se pierde humedad y se incrementa la humedad durante el invierno o temporada lluviosa. Esto causa esfuerzos en la viga que incrementan la deformación por flexión. Una solución es aumentar el peralte de la viga o incrementar la inercia para estas condiciones de humedad, en cambio al estar en condiciones constantes y secas la viga puede tener menos inercia, ya que no se deformará por humedad. (5)

Al verificar la deflexión total Δ_{TL} del miembro se debe tener en cuenta los efectos de fluencia. Aunque la deflexión instantánea por la carga muerta no se esté tomando en cuenta para el diseño, es importante que inmediatamente se realice una revisión de la deflexión después de su instalación, antes de instalar otros miembros como paredes de mampostería, entre otros; verificar que las deformaciones están dentro de los límites ya especificados. Si se llegara a flexionar más de los límites es necesario cambiar de perfil o incrementar la inercia de las vigas y que haya menor deformación, y nuevamente se verificará con la deflexión del nuevo diseño. (5)

Se presentan dos límites de deflexión, se encuentran en la **Tabla 35**. El primer caso es únicamente evaluando la deflexión por carga viva, con un límite de deflexión de $L/360$. El segundo caso evalúa la

deflexión por la carga total de la viga y también los efectos de fluencia. Aunque para una viga que su carga viva sea mayor de dos veces la carga muerta ($V > 2M$), se usará el límite de deflexión por carga viva, aunque siempre se debe tener en cuenta la fluencia del material que se utilizará. (5)

Tabla 34 Deflexión máxima según tipo de apoyo y carga

Condiciones de carga	Deflexión máxima
 <p>Simply supported, distributed load</p>	$\Delta_{max} = \frac{5wL^4}{384E'I}$
 <p>Simply supported, centered point load</p>	$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{48E'I}$
 <p>Simply supported, off-center point load</p>	$\Delta_{max} = \frac{Px(3L^2 - 4x^2)}{48EI}$
 <p>Fixed-end, distributed load</p>	$\Delta_{max} = \frac{wL^4}{8E'I}$
 <p>Fixed-end, point load</p>	$\Delta_{max} = \frac{PL^3}{3E'I}$

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 35 Límites permisibles de deflexión

Deflexión	Límite de deflexión
Deflexión de carga viva Δ_V	$L/360$
Incremento de carga a largo plazo debido a la desviación de carga muerta + carga viva (incluidos los efectos de fluencia), $\Delta_{wt} = k\Delta_M + \Delta_V$	$L/240$

Fuente: The American Wood Council. 2005 ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction

Donde:

L = luz de la viga o joist entre los apoyos

Δ_V = deflexión por carga viva V

Δ_M = deflexión por carga muerta M

Δ_{wt} = deflexión por la carga total wt

$k = 1.0$ para madera verde no tratada con condiciones de servicio húmedas.

$k = 1.0$ para madera tratada con condiciones de uso húmedo.

$k = 0.50$ para madera tratada o seca y *joists* prefabricados en condiciones de servicio secas.

Para generalizar el límite de deflexión, utilizaremos la siguiente expresión:

$$\text{Límite de deflexión} = L/\alpha$$

Donde:

$\alpha = 360$, para la deflexión de carga viva Δ_{CV}

$\alpha = 240$, para la deflexión de carga total Δ_{CT}

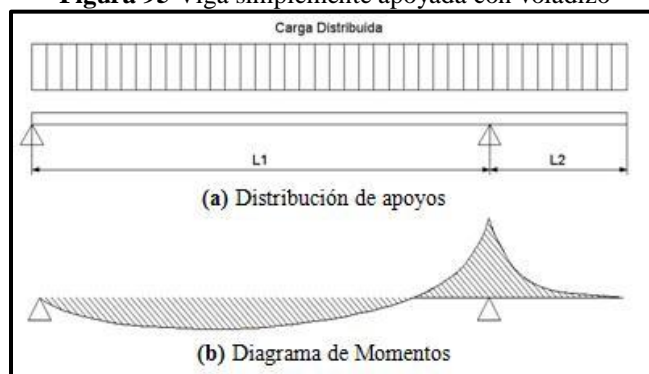
D. Deformaciones de vigas de techo y especiales

Las vigas de madera que tienen grandes luces, pueden llegar a tener grandes deformaciones, aunque estén dentro de los límites ya establecidos, sea el caso de que tal deformación sobrepase los 3 centímetros y esto puede quitarle la estética a la estructura. Esto no es gran problema si el miembro no es parte del techo de la estructura. Si el miembro del techo tiene una gran luz y gran deformación, esta deflexión puede llegar a dar problemas, ya que en temporada lluviosa, se estancará el agua, y la viga se convertirá en un depósito de agua, donde aumentará el peso con el agua y aumenta la carga que soporta la viga. Este ciclo se repetirá una y otra vez, y puede llegar el caso que falle una viga, y con ella, la estructura del techo. Para estos casos, una posible solución puede ser hacerle una contraflecha a la viga, que tenga la forma contraria a la deflexión, y cuando el miembro esté cargado, este llegue a estar completamente horizontal. La contraflecha de la viga debe tener una deformación de 1.5 veces la deflexión por carga muerta para estructura de techo, para asegurar que el agua no se pueda quedar estancada en el techo plano; y 1.0 veces la deflexión de la carga muerta para miembros del piso. (5)

E. Deformación de vigas de madera en voladizo

Para el caso especial de vigas en voladizo, es preciso argumentar la forma de empotramiento que tendrá la viga para el caso de madera con madera, ya que es difícil llegar a tener un empotramiento en madera con madera. Una forma de crear un voladizo, es de extender uno de los lados de una viga simplemente apoyada, produciendo momentos en el apoyo del empotramiento. Este método de voladizo limitará de gran medida la luz del voladizo, ya que tendrá que ser un perfil peraltado para que sean admisibles los momentos de sus apoyos. Una solución, puede ser utilizar una viga de madera laminada, tema que será abordado más profundamente en el **Capítulo XIX: Madera laminada**. En la **Figura 95a**, muestra la distribución correcta de los apoyos en el caso de una viga de madera en voladizo con carga distribuida. En la **Figura 95b** se muestra el diagrama de momento de la viga ilustrada. El momento aumentará a medida que crece la luz, esto puede limitar a que el voladizo sea corto con miembros continuos. (14)

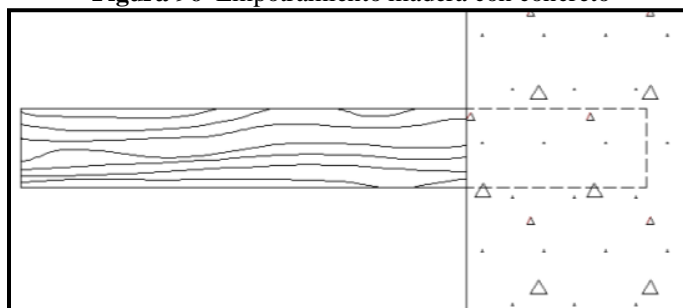
Figura 95 Viga simplemente apoyada con voladizo



Fuente: Elaboración propia.

Para el caso en el que el voladizo sea una sección compuesta de madera con otro elemento como concreto, es posible utilizar las fórmulas de empotramiento establecidas en las **Tabla 34**, **Tabla 36** y **Tabla 37**. Esto se debe a que no son extensiones de una viga simplemente apoyada, sino es un empotramiento más real en el que las fórmulas se puedan usar con mayor exactitud. Se debe tomar en cuenta que la madera nunca debe estar en contacto directo con el concreto, debido a la gran cantidad de humedad que retiene, que podría fácilmente afectar la madera. Para casos como este, podría utilizarse algún tipo de encamisado que provea protección contra la humedad. Si se decide utilizar este sistema deben consultarse fuentes que traten este caso particular más profundamente. (14)

Figura 96 Empotramiento madera con concreto



Fuente: Elaboración propia.

F. Control de vibraciones

Al limitar la deflexión de los miembros de una estructura, se reduce también la posibilidad de aparición de algunas grietas no estructurales, así como de los acabados que se encuentren sobre la madera. Al mismo tiempo, estas limitaciones ayudan al control de vibraciones y rebotes en los pisos. En el caso de los elementos tipo armadura con luces mayores de 5m, los límites de deflexión no satisfacen el control de las vibraciones de los pisos. Para un miembro de este tipo o de una luz mayor, se recomienda que la deflexión por la carga viva no sea mayor a 1.5cm. Si se diera el caso de que un miembro tipo armadura este apoyado en vigas sobre muros, las vibraciones se magnificarán debido a la flexibilidad de la armadura y las vigas conjuntamente. Para las vigas principales es muy recomendable hacer un diseño en que presente una deformación muy pequeña, pudiendo utilizar $L/360$ para un buen control de vibraciones del piso. (5)

G. Diseño de vigas

1. Método de deflexión relacionada con carga y deformación. En el diseño de vigas de perfil rectangular se puede simplificar la metodología para elegir fácil y correctamente el perfil de la viga a utilizar. Al calcular la deflexión admisible que la luz permite, se calcula el momento de inercia requerido del miembro a utilizar. Al tener un ancho de viga ya establecido, se calcula el peralte h , por medio del momento de inercia requerido. En una viga simplemente apoyada con carga viva distribuida se obtiene la deformación de la siguiente manera. (5)

$$\Delta_{LL} = \frac{5VL^4}{384E'I} \leq \frac{L}{360}$$

Despejando el momento de inercia requerido para la deformación establecida.

$$I_{req'd} \geq \frac{5VL^3}{384E'} \times 360$$

Al mismo tiempo se puede calcular el momento de inercia para una carga uniforme con cargas totales, carga muerta y carga viva; para este caso, $\alpha = 240$. (5)

$$I_{req'd} = \frac{5w_t L^3}{384E'} \times 240$$

Este paso encuentra la mayor inercia, y se utiliza para elegir el perfil de la viga. Si la viga a usar es de forma rectangular, y se tiene un ancho definido de viga ya establecido; de la inercia calculada puede encontrarse el peralte de la viga, y poder escoger un perfil para el diseño del miembro. (5)

$$I_{rectangular} = \frac{bh^3}{12}$$

$$h_{req} = \left(\frac{60w'}{384E'b} \alpha \right)^{1/3} L$$

Se escoge el peralte h_{req} mayor que cumpla con los límites de deflexión para carga viva y carga total.

Donde:

V = carga viva que soportará la viga

w_t = carga total que soportará la viga

h_{req} = peralte necesario para obtener una deformación dentro de los límites de flexión

w' = carga distribuida, según el caso que se requiera.

En la **Tabla 36** se muestran algunas condiciones de carga para diseño de vigas rectangulares, con un b ya previamente definido. De la Tabla se calculará el valor del peralte de la viga, h .

2. Método de evaluación de una viga por deflexión. Este es método de evaluación de vigas previamente diseñadas por flexión, se aprueban o desaprueban las vigas por sus deflexiones. Es un método relativamente simple de utilizar y podría pensarse como la continuación del diseño del Capítulo XI: Diseño por flexión pura. Ahorra tiempo porque no hay que realizar todo el análisis de deflexión.

En los siguientes cálculos serán para demostrar con el caso de una viga simplemente apoyada con carga distribuida, y dar una mejor explicación del método. Se utilizará la fórmula del **Capítulo XI**, para el módulo de sección requerido para la viga. Siendo el esfuerzo de trabajo menor o igual al esfuerzo permisible de la madera:

$$f_b \leq F_b$$

$$S_{x-x, \text{ requerido}} \leq \frac{M}{f_b}$$

La fórmula de módulo de sección para una viga cuadrada es:

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{6} = \frac{2I}{h_d}$$

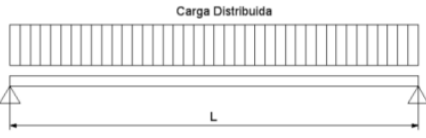
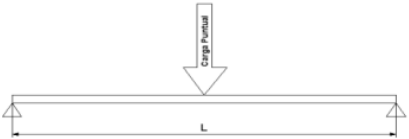
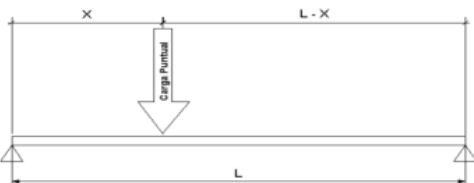
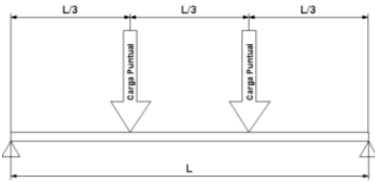
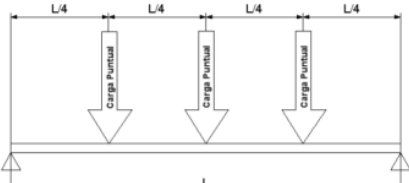


Se sustituye la fórmula de módulo de sección requerido, y el momento máximo para una viga simplemente apoyada con carga distribuida.

$$f_b = \frac{Mh_d}{2I}$$

$$M = \frac{w' L^2}{8}$$

$$f_b = \frac{w' L^2 h_d}{16I} \quad \text{(a)}$$

Tabla 36 Cálculo del peralte de con diferentes tipos de carga

Tipo de carga	Método carga y deformación
	$h \geq \left(\frac{60w'}{384Eb} \alpha \right)^{1/3} L$
	$h \geq \left(\frac{\alpha PL^2}{4Eb} \right)^{1/3}$
	$h \geq \left(\frac{12\alpha Px(3L^2 - 4x^2)}{48LEb} \right)^{1/3}$
	$h \geq \left(23 \frac{\alpha PL^2}{8Eb} \right)^{1/3}$
	$h \geq \left(23 \frac{\alpha PL^2}{4Eb} \right)^{1/3}$
	$h \geq \left(12 \frac{\alpha wL^3}{8Eb} \right)^{1/3}$
	$h \geq \left(12 \frac{\alpha PL^2}{3Eb} \right)^{1/3}$

Fuente: Elaboración propia.

Como finalidad de poner a prueba la viga ya diseñada, se desarrolla el momento de Inercia, f_b será la siguiente expresión:

$$f_b = \frac{3w'L^2}{4bh_d^2}$$

De la fórmula (a), se despeja la Inercia

$$I = \frac{w'L^2h_p}{16f_b}$$

Esta inercia se sustituye en la fórmula de deflexión de una viga simplemente apoyada con carga distribuida

$$\Delta_{admisible} = \frac{5w'L^4}{384E'I}$$

$$\Delta_{admisible} = \frac{5L^2}{24E'h_p} f_b$$

Despejando el peralte de la viga y reemplazando $\Delta_{admisible}$ por L/α

$$h_p = \frac{5L^2}{24E'\Delta_{admisible}} f_b$$

$$h_p = \frac{5L\alpha}{24E'} f_b$$

Para aprobar el diseño de la viga, h_d deberá ser mayor que h_p .

$$h_p \leq h_d$$

Si no cumple el perfil, no debe usarse el peralte h_p , es necesario realizar nuevamente todo el diseño.

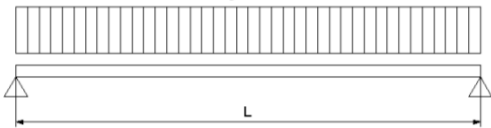
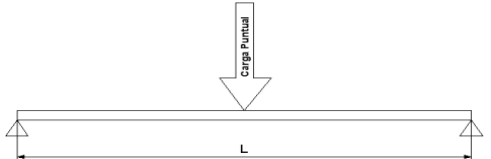
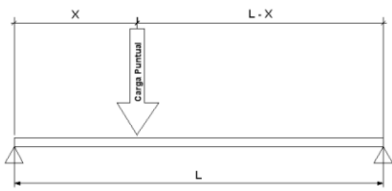
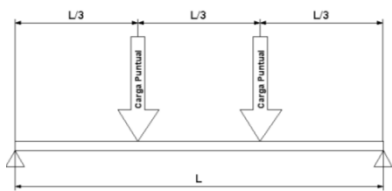
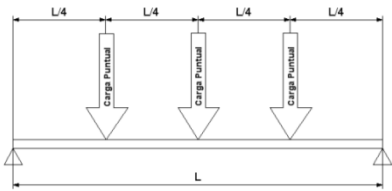
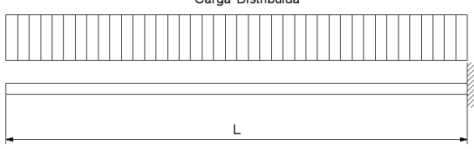

Donde:

- h_d = peralte de la viga diseñada por flexión
- h_p = peralte de prueba a comparar con h_d
- M = momento máximo de flexión
- F_b = esfuerzo de flexión permisible
- f_b = esfuerzo admisible de la fibra extrema
- S_{x-x} = módulo de sección

Este método de evaluación de vigas por flexión, no se debe de tomar a la ligera, se debe analizar que límite de deflexión se usará para la evaluación, y que este sea el correcto. Ya que pueden variar los resultados dependiendo cual límite de deflexión se use para el chequeo de la viga. También se debe de comprobar que el f_b sea menor que F_b , como se muestra en el **Capítulo XI: Diseño por flexión pura**.

En la **Tabla 37** se muestran algunas condiciones de carga para la evaluación de vigas rectangulares previamente diseñadas, con un b ya previamente definido y evaluar para $h_p \leq h_d$.

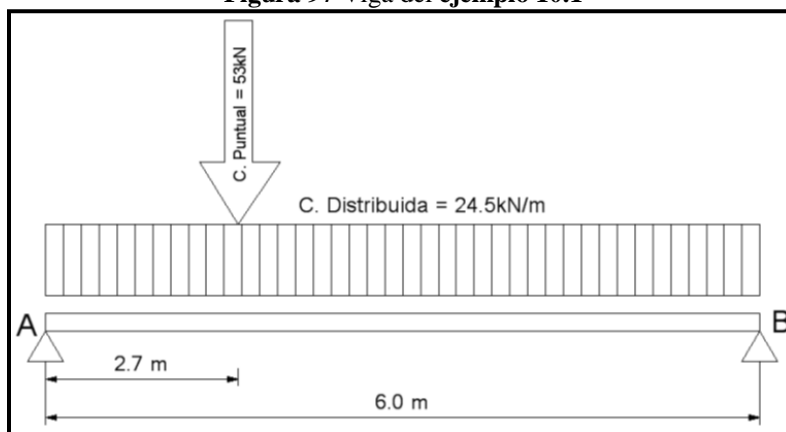
Tabla 37 Evaluación de una viga por deflexión

Tipo de carga	Método deformación $h_p \leq h_d$	
	f_b	h_p
<p>Carga Distribuida</p> 	$f_b = \frac{3wL^2}{4bh_d^2}$	$h_p = \frac{5L\alpha}{24E'} f_b$
	$f_b = \frac{3PL}{2bh_d^2}$	$h_p = \frac{L\alpha}{6E'} f_b$
	$f_b = \frac{6Px(L-x)}{Lbh_d^2}$	$h_p = \frac{3L^2 - 4x^2\alpha}{12E'} \frac{1}{L} f_b$
	$f_b = \frac{2PL}{bh_d^2}$	$h_p = \frac{23L\alpha}{16E'} f_b$
	$f_b = \frac{3PL}{bh_d^2}$	$h_p = \frac{23L\alpha}{12E'} f_b$
<p>Carga Distribuida</p> 	$f_b = \frac{3wL^2}{bh_d^2}$	$h_p = \frac{L\alpha}{2E'} f_b$
	$f_b = \frac{6PL}{bh_d^2}$	$h_p = \frac{2L\alpha}{3E'} f_b$

Fuente: Elaboración propia.

Ejemplo 10.1 La viga simplemente apoyada de $L = 6\text{m}$ sustenta una carga total uniforme de intensidad $w_t = 24.5\text{ kN/m}$ y una carga concentrada $P = 53\text{kN}$. La carga uniforme incluye el peso de la viga. La carga concentrada actúa en un punto situado a 2.7 metros del extremo izquierdo de la viga. La viga tiene una sección transversal con un ancho $b = 0.20\text{m}$, altura $h = 0.70\text{m}$ y un módulo de elasticidad de $E = 8,500\text{N/mm}^2$. Determinar la deflexión máxima de la viga, y compararla con la deflexión admisible.

Figura 97 Viga del ejemplo 10.1



Fuente: Elaboración propia.

Solución

Se utilizará el límite de deflexión con carga total soportada por la viga.

1. Calcular la inercia del elemento

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(200\text{mm})(700\text{mm})^3}{12} = 5.717 \times 10^9 \text{mm}^4$$

2. Calcular la deflexión por la carga distribuida de 24.5kN/m

$$\Delta_{C. \text{ Distribuida}} = \frac{5wL^4}{384E'I} = \frac{5 \left(0.0245 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right) (6,000\text{mm})^4}{384 \left(8,500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) (5.717 \times 10^9 \text{mm}^4)} = 8.51\text{mm}$$

3. Calcular la deflexión por la carga puntual de 53kN

$$\Delta_{C. \text{ Puntual}} = \frac{Px(3L^2 - 4x^2)}{48EI} = \frac{(53\text{kN})(2700\text{mm})(3(6,000\text{mm})^2 - 4(2700\text{mm})^2)}{48 \left(8,500 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) (5.717 \times 10^9 \text{mm}^4)} = 4.84\text{mm}$$

4. Calcular la deflexión total de la viga por los dos tipos de carga

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_{C. \text{ Distribuida}} + \Delta_{C. \text{ Puntual}} = 8.51\text{mm} + 4.84\text{mm} = 13.35\text{mm}$$

5. Calcular la deflexión permisible para la luz de la viga, y evaluar si está dentro de los límites permisibles el diseño de la viga.

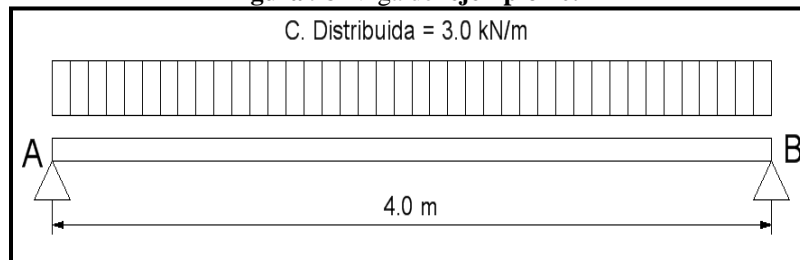
$$\Delta_{\text{Admisible}} = L/240 = \frac{6,000}{240} = 25\text{mm}$$

$$\Delta_{\text{Admisible}} = 25\text{mm} > 13.35\text{mm} = \Delta_{\text{Total}}$$

La viga diseñada cumple con la deflexión admisible para una carga total.

Ejemplo 10.2 Una viga de madera simplemente apoyada con $L = 4$ m, sustenta una carga total uniforme $w_t = 3.0$ kN/m. El esfuerzo permisible de flexión es de 12.46 N/mm², con un módulo de elasticidad de $8,500$ N/mm², y la viga está soportada en sentido lateral contra pandeo lateral y volteo. La viga es rectangular con 2"x14". Evaluar la viga por deflexión.

Figura 98 Viga del ejemplo 10.2



Fuente: Elaboración propia.

Solución

Para este ejemplo se utilizará el método de evaluación de una viga por deflexión. Se utilizará el límite de deflexión con carga total soportada por la viga. El perfil seleccionado fue de 2"x14" con medidas reales de 38.1mm x 336.6 mm.

$$h_d = 336.6\text{mm} \quad \alpha = 240$$

- Se calcula el valor de f_b

$$f_b = \frac{wL^2}{4bh_d^2} = \frac{1 \left(0.003 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}\right) (4,000\text{mm})^2}{4 (38.1\text{mm})(336.6\text{mm})^2} = 2.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Se calcula el h_p dependiendo del tipo de carga, en este caso una carga distribuida, de la **Tabla 37**:

$$h_p = \frac{5L\alpha}{24E'} f_b = \frac{5 (4,000\text{mm})(240)}{24 \left(8,500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right)} \left(2.78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}\right) = 98.11\text{mm}$$

- Evaluar h_p con h_d

$$h_p \leq h_d$$

$$98.11\text{mm} < 336.6\text{mm}$$

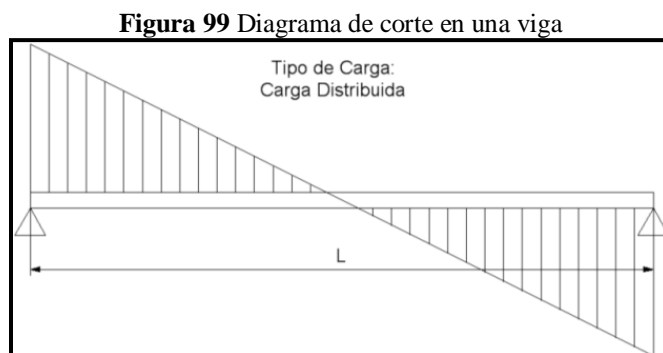
La viga cumple por deflexión, tiene un perfil adecuado.

XIII. DISEÑO POR CORTE VERTICAL

A. Generalidades

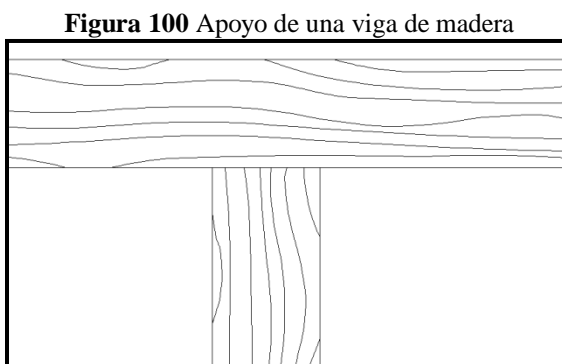
Los elementos que están a flexión por cargas, como una viga, estarán bajo esfuerzos de flexión y a la vez esfuerzos cortantes, en este capítulo se aprenderá a diseñar tomando en cuenta el corte vertical de una viga. Para lo cual se asumirá que el cortante es paralelo a la carga aplicada sobre la viga, y que los esfuerzos de cortante están uniformemente distribuidos a través del ancho de la viga. Bajo estas dos hipótesis se diseñará por cortante. (14)

Empleando la primera hipótesis del párrafo anterior, el corte vertical para una viga o algún otro miembro, se generan esfuerzos cortantes en todo el elemento, como se muestra en la **Figura 99**, aunque solamente se tomará en cuenta los esfuerzos de cortante que existen en los apoyos, por ser donde se concentran las reacciones de mayor magnitud. (34)



Fuente: Elaboración propia.

En los apoyos, se generan grandes esfuerzos de compresión, debido a que estas fuerzas cortantes se concentran en esos puntos. Los esfuerzos de compresión en los apoyos, provocan deformación en el caso de la madera, aplastamiento de fibras. Aún controlando los esfuerzos siempre se deberán considerar deformaciones, ya que, aunque mínimas, se presentarán. Sin embargo, dependerá del tipo de madera que se utilice. En la **Figura 100** se muestra un apoyo típico de una viga de madera. (14)



Fuente: Elaboración propia.

B. Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra

Como se vio en el inciso A, se asume que los puntos con mayores esfuerzos de cortante, serán los apoyos de los miembros, generadas por las fuerzas de reacción. Estas generan grandes esfuerzos de compresión, que en madera se llama esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra $F_{c\perp}$. En la **Tabla 38** se muestran esfuerzos de compresión perpendicular a la fibra, $F_{c\perp}$, para distintas especies de madera. Es importante mencionar que este tipo de esfuerzo generará una deformación del tipo aplastamiento de fibras de la madera. (5)

Tabla 38 Esfuerzo de compresión perpendicular al grano, $F_{c\perp}$, según especie

Especie de madera	Esfuerzo últimos de compresión perpendicular a la fibra $F_{c\perp}$, MPa
Cedro de Alaska	3.6
Cedro Amarillo de Alaska	3.5
Cedro Blanco del Norte	2.6
Cedro del Oeste	2.9
Pino Blanco del Este	2.4
Pino Abeto	2.9
Pino Abeto del Sur	2.3
Mezcla de Roble	5.5
Roble Rojo del Norte	6.1
Roble Rojo	5.7
Roble Blanco	5.5
Ciprés Calvo	4.2
Alaska hemlock	3.0
Alaska Spruce	2.3
Aspen	1.8
Beech-Birch-Hickory	4.9
Cottonwood	2.2
Douglas Fir-Larch	4.3
Douglas Fir-Larch (North)	4.3
Douglas Fir-South	3.6
Eastern Hemlock-Balsam Fir	2.3
Eastern Hemlock-Tamarack	3.8
Eastern Softwoods	2.3
Hem-Fir	2.8
Hem-Fir (North)	2.8
Maple Mixto	4.3
Northern Species	2.4
Maple Rojo	4.2
Redwood	2.9
Western Woods	2.3
Yellow Poplar	2.9

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason.2007

En madera, la deformación aceptable puede ser un aplastamiento que no provoque al usuario incomodidad, ni sentimientos de inseguridad. Para esto se debe tener un esfuerzo de compresión a la fibra admisible. Para los casos que se utiliza una platina de acero en la unión de un miembro de madera, la deformación admisible es de 0.1cm. Pero en general, es recomendable una deformación de 0.05cm, para uniones de madera con madera, el esfuerzo de compresión a la fibra admisible es: (5)

$$F_{c\perp, 0.05} = 0.73F_{c\perp}$$

El esfuerzo aplicado a compresión perpendicular a la fibra se puede calcular como:

$$f_{c\perp} = \frac{R_1}{A_{apoyo}} \leq F'_{c\perp}$$

Donde:

$F_{c\perp, 0.05}$ = esfuerzo admisible perpendicular a la fibra con una deformación de 0.05 cm.

$F'_{c\perp}$ = esfuerzo admisible perpendicular a la fibra

R_1 = máxima fuerza de reacción en el apoyo

A_{apoyo} = área del apoyo donde está soportada la viga

$F_{c\perp}$ = esfuerzo perpendicular a la fibra diseñado

$f_{c\perp}$ = esfuerzo aplicado en el apoyo perpendicular a la fibra

El esfuerzo aplicado debe ser menor al esfuerzo admisible, para obtener una deformación dentro de los límites ya establecidos de aplastamiento.

C. Área y longitud mínimas de apoyo

Si en tal caso con el apoyo actual, el esfuerzo aplicado es superior al admisible; no podemos modificar las cargas aplicadas a la viga para disminuir el esfuerzo, pero si podemos diseñar un área de apoyo del elemento para generar un esfuerzo aplicado más bajo que el esfuerzo admisible. Para obtener el área de diseño se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{req} \geq \frac{R_1}{F_{c\perp}}$$

Donde:

A_{req} = área mínima de apoyo requerida

Al tener ya una viga diseñada, se puede obtener la longitud mínima requerida, $l_{b, req}$, en función del ancho del perfil ya previamente escogido. Esta distancia se obtiene de la siguiente ecuación: (5)

$$l_{b, req} \geq \frac{R_1}{bF_{c\perp}}$$

Donde:

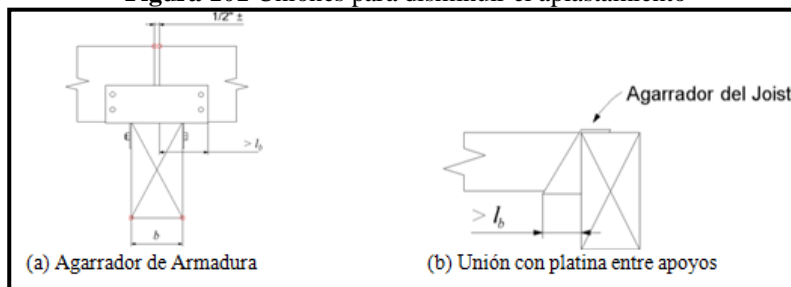
$l_{b, req}$ = longitud mínima requerida

b = ancho de la viga

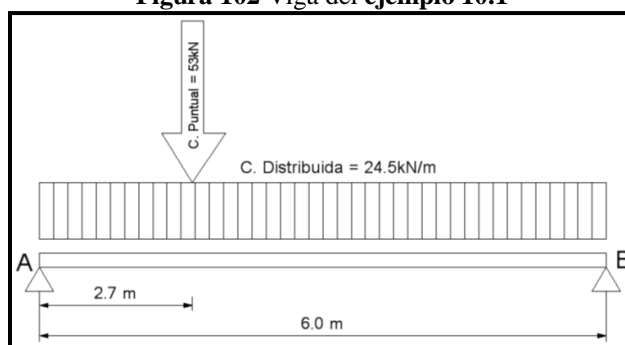
Si la longitud mínima requerida l_b es más grande que el ancho de la viga de apoyo, se tienen varias opciones para solucionar el aplastamiento. Algunas soluciones puede ser aumentar el ancho b de la viga o permitir un esfuerzo mayor de $F'_{c\perp}$, y mayor deformación, esto diseñando cuidadosamente para no dañar los elementos o la estructura, y que nos miembros no sean principales. En la práctica, se recomienda como mínimo que el largo del apoyo sea de 4cm para miembros de madera sobre madera, y que sean 7.5cm para miembros de madera sobre mampostería o paredes de concreto. (5)

En la **Figura 101**, se muestran algunos casos de apoyos de viga con uniones de acero, esto se utiliza para aumentar el área de apoyo de la viga, y asegurar que tenga un apoyo adecuado. Este tema se tratará a profundidad en el **Capítulo XXII: Medios y técnicas de ensamblaje**.

Estructuralmente, el aplastamiento no es crucial para la mayoría de los casos, aunque si alguna de estas uniones está expuesta a la vista, pierde estética. Si en el apoyo está actuando una fuerza horizontal, se cuenta con poca área de apoyo, que forma baja fricción, este se podrá mover con facilidad, que un apoyo que tiene un área suficiente. Este detalle es muy importante para resistir un sismo o carga de viento, ya que en un área pequeña no habrá suficiente fricción para resistir la fuerza horizontal.

Figura 101 Uniones para disminuir el aplastamiento

Fuente: The American Wood Council. 2005

Ejemplo 11.1 De la viga del **Ejemplo 10.1**, determine el área de apoyo.**Figura 102** Viga del ejemplo 10.1

Fuente: Elaboración propia.

Solución

1. Calcular la reacción en los apoyos

$$R_A = 97.35 \text{ kN}$$

$$R_B = 102.65 \text{ kN}$$

2. Calcular el esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra admisible, con una deformación de 0.05cm.

$$F_{c\perp, 0.05} = 0.73F_{c\perp} = 0.73 \cdot 2.93 \text{ N/mm}^2 = 2.14 \text{ N/mm}^2$$

3. El esfuerzo aplicado a compresión perpendicular a la fibra se puede calcular con la reacción máxima, para obtener la mayor área necesaria por la viga de apoyo.

$$F'_{c\perp} \geq \frac{R_1}{A_{\text{apoyo}}}$$

$$A_{\text{mínima}} = \frac{R_1}{F'_{c\perp}} = \frac{102,650 \text{ N}}{2.14 \text{ N/mm}^2} = 4.799 \times 10^4 \text{ mm}^2 \approx 0.048 \text{ m}^2$$

El área mínima de apoyo de la viga es de 48mm².

4. Si la viga tiene un ancho de 0.20m, se calcula la distancia, $l_{b,req}$

$$l_{b,req} = \frac{A_{\text{mínima}}}{b} = \frac{4.8 \times 10^4 \text{ mm}^2}{200 \text{ mm}} = 240 \text{ mm} \approx 0.24 \text{ m}$$

Para el ancho de 0.20cm de la viga, es necesario que la viga tenga una longitud de apoyo de 0.24m

XIV. DISEÑO LONGITUDINAL

A. Propiedades de las secciones

En toda viga existe una tendencia a la falla por cortante vertical. Sin embargo, es más probable que una viga falle debido a la tendencia de sus fibras a deslizarse en una dirección horizontal, concepto conocido como cortante horizontal. Los esfuerzos por corte horizontal no están distribuidos por igual en toda la sección transversal de la viga. Para comenzar con el diseño longitudinal se debe conocer las propiedades de las secciones. En el diseño de elementos estructurales, los cálculos utilizan las propiedades o elementos de los mismos. En general, la letra b representa el ancho de la cara de la viga en la que se aplica la carga. La letra h representa el peralte de la viga, en una dirección paralela a la línea de acción de la carga.

1. Área. El área de la sección es la de la sección transversal, perpendicular a su eje longitudinal. Como ejemplo se considera una pieza de tamaño nominal de 10" x 12". El tamaño efectivo de la pieza es de 9-1/2 x 11-1/2 (esto depende del tipo de madera a utilizar); por lo tanto $9-1/2 \times 11-1/2 = 109.25$ pulg.² es el área de la sección.

2. Superficie neutra. Se considera una viga simple sujeta a una carga que la flexiona. La viga tenderá a curvarse por lo que la superficie superior disminuye de longitud: las fibras en la parte superior están en compresión y las fibras en la parte inferior en tensión. El plano imaginario encima del cual las fibras están en compresión y debajo del cual están en tensión se llama *superficie neutra*. En la sección transversal la superficie neutra se indica con una línea que se llama *eje neutro*. El eje neutro de una sección rectangular queda a la mitad del peralte de la viga. El centroide de un área plana es el punto que corresponde al centro de gravedad. El eje neutro pasa por el centroide de la sección. (15)

3. Momento de inercia. Los momentos de inercia de un área plana con respecto a los ejes x y y están definidos por las integrales (21):

$$I_x = \int y^2 dA \qquad I_y = \int x^2 dA$$

En donde x y y son las coordenadas del elemento diferencial de área dA . Para ilustrar como se obtienen los momentos de inercia, se considera una sección transversal de ancho b y de peralte h . Los ejes x y y tienen su origen en el centroide C . Se utiliza un elemento diferencial de área dA en forma de una franja horizontal de ancho b y de altura dy , por lo que $dA = bdy$. Se puede expresar el momento de inercia I con respecto al eje x como (21):

$$I_x = \int y^2 dA = \int_{-h/2}^{h/2} y^2 b dy = \frac{bh^3}{12}$$

De manera similar, podemos usar un elemento de área en forma de área vertical $dA = hdx$ y obtener el momento de inercia con respecto al eje y (21).

$$I_y = \int x^2 dA = \int_{-b/2}^{b/2} x^2 h dx = \frac{hb^3}{12}$$

Ejemplo 12.1 Calcular el momento de inercia de una viga de 8"x12".

Solución

1. Su tamaño real es de 7-1/2 x 11-1/2. Si se usa esta sección como la de una viga, tiene su mayor resistencia cuando su eje mayor es vertical, es decir, cuando $b = 7.5''$ y $h = 11.5''$.

2. Se calcula el momento de inercia en el eje vertical (eje fuerte)

$$I_x = \frac{bh^3}{12} = \frac{7.5 * 11.5^3}{12} = 950.55 \text{ pulg}^4$$

3. Si por alguna razón, se hace girar esta viga alrededor de su eje horizontal de manera que el eje corto sea el vertical, $b = 11.5''$ y $h = 7.5''$.

$$I_x = \frac{hb^3}{12} = \frac{11.5 * 7.5^3}{12} = 404.3 \text{ pulg}^4$$

Se puede ver claramente que la inercia en el eje vertical es mucho mayor que la del eje horizontal.

4. Cambio de momento de inercia a ejes paralelos. Para poder calcular el momento de inercia con respecto a un eje z-z paralelo al eje x-x pasando por el centroide de la sección, se debe aplicar la siguiente fórmula (21):

$$I_{z-z} = I_{x-x} + Ad^2$$

Donde:

A = área de la sección transversal

d = distancia entre los ejes x-x y z-z

z-z = cualquier eje paralelo al eje x-x

I_{x-x} = momento de inercia del área A con relación al eje x-x

I_{z-z} = momento de inercia del área A con respecto al eje z-z

Ejemplo 12.2 Calcular el momento de inercia a ejes paralelos de la misma viga del **Ejemplo 12.1** a una distancia de 10".

Solución

1. Del **Ejemplo 12.1** el momento de inercia con respecto al centroide de la viga

$$I_x = 950.55 \text{ pulg}^4$$

2. Se calcula el momento de inercia con respecto al eje paralelo

$$I_z = 950.55 + (7.5 * 11.5) * 10^2 = 9575.55 \text{ pulg}^4$$

5. Módulo de sección. La ecuación $\sigma = \frac{My}{I}$ es llamada la fórmula de flexión y muestra que los esfuerzos son directamente proporcionales al momento flexionante M e inversamente proporcionales al momento de inercia I de la sección transversal. Además, los esfuerzos varían de manera lineal con la distancia y desde el eje neutro. Los esfuerzos normales son cero cuando y es igual a cero (eje neutro) y son máximos cuando corresponden a la distancia máxima, o sea la distancia entre eje neutro y las fibras extremas. Para una sección rectangular, la distancia y vale la mitad de h . Utilizando la fórmula de la inercia para una sección rectangular, la ecuación se vuelve (15):

$$\sigma_x = \frac{Mh}{2I} \qquad I_x = \frac{bh^3}{12}$$

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

Donde:

$$S = \frac{bh^2}{6} = \text{módulo de sección.}$$

Se debe notar que, el aumento de la resistencia (módulo de sección) de una sección compuesta (S_c) comparando con el de una sección no compuesta (S_{nc}) es entre 1.3 y 1.7. Lo que significa que en comparación a una viga no compuesta realizar secciones compuestas conllevará a un aumento del módulo de sección

$$S_c = 1.3 \text{ a } 1.7 S_{nc}$$

Por ejemplo, en construcciones en acero, el aumento de la resistencia mediante el aumento del módulo de sección ofrece la posibilidad al proyectista de reducir el peralte de la viga en acero. Al reducir el peralte de la viga se reduce el momento de inercia en valores aceptables ya que el factor de 4 permite cumplir con criterios de deformación. Sin embargo, esta reducción conlleva a un aumento del corte longitudinal que puede resolverse al aumentar el número de conectores metálicos a soldar en la viga metálica.

En las construcciones compuestas de madera-concreto se enfrenta la dificultad de tener una sola fila de conectores por la limitación del ancho de la viga de madera. Además la fijación de estos conectores mediante tornillos debilita localmente la madera lo que implica que el proyectista no debe reducir demasiado el peralte de la viga de manera que no aumente el corte longitudinal a valores inaceptables y debe respetar reglas de separación mínima entre conectores (27).

6. Radio de giro. Se encuentra en la mecánica una distancia conocida como el radio de giro. El radio de giro de un área plana se define como la raíz cuadrada del momento de inercia del área dividido por el área misma.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} \qquad r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$$

Donde:

r_x y r_y = radios de giro con respecto a los ejes x y y , respectivamente.

Como los momentos de inercia tienen unidades de longitud a la cuarta potencia y el área tiene unidades de longitud al cuadrado, el radio de giro tiene unidades de longitud. Sin embargo, el radio de giro de un área no tiene un significado físico obvio.

7. Criterio de resistencia y de deformación. Además de las propiedades expuestas anteriormente, para diseñar cualquier elemento estructural debe utilizarse dos criterios: Un criterio de resistencia y un criterio de deformación. En el rango elástico, estos criterios pueden expresarse de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \text{Criterio de resistencia: } R_{dise\tilde{n}o} &\leq R_{admisible} \\ \text{Criterio de deformaci\tilde{o}n: } \delta_{dise\tilde{n}o} &\leq \delta_{deformaci\tilde{o}n} \end{aligned}$$

En el caso de miembros de madera con secciones compuestas se recomienda privilegiar el criterio de deformación sobre el criterio de resistencia (27).

B. Generalidades sobre secciones

Como se mencionó al principio de esta sección, los esfuerzos por corte horizontal no están distribuidos por igual en toda la sección transversal de la viga. Por lo tanto (21):

$$\tau = \frac{VQ}{Ib}$$

Donde:

- τ = esfuerzo cortante longitudinal
- V = fuerza cortante vertical
- Q = primer momento
- I = inercia de la sección total
- b = ancho de la viga

El corte horizontal es cero en la fibra superior e inferior de la viga y su valor máximo se encuentra en el eje neutro.

1. Vigas con sección rectangular. Asumiendo el caso de una viga rectangular el valor del corte horizontal es (21):

$$Q_{h/2} = b \frac{h}{2} \frac{h}{4} = \frac{bh^2}{8}$$

Donde:

h = peralte de la viga

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \frac{3V}{2A}$$

La condición para el control de los esfuerzos cortante longitudinales es:

$$\tau = \frac{3V}{2bh} = \tau_{ADM}$$

El valor del corte longitudinal admisible, τ_{ADM} , varía en función de la especie y clase de madera.

Esta fórmula de corte longitudinal se aplica únicamente a secciones rectangulares. La madera sólida aserrada tiene ciertas limitaciones estructurales, siendo una de las más notables su baja capacidad al esfuerzo cortante longitudinal. La resistencia de la madera al cortante horizontal es relativamente baja, por lo que las vigas de claro corto con cargas altas deben revisarse siempre bajo este concepto. El esfuerzo admisible por corte longitudinal es muy bajo, por tanto, las vigas con grandes cargas son comúnmente muy críticas en los límites del efecto cortante. Este es el caso en que las vigas en madera laminada constituyen opciones más factibles (15).

Usualmente debe ampliarse la sección de una viga para resistir a la flexión y también al corte horizontal. Es también común usar algunos elementos estructurales mayores de laminado pegado o reforzar localmente con secciones de acero. Esto se puede hacer para obtener más capacidad estructural y reducir el tamaño de los elementos requeridos. En elementos encolados, se utiliza este criterio para controlar la adherencia del pegamento.

Ejemplo 12.3 Una viga de madera de pino de 4" x 8" debe soportar una carga total de 3,600lb. Controlar el corte longitudinal.

Solución

1. Las dimensiones reales de una viga de 4" x 8" son 3-1/2 x 7-1/4 (Siempre verificar posibles variaciones dimensionales de los proveedores). El área es efectiva es

$$A_{efec} = (3.5 \text{ pulg})(7.25 \text{ pulg}) = 25.375 \text{ pulg}^2$$

2. El corte vertical máximo es

$$V = \frac{3600}{2} = 1800 \text{ lb}$$

3. El corte longitudinal máximo de la sección es

$$\tau = \frac{3}{2} \left(\frac{1800 \text{ lb}}{25.375 \text{ pulg}^2} \right) = 106.4 \text{ lb/pulg}^2 = \tau_{ADM}$$

4. En unidades del SI

$$\tau = 106.4 \text{ lb/pulg}^2 * 6.895 = 733.63 \text{ kPa} = 0.735 \text{ MPa} = 0.735 \text{ N/mm}^2$$

2. Vigas con sección I. Para el diseño por flexión de una viga de madera I se utiliza la siguiente fórmula (21):

$$S = \frac{M}{f_f}$$

En la cual el módulo de sección es:

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

Donde:

I = inercia del perfil I

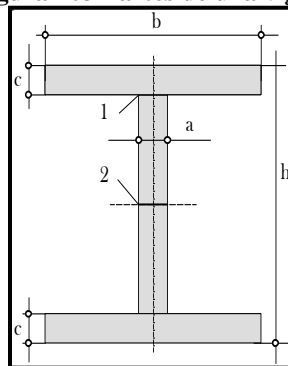
c = distancia del centroide de la sección a la fibra extrema.

Si el perfil es simétrico, c vale $h/2$. Si el perfil es asimétrico (ej. un perfil I con alas de diferente tamaño), se define dos módulos de sección distintos. El primero $S_{sup} = \frac{I}{c_{sup}}$, corresponde al esfuerzo máximo de la fibra superior y el segundo, $S_{inf} = \frac{I}{c_{inf}}$, corresponde al esfuerzo máximo de la fibra inferior.

El control del corte longitudinal en vigas I simétrica se efectúa en dos secciones, la sección 1-1, siendo una sección crítica debido a la unión (unión mecánica con clavos o tornillos o con pegamento) y la sección 2-2 (centroide), donde el corte longitudinal es máximo (mismo caso de vigas de sección rectangular (15)).

$$\tau_1 = \frac{VQ_1}{IA}$$

Figura 103 Partes de una viga I



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

τ_1 = esfuerzo cortante longitudinal en la sección 1-1
 Q_1 = primer momento de la parte de la viga sobre la sección 1-1
 V, I y A = mismas que en las anteriores ecuaciones.

El primer momento se escribe:

$$Q_1 = bc \left(\frac{h}{2} - \frac{c}{2} \right) = \frac{bc}{2} (h - c)$$

$$\tau_2 = \frac{VQ_2}{IA}$$

Donde:

τ_2 = esfuerzo cortante longitudinal en la sección 2-2
 Q_2 = primer momento de la parte de la viga debajo de la sección 2-2

El primer momento se escribe:

$$Q_2 = Q_1 + Q_1 = \frac{bc}{2} (h - c) + \left(\frac{h}{2} - c \right) a \frac{1}{2} \left(\frac{h}{2} - c \right) = \frac{bc}{2} (h - c) + \frac{a}{2} \left(\frac{h}{2} - c \right)^2$$

3. Viguetas con alma de madera contrachapeada (madera terciada). La madera terciada es aquella que se forma tomando láminas delgadas de madera y uniéndolas entre sí mediante colas, pero disponiendo las fibras cruzadas (terciadas); esa disposición tiende a neutralizar movimientos provocados por la humedad; se utilizan por lo menos tres capas (nunca 2) o un número superior, pero generalmente impar. Las dos capas exteriores tienen sus fibras paralelas (15).

Estas vigas están formadas por dos cordones de madera maciza, o bien, de madera laminada encolada y un alma de madera terciada que absorbe los esfuerzos de corte. Utilizando madera aserrada para los cordones y madera contrachapeada ($2 \times \frac{3}{4}$) para el alma, el proyectista puede definir vigas típicas.

Con fines didácticos, se escogió tres vigas típicas cuyas dimensiones y características mecánicas se dan a continuación. Se aplicó únicamente el criterio de flexión, calculando el momento de flexión como (15):

$$M = S * f_{ADM}$$

El proyectista debe controlar el corte longitudinal. Para estas vigas se asumió que la alma está constituida de dos planchas de madera contrachapeada de 19 mm ($\frac{3}{4}$ pulg). Admitiendo un esfuerzo de corte longitudinal admisible de $\tau_{ADM}=0.6 \text{ N/mm}^2$, se puede calcular el corte máximo V o sea la reacción máxima admisible (15).

$$R_{max} = V_{max} = \frac{\tau_{adm} IA}{Q_2}$$

En la **Tabla 39** se muestra el corte máximo, junto con su primer momento, que puede soportar una viga de madera dependiendo de sus dimensiones.

Tabla 39 Propiedades relevantes para el cálculo del corte longitudinal

Designación	Cordón				Alma	Peralte	Inercia	Primer momento	R_{MAX}
	b	h	b	h	t	p	I_{tot}	Q_{tot}	
$\tau_{max} =$ 0.6 N/mm²	pulg.	pulg.	mm	mm	mm	mm	$\times 10^6$ mm ⁴	$\times 10^3$ mm ³	kN
Serie 1	2 1/2	1 1/2	63.5	38.1	38	240	63.8	371.7	3.91
	2 1/2	1 1/2	63.5	38.1	38	300	119.1	554.7	4.89
	3 1/2	2 1/2	88.9	63.5	38	240	96.3	558.8	3.93
Serie 2	3 1/2	2 1/2	88.9	63.5	38	300	178.1	809.7	5.01
	3 1/2	2 1/2	88.9	63.5	38	360	292.0	1094.8	6.08
	4 1/2	2 1/2	114.3	63.5	38	300	224.3	1000.4	5.11
Serie 3	4 1/2	2 1/2	114.3	63.5	38	360	364.0	1333.9	6.22
	4 1/2	2 1/2	114.3	63.5	38	400	480.2	1575.2	6.95

Fuente: Elaboración propia.

XV. ARMADURAS DE MADERA

A. Generalidades

Una armadura de madera puede definirse como una configuración estructural de elementos, generalmente soportada sólo en sus extremos y formada por una serie de miembros rectos arreglados y conectados uno a otro, de tal manera que los esfuerzos transmitidos de un miembro a otro sean axiales o longitudinales a ellos únicamente; esto es, de tensión o compresión.

Una armadura de un tramo se utiliza para cubrir grandes luces tanto como sistema estructural principal como sistema secundario. La cuerda superior de una armadura en construcciones con una o dos aguas deben seguir la pendiente del techo. La armadura se constituye de elementos rectos ensamblados para conformar un triángulo para crear un sistema rígido. Para definir el sistema estático se admite que las uniones de las barras sean articuladas y se encuentren sometidas a cargas concentradas representando la carga total externa sobre el área tributaria del nudo. Con estas premisas, las diferentes barras son solicitadas únicamente por fuerzas de tensión o de compresión. En sistemas determinados (internamente) o sea que el número de barras es igual a dos veces el número de nudos menos 3, las fuerzas internas de las barras se definen gráficamente o matemáticamente según el método de Ritter. Existen también tablas para las armaduras más comunes. Para sistemas indeterminados (estructuras espaciales), el proyectista debe recurrir a cálculos por computadora.

Si la carga se ejerce entre nudos de la cuerda superior y/o inferior, además de las fuerzas axiales se producen momentos de flexión y consecuentemente fuerza de corte vertical. Los ensamblajes excéntricos de las diagonales, a menudo inevitables, exigen una atención particular de parte del proyectista. El empotramiento parcial provocado por uniones no articuladas puede ser omitido si se utiliza medios de ensamblajes flexibles.

Las armaduras continuas, es decir aquellas que poseen más de dos apoyos, una vez calculadas sus reacciones de apoyo, no son complicadas a calcular. No obstante, son poco usadas debido a su sensibilidad hacia deformaciones consecuentes a un asentamiento de sus apoyos, debido a la flexibilidad de sus medios de ensamblaje.

El diseño estructural de una armadura de madera estará basado en el cálculo de los esfuerzos de los miembros debido a las sollicitaciones, así como del tipo de esfuerzo en cada miembro, siendo estos de tensión, compresión, flexión y corte. Algunos miembros estarán a compresión, otros a tensión y en algunos casos tendremos miembros en los que no exista ningún tipo de esfuerzo pero que debido a razones arquitectónicas o constructivas deberán conservarse. Los miembros a la compresión se diseñan controlando el pandeo, como se explica en la sección de miembros a compresión. El tipo de esfuerzo es un factor de gran importancia debido a los efectos adicionales que se producen. Al diseñar los miembros en compresión su longitud es un factor importante, mientras que la longitud en los miembros a tensión no influye en su resistencia.

Las diagonales de una armadura se encuentran sujetas a tensión y a compresión si las cargas se aplican en los nudos. Si las cargas se aplican también entre nudos, se generan momentos de flexión y consecuentemente fuerzas cortantes.

Cuando se usan conectores para madera, con frecuencia los miembros consisten en dos o más piezas separadas, y en consecuencia, estos miembros a la compresión se diseñan como columnas con separadores sujetas a pandeo.

Cuando se encuentran varios miembros de una armadura en un nudo, es importante conocer el ángulo que forman entre sí, el cual tendrá un efecto no sólo en el dimensionamiento de los mismos sino en el diseño final de las uniones. Asimismo, deberá tenerse presente el tipo de sollicitaciones de la armadura para determinar la resistencia admisible en el conector. El uso de conectores para madera permite diseñar

armaduras que sobrepasan en eficiencia a las armaduras en las que se emplean ensambles, pernos y varillas para hacer las conexiones en los nudos. No solamente se debe controlar la sección de los miembros en sí, sino también la resistencia de los nudos. Las dimensiones de los miembros dependerán de estos dos controles.

Anteriormente, las secciones transversales de los miembros, con objeto de que los nudos resultaran suficientemente resistentes para soportar las cargas, tenían que hacerse mucho mayores que lo que exigían los esfuerzos dentro de ellos. Por esta causa, los miembros individuales eran largos y tenían secciones transversales grandes, mientras que el conector metálico permite el uso de longitudes y de secciones transversales menores. En las armaduras de madera, en el pasado, se empleaban con frecuencia varillas de metal en ciertos miembros que trabajaban a tensión. En la actualidad podemos construir armaduras en las que todos los miembros son de madera, los nudos y las uniones se hacen con conectores y sus pernos correspondientes. Además, los conectores nos permiten construir todos los tipos de armaduras, algunas de las cuales sólo se habrían podido construir empleando miembros de acero.

En el cálculo de miembros de armaduras, deberán considerarse los factores de modificación presentados en el **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**.

B. Configuración de miembros estructurales

La selección del número de miembros y su distribución dentro de una armadura tendrá un alto impacto constructivo y económico para el diseño estructural. La configuración de una armadura se determinará en base al sistema de triángulos que la constituyan y la función que éstos desempeñen. Una armadura está compuesta esencialmente de sistemas de triángulos debido a que un triángulo es el único polígono cuya forma es incapaz de modificarse geoméricamente sin cambiar la longitud de uno o más de sus lados.

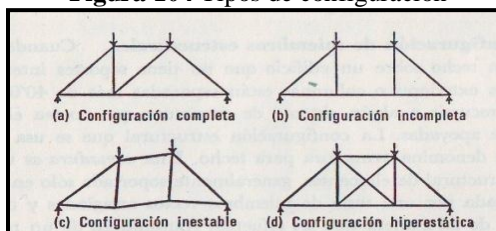
1. Tipos de configuración

a. Configuración completa: es aquella que se compone del número mínimo de miembros necesarios para formar una estructura hecha completamente de triángulos **Figura 103a**.

b. Configuración incompleta: es un entramado que contiene un número de miembros menor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos. Para cargas simétricas esta configuración puede ser estable, pero si la carga es asimétrica, ocurrirá una distorsión que puede provocar la falla. Una configuración incompleta puede considerarse como inestable y siempre debe eludirse. **Figura 103b y Figura 103c**.

c. Configuración redundante o hiperestática: es un entramado que contiene un número de miembros mayor que el requerido para formar el número mínimo de triángulos. En la armadura ilustrada, se muestran dos diagonales en el tablero central; una de las diagonales se llama miembro redundante. Sin embargo, en la práctica, estas dos diagonales, formadas de varillas, se usan frecuentemente; como las varillas son capaces de resistir únicamente fuerzas a tensión, de las dos varillas diagonales en el tablero, solamente una de ellas actuará a la vez. **Figura 103d**.

Figura 104 Tipos de configuración



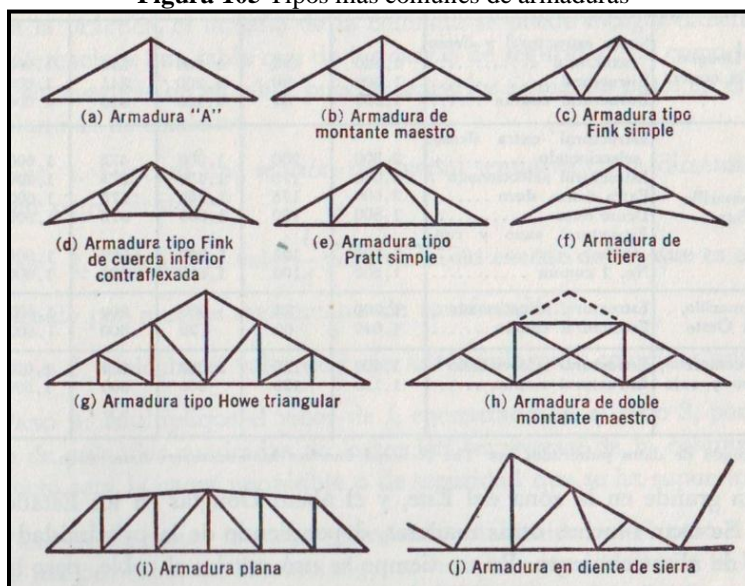
Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

Para el caso de cargas asimétricas, el miembro que resiste una fuerza de tensión trabajará, mientras que la otra diagonal, no estará trabajando. Si se emplea solamente una diagonal, ésta deberá ser capaz de resistir tanto compresión como tensión, dependiendo de las magnitudes relativas de las cargas aplicadas.

2. Tipos de armaduras. En la selección de un tipo en especial de armadura, deben considerarse varios factores. Lo primero de todo es el contorno o perfil del techo; esto generalmente se determina por requerimientos arquitectónicos. Una estructura que vaya a quedar a la vista, se constituye invariablemente de madera, aunque algunos de sus elementos estructurales sean de acero recubierto con madera. El claro de la armadura determina el número de paneles y el número de divisiones de la cuerda superior determina, en cierto grado, el tipo de armadura que se usará. Algunos tipos de armaduras son más económicos que otros; respecto a esto la experiencia y las consideraciones prácticas constituyen la mejor guía.

Es conveniente eludir el uso de miembros demasiado largos. Esto es particularmente cierto en lo que concierne a miembros a compresión. En el diseño de un puntal, su longitud es un factor dominante y manteniéndola tan corta como sea posible, se reduce su tendencia al pandeo. Un miembro largo a tensión tiene la tendencia a flexionarse por su propio peso. Algunos de los tipos más comunes de armaduras se muestran en la Figura 105.

Figura 105 Tipos más comunes de armaduras

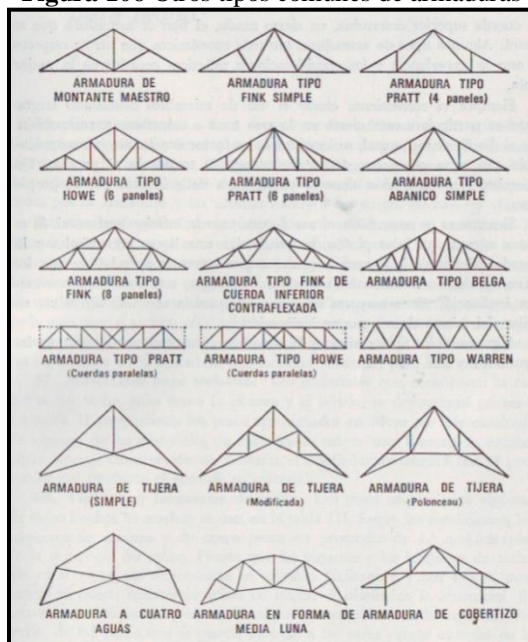


Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

Siempre es recomendable el uso de una cuerda inferior horizontal. Si se desea agregar un cielo falso, se puede dar una ligera contraflecha a la cuerda inferior de la armadura, aunque esto aumente apreciablemente los esfuerzos desarrollados en los miembros. Otros tipos comunes de armaduras se ilustran en la **Figura 106**.

Para la inclinación promedio, la armadura tipo Howe invariablemente proporciona mayor economía. La madera misma hace más fácil el usar miembros a compresión, pero obliga a hacer cortes inevitables de material en las juntas; con frecuencia se utilizan varillas de acero o hierro forjado en los miembros a tensión. Para las armaduras comúnmente usadas, la cuerda inferior está a tensión y se emplea la madera para facilitar el detalle de las juntas, pero en los miembros del alma de la armadura que resistan fuerzas a tensión, es más conveniente utilizar varillas de acero o de hierro forjado.

Luego de determinar el tipo de estructura se procede a triangularla dentro de su estructura para darle la rigidez necesaria, así todos sus elementos trabajen ante esfuerzos axiales, tensión o compresión.

Figura 106 Otros tipos comunes de armaduras

Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

Asimismo, pueden realizarse clasificaciones en base al dimensionamiento y peso de la madera a utilizarse en las armaduras. En armaduras de techo se diferencian dos tipos: armaduras de madera de peso ligero y las pesadas. Las armaduras de techo ligeras tienen dimensiones más pequeñas que las armaduras pesadas (4x6 a 8x12). Las armaduras de techo ligeras pueden abarcar hasta longitudes de 60 a 70 pies y regularmente se encuentran espaciadas entre 16 y 24 pulgadas c.a.c. Las armaduras pesadas pueden abarcar longitudes mayores, hasta 120 pies, y las longitudes de espaciamiento son mucho mayores que las utilizadas para las armaduras ligeras.

Usualmente se especifica una relación máxima luz-peralte de 8 a 10 para armaduras de techo planas y de 6 a 8 para armaduras arqueadas. Armaduras de madera pesada ya no es utilizada frecuentemente para la construcción de edificios.

Algunos de los perfiles más comunes en armaduras de techo se muestran a continuación.

a. Armadura de cuerdas paralelas: para armadura de cuerdas paralelas el peralte mínimo es $h_{min} \geq \frac{L}{10}$. Para pre-dimensionar una armadura se admite una carga distribuida equivalente según la ecuación:

$$\sum Q = qL$$

Las reacciones son:

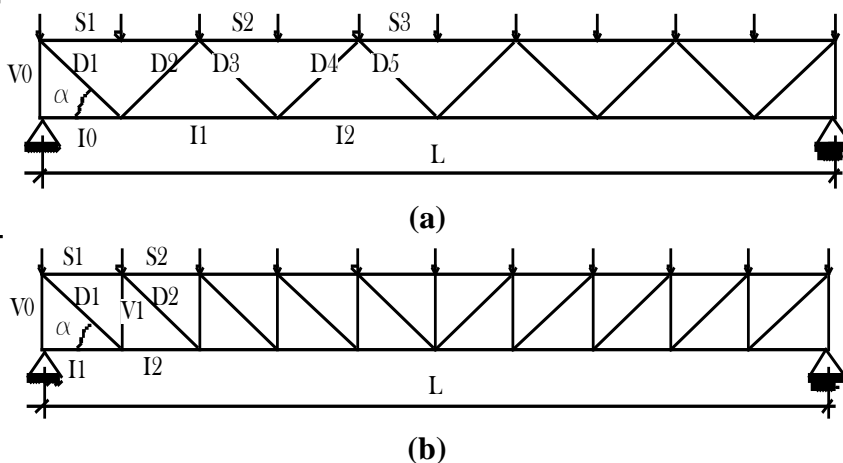
$$R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$

La tensión y compresión máximas en las cuerdas son:

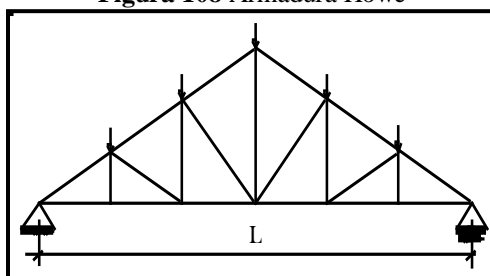
$$S_{max} \approx -I_{max} = \frac{qL^2}{8h}$$

La tensión máxima en las diagonales es:

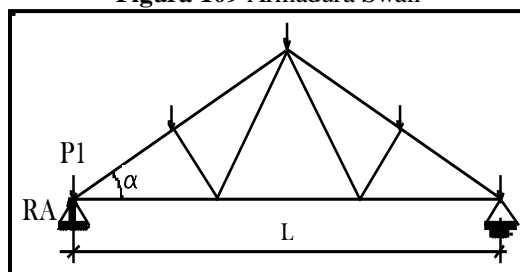
$$D_1 \approx \frac{A}{\sin \alpha}$$

Figura 107 Ejemplos de armaduras de cuerdas paralelas

Fuente: Elaboración propia.

b. Armaduras triangulares**Figura 108** Armadura Howe

Fuente: Elaboración propia.

Figura 109 Armadura Swan

Fuente: Elaboración propia.

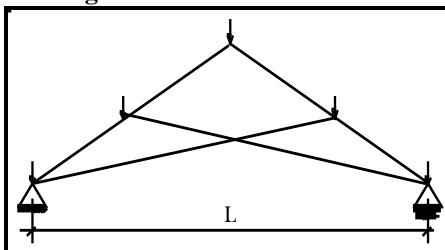
La sollicitación en la cuerda superior se establece por trigonometría, y queda de la siguiente manera:

$$F_{sup} = \frac{R_A - P_1}{\sin \alpha}$$

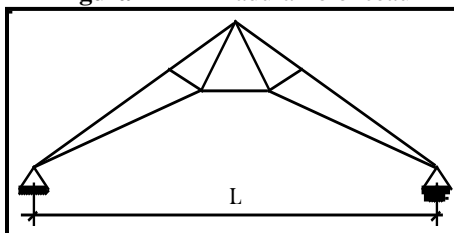
La sollicitación en la cuerda inferior se establece con el teorema de Pitágoras, así:

$$F_{inf} = \sqrt{F_{sup}^2 + (R_A - P_1)^2}$$

Nota: Se asume que la primera diagonal forma un ángulo recto con la cuerda superior.

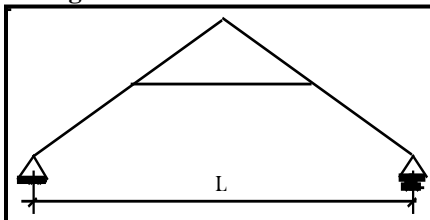
Figura 110 Armadura alemana

Fuente: Elaboración propia.

Figura 111 Armadura Polonceau

Fuente: Elaboración propia.

1) **Armadura atirantada:** al unir, con un elemento horizontal de madera que actúe como tirante, las dos barras de un sistema de tres articulaciones, se obtiene una armadura simple, utilizada con dos propósitos:

Figura 112 Armadura atirantada

Fuente: Elaboración propia.

- La armadura se vuelve indeformable debido al hecho que la losa de entrepiso integrada por el tirante constituye una placa horizontal rígida fijada en los dos extremos de la edificación.
- La armadura es deformable en el plano del tirante.
- Comparando con los sistemas de tres articulaciones, este sistema ofrece la ventaja de reducir los momentos de flexión en las dos barras inclinadas y, consecuentemente, su deformación.
- Bajo cargas simétricas, las fuerzas internas son las mismas en los dos sistemas antes mencionados. Es un sistema económico si se agregan tablonos o paneles para conformar un piso creando este efecto de placa.
- En general, para cualquier sistema de los mencionados anteriormente donde se presente un sistema simétrico (tanto de punto de vista de la geometría que de las cargas), las reacciones se escriben como:

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2} \qquad H_A = H_B = \frac{qL^2}{8h}$$

3. Partes de una armadura. En general, una armadura está compuesta por las cuerdas superiores e inferiores y por los miembros del alma. La cuerda superior consta de la línea de miembros más alta que se extiende de un apoyo a otro pasando por la cumbre. Para armaduras triangulares, el esfuerzo

máximo en la cuerda superior ocurre generalmente en el miembro contiguo al apoyo. La cuerda inferior de una armadura está compuesta por la línea de miembros más baja que va de un apoyo a otro.

Como en la cuerda superior, el esfuerzo máximo en la cuerda inferior de armaduras triangulares, se establece en el miembro adyacente al apoyo. Los miembros que unen las juntas de las cuerdas superior e inferior son los miembros del alma, y dependiendo de sus posiciones se llaman verticales y diagonales. Con base al tipo de los esfuerzos, los miembros a compresión de una armadura se llaman puntales mientras que aquellos miembros que están sometidos a esfuerzos de tensión se llaman tirantes. La junta en el apoyo de una armadura triangular se llama junta de talón, y la junta en el pico más alto se le llama cumbre. Los puntos en donde se unen los miembros del alma a las cuerdas reciben el nombre de nudos.

4. Inclinación de las armaduras. El claro de una armadura es la distancia entre sus nudos extremos. Cuando una armadura está soportada por muros, generalmente se considera el claro como la distancia de centro a centro de los apoyos a estos muros. Si la armadura forma un marco con columnas en los extremos, entonces el claro se forma como la distancia entre las caras exteriores de las columnas. La distancia vertical de la cumbre a la línea que une los apoyos de la armadura se llama peralte.

La inclinación de un techo se puede expresar de diferentes maneras. Un método común es expresarla en términos de la relación del peralte al claro. Por ejemplo, una inclinación de un medio, indica que la armadura tiene como peralte la mitad del claro; un claro de 48 pies y un peralte de 12 pies se conoce como inclinación de un cuarto. Otro método de designar la inclinación, es dar el ángulo que la cuerda superior hace con la cuerda inferior, por ejemplo 30° ó 40° de inclinación.

Para armaduras simétricas, la base es la mitad del claro y frecuentemente, la inclinación se expresa como la relación del peralte a la base, generalmente en pulgadas/pulgadas. Los techos se conocen como planos o inclinados. Cuando la pendiente es menor de 2:12, se dice que el techo es plano. Como techos inclinados se conocen a todos aquellos que exceden esta relación.

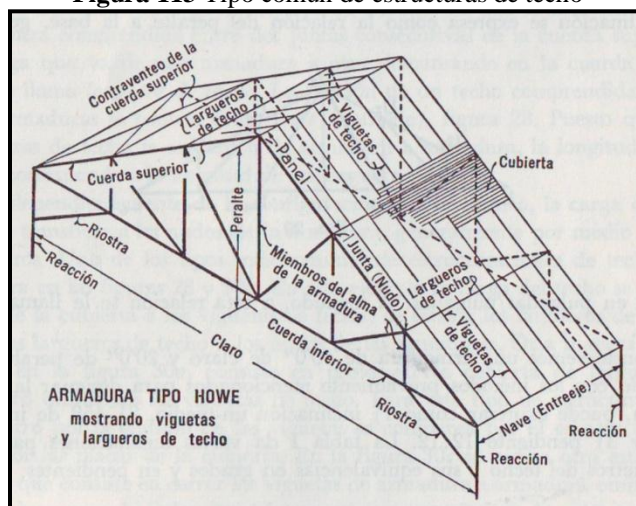
Con mucha frecuencia la inclinación de un techo se determina por consideraciones estéticas o bien puede ser que la inclinación del techo esté limitada por el tipo de material de techado. Se considera generalmente que una pendiente de 6:12 es probablemente la pendiente más económica para los claros usuales. Los techos con inclinaciones fuertes deben resistir mayores cargas de viento y requieren el uso de una mayor cantidad de material para cubrir el techado, mientras que las inclinaciones menos fuertes originan mayores esfuerzos en los miembros de la armadura. Debe tomarse en cuenta el efecto que tienen los miembros cortos a compresión en el ahorro de material, mientras que la longitud de un miembro a tensión, no es un elemento determinante en su sección transversal.

En armaduras de techo, la inclinación varía desde 3:12 a 12:12, dependiendo de la luz de las armaduras. Las armaduras con pendientes menores a 4:12 son adecuadas para cubrir áreas expuestas a lluvia, y armaduras con pendientes mayores a 4:12 requieren un recubrimiento especial para las cargas de hielo y nieve en climas fríos.

En cualquier diseño, deberá tomarse en cuenta que una armadura con menor inclinación tiene mayores esfuerzos, comparada con una armadura similar del mismo claro y mayor inclinación.

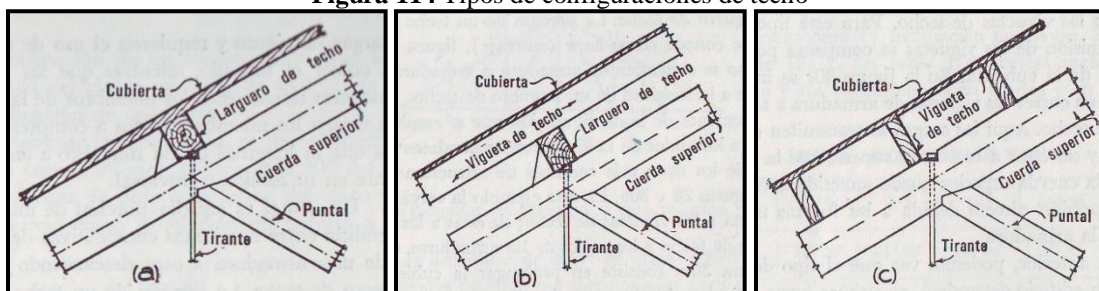
5. Paneles. Un panel es aquella porción de una armadura que se encuentra comprendida entre dos juntas consecutivas de la cuerda superior. La viga que va de una armadura a otra descansando en la cuerda superior se llama larguero de techo. La porción de un techo comprendida entre dos armaduras se conoce como nave. Puesto que los largueros de techo se extienden de armaduras a armaduras, la longitud de la nave corresponde a la longitud del larguero de techo.

Independientemente de la configuración que se emplea, la carga del techo se transfiere a los nudos de la armadura, generalmente por medio de los largueros. Uno de los tipos más comunes de estructuraciones de techos se muestra en la **Figura 113**.

Figura 113 Tipo común de estructuras de techo

Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

En este ejemplo la carga del techo se transfiere de la cubierta a las viguetas de techo; de éstas a los largueros de techo y de los largueros de techo a los nudos de las armaduras, como puede verse en la **Figura 114b**. Otra manera, mostrada en la **Figura 114a**, consiste en prolongar la cubierta de larguero a larguero omitiendo las viguetas de techo. Para este tipo de estructuración, el ahorro por la omisión de las viguetas se compensa por el espesor requerido por las placas de la cubierta.

Figura 114 Tipos de configuraciones de techo

Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

En la **Figura 114c** se indica otra estructuración que consiste en correr las viguetas de armadura a armadura omitiendo así los largueros de techo. Aquí las cargas se transmiten de la cubierta a las viguetas de techos y de éstas a la cuerda superior de la armadura. Esto da por resultado que la cuerda superior quede sometida a esfuerzos de flexión, además de la compresión directa debida a las fuerzas transmitidas por los otros miembros de la armadura.

El tipo de armadura que se deberá usar dependerá, en primer lugar, del número de paneles. El número de paneles en la cuerda superior se determina por el claro permisible de los materiales que soportan al techo y la longitud de la cuerda superior entre los puntos del panel. Es aceptable tener paneles iguales y además simétricos respecto a la línea de simetría de la armadura.

6. Cargas en las armaduras. Habiendo determinado el tipo de armadura que va a usarse, el primer paso consiste en calcular las cargas que es necesario que soporte la armadura. La carga muerta consiste en los materiales de la cubierta del techo, pisos de tablonos, pares, polines, cargas suspendidas y el peso de la armadura. Las cargas vivas pueden ser las del viento, así como si son accesibles o no; al diseñador se le exige que use las cargas vivas estipuladas en su reglamento de construcción local. En

nuestro caso, se utilizarán las Cargas Recomendadas por AGIES, mencionadas en el Capítulo X: Cargas y combinaciones de carga.

Tabla 40 Peso aproximados de las armaduras de madera, en lb/pie²

Luz (pies)	Inclinación 1/2	Inclinación 1/2	Inclinación 1/4	Plano (horizontal)
Hasta 36	3	3 1/2	3 3/4	4
de 36 a 50	3 1/4	3 3/4	4	4 1/2
de 50 a 60	3 1/2	4	4 1/2	4 3/4
de 60 a 70	3 3/4	4 1/2	4 3/4	5 1/4
de 70 a 80	4 1/4	5	5 1/2	6

Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

Tabla 41 Presión de viento en las superficies de los techos:

Inclinación del techo (grados)	Presión normal (lb/pie ²)
10	10
15	15
20	18
25	22
30	24
35	26
40	27
45	28
50	29
55	29
60	30
Para inclinaciones mayores de 60°, úsese 30 lb/pie ²	

Fuente: Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores

Si existen corrientes de viento ascendentes en una armadura de techo, los mayores esfuerzos ocurrirán en los miembros inferiores. Estos miembros que normalmente se encuentran bajo tensión, estarán sometidos a compresión debido a las fuerzas ascendentes de viento. Además, los soportes de la armadura de techo deberán de estar sujetados al muro de apoyo mediante elementos contra huracanes.

Debido a los muchos factores que hay que considerar, el diseño de una armadura de madera con conectores requiere la atención de un diseñador experimentado.

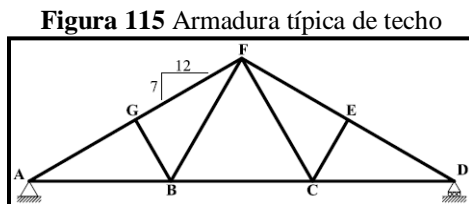
7. Separación de armaduras. Para muchos edificios, la distribución de la planta, la separación de las ventanas, o las de las vigas y columnas, determinan la localización de las armaduras. Cuando la separación de las armaduras queda a juicio del diseñador, la longitud del edificio puede determinar el número de armaduras. Aunque un espaciamiento de armaduras relativamente corto produce cargas pequeñas por armadura y en consecuencia secciones más pequeñas para los largueros y miembros de las armaduras, el número de armaduras aumenta y con él, el costo de fabricación.

Un factor importante a considerar es que la separación de la armadura deberá ser múltiplo de la separación de los muros de apoyo para asegurar que la armadura se apoye directamente sobre éste, de otra manera las placas base deberán ser diseñados para resistir las reacciones de la armadura con el pandeo de las placas en el eje débil.

Para las armaduras comúnmente usadas, la separación de ellas escila entre los 14 y 22 pies. Las armaduras con claros mayores de 30 pies se espacian aproximadamente a 12 pies de c.a.c. y para claros mayores de 60 pies el espaciamiento es sobre los 17 pies. La máxima separación para armaduras comúnmente es de 23 pies.

C. Diseño de armaduras de madera

1. Consideraciones para el diseño de estructuras de techo. La aplicación de los cuatro casos de carga discutidos en este capítulo a una armadura típica de techo, como la que se muestra en la siguiente figura, se discute a continuación.



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

El análisis de una armadura de techo usualmente se determina mediante la utilización de algún software de análisis estructural, y en muchos casos el diseño de los miembros de la armadura también es realizado con la ayuda de algún software de computadora. Cuando se realiza el diseño de la armadura típica mostrada anteriormente para fuerzas gravitacionales, los siguientes cuatro casos de carga deberán ser considerados, y los miembros a compresión deberán ser dimensionados de manera que la relación de esbeltez l_e/d no exceda de 50 ($\frac{l_e}{d} \leq 50$).

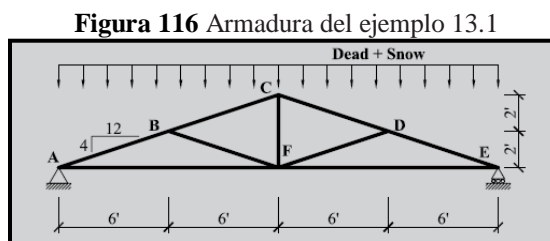
- Tensión pura (elementos en el alma BF y CF)
- Combinación de tensión y flexión en caso de cielo falso (elementos inferiores AB, BC y CD)
- Compresión pura (elementos en el alma BG y CE)
- Combinación de compresión y flexión en caso de cielo falso (elementos superiores AG, GF, FE y ED)

En la práctica, las armaduras de techo son prediseñadas y construidas por el fabricante. Sin embargo, el diseñador o ingeniero debe especificar las separaciones de la armadura y el perfil, la localización de los apoyos, las cargas de gravedad y viento, incluyendo aquellas que causen que la armadura se eleve. El ingeniero, deberá aprobar el diseño proporcionado por el fabricante.

2. Metodología para el diseño de armaduras. Para el diseño de armaduras es necesario seguir cuatro pasos básicos que pueden resultar familiares a los ya expuestos anteriormente.

- 1) Calcular las fuerzas en los miembros
- 2) Asumir un perfil
- 3) Calcular el esfuerzo de diseño tomando en cuenta los factores de ajuste
- 4) Controlar los esfuerzos

Ejemplo 13.1 Diseñe el miembro AF de la armadura que se muestra en la **Figura 116**, asumiendo los siguientes parámetros de diseño: las armaduras se encuentran espaciadas una distancia de 4 pies (1.22m) c.a.c. La carga muerta 62.5 lb/pie^2 (305.13 kg/m^2) sobre un área plana horizontal. Los extremos de las armaduras se encuentran conectados con pernos de $\frac{1}{2}$ pulgada (1.27 cm) de diámetro.

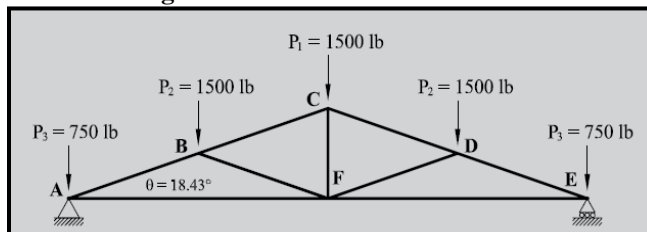


Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

Solución

1. Se analiza la armadura para obtener las fuerzas en los miembros. El ancho tributario de la armadura es de 4 pies (1.22m)

Figura 117 Reacciones en los nudos



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

La carga muerta es:

$$M = (62.5 \text{ lb/pie}^2)(4\text{pies}) = 250 \text{ lb/pie} [3.72 \text{ kg/cm}]$$

Calculando las cargas en los nudos:

$$P_1 = (6\text{pies})(250 \text{ lb/pie}) = 1,500\text{lb} [680.4\text{kg}]$$

$$P_2 = (6\text{pies})(250 \text{ lb/pie}) = 1,500\text{lb} [680.4\text{kg}]$$

$$P_3 = \left(\frac{6\text{pies}}{2}\right)(250 \text{ lb/pie}) = 750\text{lb} [340.2\text{kg}]$$

Puede realizarse el análisis de la armadura por medio del método de los nodos o mediante la ayuda de algún programa de software.

La fuerza en el miembro AF, se obtiene como:

$$T = 6,750\text{lb} [3061.75\text{kg}]$$

2. Se asume un tamaño para el elemento. En este ejemplo, se asumirá un perfil de 2"x8". Luego, deberá referirse al **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**, para obtener los factores *C* de corrección que apliquen al caso del miembro AF de este ejemplo.
3. Basados en los factores de corrección del **Capítulo IX**, podemos obtener los esfuerzos de tensión de diseño y los factores de ajuste para la madera utilizada.

El esfuerzo de tensión de diseño

$$F_t = 650\text{psi} [45.7 \text{ kg/cm}^2]$$

Los factores de ajuste *C*, son los siguientes:

- $C_D = 1.15$ (Corta duración de la carga en la combinación de cargas utilizadas)
 - $C_t = 1.0$ (condiciones normales de temperatura)
 - $C_M = 1.0$ (Condiciones secas debido a la protección que posee la armadura contra las condiciones del clima)
 - $C_F = 1.0$ (Para pino del sur y $d \leq 12$ pulgadas (30.48 cm, tenemos $C_F = 1.0$. Para valores de $d > 12$ pulgadas (30.48 cm), referirse a los factores de ajuste de la Tabla 4B del NDS-S).
 - $C_i = 1.0$ (Asumido)
4. Del mismo **Capítulo IX**, obtenemos los Esfuerzos Ajustados que aplican para el esfuerzo a tensión. Utilizando dichas fórmulas, el esfuerzo de tensión permisible es:

$$F'_t = F_t C_D C_M C_t C_F C_i = (650)(1.15)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 747.5 \text{ psi} [52.55 \text{ kg/cm}^2]$$

5. De la tabla 1B del NDS-S, el área bruta A_g para una sección de 2"x8" es de 10.88 in² (70.19cm²). El área neta disponible en la sección crítica es:

$$A_n = A_g - (\# \text{ de agujeros de pernos perpendiculares a la fuerza}) \sum (d_{\text{pernos}} + 1/8 \text{ pulg})$$

$$A_n = 10.88 - (1)(1/2 + 1/8)(1.5) = 9.94 \text{ pulg}^2 [64.13 \text{ cm}^2]$$

6. Entonces, el esfuerzo de tensión aplicado es

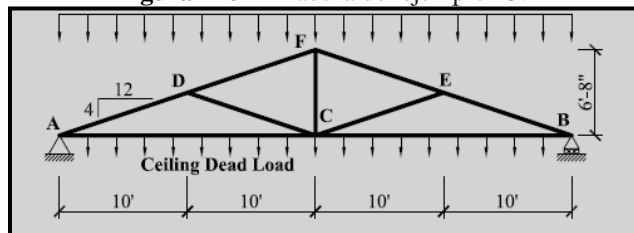
$$f_t = \frac{T}{A_n} = \frac{6,750 \text{ lb}}{9.94 \text{ in}^2} = 679 \text{ psi} [47.74 \text{ kg/cm}^2]$$

$$679 \text{ psi} [47.74 \text{ kg/cm}^2] < 747.5 \text{ psi} [52.55 \text{ kg/cm}^2]$$

Correcto. Una sección de madera del sur de 2"x8", es adecuada para el miembro inferior AF de la armadura de la **Figura 116**.

Ejemplo 13.2 La sección del techo de un edificio mostrada en la figura, posee armaduras de 40 pies (12.2 m) de luz y espaciadas a 2 pies (0.61 m) c.a.c. La carga muerta del techo de 50lb/pie² (244.1 kg/m²) y una carga de la cubierta de techo de 15lb/pie² (73.23 kg/m²) en un área horizontal plana. Diseñe un miembro típico para los elementos inferiores, asumiendo que el CH ≤ 19%, y la sección se encuentra en condiciones normales de temperatura. Los elementos se encuentran conectados por pernos de diámetro de 3/4 pulgadas (1.91 cm).

Figura 118 Armadura del ejemplo 13.2



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

Solución

1. Con las cargas del problema, se procede a calcular las fuerzas que actuarán sobre la estructura. Las cargas verticales en lb/pie² son:

Para la carga de techo

$$M = 50 \text{ lb/pie}^2 [244.1 \text{ kg/m}^2]$$

La carga muerta por la cubierta de techo es:

$$M = 15 \text{ lb/pie}^2 [73.23 \text{ kg/m}^2]$$

Debido a que el área tributaria para una armadura típica de techo es de

$$2 \text{ pies (ancho tributario)} \times 40 \text{ pies (luz)} = 80 \text{ pies}^2 [7.44 \text{ m}^2]$$

Las cargas vivas de techo V_r serán de

$$V_t = 20 \text{ lb/pie}^2 [97.64 \text{ kg/m}^2]$$

Entonces, la carga total en el techo es

$$w_t = (50 \text{ lb/pie}^2)(2 \text{ pies}) = 100 \text{ lb/pie} [148.8 \text{ kg/m}]$$

La carga total por cubierta de techo es

$$w_{tT} = (15 \text{ lb/pie}^2)(2 \text{ pie}) = 30 \text{ lb/pie}^2 [44.6 \text{ kg/m}]$$

2. Las cargas gravitacionales en la armadura, aplicadas sobre los nodos, se calculan como sigue:

Carga muerta:

$$P_A(\text{arriba}) = P_B(\text{arriba}) = \left(\frac{10 \text{ pies}}{2}\right)(100 \text{ lb/pie}) = 500 \text{ lb} [226.8 \text{ kg}]$$

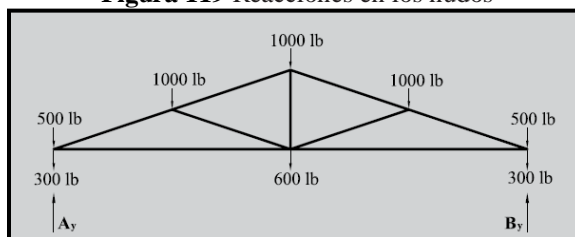
$$P_D = P_F = P_E = (10 \text{ pies})(100 \text{ lb/pie}) = 1,000 \text{ lb} [453.6 \text{ kg}]$$

Carga muerta por cubierta de techo:

$$P_A(\text{abajo}) = P_B(\text{abajo}) = \left(\frac{20 \text{ pies}}{2}\right)(30 \text{ lb/pie}) = 300 \text{ lb} [136.1 \text{ kg}]$$

$$P_C = (20 \text{ pies})(30 \text{ lb/pie}) = 600 \text{ lb} [272.2 \text{ kg}]$$

Figura 119 Reacciones en los nudos



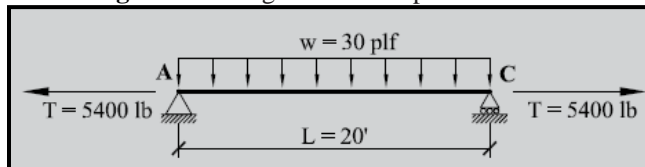
Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

Se deberá analizar la armadura de la figura utilizando el método de los nudos o por medio de un análisis por computadora. Se obtienen las fuerzas de tensión en los elementos inferiores (miembros AC o CB)

$$T_{AC} = 5,400 \text{ lb} [2,450 \text{ kg}]$$

Adicionalmente a la fuerzas de tensión del elemento AC, existe una carga uniforme debido al recubrimiento de 30 lb/ft (44.64 kg/m) actuando en los elementos inferiores de la armadura. El diagrama de cuerpo libre del miembro AC, se muestra en la **Figura 120**, a continuación

Figura 120 Diagrama de cuerpo libre de AC



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

3. Diseñar la sección que cumpla para los miembros AC y CB. Se asume una sección de 2"x10". El área bruta de la sección transversal y el modulo de la sección pueden obtenerse de la tabla 1B del NDS-S:

$$A_g = 13.88 \text{ pulg}^2 [89.55 \text{ cm}^2] \quad S_{xx} = 21.4 \text{ pulg}^3 [350.68 \text{ cm}^3]$$

4. Debido a que el miembro de prueba posee dimensiones estándar, regresamos al **Capítulo IX** de donde obtenemos los esfuerzos de diseño y los factores de ajuste de esfuerzos.

$$\begin{aligned} F_b &= 1,100 \text{ lb/pulg}^2 (77.38 \text{ kg/cm}^2), \text{ esfuerzo de flexión} \\ F_t &= 725 \text{ lb/pulg}^2 (50.97 \text{ kg/cm}^2), \text{ esfuerzo de tensión} \\ C_F(F_b) &= 1.1 \text{ (factor de ajuste por tamaño para el esfuerzo de flexión)} \\ C_F(F_t) &= 1.1 \text{ (factor de ajuste por tamaño para el esfuerzo de tensión)} \\ C_D &= 1.15 \text{ (chequeo de diseño por duración de la carga)} \\ C_L &= 1.0 \text{ (asumiendo que el pandeo lateral se evita con el recubrimiento y el refuerzo)} \\ C_r &= 1.15 \text{ (se cumplen los requerimientos para miembros repetitivos).} \end{aligned}$$

Chequeo de Diseño 1

La fuerza de tensión aplicada T es

$$T = 5,400 \text{ lb} [2,450 \text{ kg}]$$

El área neta o efectiva del elemento es

$$A_n = 13.88 - (1)\left(\frac{3}{4} + 1\right)(1.5) = 12.57 \text{ pulg}^2 [81.1 \text{ cm}^2]$$

El esfuerzo de tensión aplicado en los soportes es

$$f_t = \frac{T}{A_n} = \frac{5,400 \text{ lb}}{12.57 \text{ pulg}^2} = 430 \text{ lb/pulg}^2 [30.2 \text{ kg/cm}^2]$$

Utilizando la **Tabla 24** del **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**, vemos el esfuerzo admisible a tensión es:

$$F'_t = F_t C_D C_M C_t C_F C_i = (725)(1.15)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 917 \text{ psi} [64.5 \text{ kg/cm}^2]$$

$$F'_t = 917 \text{ psi} [64.5 \text{ kg/cm}^2] > f_t = 430 \text{ lb/pulg}^2 [30.2 \text{ kg/cm}^2] \quad \text{OK}$$

Chequeo de Diseño 2

El esfuerzo de tensión aplicado en el centro del claro es:

$$f_t = \frac{T}{A_g} = \frac{5,400 \text{ lb}}{13.88 \text{ pulg}^2} = 389 \text{ lb/pulg}^2 [27.35 \text{ kg/cm}^2]$$

$$f_t = 389 \text{ lb/pulg}^2 [27.35 \text{ kg/cm}^2] < F_t = 917 \text{ lb/pulg}^2 [30.2 \text{ kg/cm}^2] \quad \text{OK}$$

Chequeo de Diseño 3

El momento máximo, que ocurre en el centro del claro, es:

$$M_{max} = \frac{(30 \text{ lb})(20 \text{ pies})^2}{8} = 1500 \text{ lb} * \text{pie} = 18,000 \text{ lb} * \text{pulg} [207.4 \text{ kg} * \text{m}]$$

Este momento se produce únicamente por la carga muerta de la cubierta (debido a que no se especifica ninguna carga viva), por lo tanto el factor de control de duración de carga C_D es de 0.9. El esfuerzo de flexión aplicado (esfuerzo de tensión debido a la flexión) es:

$$f_{bt} = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{18,000 \text{ lb} * \text{pulg}}{21.4 \text{ pulg}^3} = 842 \text{ lb/pulg}^2 [59.2 \text{ kg/cm}^2]$$

Utilizando la misma **Tabla 24** del **Capítulo IX**, el esfuerzo de flexión es:

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_F C_i C_r C_{fu} = (1,100 \text{ lb/pulg}^2)(0.9)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0)(1.15)(1.0)$$

$$F'_b = 1,252 \text{ lb/pulg}^2 [88.0 \text{ kg/cm}^2] > f_{bt} = 842 \text{ lb/pulg}^2 [59.2 \text{ kg/cm}^2]$$

Correcto.

Chequeo de Diseño 4

Para este caso, el factor de control de duración, C_D , es 1.15. Utilizando la **Tabla 24** del **Capítulo IX**, el esfuerzo de tensión axial permisible y el esfuerzo de flexión permisible como se calcularon arriba, se utilizarán para realizar el chequeo por esfuerzos combinados

$$F'_t = F_t C_D C_M C_t C_F C_i = (725)(1.15)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 917 \text{ lb/pulg}^2 [64.5 \text{ kg/cm}^2]$$

$$F_b^* = F_b C_D C_M C_t C_L C_F C_i = (1,100 \text{ lb/pulg}^2)(1.15)(1.0)(1.0)(1.1)(1.0)(1.15)(1.0)$$

$$F_b^* = 1,600 \text{ lb/pulg}^2 [112.5 \text{ kg/cm}^2]$$

El esfuerzo axial de tensión f_t aplicado en el centro del claro es de 389 lb/pulg², como se calculó en el **Chequeo de Diseño 2**, mientras que el esfuerzo de tensión aplicado debido a la flexión f_{bt} es 842 lb/pulg² (59.20 kg/cm²), como se calculó en el **Chequeo de Diseño 3**. La combinación de la tensión axial más flexión para los esfuerzos en la fibra en tensión del miembro se determina como:

$$\frac{f_t}{F'_t} + \frac{f_{bt}}{F_b^*} \leq 1.0$$

Sustituyendo los valores en la ecuación:

$$\frac{389}{917} + \frac{842}{1,600} = 0.95 \leq 1.0 \quad OK$$

Chequeo de Diseño 5

El esfuerzo de compresión aplicado debido a la flexión es:

$$f_{bc} = \frac{M_{max}}{S_x} = \frac{18,000 \text{ lb} * \text{pulg}}{21.4 \text{ pulg}^3} = 842 \text{ lb/pulg}^2 [59.2 \text{ kg/cm}^2]$$

Deberá notarse que f_{bc} y f_{bt} son iguales en este caso debido a que se trata de un miembro de madera de sección transversal rectangular. Entonces, el esfuerzo de compresión debido a la flexión se chequea de la siguiente manera:

$$\frac{f_{bc} - f_t}{F_b^{**}} \leq 1.0$$

Sustituyendo valores en la ecuación, obtenemos:

$$\frac{842 - 389}{1,600} = 0.283 \ll 1.0$$

De todos los pasos anteriores, puede observarse que todos los chequeos de diseño se satisfacen. Por lo tanto, la sección seleccionada para el miembro inferior es adecuada. En caso de que alguno de los chequeos no se hubiesen cumplido, se hubiera tenido que incrementar el tamaño del miembro y/o el grado de esfuerzo hasta lograr que se cumplieran los cinco requisitos de diseño.

XVI. DISEÑO DE COLUMNAS

A. Generalidades

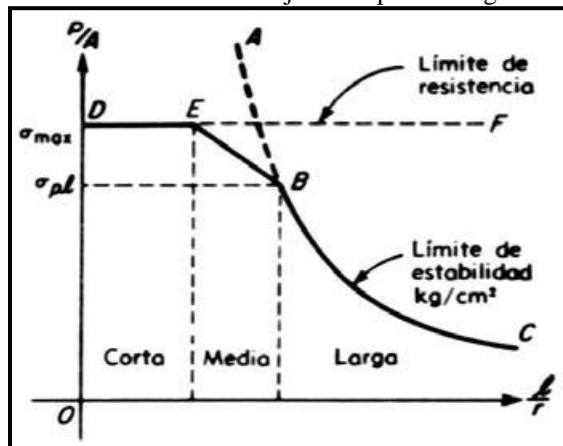
La columna es un elemento sometido principalmente a compresión, su diseño está basado en la fuerza interna, teniendo en cuenta las condiciones propias de las columnas, también se diseñan para flexión, de tal forma que la combinación así generada se denomina flexocompresión.

El pre dimensionado de columnas consiste en determinar las dimensiones que sean capaces de resistir la compresión que se aplica sobre el elemento así como una flexión que aparece en el diseño debido a diversos factores. Cabe destacar que la resistencia de la columna disminuye debido a efectos de geometría, lo cuales influyen en el tipo de falla. El efecto geométrico de la columna se denominan esbeltez y es un factor importante, ya que la falla depende de la esbeltez; para la columna poco esbelta la falla es por aplastamiento y este tipo se denomina columna corta, los elemento más esbeltos se denominan columna larga y la falla es por pandeo. La columna intermedia es donde la falla es por una combinación de aplastamiento y pandeo. Los momentos flectores adicionales que forman parte del diseño de columna disminuyen la resistencia del elemento tipo columna. (13)

B. Condiciones de resistencia final

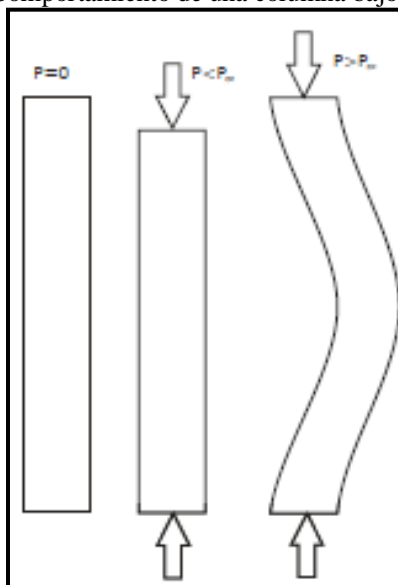
Dentro de los requisitos fundamentales de una estructura o elemento estructural están: equilibrio, resistencia, funcionalidad y estabilidad. En una columna se puede llegar a una condición inestable antes de alcanzar la deformación máxima permitida o el esfuerzo máximo. El fenómeno de inestabilidad se refiere al pandeo lateral, el cual es una deflexión que ocurre en la columna (véase **Figura 123**); cuando se incrementa el momento flector aplicado sobre el elemento, el aumento de la deflexión agranda la magnitud del momento flector, creciendo así la curvatura de la columna hasta la falla; este caso se considera inestable. Por ello la resistencia de la columna sometida a compresión tiene dos límites, el de resistencia para columnas cortas y el de estabilidad para columnas largas (véase **Figura 121**). La estabilidad es así el nuevo parámetro que define además de la resistencia y la rigidez, las dimensiones de la columna. (35)

Figura 121 Disminución del esfuerzo de trabajo a compresión según la esbeltez de la columna



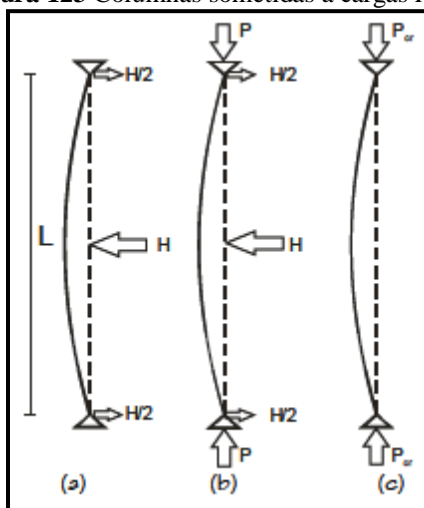
Fuente: Timoshenko y Young, 2000

1. Carga crítica. La deformación de la columna varía según ciertas magnitudes de cargas, para valores de P bajos se acorta la columna, al aumentar la magnitud cesa el acortamiento y aparece la deflexión lateral. Existe una carga límite que separa estos dos tipos de configuraciones y se conoce como carga crítica P_{cr} como puede apreciarse en la **Figura 122**. (42)

Figura 122 Comportamiento de una columna bajo cargas P y P_{cr} 

Fuente: Timoshenko y Young, 2000

Supongamos un elemento recto vertical sometido una carga H , esta carga produce una deflexión como en la **Figura 123a**. Si se aplica una fuerza vertical P que va aumentando y se disminuye el valor de H , de tal forma que la deflexión sea la misma al caso anterior, como es el caso de la **Figura 123b**, el valor de P_{cr} es la carga necesaria para mantener la columna deformada sin empuje lateral H . Para valores mayores a la carga crítica aumenta la deflexión hasta que falla por pandeo, limitando la capacidad de la columna, como puede verse en la **Figura 123c**. (42)

Figura 123 Columnas sometidas a cargas H y P 

Fuente: Timoshenko y Young, 2000

2. Esbeltez. Los factores que influyen en la magnitud de la carga crítica son la longitud de la columna, las condiciones de los extremos y la sección transversal de la columna. Estos factores se conjugan en la relación de esbeltez o coeficiente de esbeltez, el cual es el parámetro que mide la resistencia de la columna. De esta forma para aumentar la resistencia de la columna se debe buscar la sección que tenga el radio de giro más grande posible, o una longitud que sea menor, ya que de ambas formas se reduce la esbeltez y aumenta el esfuerzo crítico. (42)

La fórmula para la relación de esbeltez está dada por la ecuación:

$$\lambda = \frac{L}{r}$$

Donde:

λ = relación de esbeltez

L = longitud de la columna

r = radio de giro = $\left(\frac{I}{A}\right)^{0.5}$

I = momento de inercia

A = área de la sección

3. Efectos de excentricidad. Cuando la carga no se aplica directamente en el centroide de la columna, se dice que la carga es excéntrica y genera un momento adicional que disminuye la resistencia del elemento, de igual forma, al aparecer un momento en los extremos de la columna debido a varios factores, hace que la carga no actúe en el centroide de la columna (véase **Figura 124**). Esta relación del momento respecto a la carga axial se puede expresar en unidades de distancia según la propiedad del momento, la distancia se denomina excentricidad. Cuando la excentricidad es pequeña la flexión es despreciable y cuando la excentricidad es grande aumenta los efectos de flexión sobre la columna. (38)

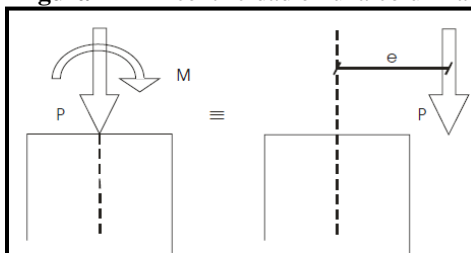
$$e = \frac{M}{P}$$

Donde:

M = momento en el extremo

P = carga axial

Figura 124 Excentricidad en una columna

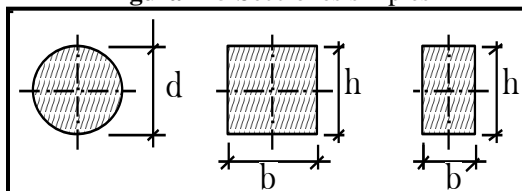


Fuente: Singer y Pytel, 1982

C. Tipos de columnas

1. Secciones simples. La columna sólida consiste comúnmente en una sola pieza de madera, de sección transversal redonda, cuadrada o rectangular, como las mostradas en la **Figura 125**. (45)

Figura 125 Secciones simples



Fuente: Bernardo M. Villasuso, 1998, p. 73

a. Columna cilíndrica

Para una columna circular el área es

$$A = \frac{\pi d^2}{4}$$

El momento de inercia es $I = \frac{\pi d^4}{64}$

El radio de giro es $r = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{d}{4}$

El coeficiente de esbeltez es $\lambda = \frac{L}{r}$

b. Columna de sección cuadrada o rectangular

Para una columna de sección $b \times h$ el área es $A = b * h$

El momento de inercia menor ($b < h$) es $I_y = \frac{b^3 h}{12}$ ó $I_x = \frac{b h^3}{12}$

El radio de giro menor es $r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$

El coeficiente de esbeltez es $\lambda = \frac{L}{r} = \sqrt{12} \times \frac{L}{b}$

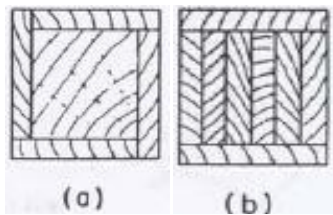
2. Secciones compuestas. Además de las columnas de madera de sección simple, existen columnas compuestas por varios elementos ya sea de dimensiones iguales o diferentes, entre las que destacamos las columnas espaciadas y columnas laminadas o pernadas. A continuación se mencionan algunas de las más utilizadas. (45)

a. Columnas laminadas o pernadas. Estas columnas consisten en piezas de maderas unidas mediante dispositivos mecánicos como pernos, clavos, o unidas por medio de pegamento (columnas laminadas); todas estas se diseñan como secciones macizas. Si el ensamble no ha sido probado mediante ensayos en cuanto a la resistencia necesaria para asimilar las cargas de diseño, el diseño mismo se debe de realizar con base a la capacidad del elemento individual. Es decir, la menor capacidad de carga de la sección es la suma de las capacidades de las partes consideradas individualmente.

Las columnas compuestas más comunes son los diversos ensambles de pies derechos que se presentan en las esquinas, intersecciones de muros y en los cantos de puertas y ventanas, cuando están arriostrados por un revestimiento apropiado o bien un entramado. Cuando éstas están trabajando como columnas aisladas, es difícil argumentar a favor de sus capacidades, a menos que dichos elementos tengan una relación de esbeltez suficientemente baja. (45)

Dos tipos de ensambles tienen probadas sus capacidades como columnas compuestas son las que se mencionan a continuación.

Figura 126 Secciones transversales de columnas laminadas o pernadas



Fuente: Parker y Ambrose. 1998

1) **Columna con núcleo macizo:** compuesta por un núcleo macizo y revestida por elementos delgados a sus lados. Se basa en que la relación de esbeltez se estudia únicamente con el elemento macizo y su capacidad a la compresión axial con la sección completa. (Ver **Figura 126a**). (31)

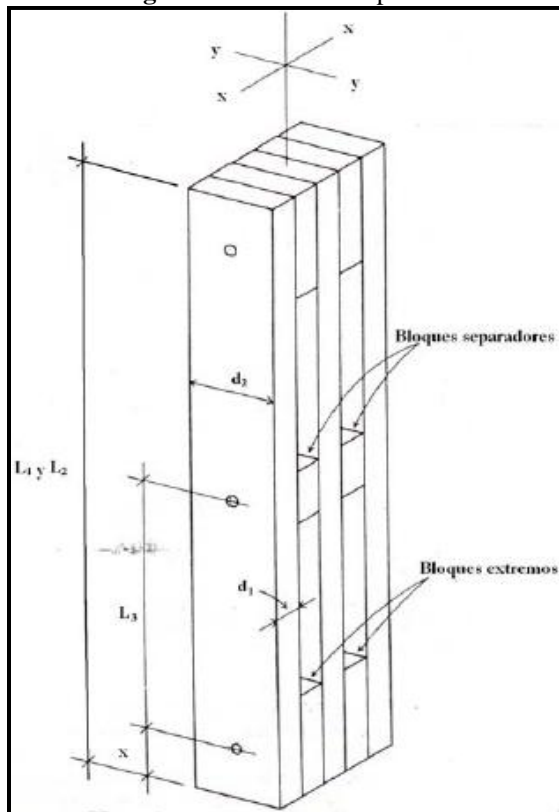
2) **Elementos delgados unidos mediante placas de madera:** estas placas tienden a restringir el pandeo de las piezas internas en el sentido menos resistente. La relación de esbeltez se basa en el eje más fuerte de los miembros internos, y la compresión axial con la suma de los elementos internos si las placas no están unidas mediante pernos, de lo contrario se incluyen en el área de la sección transversal de la columna. (Ver **Figura 126b**). (31)

b. Columnas espaciadas. Las columnas espaciadas están constituidas por dos o más miembros individuales cuyos ejes longitudinales son paralelos y están separados en sus extremos y a la mitad de su longitud total por medio de bloques. En la **Figura 127** puede observarse la configuración básica de una columna espaciada.

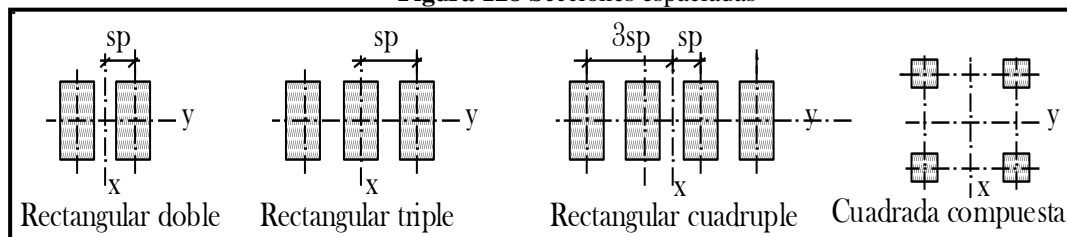
Los elementos individuales están unidos en sus extremos por conectores que cumplen con las exigencias de corte entre los miembros y los bloques separadores. Cuando dos o más bloques separadores son usados, se necesitan conectores de madera.

Las columnas espaciadas son utilizadas como acordes a compresión en entramados de madera y también como columnas de soporte. Las secciones espaciadas más utilizadas son por lo general de forma rectangular y pueden verse en la **Figura 127**. (31)

Figura 127 Columna espaciada



Fuente: Parker y Ambrose, 1998.

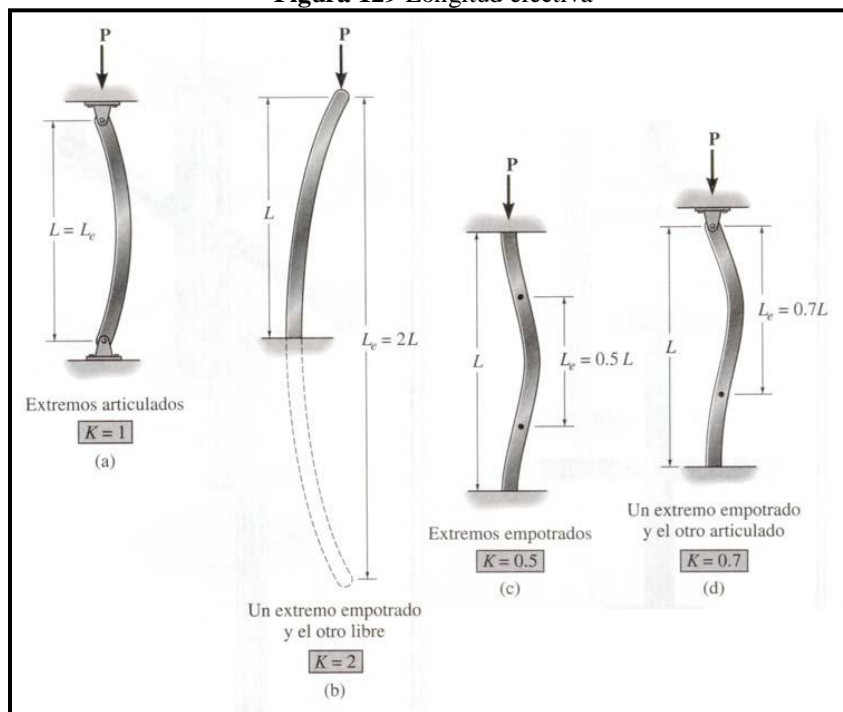
Figura 128 Secciones espaciadas

Fuente: Bernardo M. Villasuso, 1998.

D. Fórmulas de diseño

1. Pandeo elástico de columnas con diferentes restricciones en sus extremos.

Este procedimiento se utiliza para determinar las cargas de pandeo elástico de columnas con diferentes condiciones de borde. Las soluciones de tales problemas son muy sensibles a las restricciones de extremo. (36)

Figura 129 Longitud efectiva

Fuente: R. C. Hibbeler, 2002.

Esta longitud resulta ser la distancia entre los puntos de inflexión de las curvas elásticas o las articulaciones, si las hay. La longitud efectiva de una columna, L_e , en el caso fundamental es igual a L . Sin embargo, en los casos mostrados en las **Figura 129b**, **Figura 129c**, y **Figura 129d** es $2L$, $0.5L$ y $0.7L$, respectivamente. Entonces, para el caso general, $L_e = KL$, donde K es el factor de longitud efectiva, el cual depende de las restricciones en los extremos.

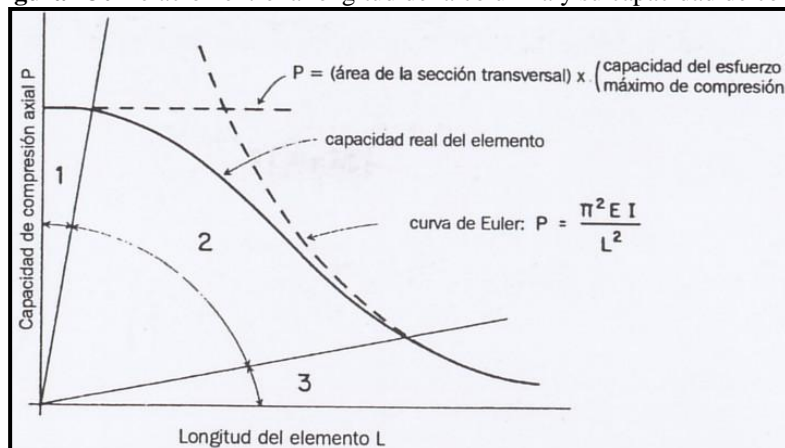
En contraste con los casos teóricos clásicos que se muestran en la **Figura 129**, los miembros a compresión reales rara vez están verdaderamente articulados o completamente empotrados (fijos contra la rotación) en los extremos. Debido a la incertidumbre respecto al grado de fijación de los extremos, a menudo las columnas se suponen con articulaciones en dichas partes. Con excepción del caso que se muestra en la **Figura 129b**, donde no se puede utilizar, este procedimiento es conservador. (36)

2. Ecuación de diseño. Las columnas son diseñadas para resistir fallas de compresión directa y flexión. En la **Figura 130** podemos observar la curva de capacidad de compresión axial y la longitud del elemento, que para usos prácticos puede tomarse como la relación de esbeltez, λ . Para efectos del diseño, debe considerarse que el elemento puede fallar de dos formas:

- Por aplastamiento; si el elemento es muy corto
- Por pandeo elástico; si éste es muy esbelto.

Entre estos dos extremos el comportamiento es indeterminado, un rango de transición entre el aplastamiento y el pandeo elástico; es aquí donde se encuentran la mayoría de columnas. (31)

Figura 130 Relación entre la longitud de la columna y su capacidad de compresión



Fuente: Parker y Ambrose, 1998.

3. Diseño por compresión axial

a. Columnas simples y laminadas o pernadas. En el **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**, se presentó una fórmula única para cubrir el diseño de columnas de madera en el rango indeterminado.

$$F'_c = F_c \times C_p \times (\text{Factores de ajuste})$$

$$P = F'_c \times A$$

Donde:

P = carga admisible de compresión axial de la columna.

A = área de la sección transversal de la columna.

F_c = esfuerzo de compresión admisible

F'_c = valor de diseño admisible para compresión paralela a las fibras, modificado por los factores aplicables.

C_p = factor de estabilidad de la columna (25)

Usando los factores de ajuste mencionados en el **Capítulo IX**, el valor de compresión admisible se obtiene como:

$$F'_c = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{F_c * C_D * C_M * C_t * C_F * C_i * C_p}{F_c * C_D * C_M * C_i * C_p} & \text{Para madera dimensionada y acerrada} \\ \frac{F_c * C_D * C_M * C_t * C_F * C_i * C_p}{F_c * C_D * C_M * C_i * C_p} & \text{Para madera engomada o laminada} \end{array} \right\}$$

$$C_p = \frac{1 + (F_{cE}/F_c)}{2c} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{cE}/F_c}{2c}\right)^2 - \frac{F_{cE}/F_c}{c}}$$

Donde:

F_{cE} = esfuerzo de pandeo de Euler

$c = 0.8$ para madera aserrada

0.85 para pilares redondos (postes)

0.9 para piezas de madera laminadas pegadas

$$F_{cE} = \frac{K_{cE} * E}{(L_e/d)^2}$$

Donde:

$K_{cE} = 0.3$ para madera clasificada visualmente y madera evaluada a máquina

0.418 para madera clasificada en la máquina de esfuerzos y piezas de madera laminada

E = módulo de elasticidad que depende de la especie y clase

L_e = longitud efectiva (altura de la columna sin arriostamiento, modificada por cualquier factor para condiciones de apoyo)

d = dimensión de la sección transversal (ancho de columna) medida en la dirección en la que se presenta el pandeo. (25)

b. Procedimiento de diseño

- 1) Buscar los valores de E y F_c para el material de la columna con el que se va a trabajar. Ajustar estos valores para aplicar las condiciones de servicio
- 2) Asumir la sección de prueba basada en la carga aplicable de diseño y multiplicar F_c por los factores de ajuste
- 3) Calcular el área de la sección transversal de la sección
- 4) Determinar la longitud efectiva de la columna dependiendo de las condiciones de apoyo de la misma y calcular el radio de giro ($L_e/d \leq 50$)
- 5) Calcular F_{cE} y F'_c
- 6) Determinar la carga permisible axial $P = F'_c * A$
- 7) Si el valor calculado de P en 5) es igual o mayor que la carga axial aplicada entonces se acepta la sección de prueba, de lo contrario se repiten los pasos con otra sección mas grande.

c. Columnas espaciadas. Las fórmulas de diseño para columnas espaciadas son las mismas a las mencionadas anteriormente. Asimismo, el procedimiento general para analizar este tipo de elementos es similar al de columnas simples, sin embargo, se debe realizar un chequeo más. Debe realizarse una comparación entre el valor de estabilidad de la columna para ambos ejes, así como elegir el valor de estabilidad más pequeño para determinar la capacidad de carga.

Para el pandeo en la dirección y se considera que el área será igual a la sumatoria de las áreas transversales de cada uno de los elementos que conforman la columna, suponiendo que es maciza. Para ello no se tomarán en cuenta los bloques separadores.

Para el pandeo en la dirección x , refiriéndonos a la **Figura 127**, se revisa la concordancia con dos limitaciones que son:

$$\frac{L_3}{d_1} \leq 40 \qquad \frac{L_1}{d_1} \leq 80$$

Si ambas condiciones se cumplen, el siguiente paso será determinar el esfuerzo de pandeo de Euler. En este caso, se modificará con el valor de K_x , que se basa en las condiciones de los bloques extremos en la columna. (25)

$$F_{cE} = \frac{K_{cE} * K_x * E}{(L_1/d_1)^2}$$

Donde:

$$K_x = 2.5 \text{ cuando } x \leq \frac{L}{20}$$

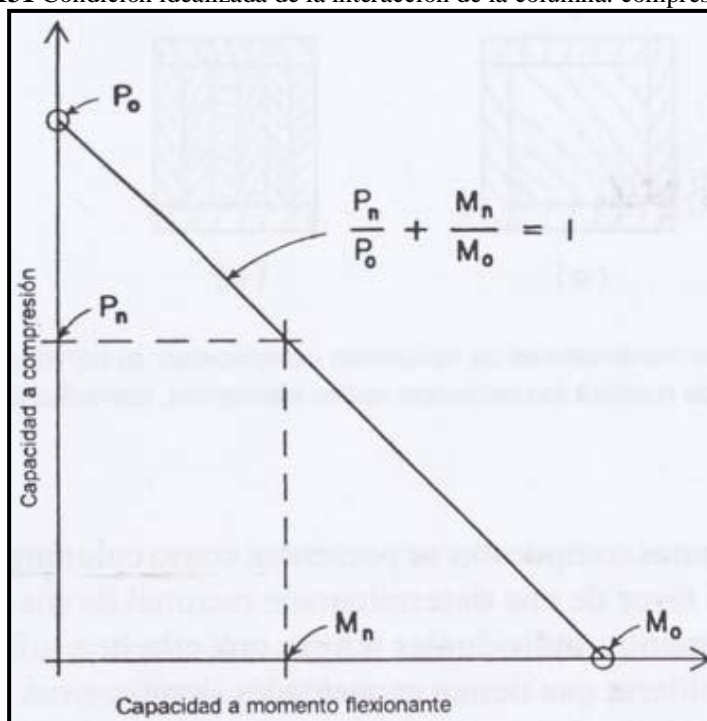
$$3.0 \text{ cuando } \frac{L}{20} \leq x \leq \frac{L}{10}$$

x = distancia del principio de la columna hasta donde se encuentra el perno que une a los elementos a compresión con los bloques externos.

Luego debe calcularse el coeficiente de estabilidad de la columna, C_p . Si éste es menor que el calculado considerando pandeo en dirección del eje y , ese será el que regirá en el cálculo de la capacidad de carga P . (25)

4. Diseño por flexo-compresión. En muy rara ocasión un elemento destinado a la construcción estará sujeto a esfuerzos simples de compresión, más aún en regiones donde el viento y los sismos son críticos, está de más explicar la importancia del estudio de estos miembros a esfuerzos de flexo-compresión, actividad combinada llamada interacción.

Figura 131 Condición idealizada de la interacción de la columna: compresión más flexión



Fuente: Parker y Ambrose, 1998

La relación de interacción de la forma clásica, se expresa con la siguiente fórmula:

$$\frac{P_n}{P_o} + \frac{M_n}{M_o} = 1$$

Donde:

P_n = carga a compresión nominal

M_n = momento nominal

P_o = carga última a compresión

M_o = momento último

Generalmente, en el diseño de madera y acero se adopta esta misma gráfica sólo que en lugar de cargas y momentos se utilizan esfuerzos. (25)

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Donde:

f_a = esfuerzo calculado debido a la carga verdadera

F_a = esfuerzo admisible por acción de columna

f_b = esfuerzo calculado debido a la flexión

F_b = esfuerzo flexionante admisible

Diferentes efectos provocan desviaciones de la línea de interacción, como el comportamiento inelástico, efectos de estabilidad lateral o torsión y efectos generales de la forma de la sección transversal del miembro. Por lo tanto deben realizarse distintos ajustes a la línea de interacción. Uno de esos ajustes es para el efecto P- Δ y otro se relaciona con la posibilidad de pandeo debido a la flexión, que se trata con modificaciones al esfuerzo flexionante admisible. (25)

El NDS de 1991 brinda la fórmula siguiente para analizar una columna sometida a la acción combinada de compresión axial y flexión alrededor de un eje, para columnas macizas.

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \left(\frac{f_b}{F_b * (1 - f_c/F_{cE})}\right) \leq 1$$

Donde:

f_c = esfuerzo de compresión calculado P/A

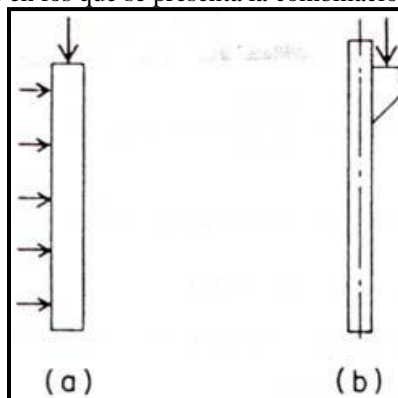
$F'_c = F_c \times C_p \times \text{Factores de ajuste}$

f_b = esfuerzo flexionante calculado M/S

F_b = valor de diseño tabulado para el esfuerzo flexionante

F_{cE} = esfuerzo de pandeo de Euler (25)

Figura 132 Casos comunes en los que se presenta la combinación axial y flexión en columnas.



Fuente: Parker y Ambrose, 1998

Ejemplo 14.1 Determine la carga de compresión axial para un miembro de madera que funciona como una columna simple sometida a compresión con dimensiones de 6"x6" y una longitud de 8 pies. La madera es de conacaste, clase B, clasificada visualmente. Suponga que esta empotrada en un extremo y articulada en el otro.

$$F_c = 348.5 \text{ lb/pulg}^2$$

$$E = 769,504.8 \text{ lb/pulg}^2$$

- 1) Calcular la sección de prueba y factores de ajuste. Sección de prueba 5.5"x5.5" (dimensiones reales)

$$A_{efec} = 30.25 \text{ pulg}^2$$

- 2) Calcular la longitud efectiva, debido a las condiciones a apoyo

$$L_e = 0.7L = (0.7)(8) = 5.6 \text{ pies ó } 67.2 \text{ pulg.}$$

- 3) Calcular la esbeltez de la columna

$$\frac{L_e}{d} = \frac{67.2}{6} = 11.20 < 50 \text{ o}$$

- 4) Calcular el esfuerzo de pandeo de Euler, F_{cE}

$$F_{cE} = \frac{0.30 E}{(L_e/d)^2} = \frac{0.30 * 769504.80}{11.20^2} = 1840.33 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c} = \frac{1840.33}{348.47} = 5.28$$

$$C_p = \frac{1 + 5.28}{2 * 0.8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 5.28}{2 * 0.8}\right)^2 - \frac{5.28}{0.8}} = 0.96$$

- 5) Calcular la carga P

$$P = (348.47 \text{ lb/pulg}^2)(0.96)(5.5 \text{ pulg} \times 5.5 \text{ pulg}) = 10,093.98 \text{ lb}$$

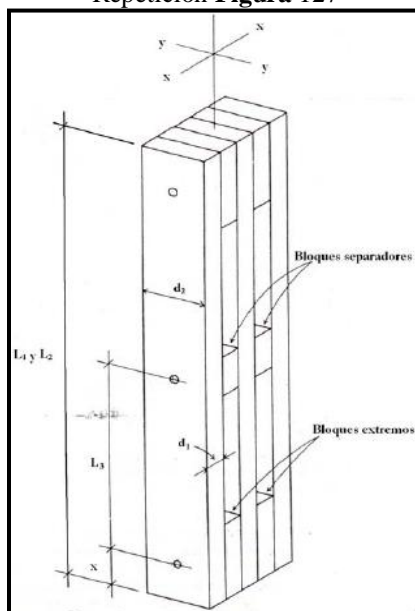
Ejemplo 14.2 Una columna espaciada sometida a compresión está formada con tres piezas de 3"x12" de pino de Petén, clase B. La dimensión $L_1 = 11'8''$, $L_3 = 70''$ y $x = 6''$. Calcule la capacidad de compresión axial. Tome como referencia la **Figura 127** que se repetirá a continuación.

$$F_c = 896.1 \text{ lb/pulg}^2$$

$$E = 1,706,796.4 \text{ lb/pulg}^2$$

$$A = 11.25 * 2.5 = 28.13 \text{ pulg}^2$$

Repetición **Figura 127**



Fuente: Parker y Ambrose, 1998.

- 1) Calcular el valor de estabilidad de la columna en el sentido y

$$F_{cE} = \frac{0.30 * E}{(L_e/d)^2} = \frac{0.30 * 1,706,796.4}{(11.67 * 12/11.25)^2} = 3,304.5 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c} = \frac{3,304.5 \text{ lb/pulg}^2}{896.07 \text{ lb/pulg}^2} = 3.68$$

$$C_p = \frac{1 + 3.68}{2 * 0.8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 3.68}{2 * 0.8}\right)^2 - \frac{3.68}{0.8}} = 0.93$$

- 2) Revisar la concordancia de las dos limitaciones en el sentido x

$$\frac{L_3}{d_1} = \frac{70}{2.5} = 28 < 40 \quad \text{ok}$$

$$\frac{L_1}{d_1} = \frac{140}{2.5} = 56 < 80 \quad \text{ok}$$

- 3) Determinar el esfuerzo de pandeo de Euler modificado. Antes debemos definir qué valor de K_x se debe utilizar. $x = 6$ pulgadas

$$\frac{140}{20} = 70 \quad \therefore K_x = 2.5$$

$$F_{cE} = \frac{0.30 * K_x * E}{(L_e/d)^2} = \frac{0.30 * 2.5 * 1,706,796.4}{(140/2.5)^2} = 408.2 \text{ lb/pulg}^2$$

- 4) Determinar el valor de estabilidad de la columna en el sentido x

$$\frac{F_{cE}}{F_c} = \frac{408.2}{896.1} = 0.46$$

$$C_p = \frac{1 + 0.46}{2 * 0.8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 0.46}{2 * 0.8}\right)^2 - \frac{0.46}{0.8}} = 0.40$$

- 5) Determinar la capacidad de compresión de la columna formada con varios elementos, con el menor valor de estabilidad de la columna

$$P = 896.07 * 0.40 * (28.13 * 3) = 30,247.74 \text{ lb}$$

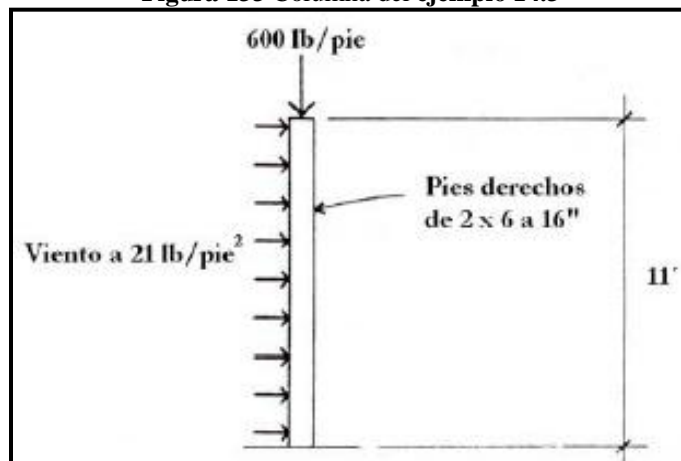
Ejemplo 14.3 Un muro exterior soporta una carga de viento más la gravitacional como se muestra en la **Figura 133**. Los pies derechos tienen una altura de 11 pies y dimensiones de 6x2 pulgadas. Los bloques son de chichipate, clase B. Analice el pie derecho con respecto a una combinación de flexión y compresión. Para el chichipate:

$$F_c = 1,052.52 \text{ lb/pulg}^2 \quad E = 1,706,796.4 \text{ lb/pulg}^2$$

$$F_b = 2090.83 \text{ lb/pulg}^2$$

$$A_{efec} = 5.5 * 1.5 = 8.25 \text{ pulg}^2$$

Figura 133 Columna del ejemplo 14.3



Fuente: Elaboración propia.

- 1) Determinar la capacidad de carga del pie derecho

$$F_{cE} = \frac{0.30 * E}{(L_e/d)^2} = \frac{0.30 * 1,706,796.4}{((11 * 12)/5.5)^2} = 889 \text{ lb/pulg}^2$$

$$\frac{F_{cE}}{F_c} = \frac{889}{1052.52} = 0.845$$

$$C_p = \frac{1 + 0.845}{2 * 0.8} - \sqrt{\left(\frac{1 + 0.845}{2 * 0.8}\right)^2 - \frac{0.845}{0.8}} = 0.63$$

$$P = 1052.52 \text{ lb/pulg}^2 * 0.63 * (5.5 \text{ pulg} * 1.5 \text{ pulg}) = 5472.2 \text{ lb}$$

- 2) Comparar con la carga transmitida (recuerde que es una carga lineal y la separación entre pies derechos es de 16 pulgadas)

$$p = \left(\frac{16 \text{ pulg}}{12 \text{ pulg/pie}}\right) * (600 \text{ lb/pie}) = 800 \text{ lb}$$

$$p = 800 \text{ lb} < P = 5,472.2 \text{ lb} \quad \text{OK}$$

- 3) Determinar el esfuerzo calculado

$$f_c = \frac{P}{A} = \frac{800 \text{ lb}}{8.25 \text{ pulg}^2} = 97 \text{ lb/pulg}^2$$

- 4) Calcular el valor de diseño tabulado

$$F'_c = 0.63 * 1052.52 \text{ lb/pulg}^2 = 663.09 \text{ lb/pulg}^2$$

- 5) Calcular el momento a resistir aplicado en el pie a causa de la carga de viento. Primero convierta la carga por unidad de área a carga lineal

$$w = P_{viento} * h = 21 \text{ lb/pie}^2 \left(\frac{16 \text{ pulg}}{12 \text{ pulg/pie}}\right) = 28 \text{ lb/pie}$$

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{(28 \text{ lb/pie})(11 \text{ pies})^2}{8} = 423.5 \text{ lb} \cdot \text{pi}$$

- 6) Determinar el esfuerzo flexionante calculado

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(423.5 \text{ lb} \cdot \text{pie})(12 \text{ pulg/pie})}{7.563 \text{ pulg}^3} = 671.96 \text{ lb/pulg}^2$$

- 7) Determinar con la fórmula de interacción si cumple; si es así el pie derecho es adecuado.

$$\left(\frac{f_c}{F'_c}\right)^2 + \left(\frac{f_b}{F_b * (1 - f_c/F_{cE})}\right) = \left(\frac{97}{663.09}\right)^2 + \left(\frac{671.96}{2090.83 * (1 - 97/889)}\right) = 0.38 \leq 1 \quad OK$$

Sí cumple las dimensiones del pie derecho. Incluso podría decirse el miembro está sobre diseñado, ya que resiste el esfuerzo de compresión y el de flexión por mucho.

XVII. DISEÑO DE VIGAS AL PANDEO LATERAL

A. Introducción

Las vigas en flexión, en general, tiene una inercia fuerte para soportar cargas verticales a flexión (eje x-x) y una inercia más pequeña que es la del eje débil (eje y-y). Si la inercia débil es mucho más pequeña que la inercia fuerte o sea $I_y \ll I_x$, puede ser la causa de un fenómeno de inestabilidad lateral llamado pandeo lateral. Además de la deformación vertical debida a la flexión, la sección transversal de la viga gira lateralmente alrededor de su centro de corte. (76)

La teoría lineal del pandeo elástico es una teoría muy compleja. A continuación se presenta una teoría simplificada.

B. Pandeo

El pandeo es un fenómeno de inestabilidad elástica que puede darse en elementos comprimidos esbeltos, y que se manifiesta por la aparición de desplazamientos importantes transversales a la dirección principal de compresión. (76)

En ingeniería estructural el fenómeno aparece principalmente en vigas y columnas, y se traduce en la aparición de una flexión adicional en la viga cuando se halla sometido a la acción de esfuerzos axiales de cierta importancia. La aparición de flexión de pandeo limita severamente la resistencia en compresión de una viga, pilar o cualquier tipo de pieza esbelta. Eventualmente, a partir de cierta porción de la carga axial de compresión, denominada carga crítica de pandeo, puede producirse una situación de inestabilidad elástica y entonces fácilmente la deformación aumentará produciendo tensiones adicionales que superarán la tensión de rotura, provocando la ruina del elemento estructural. Además del pandeo flexional ordinario existe el pandeo torsional o inestabilidad elástica provocada por un momento de torsión excesivo. (76)

1. Pandeo elástico. La carga de Euler o P_{cr} como fue definida en el capítulo anterior, es la carga para la cual una columna esbelta y elástica puede entrar en una configuración de flexión por efecto de carga axial únicamente. En la época de Euler las columnas eran hechas de mampostería o madera, siendo este último material considerado por Euler como apropiado para aplicar su fórmula. (76)

Euler dedujo su fórmula en la hipótesis de lo que él llamó “momento de rigidez” de la barra y que era igual a: (Ek^2/r) donde Ek^2 era una constante a determinar por vía experimental y r el radio de curvatura de la columna. Alrededor del final del siglo XVIII, Euler comienza a intuir el concepto de momento de inercia de una sección que no era conocido en esa época. Entonces, escribió la fórmula para calcular la fuerza necesaria para deflectar la columna como.

$$P_e = \frac{\pi^2 Ek^2}{L^2}$$

Donde:

E = propiedad resistente

k^2 = una característica dimensional de la sección

A pesar que él no tenía las bases para determinar E o k^2 en forma independiente, propuso determinar Ek^2 en forma combinada, mediante el ensayo de una viga en voladizo con una carga P en el extremo en donde se medía el desplazamiento Δ . (76)

$$Ek^2 = \frac{PL^3}{3\Delta}$$

La transición de la constante de Euler, E_k^2 al EI actual requiere de la aplicación de la ley de Hooke en conjunción con una adecuada evaluación de distribución de tensiones internas en un miembro deflectado. En 1783, 39 años después que Euler publicó su fórmula, Coulomb (1736-1806) aplicando la Ley de Hooke y las ecuaciones de equilibrio estático dedujo la expresión que relaciona el momento flector con las tensiones normales que éste origina en las vigas. (76)

2. Pandeo inelástico. Si bien Euler fue el padre de la teoría del pandeo elástico, él no limitó el campo de validez de su fórmula, demostrando así que la interpretación de los fenómenos inelásticos era muy superior a los conocimientos de la época. Según sus observaciones todo parecía indicar que el momento de rigidez E_k^2 no estaba limitado a los cuerpos elásticos. La fórmula, según él, concernía a una fuerza (que origina un momento) por medio de la cual una pieza sufre un corrimiento y no tiene ninguna importancia si tal pieza, después de la flexión, requiere o no de una fuerza adicional para retomar su forma primitiva. (76)

C. Tipos de pandeos

Existen diferentes maneras o modos de fallo por pandeo. Para un elemento estructural frecuentemente hay que verificar varios de ellos y garantizar que las cargas estén lejos de las cargas críticas asociadas a cada modo de pandearse. Los modos típicos son:

- **Pandeo flexional:** modo de pandeo en el cual un elemento en compresión se flexiona lateralmente sin giro ni cambios en su sección transversal. Este tema se trató en el **Capítulo XI: Diseño por flexión pura.**
- **Pandeo lateral:** modo de pandeo en el cual un elemento en compresión gira alrededor de su centro de corte; es el tema central de este capítulo.
- **Pandeo flexo-torsional:** modo de pandeo en el cual un elemento en compresión se flexiona y gira simultáneamente sin cambios en su sección transversal.
- **Pandeo lateral-torsional:** modo de pandeo de un elemento a flexión que involucra deflexión normal al plano de flexión y, de manera simultánea, giro alrededor del centro de corte.

D. Pandeo lateral

En vigas de alas anchas o de escasa rigidez torsional, el pandeo flexional convencional puede ir acompañado de la aparición de una torsión de la sección, resultando un modo de fallo mixto conocido como pandeo torsional o pandeo lateral. El momento tórsor crítico para el cual aparecería ese tipo de fallo viene dado por,

$$M_{cr} = \frac{\pi}{\alpha L} \sqrt{\left(\frac{\pi E I_m}{\alpha L}\right)^2 I_w I_m + E I_m G J}$$

Donde las nuevas magnitudes son:

- I_m = momento de inercia mínimo en flexión
- I_w = módulo de alabeo
- J = módulo de torsión
- G = el módulo de elasticidad transversal

Y el resto de magnitudes tienen el mismo significado que para el pandeo flexional puro. (70)

Debido a que el fenómeno de pandeo lateral es la combinación de dos fenómenos: una flexión y una rotación, la fórmula anterior puede expresarse otra forma, como sigue

$$\sigma_{crD} = \sqrt{\sigma_{DV}^2 + \sigma_{DW}^2}$$

Donde:

σ_{DV} = componente de torsión uniforme
 σ_{DW} = componente de torsión no uniforme (70)

E. Diseño simplificado para el pandeo lateral

Para el diseño de vigas contra el pandeo lateral es posible recurrir a un método simplificado asumiendo que se respetan las siguientes hipótesis:

- El sistema estático es el de una viga simple (dos apoyos) que esta lateralmente apoyada en sus apoyos para evitar la rotación de sus extremos.
- La sección es bi-simétrica e indeformable.
- Las cargas actúan en el plano de simetría de la sección y su punto de aplicación se ubica en el centro de corte.

En piezas donde el momento de alabeo es despreciable puede usarse la expresión aproximada (70)

$$M_{cr} \approx \frac{\pi}{\alpha L} \sqrt{EI_m GJ}$$

En el caso de un perfil rectangular compacto, el esfuerzo de torsión no uniforme, σ_{DW} , es muy pequeño en comparación con el esfuerzo de torsión uniforme, σ_{DV} , o sea $\sigma_{DW} \ll \sigma_{DV}$, lo que implica que (70)

$$\sigma_{crD} \approx \sigma_{DV}$$

En el caso de un perfil esbelto (donde $h \gg b$), el esfuerzo de torsión uniforme, σ_{DV} , es muy pequeño en comparación con el esfuerzo de torsión no uniforme $\sigma_{DW} \ll \sigma_{DV}$, lo que implica que (70)

$$\sigma_{crD} \approx \sigma_{DW}$$

El método simplificado para el cálculo del pandeo lateral se basa sobre la componente de torsión uniforme (70)

$$\sigma_{DV} = \eta \frac{\pi}{L_D S_x} \sqrt{GKEI_y}$$

Donde:

η = coeficiente de torsión uniforme (depende del tipo de carga y de las condiciones de apoyo)

L_D = longitud crítica de pandeo lateral

S_x = módulo de sección según x-x = $S_x = \frac{bh^2}{6}$

G = módulo de cortante

K = constante de torsión

E = módulo de elasticidad

I_y = momento de inercia según y-y = $I_y = \frac{hb^3}{12}$ (70)

Tabla 42 Constante de torsión K para un perfil rectangular

Sección rectangular	Esfuerzo de corte	Constante de torsión
$h/b \leq 10$	$\tau_{max} = \frac{T_v}{\alpha ht^2}$	$K = \beta hb^3$
$h/b > 10$	$\tau_{max} = 3 \frac{T_v}{ht^2}$	$K = \frac{1}{3} hb^3$

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

Tabla 43 Relación ancho-peralte

h/b	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	6.0	8.0	10.0
A	0.208	0.231	0.246	0.258	0.267	0.282	0.299	0.307	0.313
B	0.141	0.196	0.229	0.249	0.263	0.281	0.299	0.307	0.313

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

Para una primera aproximación de η puede utilizarse la ecuación

$$\eta = 1.75 - 1.05\psi + 0.5\psi^2$$

Donde:

ψ = relación, en el tramo de viga considerado, entre el momento de extremidad más pequeño con el momento más grande (con su signo respectivo), y esta dado por la fórmula (70)

$$\psi = \frac{M_{min}}{M_{max}}$$

Tabla 44 Relación de momentos en una viga

ψ	-0.5	0	0.5	1.0
η	2.35	1.75	1.35	1.0

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

Simplificando la ecuación:

$$\sigma_{DV} = \eta \frac{\pi}{L_D S_x} \sqrt{GKEI_y} = \eta \frac{\pi}{L_D S_x} \sqrt{KI_y} \sqrt{GE}$$

Donde:

$$KI_y = \beta hb^3 \times \frac{hb^3}{12} = \frac{\beta}{12} h^2 b^6$$

$$\sqrt{KI_y} = hb^3 \sqrt{\frac{\beta}{12}}$$

$$\frac{\sqrt{KI_y}}{S_x} = 6 \sqrt{\frac{\beta}{12} \frac{hb^3}{bh^2}} = 3 \sqrt{\frac{\beta}{3} \frac{b^2}{h}}$$

La ecuación se vuelve:

$$\sigma_D = \eta \frac{\pi}{L_D} \times 3 \sqrt{\frac{\beta b^2}{3 h}} \sqrt{GE}$$

Asumiendo que el modulo de cortante es G proporcional al modulo de elasticidad E o sea $G = \varphi E$.

$$\sqrt{GE} = E\sqrt{\varphi}$$

Asumiendo un coeficiente de pandeo lateral

$$\lambda_D^2 = \frac{L_D h}{b^2}$$

Finalmente, la ecuación se escribe

$$\sigma_D = \eta^3 \sqrt{\frac{\beta\varphi \pi E}{3 \lambda_D^2}} = \left(\eta \frac{3}{\pi} \sqrt{\frac{\beta\varphi}{3}} \right) \left(\frac{\pi^3 E}{\lambda_D^2} \right)$$

La segunda parte de esta ecuación es similar a la fórmula del pandeo vertical. Como se hizo para el pandeo vertical, se puede establecer una relación entre el esfuerzo máximo admisible por pandeo lateral y el esfuerzo admisible por compresión paralela considerando un coeficiente de pandeo $\kappa(\lambda_D)$ variable en función de la esbeltez. (70)

$$\sigma_D = k(\lambda_D) \times f_{clADM}$$

El coeficiente de pandeo lateral κ_D depende del coeficiente de esbeltez de pandeo lateral $\kappa_D = \kappa(\lambda_D)$ que a su vez depende de la distancia entre apoyos L_D y de la relación entre el peralte de la viga dividido por el cuadrado de su ancho. (70)

Para obtener el valor de κ_D es necesario considerar tres zonas de acción distintas en las que se encuentra el coeficiente de esbeltez λ_D . Estas tres zonas, así como los valores que adopta el κ_D , se muestran en la **Tabla 45**.

Tabla 45 Variación de κ_D respecto al coeficiente de esbeltez λ_D

Coeficiente de esbeltez	Coeficiente de pandeo lateral
$\lambda_D \leq 10$	$\kappa_D = 1.0$
$10 < \lambda_D \leq 20$	$\kappa_D = 1.5 - 0.05\lambda_D$
$\lambda_D > 20$	$\kappa_D = \frac{200}{\lambda_D^2}$

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

Con lo anterior, es posible tabular la relación $\kappa(\lambda_D)$, que se muestra a continuación.

Tabla 46 Relación $\kappa(\lambda_D)$

λ_D	0	1	2	3	4	5	7	6	8	9
0		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
10	1.000	0.950	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700	0.650	0.600	0.550
20	0.500	0.454	0.413	0.378	0.347	0.320	0.296	0.274	0.255	0.238
30	0.222	0.208	0.195	0.184	0.173	0.163	0.154	0.146	0.139	0.131
40	0.125	0.119	0.113	0.108	0.103	0.099	0.095	0.091	0.087	0.083

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

F. Disposiciones para el pandeo lateral

De manera práctica, cuando la relación peralte-ancho máxima es $4 \left(\frac{h}{b} \leq 4 \right)$, la torsión uniforme manda para el control del pandeo lateral. En cambio, cuando las vigas son más esbeltas, la torsión no uniforme manda por lo cual la teoría desarrollada anteriormente no aplica, lo que implica que $\sigma_{crD} = \sigma_{DW}$. (70)

Las especificaciones de diseño dan disposiciones con respecto al ajuste de la capacidad de flexión o del esfuerzo admisible cuando un elemento es susceptible de fallar por pandeo lateral debido a compresión. Cuando se incorporan vigas a un sistema estructural, a menudo son arriostradas de manera adecuada para que resistan estos efectos, lo cual permite que se utilice el valor total del esfuerzo de flexión. Los requisitos respecto al tipo de arriostramiento requerido para prevenir tanto el pandeo lateral como la torsión, aparecen

en el NDS y se resumen en la siguiente tabla.

Tabla 47 Requisitos para prevenir pandeo lateral y torsión

Relación peralte: espesor	Condiciones requeridas
2:1 ó menos	No se requiere apoyo
3:1 a 4:1	Extremos mantenidos en posición para resistir la rotación
5:1	Un extremo mantenido en posición a lo largo de todo el claro
6:1	Contraventeo o entramado a una separación máxima de 8 pies, o ambos bordes mantenidos en posición a lo largo de todo el claro, o un borde mantenido en posición a lo largo del claro (borde sujeto a compresión) y extremos fijos contra rotación.
7:1	Ambos bordes mantenidos en posición a lo largo de todo el claro.

Fuente: Fernández Villegas, 1986.

G. Factor de estabilidad en vigas, C_L

El diseño para la longitud de un miembro a flexión se define como la luz entre los apoyos más la mitad de la longitud de soporte para cada reacción. El propósito de esto es evitar momentos no reales donde los apoyos son más anchos de lo requerido. Las uniones son puntos críticos para la flexión debido a la concentración de esfuerzos que en éstos se acumulan y por la dificultad de calcular estos mismos esfuerzos, ya sean de flexión o de corte en las esquinas. La concentración de esfuerzos se disminuye al reducir el uso de uniones con esquinas cuadradas. (70)

El factor de estabilidad en vigas, C_L , ajusta el valor de diseño para la flexión por los efectos del pandeo y de la torsión lateral. El pandeo y la torsión lateral provocan que un miembro alcance el estado límite, donde la deformación de la viga incluye la deformación en su plano, y fuera de él. Es decir, se considera la torsión. A la carga causante de este efecto se le conoce como la carga del pandeo lateral torsional y está afectada por una gran serie de factores como la carga, las condiciones de apoyo, sección transversal del miembro y el largo. (70)

La práctica común no asume el efecto del pandeo torsional lateral en el diseño de vigas. Sin embargo, las vigas de sección transversal angosta están sujetas a él y requieren un análisis más profundo en cuanto a la estabilidad. El problema de la inestabilidad se arregla con el uso de apoyos laterales efectivos para resistir las cargas que le serán transmitidas por la viga. Para limitar la posibilidad que una viga falle por pandeo torsional lateral se manejan fórmulas para calcular la longitud máxima permisible sin apoyos. A la longitud libre de apoyos se le conoce como l_u y a partir de este valor se calcula el largo efectivo, l_e . La **Tabla 30** del **Capítulo IX**, establece valores de l_e para diferentes condiciones de apoyo. Estos valores tienen una relación directa con las cargas, los puntos de aplicación y los apoyos. Los valores para la longitud efectiva para la relación de longitud última y peralte menor a 7 ($l_u/d < 7$) se limitan porque son muy altos. Las constantes consideradas en la longitud efectiva, l_e , incluyen un aumento del 15% para la longitud última para considerar la posibilidad que la torsión no esté restringida correctamente por los apoyos laterales. (70)

La fórmula asume que la carga aplicada al miembro se encuentra en el lado a compresión siendo éste el caso más conservador. Cuando la carga es aplicada en el borde de compresión la longitud libre de apoyos es igual a la distancia entre puntos. (70)

En miembros rectangulares, el pandeo torsional lateral no ocurre donde el ancho es igual o mayor que la profundidad ni cuando la carga es aplicada en el plano de profundidad del miembro. Un aspecto importante para el control del pandeo torsional lateral es la geometría del miembro y las características como el ancho y ancho. Obviamente el lado más débil será el más afectado por este efecto. Por esta misma razón los miembros circulares no están sujetos a este tipo de pandeo. (70)

El radio de esbeltez de la viga, R_B , se compara con el radio de esbeltez para columnas sólidas en términos de su efecto en la fuerza de diseño para un miembro flexionado. El valor máximo recomendable para R_B es 50 y debe ser tomado como una recomendación para el diseño de vigas susceptibles al pandeo. El factor de estabilidad se aplica a todos los radios de esbeltez de las vigas, R_B . En esa ecuación se

combinará el esfuerzo de flexión de diseño con el esfuerzo crítico de pandeo para estimar un valor de flexión efectivo. (70)

Las piezas individuales tienen valores de módulo de elasticidad mayores o menores que los valores promedio tomados de referencia a partir de tablas. Para miembros sólidos rectangulares o circulares, los valores de referencia de módulo de elasticidad contienen un componente de deflexión por cortante equivalente al que ocurre en un miembro rectangular con una razón luz/peralte entre 17 y 21 bajo carga uniformemente distribuida. La experiencia demuestra que el uso del módulo de elasticidad promedio provee una medida adecuada de la deflexión inmediata en los miembros de madera expuestos a cargas de flexión. Un módulo de elasticidad reducido es utilizado en los análisis de estabilidad de vigas ya que contiene un nivel de reducción estático y como medida de seguridad. Se denota como E_{min} . (70)

Cuando el ancho, d , es mayor que el espesor, b , el factor de estabilidad de vigas se calcula utilizando la ecuación que se presenta al final de este párrafo. Inicialmente, esta ecuación ya había sido introducida en el numeral 8, del inciso F: Factores de modificación del **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**. Debido a que en esta sección tiene gran relevancia, se presenta nuevamente.

$$C_L = \frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1.9} - \sqrt{\left(\frac{1 + F_{bE}/F_b^*}{1.9}\right)^2 - \frac{F_{bE}/F_b^*}{0.95}}$$

Donde:

$$F_{bE} = \frac{1.20E'_{min}}{R_B^2} \quad = \text{esfuerzo crítico de pandeo de Euler para miembros a flexión}$$

$$E'_{min} = E_{min} C_M C_t C_i C_T \quad = \text{módulo de elasticidad reducido para cálculos de pandeo}$$

$$R_B = \sqrt{l_e d / b^2} \leq 50 \quad \text{Cuando } R_B > 50, \text{ el tamaño de la viga tiene que ser aumentado y/o debe proveerse arriostramiento lateral al borde a compresión de la viga para regresar } R_B \text{ dentro del límite de 50)}$$

l_e = longitud efectiva obtenida de la **Tabla 30** del **Capítulo IX**, en función de la longitud libre l_u

l_u = longitud no soportada del borde a compresión de la viga, o la distancia entre los puntos de soporte lateral que impidan la rotación y/o desplazamiento lateral del borde a compresión de la viga. (70)

$$F_{bx}^* = F_{bx,NDS-S} \quad (\text{Producto de todos los factores aplicables, excepto } C_{fu}, C_v, \text{ y } C_L)$$

XVIII. DISEÑO DE MARCOS RÍGIDOS DE MADERA

A. Marcos rígidos

Un marco se define generalmente como un elemento estructural compuesto de vigas y columnas conectadas por juntas rígidas. El ángulo entre la viga y la columna es generalmente de 90°. Los marcos pueden estar conformados por una columna y una trabe, como en el caso de un edificio de varios niveles, por muchas columnas y vigas. (21)

Actualmente la utilización de marcos rígidos de madera se utiliza comúnmente en la construcción de viviendas en serie, puentes, pasarelas etc. ya que son estructuras fáciles de armar y muy resistentes. En el caso de marcos rígidos, por su capacidad de transmitir momentos entre viga y columna, se introduce el concepto de rigidez mediante un coeficiente de rigidez k . (15)

Por definición:

$$k = \frac{I_v}{I_c} \times \frac{h}{L}$$

Donde:

I_v = inercia de la viga

I_c = inercia de la columna

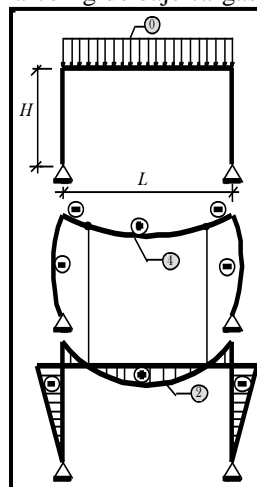
h = altura del marco

L = distancia entre apoyos

Por ser sistemas indeterminados, los marcos rígidos producen dos reacciones, una vertical y otra horizontal en cada apoyo.

1. Marco rígido bajo cargas gravitacionales. Para analizar este caso con carga gravitacional, se debe tomar en cuenta el peso del techo, así como el de cualquier carga vertical viva que sea transferida por el tablero del techo (el cual actúa como una serie de vigas paralelas pequeñas). (21)

Figura 134 Marco rígido bajo cargas gravitacionales



Fuente: Elaboración propia.

En el caso de un marco rígido sometido a fuerzas gravitacionales, como en el caso de la **Figura**

134, las reacciones horizontales (H_A y H_B) y los momentos dependen de la rigidez de la estructura y se definen como

$$H_A = H_B = \frac{wL^2}{4h(2k + 3)}$$

El momento viga-columna

$$M_{v-c} = -H \times h = -\frac{wL^2}{4(2k + 3)}$$

En el eje de simetría del marco, el momento en la viga

$$M_v = \frac{(2k + 1) wL^2}{(2k + 3) 8}$$

Las reacciones verticales se definen por Estática como

$$R_A = R_B = w \frac{L}{2}$$

2. Marco rígido bajo carga horizontal. Para el diseño de marcos con cargas laterales, si una carga lateral F_h (producida por viento o sismo) se aplica en la parte superior del techo, sus columnas se pandearán lateralmente. Para este caso, se recomienda utilizar arriostramientos para compensar las deformaciones, y así rigidizar el marco. (15)

La fuerza horizontal F_h provoca un momento de volteo $M = F_h \times h$, como se puede observar en la **Figura 135**. Asimismo, las reacciones al momento de volteo son dos reacciones opuestas de valor

$$R_A = -R_B = F \frac{h}{L}$$

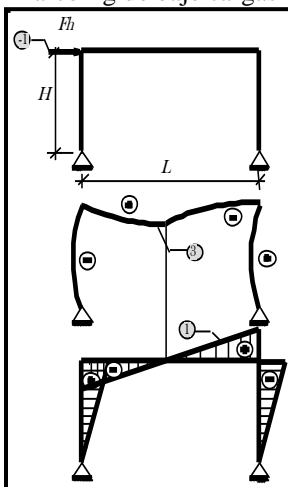
Las reacciones horizontales en los apoyos (H_A y H_B) equilibran la fuerza lateral y son iguales

$$\begin{aligned} H_A + H_B &= F \\ H_A = H_B &= \frac{F}{2} \end{aligned}$$

El momento viga-columna que se genera es

$$M_{v-c} = \pm H \times h = \pm \frac{F}{2} \times h$$

Figura 135 Marco rígido bajo cargas horizontales.



Fuente: Elaboración propia.

B. Efectos del empotramiento de un marco rígido

1. Marco rígido bajo cargas gravitacionales. En este caso las reacciones verticales cambian a

$$R_A = R_B = w \frac{L}{2}$$

Y para las reacciones horizontales H_A y H_B , se vuelven

$$H_A = H_B = \frac{wL^2}{4h(k+2)}$$

El momento viga-columna en este caso es

$$M_{v-c} = -\frac{wL^2}{6(k+2)}$$

Para el momento de empotramiento se obtiene

$$M_{emp} = \frac{wL^2}{12(k+2)}$$

En el eje de simetría del marco el momento en la viga es

$$M_v = \frac{(3k+2)wL^2}{(k+2)24}$$

El hecho de empotrar un marco rígido permite reducir los momentos viga columna de

$$M_{art} = \frac{wL^2}{4(2k+3)}$$

a

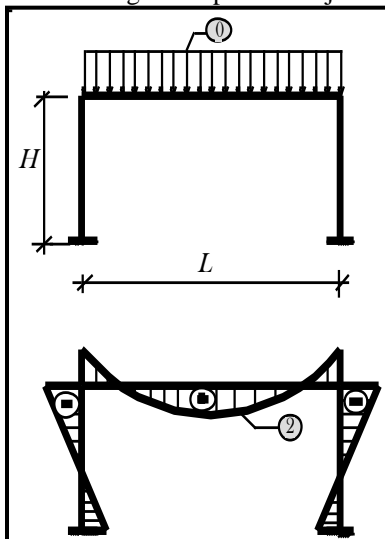
$$M_{emp} = \frac{wL^2}{6(k+2)}$$

O sea, por un factor de

$$\frac{M_{emp}}{M_{art}} = \frac{4(2k+3)}{6(k+2)}$$

En realidad aunque existan algunos dispositivos para realizar un cierto grado de empotramiento de marcos en madera, los proyectistas suelen calcular los marcos rígidos como bi-articulados. Cualquier dispositivo que produzca cierto grado de empotramiento provocará una reducción de los momentos vigas columnas, como se observa en la **Figura 136.** (15)

Figura 136 Marco rígido empotrado bajo cargas gravitacionales



Fuente: Elaboración propia.

2. Marco rígido bajo carga horizontal. Para el mismo caso expuesto anteriormente, pero bajo una carga horizontal, las reacciones verticales son dos reacciones opuestas y están dadas por la siguiente fórmula

$$R_A = -R_B = \frac{3F}{L} \frac{k}{(6k + 1)}$$

Las reacciones horizontales equilibran la fuerza lateral y son iguales en magnitud

$$H_A + H_B = F$$

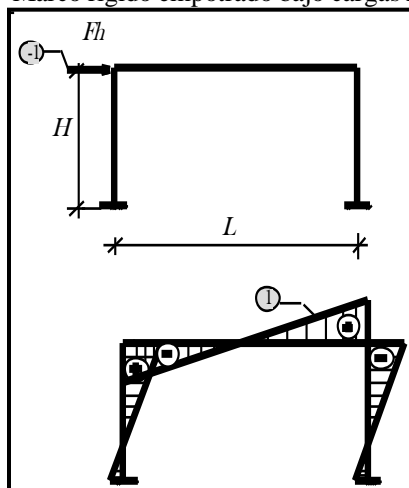
$$H_A = H_B = \frac{F}{2}$$

El momento viga-columna que se genera en la unión es

$$M_{v-c} = \pm \frac{Fh}{2} \frac{3k}{(6k + 1)}$$

El momento de empotramiento de la columna en la base es

$$M_{emp} = \pm \frac{Fh(3k + 1)}{2(6k + 1)}$$

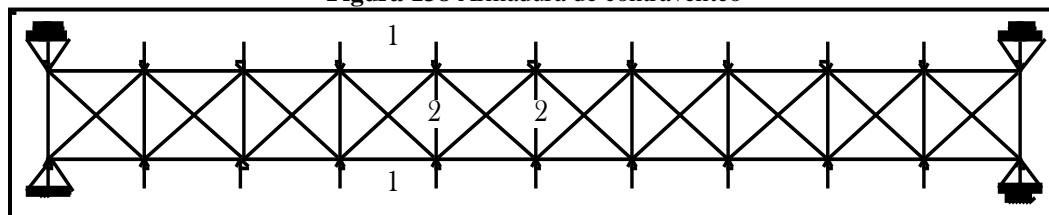
Figura 137 Marco rígido empotrado bajo cargas horizontales

Fuente: Elaboración propia.

C. Elementos de estabilización verticales y horizontales para marcos

1. Generalidades. Para estabilizar una serie de marcos rígidos paralelos, se deben elegir dos marcos y agregar dos arriostramientos verticales y un arriostramiento horizontal en el techo. De esa manera, las fuerzas horizontales (viento, sismo) se transmiten en compresión en las viguetas del techo hacia el arriostramiento horizontal que trabaja como una doble armadura. Las reacciones de la armadura del techo se convierten en las acciones sobre las riostras verticales. (15)

2. Elementos de estabilización horizontales. Las armaduras de contraventeo y de estabilización son realizadas de preferencia con diagonales en forma de cruz constituidas de madera, de láminas de acero o de barras redondas de acero. Las vigas principales en las armaduras, como en 1 la **Figura 138**, así como las viguetas, 2 de la **Figura 138** sirven como cuerdas superiores e inferiores o de postes de la armadura. En los cálculos de armadura en forma de cruz, únicamente las diagonales en tensión están consideradas. La resistencia al pandeo de las diagonales comprimidas y de cables de acero esta tan pequeña que suele ser omitida. Dado que la carga puede cambiar de sentido, se debe prever diagonales en las dos direcciones (forma de cruz). En la ausencia de viguetas haciendo oficio de postes de la armadura, se deben reemplazar por barras adicionales resistentes al pandeo. (15)

Figura 138 Armadura de contraventeo

Fuente: Elaboración propia.

Para predimensionar la armadura, se admite una carga distribuida equivalente según la ecuación

$$\sum Q = qL$$

Donde:

Q = carga puntual en los nudos

q = carga uniformemente distribuida equivalente

Donde las reacciones verticales en los apoyos son

$$R_A = R_B = q \frac{L}{2}$$

El momento de flexión equivalente es:

$$M = \frac{qL^2}{8}$$

La tensión máxima en las cuerdas es

$$S_{max} = -I_{max} = \frac{qL^2}{8h}$$

Y la tensión máxima en la primera diagonal es

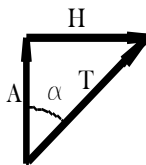
$$D_1 \cong \frac{A}{\sin \alpha}$$

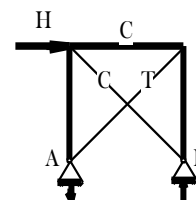
En el **Capítulo XV: Armaduras de madera** se abordó más a profundidad el diseño de armaduras de madera. De igual manera, en ese capítulo pueden encontrarse ejemplos de diseño.

3. Elementos de estabilización verticales. La fuerza horizontal H que actúa sobre la viga es la reacción $R_A = R_B = q \frac{L}{2}$ de la armadura del techo. Si el techo se ubica a una altura h de los apoyos, la reacción horizontal provoca un momento de volteo $M = H \times h$. Desde el punto de vista de la Estática, la reacción a cualquier momento es un momento actuando en el sentido contrario. Es decir que, el momento de volteo provoca dos reacciones opuestas $R_A = -R_B$. Si la distancia entre apoyos es L , haciendo el equilibrio de los momentos desde el punto A, se obtiene:

$$M = H \times h = R_B \times L \quad \text{o sea,} \quad R_B = \frac{H \times h}{L} = -R_A$$

La viga horizontal del techo es comprimida y la fuerza de compresión es H . La tensión en la diagonal es

$$T = \frac{H}{\sin \alpha}$$




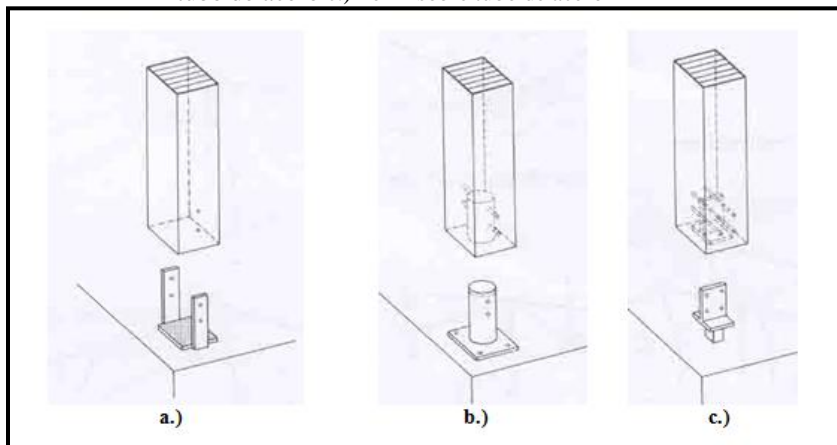
D. Uniones para marcos rígidos de madera

1. Introducción. En el **Capítulo XXII: Medios y técnicas de ensamblaje** se verán a profundidad las diversas técnicas que existen para hacer uniones en marcos de madera por lo que en este inciso se tratará el tema brevemente. Esto se hace con el fin de asegurar que el lector comprenda la importancia que tiene el diseño y la construcción adecuados de esta parte de la estructura.

2. Uniones columna-base. Estas uniones se utilizan para anclar las columnas del marco a la sub-base de la estructura, generalmente hecha de concreto. Una columna de madera nunca debe empotrarse directamente en la mezcla de concreto de la sub-base o en el suelo, ya que la humedad causaría el pudrimiento de la misma. Tipos de uniones típicos columna-base se muestra en la **Figura 139**. En la **Figura 139a**, se muestran placas laterales de acero pernadas en los lados de la columna de madera. En la **Figura 139b**, una placa inferior irá atornillada o pernada a la base de concreto, y posteriormente a ésta se soldará un tubo hueco de acero que penetraría la columna de madera. La conexión presentada en la **Figura**

139c consiste únicamente en la colocación de un perfil *T* atornillado y semi-empotrado en la base. Además este irá fijado a la columna con pernos que la atravesarán a lo ancho. (16)

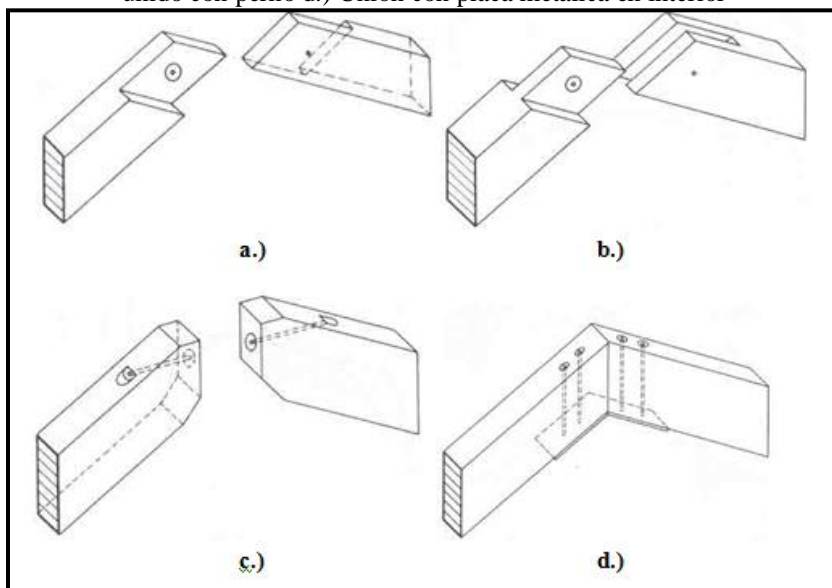
Figura 139 Tipos de uniones columna-base a.) Unión con placas laterales b.) Unión de placa base con tubo de acero c.) Perfil sobre tubo de acero



Fuente: Götz Karl-Heinz, *Construire en Bois, Choisir Concevoir Realiser*, 1995

3. Articulaciones. Para uniones de las cumbreras de marcos, se muestran las siguientes uniones, la mayor parte de ellas pernadas. En las **Figura 140a** y **Figura 140b**, el objetivo es traslapar las puntas de vigas y así obtener un mejor anclaje en la cumbrera del marco. En cambio, en las **Figura 140c** y **Figura 140d**, se utilizarán pernos para unir las dos vigas en la cumbrera del marco. (16)

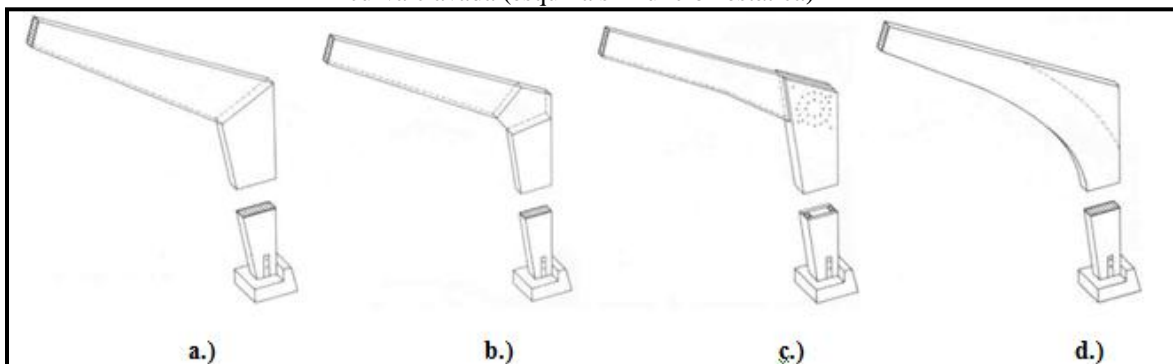
Figura 140 a.) Montaje macho-hembra con perno b.) Unión macho-hembra c.) Elemento a compresión unido con perno d.) Unión con placa metálica en interior



Fuente: Götz Karl-Heinz, *Construire en Bois, Choisir Concevoir Realiser*, 1995

4. Uniones viga-columna. Las siguientes figuras muestran las uniones más utilizadas entre vigas y columnas de madera.

Figura 141 a.) Empalme clavado b.) Doble empalme clavado c.) Conexión por círculos pernaos d.) Viga curva clavada (esquina sin función estática)



Fuente: Götz Karl-Heinz, *Construire en Bois, Choisir Concevoir Realiser*, 1995

Ejemplo 16.1 Diseñar un arco triarticulado de madera laminada de ciprés. La altura total es de 7.6m y se debe salvar una luz de 12m. La altura de columna es de 6m y la pendiente del techo será de 0.25. Debe soportar una carga viva de 1.2kN/m^2 y una carga muerta de 0.70kN/m^2 . El espaciamiento entre marcos será de 4.9m y el espesor de laminaciones será de 2cm. Para el ciprés:

$$F_b = 13,306.9 \text{ kN/m}^2 = 13.31\text{N/mm}^2 \quad F_v = 586.05 \text{ kN/m}^2 = 0.59\text{N/mm}^2$$

- 1) Determinar reacción horizontal

$$H = \frac{w_t \times s \times L^2}{8h}$$

Donde:

$w_t = C_1V + C_2M$ y está dada según AGIES:

h = altura total del arco

L = luz total del arco

$C_1=1$, factor de corrección para carga viva

$C_2=1$, factor de corrección para carga muerta

s = espaciamiento

$$w_t = c_1(1.2) + c_2(0.7) = 1.9\text{kN/m}^2$$

$$H = \frac{1.9 \times 4.9 \times 12^2}{8(7.6)} = 22.05\text{kN}$$

- 2) Determinación del peralte en la base, db , asumiendo un ancho b , usando la ecuación:

$$db = \frac{3H}{2F_v b}$$

Donde:

b = ancho asumido (asumir 13cm)

$$db = \frac{3(22,050 \text{ N})}{2(586,050 \text{ N/m}^2)(0.13 \text{ m})} = 0.434 \approx 0.45\text{m}$$

- 3) Determinar la distancia, D utilizando la **Tabla 48** para la inclinación dada. Pendiente $0.25 = 3/12$

Tabla 48 Distancias según inclinación del techo

Inclinación del techo	1/12	2/12	3/12	4/12	5/12	6/12	7/12	8/12	9/12
Distancia (pies)	8.59	7.91	7.29	6.73	6.22	5.77	5.36	5	4.67

Fuente: Morales, Cesar. 1,987

Para la inclinación del ejemplo $D = 7.29$ pies = 2.2m.

- 4) Calcular la distancia X

$$X = y - D = 6 - 2.2 = 3.8m$$

Donde:

y = altura de la columna

- 5) Determinar momento

$$M = H \times X = 22,050 \times 3.8 = 83.3 \text{ kN} \cdot m$$

- 6) Determinar el módulo de sección requerido en el punto crítico

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{83.3 \text{ kN} \cdot m}{13,306.9 \text{ kN/m}^2} = 0.0063m^3$$

- 7) Buscar en la **Tabla 50** para un ancho de 13cm (5 1/8") y buscando un S ligeramente mayor al obtenido.

$$0.0063m^3 = 396.6plg^3$$

Usar S = 492plg³, que es el valor más cercano. Así se obtiene el peralte máximo de la viga y columna del marco.

$$dr = 24pulg = 0.6m$$

- 8) Determinar el peralte de la cumbrera

$$\frac{1}{2} dr = \frac{1}{2} (0.6) = 0.3m$$

- 9) Se aplican los factores de modificación para los esfuerzos de flexión y corte para madera laminada

$$F'_b = F_b C_D C_M C_t C_L C_v C_{fu} C_c$$

$$F'_v = F_v C_D C_M C_t$$

Tabla 49 Factores de corrección

Nombre de factor	Valor que se le asignará
Factor de duración de carga	Por tener carga muerta permanente $C_D = .9$
Factor de humedad	Cantidad de humedad en equilibrio <16%, $C_M = 1$
Factor de temperatura	Temperatura ambiente, $C_t = 1$
Factor de estabilidad de vigas	$d/b = 2.34$, $C_L = 1$
Factor de volumen	$C_v = (1291.5/dbL)^{1/2} = 1$
Factor de canto	$B < 12$ in, $C_{fu} = 1$
Factor de curvatura	$C_c = 1 - 2000(1/125)^2 = .872$

$$F'_b = (13,306.9)(0.9)(1)(1)(1)(1)(1)(0.872) = 10,443.25 \text{ kN/m}^2 = 10.443 \text{ N/mm}^2$$

$$F'_v = (586.05)(0.9)(1)(1) = 527.44 \text{ kN/m}^2 = 0.527 \text{ N/mm}^2$$

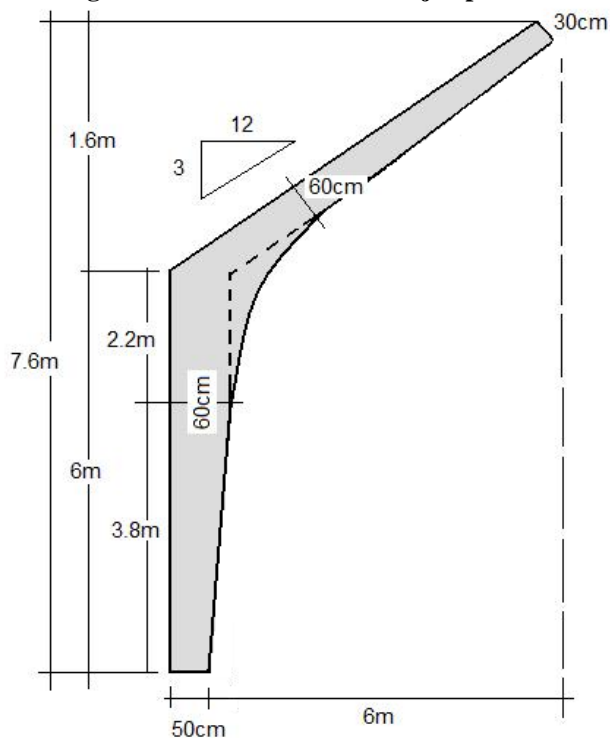
10) Aplicando los esfuerzos corregidos, se obtienen los siguientes resultados:

$$db = \frac{3H}{2F_v b} = \frac{3(22,050 \text{ N})}{2(527,440 \text{ N/m}^2)(0.13\text{m})} = 0.4823\text{m} \approx 0.5\text{m}$$

$$S = \frac{M}{F_b} = \frac{83.3}{10,443.25} = 0.00819\text{m}^3$$

El marco diseñado se muestra en la **Figura 142**, donde se muestran las dimensiones finales de cada una de sus partes.

Figura 142 Marco diseñado del ejemplo 16.1



Fuente: *Uso de la Madera Laminada Pegada como Material Estructural, Ventajas de su Aplicación en Guatemala*

Tabla 50 Especificaciones para madera laminada según sus dimensiones

Número de laminaciones		Profundidad p (in)	Factor de tamaño Cf	Área A (in ²)	Módulo de sección S (m ³)	Momento de inercia (in ⁴)	Volumen (ft ³ *m)
1 1/2"	3/4						
2 1/4" Ancho	4	3	1	6.8	3.4	5.1	0.05
	5	3.75	1	8.4	5.3	9.9	0.06
3	6	4.5	1	10.1	7.6	12.1	0.07
	7	5.9	1	11.8	10.4	7.1	0.08
4	8	6	1	13.5	13.5	40.5	0.09
	9	6.75	1	15.2	17.1	57.7	0.11
5	10	7.5	1	16.9	21.1	79.1	0.12
	11	8.85	1	18.6	25.5	105.3	0.13
6	12	9	1	20.3	30.4	136.7	0.14
	13	9.75	1	21.9	35.6		0.15
7	14	10.5	1	23.6	41.3	173.8	0.16
	15	11.25	1	25.3	47.5	217	0.18
8	16	12	1	27	54	267	0.19
	17	12.75	0.99	28	61	324	0.2
9	18	13.5	0.99	30.4	68.3	388.6	0.21
	19	14.25	0.98	32.1	76.1	461.3	0.22
10	20	19	0.98	33.8	84.4	542.6	0.23
	3 1/8" 2	4	3	9.4	4.7	632.8	0.06
3	5	3.75	1	11.7	7.5	7	0.08
	6	4.5	1	14.1	10.5	13.7	0.1
4	7	5.25	1	16.4	14.4	23.7	0.11
	8	6	1	18.8	18.8	37.7	0.13
5	9	6.75	1	21.1	23.7	76.3	0.15
	10	7.5	1	23.4	29.3	80.1	0.16
6	11	8.25	1	25.8	37.4	109.9	0.18
	12	9	1	28.1	42.2	146.2	0.2
7	13	9.75	1	30.5	49.5	189.8	0.21
	14	10.5	1	32.8	57.4	241.4	0.23
8	15	11.25	1	35.2	65.9	301.5	0.24
	16	12	1	37.5	75	370.8	0.26
9	17	12.75	0.99	39.8	84.7	450	0.28
	18	13.5	0.99	42.2	94.9	539.8	0.29
10	19	14.25	0.98	44.5	105	640.7	0.31
	20	15	0.98	46.9	117.2	753.6	0.33
11	21	15.75	0.97	49.2	129.2	878.9	0.34
	22	16.5	0.97	51.6	141.8	1017.4	0.36
12	23	17.25	0.96	53.9	155	1169.8	0.37
	24	18	0.96	56.3	168.8	1336.7	0.39
13	25	18.75	0.95	58.6	183.1	1518.8	0.41
	26	19.5	0.95	60	198	1716.6	0.42
14	27	20.25	0.94	63.5	213.6	1938	0.44
	28	21	0.94	65.6	229.7	2162.4	0.46
15	29	21.75	0.94	68	246.4	2411.7	0.47
	30	22.5	0.93	70.3	263.7	2679.5	0.49
16	31	23.25	0.93	72.7	281.5	2966.3	0.5
	32	24	0.93	73	300	3272.9	0.52
5 1/8" 3	6	4.5	1	23.1	14.3	3600	0.16
	7	5.25	1	26.9	23.5	18.9	0.19
4	8	6	1	30	30.8	61.3	0.21
	9	6.75	1	34.6	38.9	92.3	0.24
5	10	7.5	1	38.4	48	131.3	0.27
	11	8.25	1	42.3	58.1	180.2	0.29
6	12	9	1	46.1	69.2	238.8	0.32
	13	9.75	1	50	81.2	311.3	0.35

Fuente: *Uso de la madera laminada Pegada como material estructural, ventajas de su aplicación en Guatemala*

XIX. DISEÑO DE VIGAS EN MADERA LAMINADA

A. Introducción

La madera laminada es un producto compuesto por dos o más láminas de espesor constante que son encoladas unas con otras de manera que todas las fibras queden paralelas. De esta manera se obtienen elementos macizos, que posibilitan múltiples configuraciones de grandes dimensiones, ya que una de las grandes ventajas de la madera laminada es que puede utilizarse para cubrir grandes luces libres, de hasta 70m. (23)

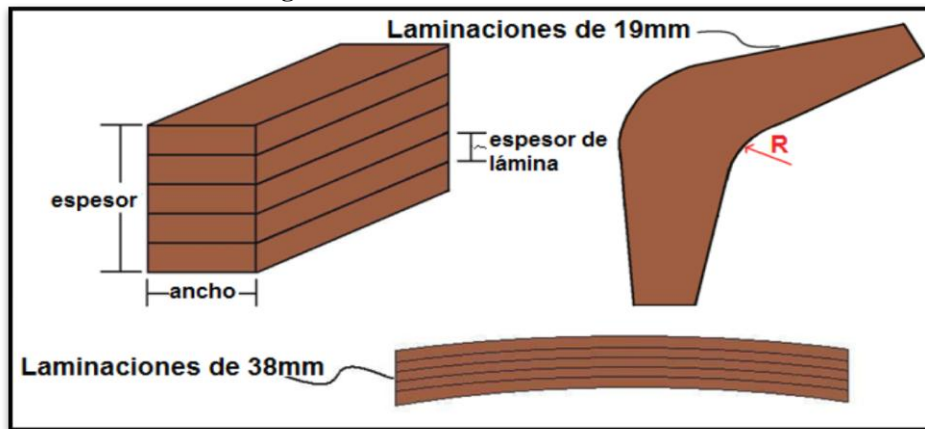
De la madera laminada se pueden resaltar sus cualidades estéticas, físico-mecánicas y de durabilidad. Por otra parte, ha permitido la producción de elementos estructurales de forma, tamaño, funcionalidad y creatividad no logrados con la simple madera maciza, ni con los materiales tradicionales. Esto se debe a que después del fraguado de la cola, se pueden obtener piezas rectas, curvas o de sección variable, según lo que se haya proyectado. (23)

En este capítulo se abordará el diseño de vigas en madera laminada utilizando dos métodos de cálculo, uno por resistencia y el otro por deformación. El método por resistencia está considerado para que la viga resista a flexión, por lo que se basa en los criterios de diseño dados en el **Capítulo XI: Diseño por flexión pura**. El método por deformación está ligado a las deflexiones que puede sufrir el miembro y los criterios de diseño están basados en el método: “Deflexión relacionada con deformación únicamente”, dado en el **Capítulo XII: Deflexión de vigas**.

B. Geometría de los miembros

1. Tamaños de miembros. Las especificaciones para madera laminada permiten la fabricación de miembros de cualquier ancho y espesor. Aunque, por comodidad se han aceptado ciertos anchos y espesores estándar para las láminas de madera. Para los diseñadores es importante poner atención en que, debido a la falta de estandarización de tamaños en Guatemala, entre empresas productoras de láminas de madera puede haber variación en los tamaños. Respecto al ancho y espesor, esta variación se da especialmente al cepillar la madera, ya que hay unas que le remueven 3.175mm (1/8pulg) de cada lado y hay otras que remueven 6.35mm (1/4pulg), por lo que al hacer los cálculos finales de espaciamientos y otros detalles se deben de tomar en cuenta estos anchos efectivos y no los nominales.

Figura 143 Madera laminada estructural



Fuente: Elaboración propia.

También se debe tener especial precaución de diseñar para largos que se trabajen en el país, o si no después se tendrán que realizar cortes que generarán mucho desperdicio y, por ende, el encarecimiento del proyecto. En este capítulo se presentarán algunos anchos nominales con sus anchos efectivos así como espesores de láminas, sólo para que el lector vea la variación entre dimensiones y para el uso en ejemplos, pero se le recomienda al diseñador no utilizar estas tablas y mejor solicitar a la empresa a la que le comprará el producto las dimensiones que tiene disponibles para poder realizar el diseño basándose en datos reales del mercado nacional.

a. Espesor de láminas: el máximo espesor efectivo permitido de las láminas de madera es de 50 mm (2”), y dependiendo del fabricante, el espesor de las láminas puede variar de 19 a 50 mm (0.75” a 2”). Las vigas rectas o ligeramente curvas es recomendable fabricarlas con láminas de un espesor de 38 mm (1.5”), pero las vigas curvas deben fabricarse con laminaciones delgadas, 19 mm (0.75”), ya que se formarán menores esfuerzos. El espesor total del miembro será igual al número de láminas por su espesor neto o efectivo. En planos, los tamaños y detalles se deben proporcionar con las dimensiones efectivas. (23)

b. Anchos: los anchos en los miembros están principalmente restringidos por los que se manejan a nivel comercial. Se recomienda al diseñador utilizar los anchos efectivos de la madera, ya que si utiliza anchos nominales estará diseñando con una sección más grande que la que obtendrá en la realidad. En la **Tabla 51** se presentan los anchos más comunes con su dimensión nominal y efectiva.

Tabla 51 Ancho nominal y estándar efectivo

Ancho nominal (pulg)	Ancho estándar efectivo (pulg)	Ancho estándar efectivo (mm)
3	2-1/4	57
4	3-1/4	82
5	4-1/4	108
6	5 o 5-1/4	127 o 133
8	7	177
10	9	228
12	11	279
14	12-1/2	317
16	14-1/2	368

Fuente: Elaboración propia.

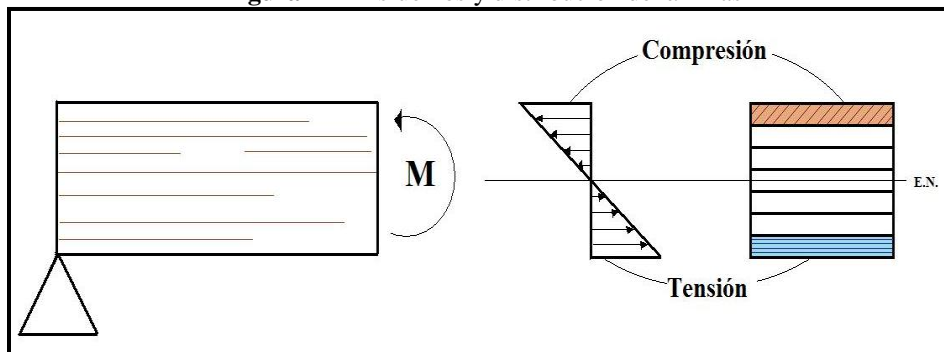
2. Combinación de láminas

a. Combinación para miembros a flexión: los miembros de madera laminada pueden fabricarse de forma balanceada o no balanceada, esto para hacer más eficiente el miembro. La zona más crítica del miembro a flexión respecto al esfuerzo es la zona a tensión, como se muestra en la **Figura 144**; aunque el esfuerzo a flexión máximo en la zona a compresión es igual que en la zona a tensión, estudios han demostrado que las láminas más cercanas a la zona en tensión son las más críticas en la viga. En las vigas no balanceadas la calidad de la madera utilizada en el lado a tensión es mayor que la utilizada al lado a compresión, permitiendo utilizar de forma más eficiente la madera. Por lo tanto, las vigas no balanceadas tienen esfuerzos a flexión diferentes en las zonas a compresión y tensión, y deben instalarse de acuerdo a esto, por lo que es recomendable señalar, al menos, la cara superior de la viga. En caso de instalarse al revés, debe utilizarse el esfuerzo a flexión permisible para la zona a compresión esforzada en tensión. En este caso, se debe controlar que el esfuerzo a flexión y la capacidad de carga de la viga en esta orientación sean adecuadas para soportar las cargas de diseño. (56)

La combinación no balanceada es generalmente utilizada en aplicaciones de claros simples, aunque también puede utilizarse en voladizos pequeños (donde el voladizo es menor que 20% el claro anterior) o en aplicaciones con claros continuos donde el diseño es controlado por corte o deflexión. Los

miembros balanceados tienen combinaciones de madera simétricas partiendo del centro. Las vigas balanceadas son utilizadas en voladizos o claros continuos, en donde, ya sea la cara superior o la inferior de la viga puedan estar esforzadas a tensión debido a las cargas de servicio. También pueden ser utilizadas en claros simples, pero es más eficiente una viga no balanceada en esta aplicación. (2)

Figura 144 Esfuerzos y distribución de láminas



Fuente: Elaboración propia.

b. Combinación para miembros con carga axial: este tipo de combinación es especialmente utilizado para resistir cargas axiales, por lo que todas las laminaciones son de la misma calidad. Aunque esta combinación podría utilizarse para resistir cargas a flexión, no es tan eficiente como las combinaciones mencionadas anteriormente. (2)

C. Especies usadas

Casi cualquier especie de madera puede ser utilizada para hacer madera laminada. Entre las más utilizadas están las coníferas, como el Abeto y el Pino, que se encuentran en el grupo de maderas blandas, aunque también se podría utilizar maderas duras como el Roble. Lo que se debe tomar en cuenta es que al encolar las láminas de madera estas deben de tener las mismas propiedades estructurales, como rigidez y resistencia, ya que a pesar de que las láminas provengan del mismo árbol pueden tener diferentes propiedades.

D. Grados en la madera laminada

1. Grado de apariencia. La madera laminada puede producirse dependiendo del grado de apariencia, el cual depende del aspecto físico que se desee. Hay cuatro grados de apariencia utilizados: Enmarcado, Premium, Arquitectónico e Industrial. El de Enmarcado es utilizado para la construcción convencional de aplicaciones tales como ventanas y puertas, donde la apariencia no es de preocupación y el tamaño de la laminada encolada coincide con la del marco. El Premium es el grado con los estándares más altos. El Arquitectónico es utilizado donde la apariencia es muy importante y se requiere una superficie lisa lista para pintar; en este caso, todas las rajaduras o astilladuras deben de ser rellenadas con un material y color afín para lograr una superficie homogénea y estética. El Industrial es utilizado en casos donde la apariencia no es tan importante. (56)

2. Grado estructural. Para la clasificación de acuerdo al grado estructural se utilizará lo especificado en el Inciso H del Capítulo IX y las **Tabla 25**, **Tabla 26** y **Tabla 27** de Esfuerzos de trabajo dados en Inciso I del mismo capítulo. El objetivo de realizar miembros en madera laminada es obtener secciones más eficientes, es decir que tengan esfuerzos permisibles mayores a los de la madera aserrada. Por esa razón para fines prácticos, en este capítulo se utilizarán los datos de esfuerzos básicos dados en la **Tabla 23** del inciso E del **Capítulo IX**. Los datos se utilizan de esa forma ya que en Guatemala no se han

realizado ensayos ni pruebas en miembros de madera laminada, pero internacionalmente se ha comprobado que la madera laminada puede llegar a tener una resistencia 1.5 veces mayor a la de la madera sólida aserrada¹. Por esto, conservadoramente se utilizarán los esfuerzos básicos que son aproximadamente de 15 a 50%, dependiendo el grado, mayores a los esfuerzos permisibles para madera aserrada. Es recomendable que para miembros laminados de grado C conservadoramente se utilicen los esfuerzos dados para madera aserrada de grado A o B.

Figura 145 Apariencia arquitectónica y de enmarcado



Fuente: *Glulam Design Guide*. Cascade Structural Laminators

E. Cálculos de esfuerzos

1. Clases de esfuerzo. La madera laminada puede estar sujeta a distintos esfuerzos, los cuales afectan su desempeño y deben tomarse en cuenta en el diseño de elementos estructurales. Como se especificó anteriormente, se utilizarán los esfuerzos básicos dados en el **Tabla 23** del **Capítulo IX** para el diseño en madera laminada.

2. Factores de corrección. En el **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales** de este trabajo, se establecieron los factores de corrección que se utilizan en el sistema de diseño por esfuerzos admisibles, ASD, y se especifican los que se aplican en madera laminada, los que serán utilizados en este capítulo.

F. Combinación de carga

En el **Capítulo X** de este trabajo, se describieron las combinaciones de carga a utilizarse en el diseño en madera. Para el diseño de vigas en madera laminada se utilizará la combinación de carga específica para cargas verticales en el que la carga total vertical será igual a la suma de la carga muerta más la carga viva.

¹ Según el artículo: *What is Glulam?* Elaborado por Akita Glulam Co., Ltd. <http://akita-glulam.net/glulam/english/syuuseizai.html>

G. Dimensionamiento de vigas

1. Elementos rectos. Para el diseño de elementos rectos se aplicarán dos métodos, uno por resistencia, el cual está basado en los criterios de flexión pura, y el otro por deformación. Ambos métodos deben aplicarse al diseñar y se debe utilizar la sección con mayores dimensiones.

a. Método por Resistencia: en el método por resistencia lo que se busca es que los elementos a diseñar soporten adecuadamente la flexión. Para el diseño se utilizará el procedimiento dado para flexión pura en el **Capítulo XI: Diseño por flexión pura**. Generalmente, con este método se obtiene una viga menos peraltada que con el Método por Deformación, pero que podría no cumplir con los criterios de deformación, por lo que siempre hay que revisar ambos métodos al diseñar.

b. Método por Deformación: el método por deformación es utilizado principalmente por el efecto visual y estético que tienen las deflexiones o deformaciones de los miembros estructurales sobre la apariencia física de la edificación. También muchas veces, aunque no hayan problemas estructurales, si existen deformaciones en los miembros estas causan una sensación de inseguridad en los usuarios, por lo que se desean evitar cualquiera de estos problemas diseñando los miembros para que tengan deformaciones mínimas. Para el diseño por el método por deformación se utilizará el “Método de Deflexión relacionada con carga y deformación” descrito en el **Capítulo XII: Deflexión de vigas**. Con el método por deformación, generalmente, se obtienen vigas más peraltadas que las que se obtienen por el método de resistencia y el esfuerzo de tensión/compresión por flexión es más pequeño.

c. Criterios a revisar: para ambos métodos es importante que durante el dimensionamiento se chequee que la viga no falle por corte longitudinal y por corte vertical.

1) Corte longitudinal: este criterio está en función del tipo de madera a utilizar y se utilizará como parámetro,

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b} \leq \tau_{adm}$$

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot b} \leq 1 \text{ N/mm}^2$$

Donde:

τ = corte longitudinal
 V = corte vertical
 Q = primer momento
 I = inercia de la viga
 b = ancho del elemento

En el **Capítulo I** se trató este tema tomando un $\tau = 0.6 \text{ N/mm}^2$ para madera aserrada, por lo que, para fines prácticos en este capítulo, se adaptará $\tau = 1.0 \text{ N/mm}^2$ admisible, tomando en cuenta que la madera laminada tiene mayor resistencia que la aserrada

2) Corte vertical: este criterio se basa en lo expuesto en el **Capítulo XII**, y se realiza mediante el control del aplastamiento de las fibras por compresión perpendicular. Para esto se debe admitir cierta longitud de apoyo de la viga, y multiplicando el apoyo por el ancho de la viga se obtendrá el área de apoyo. Luego se debe calcular la reacción máxima de apoyo y dividirla por el área, lo que dará el esfuerzo de compresión promedio perpendicular real, y este debe ser menor al esfuerzo admisible de compresión perpendicular a la fibra. Si lo anterior no se cumple se tienen dos alternativas: una es aumentar la longitud del apoyo y la otra es poner una platina en acero para repartir los esfuerzos. De acuerdo al **Capítulo XII**:

$$f_{c\perp} = \frac{R_1}{A_{apoyo}} \leq F'_{c\perp}$$

Donde:

$F'_{c\perp}$ = esfuerzo admisible perpendicular a la fibra

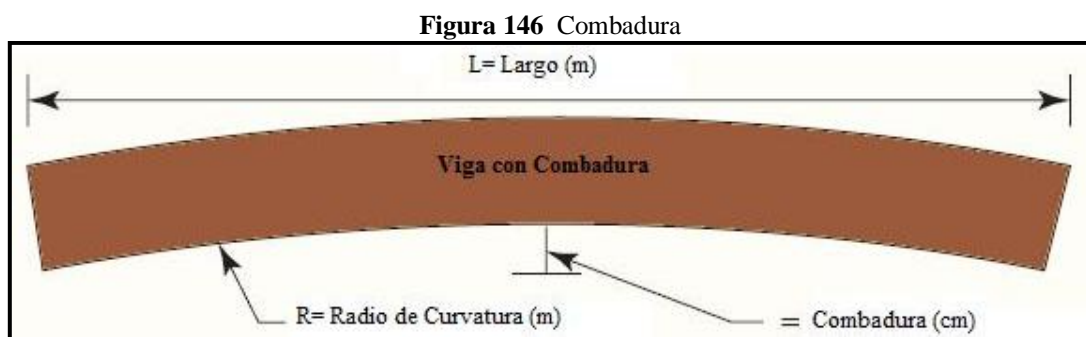
R_1 = máxima fuerza de reacción en el apoyo

A_{apoyo} = área del apoyo donde está soportada la viga

$f_{c\perp}$ = esfuerzo aplicado en el apoyo perpendicular a la fibra

En los métodos de dimensionamiento de vigas, en algunos casos es necesario hacer un predimensionamiento y luego chequear que las dimensiones asumidas cumplan con los criterios de deflexión y flexión. Para el predimensionado de las vigas puede utilizarse la **Tabla 52**.

d. Combadura: generalmente por estética, los miembros con longitudes grandes se diseñan tomando en cuenta el método por deformación. Para ayudar a contrarrestar los efectos visualmente negativos de la deflexión, a las vigas de madera laminada se les crea una combadura, esta también ayuda al drenaje de los techos. La combadura es una curvatura inicial que se le hace a las vigas durante su fabricación y va en dirección opuesta a la deflexión calculada que ocurrirá debido a las cargas afectadas por la gravedad. Se recomienda que la combadura para vigas de techo sea 1.5 veces la deflexión calculada debido a la carga muerta y para vigas de piso sea 1.0 veces dicha deflexión. En los códigos de construcción no se especifica que las vigas tengan combadura, ya que algunas veces no son necesarias o pueden ser incómodas durante la construcción, en especial cuando son estructuras de varios niveles, por lo que en lugar de usar vigas con combadura se utilizan miembros más rígidos para evitar las deflexiones. (61)



Fuente: *Glulam Product Guide*, 2008

La combadura se puede calcular de dos formas; una mediante tablas y la otra, analíticamente. Para la primera, puede utilizarse la **Tabla 53**. Para la segunda, se calcula la deflexión debido a la carga muerta para luego determinar la combadura y el radio de curvatura requeridos.

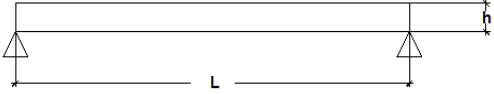
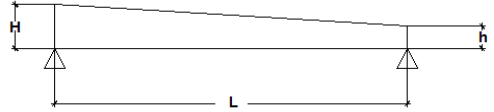
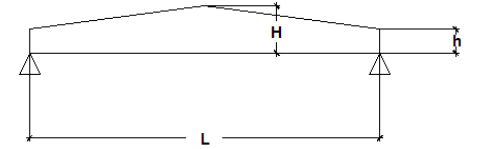
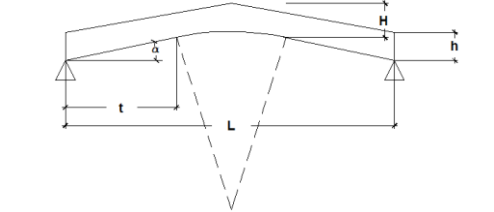
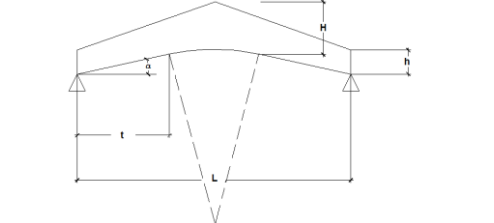
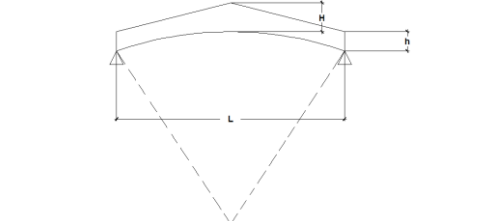
Según la APA EWS (1999), para calcular la deflexión debido a la carga muerta uniformemente distribuida, Δ_M , se utiliza la siguiente fórmula:

$$\Delta_M = \frac{5wL^4}{384EI}$$

La Δ_M por el factor recomendado de 1.5 nos da el valor de la combadura, Δ_C , con el que es posible obtener el radio de curvatura, R , necesario. Se utiliza la siguiente fórmula:

$$R = \frac{91.5L^2}{7.317\Delta_C}$$

Tabla 52 Luces aproximadas de diferentes sistemas estructurales

SISTEMA ESTRUCTURAL	Pendiente sexage.	Separación (m)	Luces (m)	Pre dimensionado
Viga recta de canto constante 	0	5-12	10-30	$h = \frac{L}{17}$
Viga a un agua 	3-15	5-12	10-30	$h = \frac{L}{30}$ $H = \frac{L}{15}$
Viga a dos aguas 	3-15	5-12	10-35	$h = \frac{L}{30}$ $H = \frac{L}{15}$
Viga a dos aguas. Intradós curvo-recto (extremos de canto constante) 	5-15	5-10	10-20	$h = \frac{L}{30}$ $H = \frac{L}{15}$ $\alpha \leq 12^\circ$ $t = \frac{7L}{20}$
Viga a dos aguas. Intradós curvo recto (extremos de canto variable) 	5-15	5-10	10-20	$h = \frac{L}{30}$ $H = \frac{L}{15}$ $\alpha \leq 12^\circ$ $t = \frac{7L}{20}$
Viga a dos aguas. Intradós curvos. Puede ser atirantada. 	5-15	5-10	10-20	$h = \frac{L}{30}$ $H = \frac{L}{15}$

Fuente: Arguelles Á., F.; Arriaga M., F.; Martínez C., J. Estructuras de madera: Diseño y cálculo, 2003

Tabla 53 Combadura en de elementos de madera (cm)

LARGO (m)	RADIO DE CURVATURA (m)														
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400	1500	1600	1700
2	0.17	0.13	0.10	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
3	0.38	0.28	0.23	0.19	0.16	0.14	0.13	0.11	0.10	0.09	0.09	0.08	0.08	0.07	0.07
4	0.67	0.50	0.40	0.33	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.15	0.14	0.13	0.13	0.12
5	1.04	0.78	0.63	0.52	0.45	0.39	0.35	0.31	0.28	0.26	0.24	0.22	0.21	0.20	0.18
6	1.50	1.13	0.90	0.75	0.64	0.56	0.50	0.45	0.41	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.26
7	2.04	1.53	1.23	1.02	0.88	0.77	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.36
8	2.67	2.00	1.60	1.33	1.14	1.00	0.89	0.80	0.73	0.67	0.62	0.57	0.53	0.50	0.47
9	3.38	2.53	2.03	1.69	1.45	1.27	1.13	1.01	0.92	0.84	0.78	0.72	0.68	0.63	0.60
10	4.17	3.13	2.50	2.08	1.79	1.56	1.39	1.25	1.14	1.04	0.96	0.89	0.83	0.78	0.74
11	5.04	3.78	3.03	2.52	2.16	1.89	1.68	1.51	1.38	1.26	1.16	1.08	1.01	0.95	0.89
12	6.00	4.50	3.60	3.00	2.57	2.25	2.00	1.80	1.64	1.50	1.39	1.29	1.20	1.13	1.06
13	7.04	5.28	4.23	3.52	3.02	2.64	2.35	2.11	1.92	1.76	1.63	1.51	1.41	1.32	1.24
14	8.17	6.13	4.90	4.09	3.50	3.06	2.72	2.45	2.23	2.04	1.89	1.75	1.63	1.53	1.44
15	9.38	7.03	5.63	4.69	4.02	3.52	3.13	2.81	2.56	2.34	2.16	2.01	1.88	1.76	1.66
16	10.67	8.00	6.40	5.34	4.57	4.00	3.56	3.20	2.91	2.67	2.46	2.29	2.13	2.00	1.88
17	12.05	9.03	7.23	6.02	5.16	4.52	4.02	3.61	3.29	3.01	2.78	2.58	2.41	2.26	2.13
18	13.51	10.13	8.10	6.75	5.79	5.06	4.50	4.05	3.68	3.38	3.12	2.89	2.70	2.53	2.38
19	15.05	11.29	9.03	7.52	6.45	5.64	5.02	4.51	4.10	3.76	3.47	3.22	3.01	2.82	2.66
20	16.67	12.51	10.00	8.34	7.15	6.25	5.56	5.00	4.55	4.17	3.85	3.57	3.33	3.13	2.94
21	18.38	13.79	11.03	9.19	7.88	6.89	6.13	5.51	5.01	4.60	4.24	3.94	3.68	3.45	3.24
22	20.17	15.13	12.10	10.09	8.65	7.57	6.72	6.05	5.50	5.04	4.66	4.32	4.03	3.78	3.56
23	22.05	16.54	13.23	11.03	9.45	8.27	7.35	6.62	6.01	5.51	5.09	4.73	4.41	4.13	3.89
24	24.01	18.01	14.41	12.00	10.29	9.00	8.00	7.20	6.55	6.00	5.54	5.14	4.80	4.50	4.24
25	26.05	19.54	15.63	13.03	11.17	9.77	8.68	7.82	7.11	6.51	6.01	5.58	5.21	4.88	4.60

Fuente: *Glulam Beam Camber*, 1999

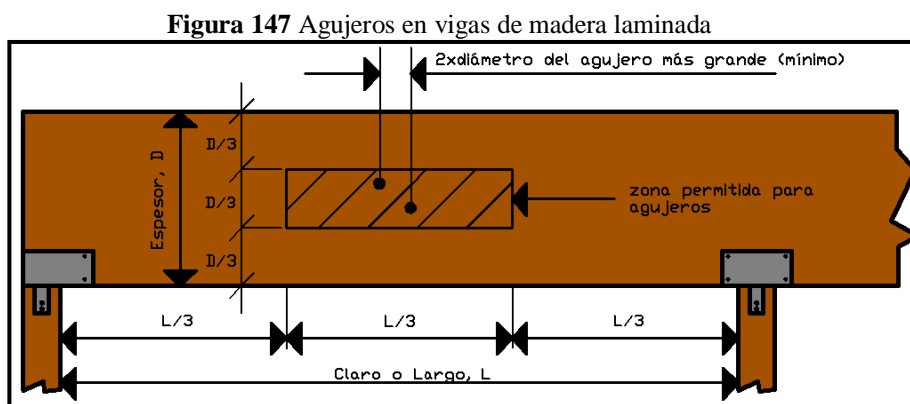
2. Vigas en voladizo. Las vigas en voladizo en madera laminada, constructivamente, no se fabrican aparte y luego se unen a la viga y mucho menos a la columna, sino que viene de la misma viga, pero el apoyo no se pone al final sino que a una distancia no mayor al 20% del claro de la viga. Por lo que al hacer el diseño se deben verificar los momentos, negativos y positivos, tomarlos como valor absoluto y trabajar con el mayor de todos. (65)

3. Elementos curvos. En elementos laminados curvos los esfuerzos varían según el radio de curvatura. En análisis es prácticamente el mismo que para un elemento curvo de madera aserrada. Sin embargo, es importante recordar que en la porción curva de los elementos laminados, el esfuerzo admisible a la flexión debe modificarse multiplicándolo por el factor de curvatura, C_c , explicado en el **Capítulo IX**.

H. Agujeros

Uno de los principales errores al construir con elementos en madera laminada es la apertura de agujeros. Si estos no se hacen de forma adecuada, la madera perderá gran parte de sus propiedades resistentes. Incluso, por error, se podría inducir la falla en ese punto. En la **Figura 147** se muestra la zona donde se pueden abrir agujeros en una viga en madera laminada, únicamente bajo las siguientes condiciones:

- Los agujeros son horizontales y las vigas están sometidas a una carga uniforme.
- Los agujeros taladrados deben ser usados únicamente para acceso (p.e. alambres pequeños, cables o materiales livianos), y no para cargar equipo o algún material pesado, a menos que el diseño sea para esto.
- Los agujeros deben tener un diámetro máximo de 2'' para vigas con un espesor de 9'' o más. Para espesores de 6'' y 7 1/2'' los agujeros no deben ser mayores a 1'' de diámetro.
- No son permitidos agujeros cuadrados o rectangulares.
- Todo el agujero debe estar dentro de la zona permitida.
- Si se necesita más de 1 agujero, la distancia entre ambos debe ser al menos 2 veces el diámetro del agujero más grande.
- Para agujeros en vigas en voladizo se necesita un análisis adicional. (60)



Fuente: *Glulam Design Guide*

Ejemplo 17.1 Determinar los esfuerzos permisibles aplicables a una viga de entrepiso de madera laminada en pino en el interior de una vivienda sujeta a carga viva y carga muerta. Las vigas cubren un claro de 9.75 m y están separadas entre sí 2.4 m centro a centro. El techo es de tablonos que van de viga a viga. La viga está soportada lateralmente contra el pandeo y volteo. Utilice los factores de corrección aplicables y los esfuerzos básicos mencionados en el **Capítulo IX**.

Solución

1) De la **Tabla 23** del **Capítulo IX**, se obtienen los siguientes esfuerzos permisibles:

$$\begin{aligned} \text{Esfuerzo a flexión, } F_b &= 11.76 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Esfuerzo de compresión paralela a la fibra, } F_c &= 6.86 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra, } F_{c\perp} &= 2.94 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Esfuerzo de tensión paralela a la fibra, } F_t &= 18.62 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Esfuerzo de corte paralela a la fibra, } F_v &= 0.98 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Módulo de elasticidad, } E &= 7,840 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

2) Del **Capítulo IX** se obtienen los factores de corrección

- **Factor de duración de carga, C_D :** para este factor se determinan los valores correspondientes de

C_D para cada carga que está siendo aplicada; en este caso carga viva + carga muerta. Se aplica el mayor de ambos, los C_D correspondientes son:

$$\begin{aligned} \text{Carga Viva} &= 1.0 \\ \text{Carga Muerta} &= 0.9 \end{aligned}$$

Se utilizará un $C_D = 1.0$

- **Factor de humedad, C_M :** para madera laminada el contenido de humedad esta cercano a 12% y por ser de uso interior se utilizará un valor de $C_M = 1.0$.
- **Factor de temperatura, C_t :** como la viga será de uso interior y no estará sometida a temperaturas muy elevadas ni a grandes cambios de temperatura se utilizará un $C_t = 1.0$.
- **Factor de estabilidad de viga, C_L :** como se está diseñando la viga se asumirá que $C_L = 1.0$. Es importante corroborar luego este valor.
- **Factor de volumen, C_v :** como no se saben las dimensiones de la viga, para poder aplicar la ecuación correspondiente a este factor, se asumirá $C_L = 1.0$, y luego se deberá revisar este valor. Siempre se aplica el menor entre C_L y C_v .
- **Factor de canto, C_{fu} :** se utilizará un $C_{fu} = 1.0$, conservadoramente, ya que la carga no está siendo aplicada en el eje débil.
- **Factor de curvatura, C_c :** como es una viga rectangular, se utilizará un $C_c = 1.0$.
- **Factor de estabilidad de columna, C_p :** no aplica.
- **Factor de área portante, C_b :** como l_b es mayor a 15cm, $C_b = 1.0$.

3) Calcular los esfuerzos admisibles

Para este caso como todos los coeficientes son igual a 1.0, entonces los esfuerzos admisibles serán los mismos.

Ejemplo 17.2 Diseñar la viga del **Ejemplo 17.1**, utilizando el método de deflexiones. La carga muerta que estará soportando la viga es la de su propio peso y el peso del techo. La carga en la viga $CM_{viga} = 0.3kN/m$ y la carga en el techo $CM_{techo} = 0.6 kN/m^2$.

Solución

- 1) Determinar las cargas que están siendo aplicadas a la estructura.

$$CM_{techo} = 0.6kN/m^2 \cdot 2.4m = 1.44kN/m$$

La carga muerta total:

$$w_{Mt} = 0.3kN/m + 1.44kN/m = 1.74kN/m$$

La carga viva según las combinaciones de carga del **Capítulo X: Cargas y combinaciones de carga**, se tomará como $V = 200 kg/m^2$ equivalentes a $1.96 kN/m^2$. Por metro lineal se tiene,

$$w_v = 1.96kN/m^2 \cdot 2.4m = 4.70kN/m$$

Utilizando la combinación de carga de gravedad $M+V$, se obtiene la carga total sobre la estructura

$$w = 1.74 + 4.70 = 6.44kN/m = 6.44N/mm$$

La fuerza cortante será máxima en los apoyos, con valor

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{(6.44 \text{ kN/m})(9.75\text{m})}{2} = 31.4\text{kN}$$

- 2) Calcular el momento máximo

$$M = \frac{wL^2}{8} = \frac{(6.44 \text{ kN/m})(9.75\text{m})^2}{8} = 76.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

- 3) Del **Capítulo XII: Deflexión de vigas**, se tiene que la deformación en la viga por la carga total será de:

$$\Delta_{LL} = \frac{5wL^4}{384E'I} = \frac{L}{240}$$

Admitiendo como deflexión límite de $L/240$.

- 4) Despejar el momento de inercia requerido de la ecuación anterior

$$I_{req'd} = \left(\frac{5wL^3}{384E'} \right) 240$$

$$I_{req'd} = \frac{5(6.44 \text{ N/mm})(9,750\text{mm})^3}{384(7,840 \text{ N/mm}^2)} \times 240 = 23.8 \times 10^8 \text{ mm}^4 = 0.00238 \text{ m}^4$$

- 5) Teniendo la inercia requerida, se procede a calcular las dimensiones mínimas que debe tener la viga. Para esto se asumirá un ancho de viga de 127mm (5pulg.) y se calculará el peralte requerido de la siguiente manera, de acuerdo al procedimiento dado en el **Capítulo XII**.

$$h_{req} = \left(\frac{60w'}{384E'b} \alpha \right)^{1/3} L$$

$$h_{req} = \left[\frac{60(6.44\text{N/mm})}{384(7,840 \text{ N/mm}^2)(127\text{mm})} \times 240 \right]^{1/3} \times 9,750\text{mm} = 608.05\text{mm}$$

- 6) Asumiendo un espesor por lámina de 50mm (2pulg.), se obtiene la cantidad de láminas requeridas:

$$\# \text{ de láminas} = \frac{608.05\text{mm}}{50\text{mm}} = 12.16 \approx 13 \text{ láminas}$$

- 7) Entonces, las propiedades reales del miembros serán

$$h = 13 * 50\text{mm} = 650\text{mm}(26\text{in})$$

$$I_{rectangular} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(127\text{mm})(650\text{mm})^3}{12} = 29.06 \times 10^8 \text{ mm}^4 = 0.00291 \text{ m}^4$$

Entonces,

$$I_{req'd} \leq I_{real}$$

$$0.00238 \text{ m}^4 \leq 0.00291 \text{ m}^4 \quad OK$$

- 8) Controlar el corte longitudinal en el miembro

$$\tau = \frac{3V}{2bh} \leq 1N/mm^2$$

$$\tau = \frac{3(31,400 N)}{2(127mm)(750mm)} = \frac{0.49N}{mm^2} \leq \frac{1N}{mm^2} \quad OK$$

9) Controlar el corte vertical, admitiendo una longitud de apoyo de 150mm y tomando el ancho de viga de 127mm (5pulg.). El área de apoyo es:

$$A_{apoyo} = (127mm)(150mm) = 19,050mm^2$$

Luego con la reacción máxima de apoyo, que para este ejemplo será igual al corte máximo, se puede obtener el esfuerzo de compresión promedio perpendicular real:

$$f_{c\perp} = \frac{V}{A_{apoyo}} = \frac{31,400 N}{19,050mm^2} = 1.65 N/mm^2$$

$$f_{c\perp} = 1.65 N/mm^2 < F'_{c\perp} = 2.94 N/mm^2 \quad OK$$

Debido a que la sección cumple con todos los requisitos se utilizarán vigas de 650x127mm (30x5in) laminadas en pino. Es importante que el diseñador verifique que la sección seleccionada durante el diseño esté disponible en el mercado, o si no, generalmente, es recomendable utilizar una sección mayor. En este ejemplo no se hará un chequeo del peso de la viga, pero siempre es importante que se realice para asegurar que la carga muerta que se está utilizando sea realmente la actuante.

Ejemplo 17.3 Chequear la viga diseñada en el **Ejemplo 17.2** bajo los requisitos de flexión pura.

Solución

1) Del **Ejemplo 17.1** se tiene que el esfuerzo admisible de flexión, $F_b = 11.76 N/mm^2$

2) Calcular el módulo de sección de la viga diseñada en el ejemplo anterior

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{6}$$

$$S_{x-x} = \frac{bh^2}{6} = \frac{(0.127m)(0.65m)^2}{6} = 0.0089m^3 = 8.9 \times 10^6 mm^3$$

3) Obtener f_b , el esfuerzo actuante por flexión, de la fórmula del esfuerzo flexionante. Del ejemplo anterior tenemos momento máximo en la viga $M_{max} = 76.5 \times 10^6 N \cdot mm$.

$$f_b = \frac{M}{S_{x-x}} = \frac{76.5 \times 10^6 N \cdot mm}{8.9 \times 10^6 mm^3} = 8.60 N/mm^2$$

$$f_b = 8.60 N/mm^2 < F_b = 11.76 N/mm^2 \quad OK$$

De lo anterior se puede concluir que la sección utilizada en el **Ejemplo 17.2** es satisfactoria ya que cumple los requerimientos para el método de diseño por deflexiones y para el de flexión pura.

XX. FUERZAS HORIZONTALES

A. Introducción

Para entender como resiste un edificio los efectos de las cargas laterales de viento y sismo es necesario considerar la manera como solicitan el sistema y como se distribuyen dentro del sistema de aplicación las fuerzas y luego visualizar como estas fuerzas se transfieren a través del sistema estructural lateralmente resistente hasta las cimentaciones. Las fuerzas son básicamente de naturaleza dinámica. En este estudio se les tratara como fuerzas estáticas equivalentes. (3)

Los dos tipos principales de cargas laterales que actúan sobre edificios de madera son el viento y sismo. Estas cargas son tanto arbitrarias como dinámicas en la naturaleza, pero los procedimientos simplificados usando acercamientos de carga estáticos equivalentes han sido establecidos en el IBC y ASCE 7 para calcular las fuerzas laterales totales que actúan sobre un edificio debido a estas cargas. Cualquier diseño de edificio, tanto de sismo como de viento debe ser comprobado para determinar que sollicitación gobierna. Hay que notar que aún en casos donde prevalen las sollicitudes sísmicas y controla el diseño total del sistema lateral que resiste a la fuerza en un edificio, la carga de viento todavía puede ser crítica para las fuerzas de elevación o succión en la azotea. (8)

B. Diseño para viento

1. Carga de viento. Presión que ejerce la acción del viento sobre una superficie. También llamada presión eólica. (39)

2. Resistencia aerodinámica. Se denomina resistencia aerodinámica, o simplemente resistencia, al componente de la fuerza que sufre un cuerpo al moverse a través del aire en la dirección de la velocidad relativa entre el aire y el cuerpo. La resistencia es siempre de sentido opuesto a dicha velocidad, por lo que habitualmente se dice de ella que es la fuerza que se opone al avance de un cuerpo a través del aire. Debido a la forma del edificio como la del techo, las superficies no verticales pueden verse sometidas a presiones positivas como negativas. Además una superficie dada puede experimentar ambos tipos de presión cuando cambia la dirección del viento. (39)

3. Presión negativa. En la cara opuesta de la estructura que recibe la carga de viento se da el fenómeno de la presión negativa y produce el denominado fenómeno de succión o presión negativa. Este fenómeno podría provocar colapsos a estructuras por el deslizamiento horizontal o su derribo por volteo, además del efecto de torsión que puede ser provocado por la forma del edificio. (39)

4. Presión estática del viento. Es la presión estática equivalente básica de referencia, basada en la velocidad del viento local crítica y está dada en la siguiente formula, tal como aparece en la norma ANSI (American National Standards Institute, por sus siglas en inglés). (39)

$$q_s = 0.00256v^2$$

Donde v es velocidad máxima del viento en millas por hora que se utiliza en lugares específicos basada en registros y ajustada por probabilidad estadística de ocurrencia. (Ver **Tabla 54**) (39)

5. Presión de diseño del viento. La presión de viento en la superficie de una estructura depende principalmente de su velocidad, la forma de la superficie, la pendiente de la superficie, la protección contra el viento brindada por otras estructuras y en un grado más pequeño también la densidad del aire, que disminuye con la altitud, la temperatura y finalmente la textura de la superficie. La presión debido al viento es proporcional al cuadrado de la velocidad y la densidad del aire. (39)

La presión estática equivalente que se aplica en forma normal (perpendicular) a las superficies exteriores del edificio y se determina mediante la fórmula:

$$P = C_e \times C_q \times q_s \times I$$

Donde:

P = presión de diseño del viento en lb/pie².

C_e = coeficiente de factor de ráfaga, altura, y exposición combinados como aparece en la tabla UBC 23-G y que se muestra en la **Tabla 56**.

C_q = coeficiente de presión de la estructura o parte de ella en consideración como aparece en la tabla UBC 23-H. (Ver **Tabla 55**)

q_s = presión estática del viento a una altura de 30 pies sobre el nivel del terreno dada en la tabla UBC 23-F, que se muestran a continuación en la **Tabla 54**. (39)

Tabla 54 Presión estática del viento (q_s) a altura estándar de 30 pies

Velocidad básica del viento	mph	70	80	90	100	110	120	130
Presión q_s	lb/pie ²	12.6	16.4	20.8	25.6	31.0	36.9	43.3
	kN/m ²	0.603	0.785	0.996	1.226	1.484	1.767	2.073
	kg/m ²	60	79	100	123	148	177	207

Fuente: UBC 97

I es un factor de importancia que depende de la estructura. Este factor es de 1.15 para edificios que se considera que son esenciales para la seguridad y la salud pública (hospitales y edificios gubernamentales) y edificios con 300 o más ocupantes. Para todos los demás edificios el factor es de 1.0. (39)

En tormentas la velocidad del viento puede llegar a alcanzar valores de más de 150mph, que corresponde a una presión dinámica q_s de casi 60 lb/pie². Presiones como ésta son casos extraordinarios y casi nunca se dan. En general, se utilizan valores para q_s en un intervalo de 20- 30 lb/pie² para edificios. (39)

6. Grados de exposición. Se refiere a las condiciones del terreno que circunda al edificio. La Norma ANSI consigna cuatro condiciones (A, B, C y D) aunque el UBC utiliza sólo tres (B, C y D).

La condición B comprende edificios, bosques o irregularidades del suelo de 20 pies o más de altura abarcando por lo menos un 20% del área hasta una distancia de 1 milla o más alrededor del sitio. La condición C se refiere a sitios rodeados por terreno abierto, plano hasta una distancia de media milla o más. La condición D representa la exposición más severa en zonas con velocidad del viento básica de 80 mph o más y con terreno plano libre de obstrucciones frente a grandes cuerpos de agua de una milla o más de ancho con respecto a cualquier cuadrante del sitio donde se localiza el edificio. La exposición D se extiende tierra adentro desde la costa un cuarto de milla o diez veces la altura del edificio, lo que sea mayor. (Ver **Tabla 55**) (39)

Tabla 55 Factores para C_q

Estructura o parte de ella	Ubicación	Descripción	Factor C_q
Marcos o sistemas principales	Muros	Muro a barlovento	0.8 hacia adentro
		Muro a sotavento	0.5 hacia afuera
	Techumbres	Viento l a la cumbrera	0.7 hacia afuera
		Azotea a sotavento o azotea plana	
		Azotea a barlovento	
		Menos que 2: 12	0.7 hacia afuera
		Pendiente 2:12 a menos de 9:12	0.9 hacia fuera o 0.3 hacia adentro
		Pendiente 9:12 a 12:12	0.4 hacia adentro
Pendiente superior a 12:12	0.7 hacia adentro		
Viento l a la cumbrera o a azoteas planas	0.7 hacia afuera		
Elementos y componentes que no están en área de discontinuidad	Elementos para muros	Todas las estructuras	1.2 hacia adentro
		Estructuras cubiertas y descubiertas	1.2 hacia afuera
		Estructuras abiertas	1.6 hacia fuera
		Pretilos	1.3 hacia adentro o hacia afuera
	Elementos en la azotea	Estructuras cubiertas y descubiertas	
		Pendiente menor a 7:12	1.3 hacia afuera
		Pendiente 7:12 a 12:12	1.3 hacia adentro o hacia afuera
	Estructuras abiertas	Pendiente menor a 2:12	1.7 hacia afuera
		Pendiente 2:12 a 7:12	1.6 hacia afuera o 0.8 hacia adentro
Pendiente 7:12 a 12:12		1.7 hacia afuera o hacia adentro	
Elementos y componentes en área de discontinuidad	Esquinas en los muros		1.5 hacia fuera o 1.2 hacia adentro
	Aleros	Pendiente menor a 2:12	2.3 hacia arriba
	Cumbrera sin voladizos	Pendiente 2:12 a 7:12	2.6 hacia afuera
		Pendiente 7:12 a 12:12	1.6 hacia afuera
	Para pendiente menor de 2:12	Aleros corridos, saledizos en inclinaciones,	se agrega 0.5 a los valores

Fuente: Tabla 23-H UBC

La succión debida al viento rara vez es especificada en códigos de construcciones, pero es bien sabido que una succión de al menos 10 lb/pie^2 debe ser considerada. Para áreas sujetas a presiones de aire más fuertes, de 30 a 50 lb/pie^2 , un efecto de succión de casi la mitad de la presión es considerada generalmente. Una recomendación más utilizada en la presión de viento y succión en superficies inclinadas es la establecida por la sociedad norteamericana de ingenieros civiles ASCE. Fue recomendado, para edificios altos, que la carga de viento debe ser 20 lb/pie^2 hasta 300 pies de altura, sobre éste límite, un aumento de 2.5 lb/pie^2 debería hacerse por cada incremento de 100 pies de altura. Hace una recomendación más fuerte para techos y paredes de edificios, que deberán ser diseñados para variar presiones, positivas y negativas, dependiendo de su inclinación. Si α es la inclinación del techo con la horizontal, en grados, las fuerzas recomendadas de viento en la inclinación de barlovento son mostradas como en la **Figura 148**. En la inclinación donde azota el viento, una succión de 9 lb/pie^2 es recomendada para todos valores de α por encima de cero. Estas recomendaciones son basadas en una velocidad de viento de asumida de casi 78 mph, con concesiones debidas para efectos de obstáculo y succión. (Ver **Figura 148**) (3)

Tabla 56 Coeficiente de altura, exposición y ráfaga combinados (C_e)

Altura sobre el nivel del terreno (pies)	Exposición		
	B	C	D
0-15	1.39	1.06	0.62
20	1.46	1.13	0.67
25	1.5	1.19	0.72
30	1.54	1.23	0.76
40	1.62	1.31	0.84
60	1.73	1.43	0.95
80	1.81	1.53	1.04
100	1.88	1.61	1.13
120	1.93	1.67	1.2
160	2.02	1.79	1.31
200	2.1	1.87	1.42
300	2.23	2.05	1.63
400	2.34	2.19	1.8

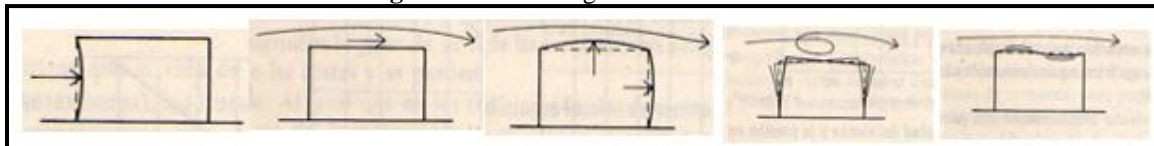
Fuente: UBC 97

Figura 148 Presión de viento en paredes y techos



Fuente: Design of steel structures, 1968

Figura 149 Efectos generales del viento



Presión directa, arrastre, succión, tambaleo, golpeteo, vibración, y efecto de limpieza
Fuente: Diseño simplificado de edificios para cargas de viento y sismo, 1986

C. Diseño para sismo

1. Carga de sismo. Las solicitudes sísmicas son especificadas para dos objetivos en especial. Una es para proteger a las personas de perder la vida y para prevenir a los edificios de colapso y daños peligrosos bajo una intensidad máxima de un sismo. El otro objetivo es de asegurar a los edificios contra cualquier daño que puedan sufrir en terremotos de escala moderados a fuertes. Solicitudes estáticas equivalentes son especificadas para que esos dos objetivos puedan estar cubiertos dentro de lo razonable y sin costo excesivo. (3)

Para la resistencia de una estructura ante un sismo necesita la absorción de energía, o ductilidad. Si un edificio puede soportar la deflexión lateral en repetidas ocasiones bajo la carga básica de diseño y todavía mantiene su capacidad de carga vertical, éste podrá absorber terremotos considerablemente más fuertes que el terremoto de diseño. Si dicha ductilidad está presente, el colapso de la estructura puede ser prevenido aún si el edificio está seriamente dañado. (26)

Las solicitudes sísmicas en la estructura durante un terremoto se dan debido a la inercia interna, que resulta de las aceleraciones de la tierra de donde la masa del sistema está sujeta. Las cargas dependen de los siguientes factores:

- El carácter y la intensidad del movimiento de la tierra como fuente y su transmisión al edificio.
- Las propiedades dinámicas del edificio (formas y periodos de vibración y sus características de amortiguamiento).
- La masa del edificio en total o de sus componentes (26)

Por conveniencia en diseño, un terremoto es convertido en una carga estática equivalente actuando horizontalmente en el edificio. A pesar que no es posible predecir un terremoto, la historia y la experiencia juntas con observaciones geológicas han demostrado que los probables terremotos fuertes varían en diferentes áreas, y diferentes cargas de diseño sísmicas pueden ser especificadas. El nivel de protección sísmica que se requiere depende según las condiciones sísmicas de cada localidad y según la clasificación de cada obra. (26)

Un criterio importante para el diseño sísmico es el denominado cortante basal V , que es en esencia la fuerza horizontal total que recibe el edificio en su base. Como un efecto de una fuerza estática equivalente, el cortante basal se expresa como un porcentaje del peso del edificio. (26)

La normativa guatemalteca (NR) de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES, menciona la siguiente fórmula:

$$V = C_s W \quad V = \frac{S_a(T)}{R} W$$

Donde:

W = carga muerta del edificio; puede incluir algunas consideraciones con respecto al peso del contenido del edificio (maquinaria pesada, mobiliario, materiales almacenados, etc.)

R = el factor de reducción de la respuesta sísmica ($R = 1.2R_o Q$)

R_o = factor genérico de reducción que depende de la ductilidad de la estructura. Para construcción en madera sistema tipo cajón es de 4 y para un sistema de péndulo invertido es de 2.5

Q = índice de calidad de la construcción; varía de 0.8 a 1.16

C_s = coeficiente sísmico (26)

El factor de reducción R varía de

$$R_{min} = (1.2)(0.8)(2.5) = 2.4$$

a

$$R_{max} = (1.2)(1.16)(4) = 5.56$$

El factor A_0 es máximo 0.30 g en zonas sísmicas con índice 4.1 y 4.2.

El factor $D(T)$ es máximo 2.5.

El factor $S_a(T)$ es máximo = $0.30 \text{ g} \times 2.5 = 0.75 \text{ g}$.

Coefficiente sísmico estructura tipo cajón

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \text{ mínimo de } \frac{S_a(T)}{R_{max}} = \frac{0.75g}{5.56} = 0.14g$$

Coefficiente sísmico máximo estructura de péndulo invertido

$$\frac{S_a(T)}{R_{min}} = \frac{0.75g}{2.4} = 0.31g$$

2. Sísmicidad y nivel de protección

a. Índice de sísmicidad: el índice de sísmicidad, I_0 es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad. Incide sobre el nivel de protección sísmica que se hace necesario para diseñar la obra o edificación. (26)

El territorio de Guatemala se divide en macro zonas caracterizadas por su índice de sísmicidad que varía de $I_0=2$ a $I_0=4$. La distribución geográfica del índice de sísmicidad se especifica en la **Figura 149** que es el mapa base de macro zonificación sísmica de la república. Adicionalmente está el índice de sísmicidad $I_0=5$ indica que se debe tomar precauciones especiales en vista de efectos sísmicos potencialmente severos. (Ver **Figura 149** y **Tabla 59**) (26)

b. Sismo básico de diseño: el sismo básico de diseño para el estado límite último se define como un sismo que tiene un 90% de probabilidad de no ser excedido en un período de 50 años; es decir que equivale a un periodo de retorno de 500 años aproximadamente. (26)

1) Espectro básico de diseño: el espectro básico de diseño para el estado límite último se construirá con la ecuación:

$$S_a(T) = A_0 D(T)$$

Donde:

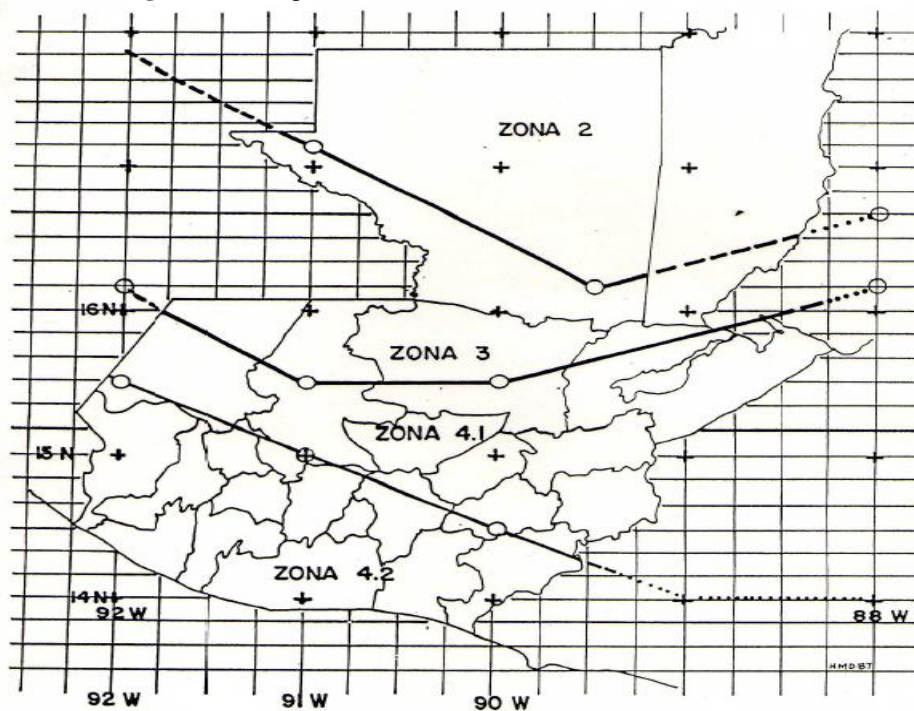
$S_a(T)$ = respuesta sísmica máxima de un oscilador elástico de un grado de libertad.

A_0 = medida de aceleración máxima del terreno correspondiente al sismo básico de diseño. Este valor se especifica en la **Figura 149** y **Tabla 59**.

T = período de vibración del oscilador; representa el periodo fundamental de vibración de la estructura

$D(T)$ = amplificación dinámica de la respuesta máxima del oscilador elástico de un grado de libertad. Es función del parámetro T y depende del tipo de perfil del suelo en el sitio de construcción. (26)

Figura 150 Mapa de macro zonificación sísmica de Guatemala



NOTA: RETICULA SEGUN MAPA 1:50,000 DE LA REPUBLICA

Fuente: AGIES NR-2, 1999

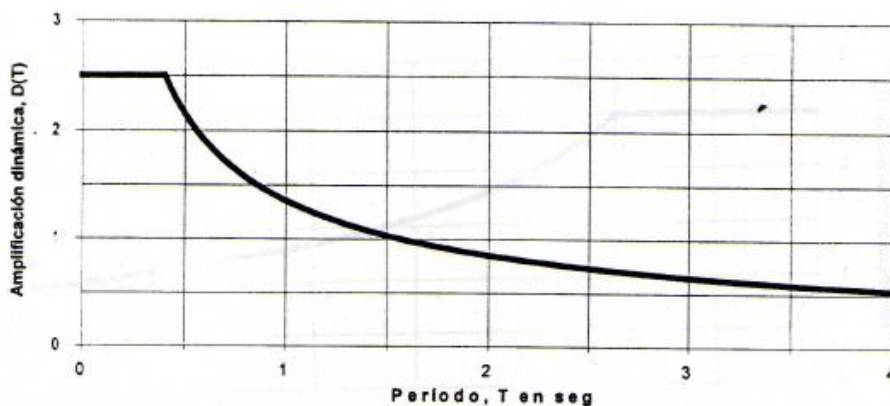
Las funciones $D(T)$ se especifican en las **Figura 151**, **Figura 152** y **Figura 153** y en las **Tabla 57** y **Tabla 58**. (26)

c. Perfiles del suelo

1) **Perfil del suelo S1:** este perfil satisface cualquiera de las siguientes condiciones:

- Roca de cualquier clase; tal material puede caracterizarse por velocidades de onda de corte mayores que 800 metros por segundo.
- Suelo rígido cuyo basamento rocoso está a menos de 50 metros de profundidad y constituido por cenizas volcánicas, arenas, gravas densas o acillas firmes. (26)

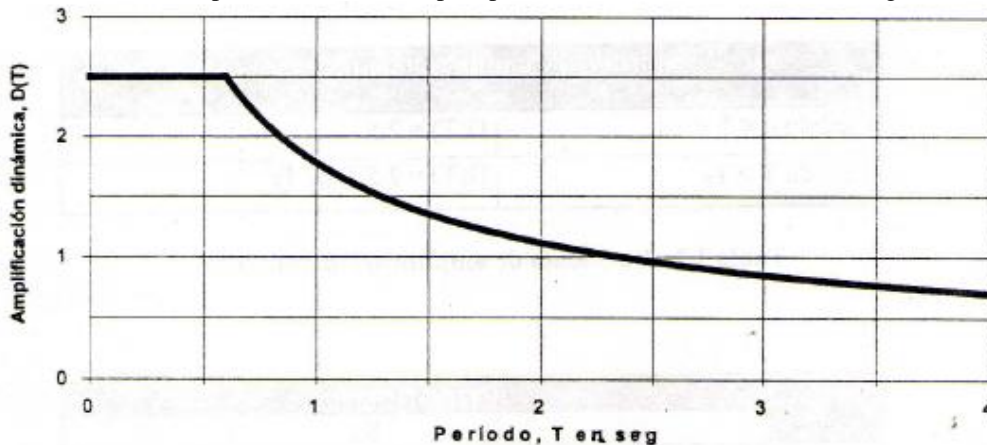
Figura 151 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S1, con 5% de amortiguamiento crítico



Fuente: AGIES NR-2, 1999

- 2) **Perfil del suelo S2:** este perfil satisface cualquiera de las siguientes condiciones:
- Suelo firme, cuyo basamento rocoso esta a más de 50 metros de profundidad y cuyos depósitos son cenizas volcánicas, suelos granulares densos, limos densos o arcillas firmes.
 - En general, suelos firmes y estables cuyos perfiles no clasifican como S1 ni como S3. (26)

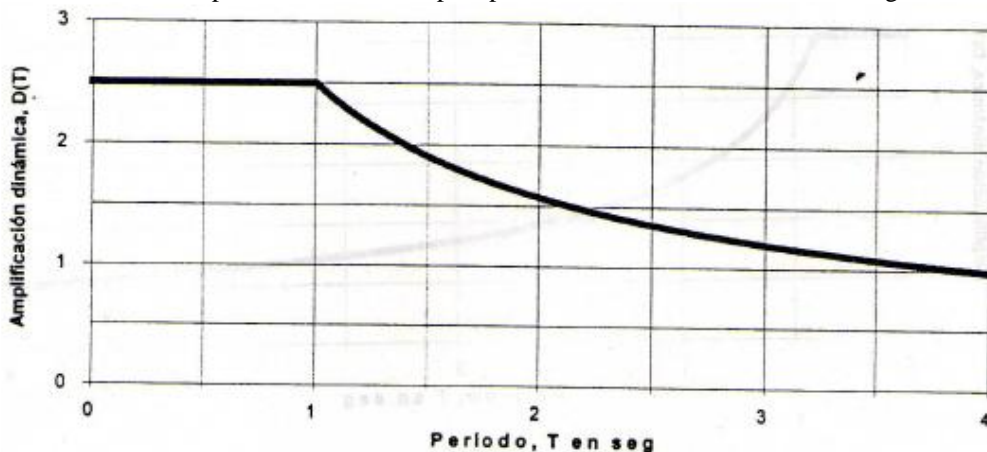
Figura 152 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S2, con 5% de amortiguamiento crítico



Fuente: AGIES NR-2, 1999

- 3) **Perfil del suelo S3:** este perfil satisface cualquiera de las siguientes condiciones:
- Depósitos de más de 10 metros de espesor de cenizas, arenas o limos desde sueltos hasta la densidad media
 - Depósitos entre 10 y 20 metros de espesor de arcillas blandas o semiblandas con o sin estratos arenosos intermedios
 - En general, perfiles de suelo donde la velocidad de onda de corte del depósito es menor de 200 m/s. (26)

Figura 153 Función de amplificación dinámica para perfil del suelo S3, con 5% de amortiguamiento crítico



Fuente: AGIES NR-2, 1999

En caso de duda se tomará el resultado más crítico de suponer perfil S2 y S3.

d. Sismo de servicio o frecuente: se define como un sismo que tiene una alta probabilidad de ocurrencia durante la vida útil de la estructura, es decir que equivale a un período de

retorno de 50 años aproximadamente. El espectro del sismo de servicio (sismo frecuente) está dado por la ecuación: (26)

$$S_f(T) = A_f D(T)$$

Donde:

$D(T)$ = amplificación dinámica, definida en espectro básico de diseño.

A_f = medida de la aceleración máxima del suelo producida por el sismo frecuente o de servicio. El valor de este parámetro se especifica en la **Tabla 59**. (26)

e. Sismo extremo: se define como sismo extremo al que tiene la máxima intensidad que puede ocurrir en el sitio. Para los casos en que se requiera un estimado de *sismo extremo* para fines de diseño estructural, se recurrirá a solicitar un dictamen específico de un experto en la materia. De manera general, el espectro de este sismo puede estimarse de acuerdo con la siguiente ecuación: (26)

$$S_u(T) = 1.3 A_o D(T) K_u(T)$$

Donde:

A_o y $D(T)$ se especificaron en sismo frecuente y sismo básico.

$K_u(T)$ = factor de modificación que recalibra la función $D(T)$ para tomar en cuenta el amortiguamiento post-elástico que ocurriría durante las severas excursiones al intervalo post-elástico de la estructura producidas por el evento extremo. Ver **Figura 149** de macro zonificación sísmica de Guatemala. (26)

Tabla 57 Funciones de amplificación dinámica

Cuando $0 < T < T_B$	$D(T) = 2.5$
Cuando $T \geq T_B$	$D(T) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.67}$
Cuando $T < T_A$	$D(T) = 1.5 \left(\frac{T}{T_A}\right)$

Fuente: AGIES NR-2, 1999

Tabla 58 Valor del periodo T_B y T_A para distintos perfiles del suelo

	Perfil del suelo		
	S1	S2	S3
T_B	0.40	0.60	1.0
T_A	0.12	0.12	0.12

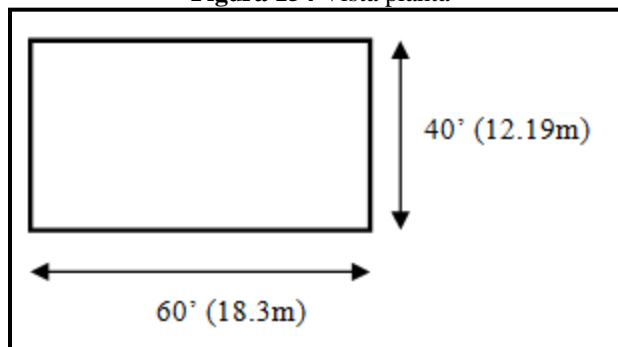
Fuente: AGIES NR-2, 1999

Tabla 59 Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y para el sismo frecuente

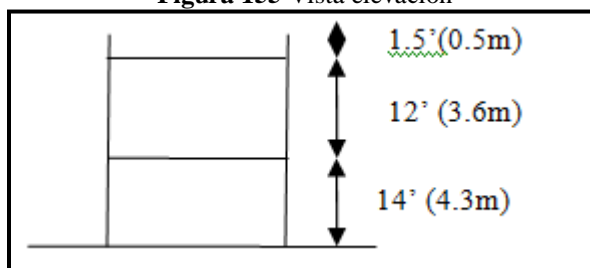
Zona	I_o	A_o	A_f
2	2	0.15 g	0.015 g
3	3	0.15 – 0.40 g	0.015 – 0.15 g
4.1	4	0.40 g	0.15 – 0.20 g
4.2	4	0.40 g	0.20 g

Fuente: AGIES NR-2, 1999

Ejemplo 18.1: Para la estructura en madera de dos pisos mostrada en la **Figura 155**, calcular el corte basal en la base con la siguiente información:

Figura 154 Vista planta

Fuente: Elaboración propia.

Figura 155 Vista elevación

Fuente: Elaboración propia.

Datos del problema:

Carga muerta de piso = 30 psf (0.14N/cm²)Carga muerta techo = 20 psf (0.09N/cm²)Paredes exteriores = 15 psf (0.07N/cm²)La estructura se encuentra localizada en la zona 2 con índice de sismicidad de $I_o = 2$

$$V = \frac{S_a(T)}{R} * W$$

$$R = 1.2 R_o Q$$

Donde:

Q = 1, índice de calidad de construcción

R_o = 4, estructura tipo cajón

$$R = (1.2)(4)(1) = 4.80$$

La estructura se encuentra en un suelo tipo 2 con 5% de amortiguamiento. Calculando el periodo de la estructura con la siguiente fórmula:

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$$

$$h_n = 27.5' (8.4m)$$

$$T = 0.09 \frac{27.5}{\sqrt{60}} = 0.39 s$$

$$L = 40' (12.2 m)$$

Utilizando la **Figura 152** se determina el valor de $D(t) = 2.5$

$$S_a = A_o D(t)$$

$$A_o = 0.15g$$

$$S_a(T) = 0.15(2.5)g = 0.375g$$

$$V = \frac{0.375g}{4.80} = 0.078g$$

Tabla 60 Peso de la estructura

Nivel	Área	Altura tributaria	Peso de piso	Peso de paredes	Peso total
Techo	60 ft x 40ft = 2400 ft ²	12/2 ft+1.5 ft= 7.5 ft	2400 x 20 fpsf = 48 kips	7.5 ft x 15psf x (60+40)= 22.5 kips	70.50 kips (313.6 kN)
Segundo piso	60ft x 40ft ft= 2400 ft ²	12/2 ft + 14/2 ft = 13 ft	2400 *30 psf= 72 kips	13ft x 15psf x (2)(60+40ft)= 39 kips	111 kips (498.0 kN)
Sumatoria=					181.50 kips (807.3 kN)

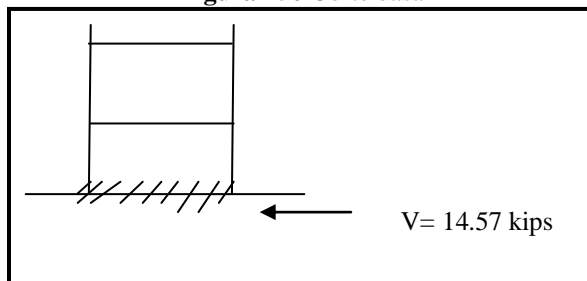
Fuente: Elaboración propia.

$$V = 0.78(191.50) = 14.57 \text{ kips (64.8 kN)}$$

8% del peso total de la estructura

$$V = 14.57 \text{ kips (64.8 kN)}$$

Figura 156 Corte basal



Fuente: Elaboración propia.

XXI. ELEMENTOS DE ESTABILIZACIÓN Y ARRIOSTRAMIENTO

A. Generalidades

Las solicitaciones de una estructura tienen que pasar por varios miembros de una estructura hasta llegar a la cimentación. En este capítulo se verá cómo se comportan todos los componentes de la estructura en el punto de aplicación de la carga. La distribución de las cargas verticales en una edificación con marcos de madera sigue el concepto tradicional de columna y viga. (3)

Los muros de corte y los diafragmas horizontales conforman la estructura de cajón, la cual es utilizada en la mayoría de estructuras de madera. Con los elementos de estabilización y arriostramiento se refuerzan las estructuras para que sean capaces de resistir los efectos de las fuerzas laterales y transmitirlos al suelo o cimentación. (15)

B. Elementos de estabilización verticales y horizontales para muros

La armadura como sistema de arriostramiento se usa como técnica para proporcionar resistencia a fuerzas laterales debidas al viento o al sismo sobre estructura de marcos de madera ligeros o entramados. A continuación se presenta el diseño de entramados así como el del sistema de arriostramiento. (15)

1. Muros de madera (entramados). Los muros de carga de madera que comúnmente se usan en la construcción de entramados ligeros son resistentes para soportar las solicitaciones. Es necesario calcular las cargas y determinar las dimensiones de los postes y sus separaciones. Este cálculo se puede efectuar utilizando la **Tabla 61, Tabla 62, Tabla 63, Tabla 64 y Tabla 65**, determinando previamente las cargas, las especies y los esfuerzos admisibles a la compresión paralela a la fibra de madera, datos que pueden obtenerse de los expuestos en el **Capítulo XXI**. Los datos de la **Tabla 61, Tabla 62, Tabla 63, Tabla 64 y Tabla 65** fueron calculados utilizando cargas con una duración normal y se basan en la fórmula de la columna. La resistencia de los postes en este caso columnas se determina con la dimensión mayor del poste; se toma en cuenta para el cálculo del pandeo el eje fuerte pues se supone que los travesaños impiden el pandeo del eje débil. (15)

En la construcción de entramados, los recubrimientos de madera y el enyesado generalmente proporcionan suficiente apoyo lateral en una dirección paralela a la pared. Sin embargo, si una pared de madera depende únicamente de los recubrimientos como contraventeo (entre postes) para el apoyo lateral, cualquier falla en la fijación mecánica provocará el colapso de la estructura, razón por la cual, además de los travesaños para evitar el pandeo según el eje débil, se agrega un arriostramiento vertical en forma de crucetas de contraventeo. Ver **Tabla 61, Tabla 62, Tabla 63, Tabla 64 y Tabla 65** *Perfiles comunes que se utilizan como pies de derechos y sus propiedades mecánicas.* (15)

Tabla 61 Perfiles comunes que se utilizan como pies de derechos y sus propiedades mecánicas

Tamaño nominal	Tamaño estándar (S4S)	Área		Modulo de sección				Momento de inercia			
				S_x		S_y		I_x		I_y	
b x h	b x h	pulg ²	x10 ³ mm ²	pulg ³	x10 ³ mm ³	pulg ³	x10 ³ mm ³	pulg ⁴	x10 ⁶ mm ⁴	pulg ⁴	x10 ⁶ mm ⁴
pulg	pulg										
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	3.750	2.42	1.563	25.60	0.937	15.36	1.953	0.81	0.703	0.29
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	5.250	3.39	3.063	50.19	1.312	21.51	5.359	2.23	0.985	0.41
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	8.250	5.32	7.563	123.93	2.062	33.80	20.797	8.66	1.547	0.64
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	10.875	7.01	13.141	215.22	2.718	44.54	47.635	19.81	2.039	0.85
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	8.750	5.65	5.104	83.64	3.645	59.74	8.932	3.72	4.558	1.90
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	13.750	8.87	12.604	206.55	5.728	93.88	34.661	14.43	7.163	2.98
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	12.250	7.90	7.146	117.10	7.145	117.10	12.505	5.21	12.508	5.21

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Para facilitar el cálculo de la resistencia al pandeo, las siguientes tablas presentan los coeficientes de esbeltez calculados por 7, 6, 9, 10 y 11 pies de altura, respectivamente 2100, 2400, 2700, 3000 y 3300mm de altura. Extrapolar para valores de altura intermedios. Las siguientes tablas sirven para el control de la resistencia al pandeo según el eje débil (eje y-y).

Tabla 62 Coeficiente de esbeltez según x-x sin travesaño

Tamaño nominal	Tamaño estándar (S4S)	Radio de giro											
				r_x		7	2100	8	2400	9	2700	10	3000
b x h	b x h	pulg	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm
pulg.	pulg.												
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	0.72	18.3	16.4	114.6	133.0	130.9	149.7	147.3	166.3	163.7	182.9	180.0
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	83.1	81.8	95.0	93.5	106.9	105.2	118.8	116.9	130.7	128.6
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	1.59	40.3	52.9	52.1	60.5	59.5	68.0	67.0	75.6	74.4	83.1	81.8
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	2.09	53.1	40.1	39.5	45.9	45.2	51.6	50.8	57.3	56.4	63.1	62.1
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	83.1	81.8	95.0	93.5	106.9	105.2	118.8	116.9	130.6	128.6
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	1.59	40.3	52.9	52.1	60.5	59.5	68.0	67.0	75.6	74.4	83.1	81.8
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	83.1	81.8	95.0	93.5	106.9	105.2	118.8	116.9	130.6	128.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 63 Coeficiente de esbeltez según y-y sin travesaño

Tamaño nominal	Tamaño estándar (S4S)	Radio de giro											
				r_y		7	2100	8	2400	9	2700	10	3000
b x h	b x h	pulg	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm	pies	mm
pulg.	pulg.												
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	0.43	11.0	194.0	190.9	221.7	218.2	249.4	245.5	277.1	272.8	304.8	300.0
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	0.43	11.0	194.0	190.9	221.7	218.2	249.4	245.5	277.1	272.8	304.8	300.0
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	0.43	11.0	194.0	190.9	221.7	218.2	249.4	245.5	277.1	272.8	304.8	300.0
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	0.43	11.0	194.0	190.9	221.7	218.2	249.4	245.5	277.1	272.8	304.9	300.0
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	0.72	18.3	116.4	114.6	133.0	130.9	149.6	147.3	166.3	163.7	182.9	180.0
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	0.72	18.3	116.4	114.6	133.0	130.9	149.6	147.3	166.3	163.7	182.9	180.0
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	83.1	81.8	95.0	93.5	106.9	105.2	118.8	116.9	130.6	128.6

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 64 Coeficiente de esbeltez según y-y con un travesaño

Tamaño nominal	Tamaño estándar (S4S)	Radio de giro											
				r_y		3.5	1050	4	1200	4.5	1350	5	1500
b x h	b x h	r_y		3.5	1050	4	1200	4.5	1350	5	1500	5.5	1650
pulg.	pulg.	pulg.	mm	pulg.	pulg.	pulg.	mm	pulg.	pulg.	pulg.	mm	pulg.	pulg.
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	0.43	11.0	97.0	95.5	110.8	109.1	124.7	122.7	138.5	136.4	152.4	150.0
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	0.43	11.0	97.0	95.5	110.8	109.1	124.7	122.7	138.5	136.4	152.4	150.0
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	0.43	11.0	97.0	95.5	110.8	109.1	124.7	122.7	138.5	136.4	152.4	150.0
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	0.43	11.0	97.0	95.5	110.9	109.1	124.7	122.7	138.6	136.4	152.4	150.0
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	0.72	18.3	58.2	57.3	66.5	65.5	74.8	73.6	83.1	81.8	91.4	90.0
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	0.72	18.3	58.2	57.3	66.5	65.5	74.8	73.6	83.1	81.8	91.4	90.0
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	41.6	40.9	47.5	46.8	53.4	52.6	59.4	58.4	65.3	64.3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 65 Coeficiente de esbeltez según y-y con dos travesaños

Tamaño nominal	Tamaño estándar (S4S)	Radio de giro											
				2-1/3	700	2-2/3	800	3	900	3-1/3	1000	3-2/3	1100
b x h	b x h	r_y		2-1/3	700	2-2/3	800	3	900	3-1/3	1000	3-2/3	1100
pulg.	pulg.	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm	pulg.	mm
2 x 3	1-1/2 x 2-1/2	0.43	11.0	64.7	63.6	73.9	72.7	83.1	81.8	92.4	90.9	101.6	100.0
2 x 4	1-1/2 x 3-1/2	0.43	11.0	64.7	63.6	73.9	72.7	83.1	81.8	92.4	90.9	101.6	100.0
2 x 6	1-1/2 x 5-1/2	0.43	11.0	64.7	63.6	73.9	72.7	83.1	81.8	92.4	90.9	101.6	100.0
2 x 8	1-1/2 x 7-1/4	0.43	11.0	64.7	63.6	73.9	72.7	83.1	81.8	92.4	90.9	101.6	100.0
3 x 4	2-1/2 x 3-1/2	0.72	18.3	38.8	38.2	44.3	43.6	49.9	49.1	55.4	54.6	61.0	60.0
3 x 6	2-1/2 x 5-1/2	0.72	18.3	38.8	38.2	44.3	43.6	49.9	49.1	55.4	54.6	61.0	60.0
4 x 4	3-1/2 x 3-1/2	1.01	25.7	27.7	27.3	31.7	31.2	35.6	35.1	39.6	39.0	43.5	42.9

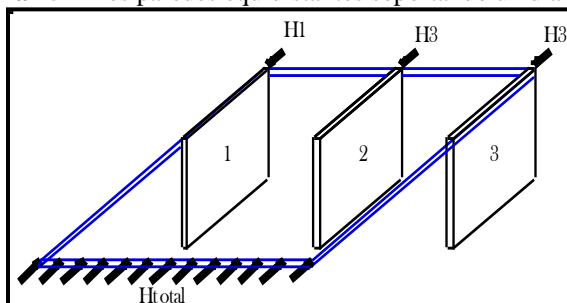
Fuente: Elaboración propia.

2. Diafragmas horizontales o entramados horizontales. Se llama entramado a la disposición de piezas estructurales de madera que se combinan en diversas posiciones formando una trama, en este caso, horizontal. Estas estructuras reciben las cargas conformadas por el peso propio de los materiales que lo constituyen, las sobrecargas permanentes y de uso, y los esfuerzos laterales como vientos y sismos. Todas ellas son transmitidas al terreno a través de las cimentaciones continuas o aisladas o a los tabiques soportantes que las transmiten a su vez al piso inferior (plataforma de entrepiso). Además del piso y entrepiso, otro entramado horizontal lo constituye el cielo, que recibe las cargas del peso propio de los materiales que lo conforman y su solución de revestimiento. Los entramados horizontales absorben las cargas permanentes, variables y las fuerzas laterales transmitiéndolas a las estructuras soportantes tales como: tabiques, vigas principales, pilares y finalmente al terreno; en este caso, a través de la solución de fundaciones aisladas. (22)

Cuando la cubierta, las estructuras de techo y de piso son de suficiente resistencia y rigidez de modo que puedan diseñarse como un plano rígido, se denominan diafragmas horizontales. El comportamiento estructural particular del diafragma horizontal y la manera en que las cargas se distribuyen en los elementos verticales depende de varias consideraciones: (15)

a. Rigidez relativa del diafragma horizontal: si una cubierta es bastante rígida (concreto), la distribución en los elementos verticales será, esencialmente, en proporción de la rigidez relativa de una con respecto a otra. (15)

Figura 157 Tres paredes equidistantes soportando un diafragma



Fuente: Elaboración propia.

- En caso de un diafragma horizontal rígido, las reacciones H_i son función de:

$$H_i \left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right)$$

- En el caso particular que los muros tengan la misma inercia horizontal,

$$I_1 = I_2 = I_3$$

las reacciones serán

$$R = \frac{1}{3} H_{tot}$$

- Por otra parte, si el diafragma horizontal es flexible, puede tener deflexión, de modo que su continuidad sea insignificante y la distribución de la carga H total sea básicamente sobre una base periférica. (15)

$$H_1 = H_3 = \frac{H_{total}}{4} \quad H_2 = \frac{H_{total}}{2}$$

b. Efecto de torsión: si el centroide de las fuerzas laterales en el diafragma horizontal no coincide con el centroide de la rigidez de los elementos verticales, se presenta una torsión en la estructura. Este efecto es importante sólo si el diafragma es rígido. Esta rigidez puede relacionarse con el peralte de la cubierta dividido por el claro del diafragma horizontal. (15)

c. Rigidez relativa de los elementos verticales: cuando los elementos verticales son diferentes, por ejemplo en una combinación de muros de cortante de madera contrachapada y mampostería o de algunos muros de cortante y algunos marcos arriostrados, sus deflexiones reales deben calcularse a fin de establecer la distribución de la carga lateral. (15)

d. Uso de juntas de control: el enfoque general para la resistencia a fuerzas laterales es sujetar toda la estructura para asegurar su continuidad. A veces, debido a la forma irregular o al tamaño del edificio, lo mejor será controlar su comportamiento a cargas laterales mediante el uso de juntas de separación estructurales. (15)

e. Diafragma no restringido: se produce en caso de viguetas paralelas. Únicamente dos bordes de la hoja son clavados, (los dos otros son libres) con una separación estándar entre clavos de 6 pulg. A lo largo de las viguetas intermediarias, la separación estándar de los clavos es de 12 pulg. (15)

f. Diafragma restringido: se produce cuando se agregan cuerdas perpendicularmente a las viguetas paralelas. Los cuatro bordes de la hoja son clavados así como las viguetas intermediarias con el mismo patrón que el caso no restringido. (15)

3. Consideraciones para el diseño básico de diafragmas horizontales

a. Espesor de la cubierta: el espesor depende de la resistencia a la flexión debida a las cargas perpendicular al plano de la cubierta. En cubiertas de madera contrachapada se debe considerar el espesor de la madera con respecto a la separación entre elementos estructurales intermediarios. (15)

b. Clavado de la cubierta: los requerimientos en cuanto al clavado de la cubierta son función de la fuerza cortante. En efecto, el diseño asume que la cubierta soporte totalmente este corte y las cuerdas, la tensión y la compresión por flexión. Existen tablas que muestran el flujo cortante admisible para diferentes maderas contrachapadas. La resistencia admisible al corte de los clavos de alambre depende de su separación así como su resistencia unitaria al corte. (15)

c. Diseño de las cuerdas: como cualquier viga, un diafragma horizontal debe resistir tanto el cortante como la flexión. Las cuerdas tienen funciones distintas dependiendo de la dirección de las cargas. Las cuerdas perpendiculares a la dirección de las cargas laterales trabajan a tensión y a compresión por flexión, mientras que las paralelas a la dirección de las cargas trabajan a compresión. Son estas cuerdas que deben transmitir las reacciones del diafragma horizontal hacia los muros de corte. (15)

d. Deflexión del diafragma: el diafragma horizontal también estará sujeto a deflexión. La deflexión total del diafragma es la sumatoria de varias deflexiones. (15)

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4$$

Donde:

δ_1 = deflexión por flexión

δ_2 = deflexión por cortante

δ_3 = deflexión debida al clavado (holgura)

δ_4 = deflexión debida al traslape de las cuerdas de grandes dimensiones (15)

e. Requerimientos para los anclajes: la fuerza cortante debe transmitirse hacia los muros de corte. Si estos muros son de mampostería o de concreto debe preverse anclajes mecánicos. Si son muros de entramados, la fuerza cortante se transmitirá a la solera superior. El proyectista tendrá la opción de agregar diagonales de contraventeo o de utilizar los muros de corte como diafragmas verticales. La presencia de travesaños para evitar el pandeo permite prever un diafragma vertical restringido. (15)

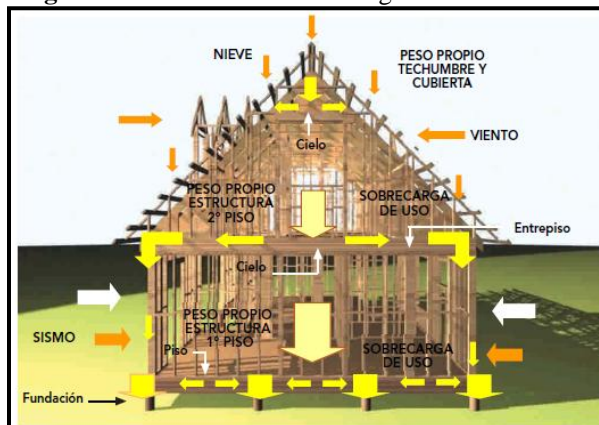
4. Tipos de entramados horizontales

a. Según su función

1) **Entramados de piso:** plataforma de madera que absorbe las cargas del peso propio y de uso (permanentes y transitorias), transmitiéndolas a los cimientos. (22)

2) **Entramado de entrepiso:** plataforma de madera del segundo nivel que absorbe las cargas del peso propio y de uso (permanente y transitorio), transmitiéndolas a los tabiques de paredes soportantes, vigas maestras o dinteles. (22)

3) **Entramado de cielo:** estructura que absorbe las cargas de su peso propio y de la solución del cielo, transmitiéndola a los tabiques soportantes. (22)

Figura 158 Interacción de las cargas en un entramado

Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

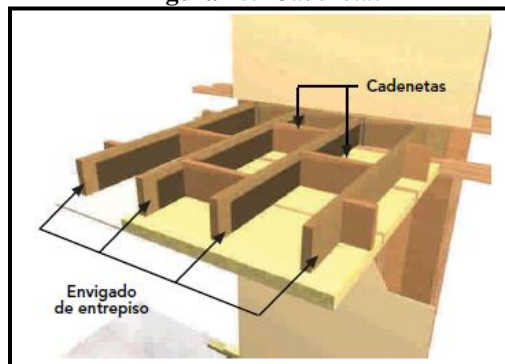
b. Según capacidad de transmisión

1) **Entramados flexibles:** tienen la característica de adaptarse a la estructura soportante, pero no en la recepción de esfuerzos horizontales. En el caso de zonas de vientos y/o sismos, la estructura soportante vertical debe estar diseñada para resistir todas las solicitaciones estáticas y esfuerzos dinámicos, incluyendo los que aporten los entramados horizontales con sus sobrecargas. Esta última razón, requiere una distribución acuciosa de los tabiques soportantes y resistentes a las acciones horizontales, exigiendo en la mayoría de las soluciones un aumento en el número de tabiques soportantes, con sistemas de unión flexible con los entramados horizontales, lo que limita la mayoría de las veces el proyecto de arquitectura. (22)

2) **Entramados semi-rígidos:** el entramado está diseñado para colaborar con las demás estructuras, y conformado por una placa rígida que transmite los esfuerzos horizontales a los tabiques soportantes, pilares y columnas que conforman pórticos. Este tipo de entramados semi-rígidos son los que se usan generalmente en las viviendas de estructuras de madera de luces menores, a diferencia del entramado rígido que se logra a través de una losa de hormigón armado. (22)

5. Elementos estructurales que conforman un entramado de piso y entrepiso

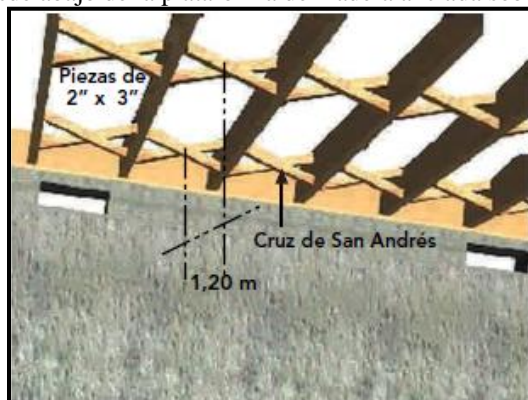
a. **Vigas:** elementos estructurales lineales (horizontales o inclinados), que salvan luces y que son necesarios por reacciones tales como: peso propio, sobrecargas de uso, viento, nieve y montaje, entre otros. Trabajan principalmente a flexión y corte. Un conjunto de vigas es lo que conforma básicamente la plataforma de piso o entrepiso. (22)

Figura 159 Cadenetas

Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

b. Cadenetas: elementos que se ubican entre las vigas, permitiendo repartir las cargas y sobrecargas. Evitan las deformaciones laterales, volcamientos y posibles alabeos de las mismas. Permiten además materializar un apoyo sólido para los tableros orientados ortogonalmente a la dirección de las vigas. Se distinguen dos tipos de cadenetas, las cadenetas propiamente dichas (elementos rectos de secciones similares a las vigas, que se disponen en forma ortogonal a éstas) y las crucetas (elementos rectos que se disponen en forma diagonal entre las vigas y desempeñan la misma función de las cadenetas). Las crucetas ofrecen la ventaja de mantener ventiladas las vigas y la tras cara de bases y revestimientos de piso. En el caso de crucetas de madera de 2"x3", se recomienda fijarlas inicialmente en uno solo de sus extremos, para una vez adquirida la humedad de equilibrio de las piezas de la plataforma, se proceda a fijar el otro extremo. Esta última fijación debe efectuarse antes de proceder a colocar el cielo, bajo el entrepiso o bajo la colocación de aislación térmica del piso de la plataforma del primer piso. (22)

Figura 160 Vista desde abajo de la plataforma de madera anclada sobre un cemento corrido

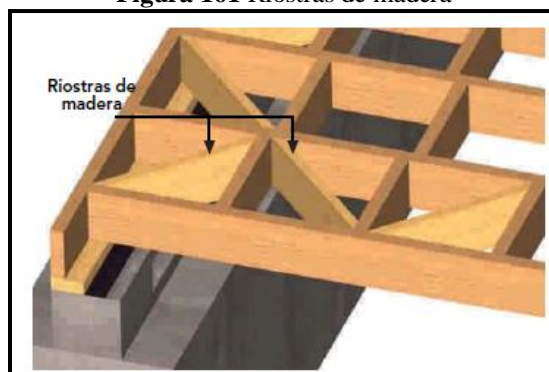


Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

c. Riostras: conjunto de elementos que colaboran en la rigidización de la estructura de la plataforma; pueden ser de diferentes formas y materiales. Pueden usarse:

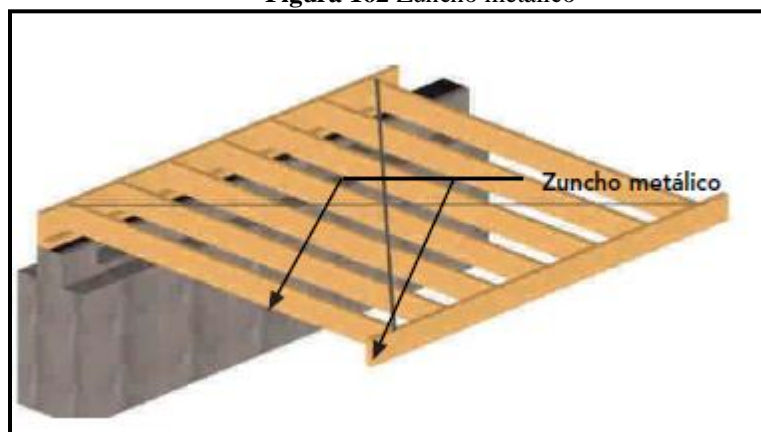
1) **Riostras con piezas de madera:** piezas diagonales de dimensiones similares a la sección de las vigas, dispuestas entre éstas y las cadenetas. Para su colocación, una vez afianzadas las cadenetas es conveniente realizarla desde arriba, o sea, desde el borde superior, enfrentando las diagonales contiguas y fijar las piezas mediante clavos de 3-1/2". Las diagonales se ubican en la plataforma, de preferencia en el perímetro, permitiendo asegurar una buena transmisión de las acciones horizontales. (22)

Figura 161 Riostras de madera



Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

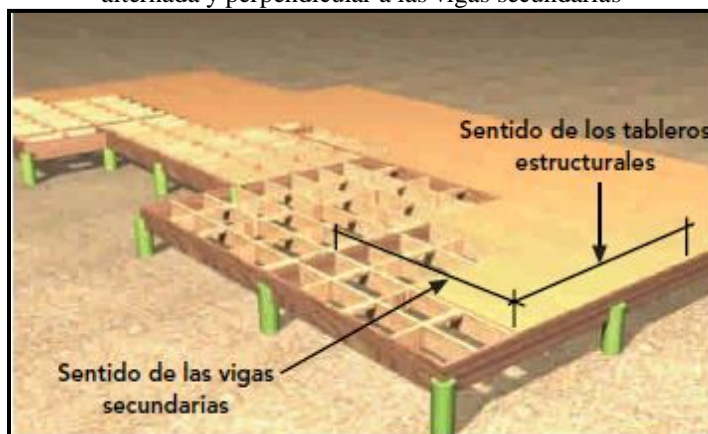
2) **Zuncho metálico:** cinta de acero galvanizado que se fija a cada viga en forma diagonal en ambos sentidos, sobre el entramado, efectuando el rebaje en espesor de aquella 2mm a 3mm. (22)

Figura 162 Zuncho metálico

Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

3) **Entablado diagonal:** se realiza clavando en forma diagonal el entablado a cada viga y cadeneta con dos clavos, equidistantes a una distancia de 5 veces el diámetro del clavo en el borde de cada tabla. El espesor y el ancho de las tablas dependerán del distanciamiento de las vigas. (22)

4) **Sistemas arriostrantes con tableros estructurales:** este sistema para arriostrar entramados es de más amplia utilización en el mercado dado que ofrece una serie de ventajas comparativas. Fundamentalmente, su facilidad y rapidez de ejecución, con respecto a las soluciones anteriores, gracias al uso de herramientas como el martillo neumático y taladro con extensión para atornillar se traduce en alta efectividad. Los tableros se colocan traslapados, evitando líneas continuas en ambos sentidos y es necesario hacer coincidir las juntas perimetrales con los apoyos de vigas y cadenetas. En los sectores en que no se encuentre apoyo, se debe colocar una pieza de escuadría no menor a 41 x 90 mm (2"x4") entre las vigas, la que se fijará de cabeza con dos clavos de 4" en cada extremo. El afianzamiento de cada tablero en los apoyos de los bordes y en la zona del centro, puede realizarse con clavos o tornillos, con o sin adhesivo sintético. (22)

Figura 163 Instalación de los tableros como riostras y base de plataforma del primer piso en forma alternada y perpendicular a las vigas secundarias

Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

6. Estabilización de diafragmas verticales. Las funciones estructurales requeridas de los diafragmas verticales son:

a. **Resistencia a cortante:** una o varias fuerzas horizontales en el plano del muro deben transferirse desde un nivel superior hasta un nivel inferior o hasta la base del muro produciendo una

fuerza cortante. (Condición de equilibrio: $\sum F_x = 0$). (15)

b. Resistencia al momento de volteo: los muros de corte trabajan como voladizos verticales, que producen dos reacciones opuestas, compresión y tensión en los bordes verticales del diafragma. Lo que requiere prever anclajes verticales. (15)

c. Resistencia al deslizamiento horizontal: la transmisión directa de la carga lateral en la base del muro produce la tendencia en el muro a deslizarse horizontalmente de sus apoyos. (15)

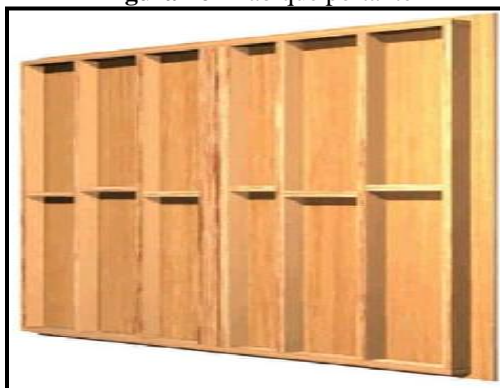
7. Entramados verticales

Los tabiques son elementos entramados compuestos por piezas verticales y horizontales de madera que se distribuyen de forma similar e independiente del tipo de servicio que presten, ya sea como elemento constructivo resistente o de separación entre recintos. (22)

a. Clasificación según su función resistente

1) **Tabique portante:** es todo elemento vertical entramado de madera que forma parte de la estructura resistente de la vivienda. Es un tabique diseñado para soportar cargas estáticas, como las provocadas por la estructura de techumbre, entramados verticales de niveles superiores, entramados de entrepiso, sobrecargas de uso, peso propio, factores naturales, y dinámicas o cargas horizontales de empuje son provocadas por acción del viento y sismo. (22)

Figura 164 Tabique portante



Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

2) **Tabique auto-portante:** es todo elemento vertical que cumple funciones de separación entre los recintos interiores de una vivienda y que sólo puede recibir cargas de magnitud reducida. Aún cuando no requiere de piezas arriostrantes, es recomendable incorporar aquellos componentes que ayuden a la adecuada fijación de muebles colgantes de tipo mural, soportes de clóset, artefactos, cañerías y ductos de instalaciones básicas en la vivienda. (22)

b. Clasificación según su ubicación

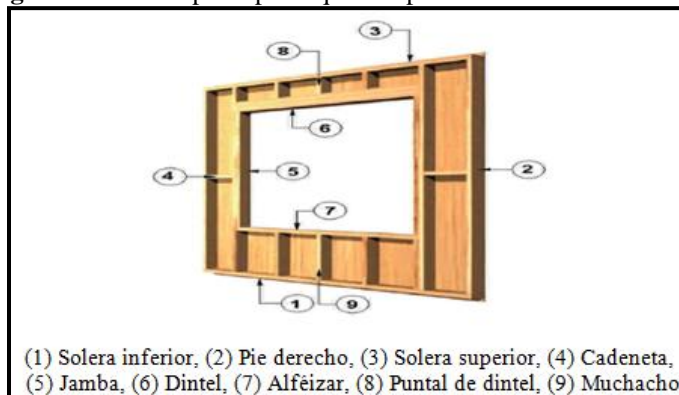
1) **Tabiques soportantes perimetrales:** son aquellos que conforman todo el perímetro exterior en forma continua y cerrada con una de sus caras expuestas a la intemperie y son parte de la estructura resistente de la vivienda. (22)

2) **Tabiques soportantes interiores:** son aquellos que están diseñados para resistir cargas en el interior de la vivienda provenientes desde niveles superiores, y al mismo tiempo, la transmisión de esfuerzos horizontales producidos por sismo o viento y son parte de la estructura resistente. (22)

c. Componentes de los entramados verticales

1) **Componentes principales:** son aquellos utilizados para estructurar el elemento completo en su fase de armado o prefabricación. Las piezas principales que conforman los tabiques se muestran en la **Figura 14.14.** (22)

Figura 165 Piezas principales que componen un entramado vertical



Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

2) **Componentes secundarios:** son aquellos que permiten anclar y fijar los tabiques, tanto inferior como superiormente. Se diferencian de las piezas principales en que éstas son incorporadas a la estructura en la fase de montaje o alzado de los tabiques. (22)

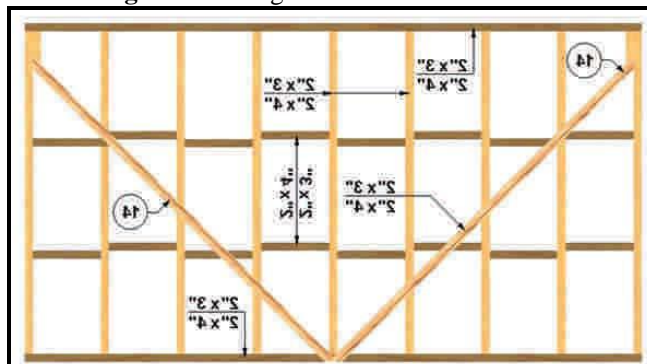
- **Solera de montaje:** pieza horizontal de igual escuadría que la solera inferior del tabique. Se especifica cuando a la plataforma de concreto o madera se le incorpora una sobrelosa de hormigón liviano, de 40 a 50mm de espesor. Sobre esta pieza se alzan y anclan los tabiques que conforman la vivienda. (22)
- **Solera de amarre:** pieza horizontal de igual escuadría que las principales también llamada sobresolera, que cumple la función de amarrar los tabiques en su parte superior. La fijación de la solera de amarre a la solera superior se ejecuta por medio de uniones clavadas, alternadas cada 15cm. (22)
- **Cornijal:** pieza de sección cuadrada que se utiliza eventualmente en encuentros entre tabiques de tipo esquina. Las caras de estos elementos deben ser igual al ancho de piezas primarias y secundarias. La finalidad de esta pieza es aportar mayor capacidad de soporte y, al mismo tiempo, entregar una mayor superficie de clavado. (22)

d. Componentes estructurales de los tabiques: los tabiques soportantes son los principales elementos de la estructura resistente de la vivienda. Sus componentes son encargados de transmitir las cargas estáticas y dinámicas que afectan la edificación. Por tal razón, debe realizarse una cuantificación del tipo y magnitud de las solicitaciones permanentes y eventuales, de modo que una vez en servicio, los tabiques soporten y cumplan con la función para la cual fueron diseñados. Para lograr esto, los tabiques soportantes requieren la incorporación de piezas o componentes arriostrantes, ya que sin ellos no presentarían resistencia a la tracción o a la deformación lateral, producto de la acción de cargas dinámicas. Tradicionalmente, dicha condición ha sido resuelta incorporando piezas inclinadas de madera (diagonales estructurales) dentro de los planos paralelos del tabique. Algunas otras alternativas de solución se presentan a continuación: (22)

1) **Diagonal estructural:** pieza de madera de escuadría igual al resto de los componentes del tabique, colocada en forma diagonal (ángulo de $45^\circ \pm 15^\circ$) y en corte a media madera, con respecto a los pie derecho que componen el elemento. Se debe tener presente que, por cada diagonal puesta en una dirección, debe existir otra contrapuesta en el mismo plano. La gran desventaja que presenta esta alternativa es la necesidad de incorporar al interior del tabique un mayor número de transversales cortafuego (un mínimo de dos filas de cadenetas) para evitar el pandeo lateral de la diagonal estructural

ante esfuerzos horizontales. (22)

Figura 166 Diagonal estructural en madera



Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

2) Tensores o zunchos metálicos en perfil de acero plano: barra de acero plana platina de 20 a 50mm de ancho y 3 a 5mm de espesor, que se fija diagonalmente en ángulo de $45^\circ \pm 15^\circ$ en las intersecciones con pie derecho y soleras. Al igual que en el caso anterior, se deben considerar tensores contrapuestos en un mismo plano alineado del muro. Para la colocación de tensores o zunchos metálicos es necesario ejecutar un rebaje en las piezas de madera para incorporarlo al espesor final del elemento en obra gruesa. (22)

Figura 167 Tensores metálicos



Fuente: *Manual construcción de viviendas en madera*, CORMA

3) Perfil angular: éste obliga a realizar un corte de ajuste en los pies derechos y las soleras para insertar diagonalmente una de las alas del angular. Además, se debe ejecutar un rebaje para incorporar la otra ala al espesor final del elemento. La principal desventaja de esta alternativa es que produce un debilitamiento de los pies derechos. Al momento de diseñar la estructuración del tabique por medio de componentes de acero, se debe tener presente que tensores y angulares metálicos tienen un mal comportamiento ante la acción del fuego. (22)

4) Revestimientos en perfiles de madera: otra alternativa de estructuración que cumple una doble función como revestimiento definitivo y arriostramiento, es el uso de molduras de madera machihembrada o tinglada, clavada o atornillada a la estructura del tabique, ya sea en forma diagonal, vertical u horizontal y de dimensiones según el cálculo. (22)

5) Tableros estructurales: durante la última década, la utilización de diagonales estructurales y tensores metálicos ha sido cada vez menor. Esto se debe a la incorporación de tableros contrachapados (terciados) y tableros de hebras orientadas (OSB, Oriented Strand Board), como principales componentes arriostantes de tabiques soportantes en estructuras de madera. Estos presentan una serie de ventajas con respecto de las soluciones descritas, ya que como resultado se obtiene: (22)

- Mayor eficacia estructural
- Mayor rendimiento y economía en la fabricación
- Una vez armado, el muro no presenta piezas mecánicamente debilitadas por uniones de corte a media madera entre los pie derecho y la diagonal estructural
- Los muros arriostrados con este tipo de tableros han demostrado un mejor comportamiento al sismo
- Al no utilizar diagonales estructurales, se requiere la incorporación de sólo una fila central o intermedia de transversales cortafuego
- Se requiere un menor volumen de madera incorporada al tabique
- Se realiza un menor número de cortes de piezas y clavado de nudos por unidad de superficie
- Se logra una mayor eficiencia en la utilización de horas hombre durante la fabricación. (22)

XXII. MEDIOS Y TÉCNICAS DE ENSAMBLAJE

A. Fijaciones mecánicas

Son elementos metálicos que se insertan o atornillan a la madera. El mecanismo de traspaso de fuerzas se realiza por medio de un trabajo de corte, compresión o flexión de la unión al igual que la compresión, corte y hendimiento de la madera. (1)

Las fijaciones más utilizadas que cumplen con los requisitos antes mencionados y que permitirán obtener una estructura segura son: clavos, tornillos, tirafondos, pasadores, pernos y placas dentadas. (1)

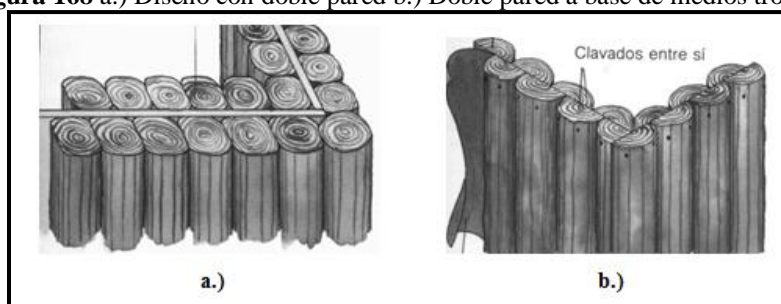
La característica de estas uniones mecánicas es que al quedar sometidas a fuerzas de corte o flexión, admiten corrimientos relativos entre las piezas conectadas y cuyas magnitudes dependen de la fuerza solicitante, la rigidez y la disposición de las uniones. (1)

Los corrimientos relativos son consecuencia de las deformaciones por compresión que sufre la madera en la zona de contacto. La selección del medio de unión para una situación específica dependerá de la magnitud de las fuerzas a traspasar, las dimensiones de la madera, condicionantes de arquitectura, necesidades y restricciones de montaje. (1)

B. Ensamblajes

1. Paredes con troncos verticales. Su puesta en obra no precisa de ensambladuras complejas en las esquinas y permite el uso de troncos cortos que en contadas ocasiones superan los 2.50m, lo cual representa una mayor facilidad de manejo. A esta forma de construcción también se le llama tipo estacada. (47)

Figura 168 a.) Diseño con doble pared b.) Doble pared a base de medios troncos



Fuente: Zambrano Pérez, 2005.

2. Entramado abierto. Las funciones portantes son asumidas por los elementos de la estructura, que son de madera o de materiales derivados de la madera. Estos elementos estructurales absorben todos los esfuerzos aplicados al edificio: cargas perimetrales, esfuerzos eólicos, esfuerzos horizontales y los transmiten a las cimentaciones. Las funciones de separación y de cercamiento pueden ser realizadas con madera, pero también con otro tipo de material. Actualmente, la estructura de entramado se ha ido limitando en general a las construcciones en las cuales la madera es el elemento principal de la estructura. Las construcciones de entramado de madera se clasifican en dos categorías: construcciones de entramado visto y construcciones de entramado oculto. (47)

El método más antiguo es el de elementos largos o casas de columnas, que utiliza los pies derechos de esquina de una sola pieza, a los cuales se ensamblan las piezas horizontales por medio de una

espiga reforzada. Este método presenta el inconveniente de su peso, dificultad de montaje en espacios reducidos; además necesita troncos sólidos y rectilíneos de 7 a 10m de longitud; asimismo es bastante difícil ensamblar correctamente las largas piezas horizontales (soleras) con los pie derecho. El sistema no permite la construcción en voladizo. (47)

El método de elementos cortos, consiste en pies derechos o columnas de esquina que no tienen más que una altura de piso, por tanto su longitud es interrumpida por las soleras con las cuales se ensamblan. (47)

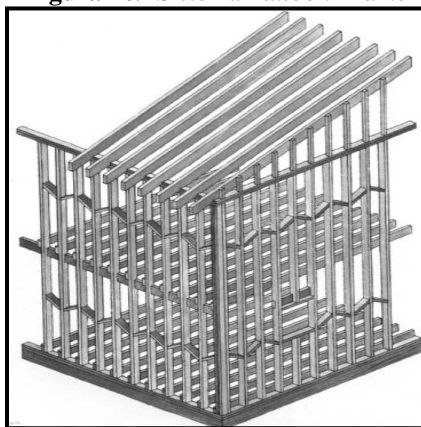
La ventaja innegable de este procedimiento unida a su ligereza y solidez está incrementada por los lienzos verticales y horizontales que, estrechamente montados los unos con los otros, transforman el entramado en un conjunto rígido. Esta técnica de elementos cortos presenta la ventaja de utilizar piezas menos rectilíneas, lo cual es beneficioso en las regiones de plantaciones de frondosas. (47)

3. Sistemas constructivos de entramados

a. Balloon frame o estructura cruzada: se caracteriza por una repetición de retículas de pequeñas medidas formadas por los pilares, viguetas de forjados y vigas. En este tipo de entramado no se aprecia la diferencia entre elementos principales y secundarios. (47)

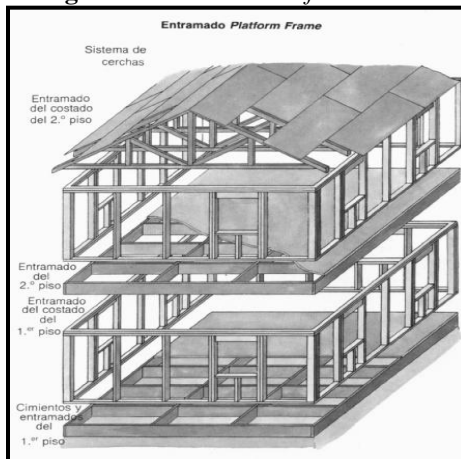
Con este sistema se logra una reducción del volumen de madera utilizado, disminución del tiempo de edificación y disminución de los gastos de mano de obra (la madera no necesita ser preparada en el taller del carpintero puesto que viene directamente del aserradero). (47)

Figura 169 Sistema *Balloon Frame*



Fuente: Zambrano Pérez, 2005.

b. Platform frame: constituye una evolución del sistema anterior y es un sistema más adaptado a la prefabricación plana. Se caracteriza por paredes de una altura máxima de un piso, unidas con elementos de solera o travesaños. En este tipo de construcción, los pisos y las armaduras son independientes los unos de los otros. Cada forjado, formado por viguetas constituye una plataforma sobre la cual los muros y tabiques de un mismo nivel son distribuidos y montados. Este sistema permite una prefabricación en taller de las paredes, sin embargo necesita una mayor cantidad de madera que el *Balloon Frame*. (47)

Figura 170 Sistema *Platform Frame*

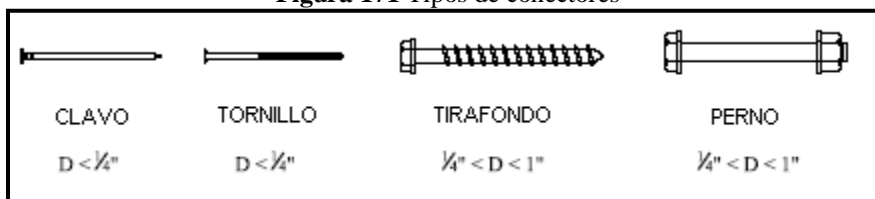
Fuente: Zambrano Pérez, 2005.

C. Uniones

Los pernos tienen una mayor resistencia pero requieren de mayor trabajo. Por el contrario, los clavos tienen una menor resistencia y requieren de menor trabajo y equipo para su colocación. La **Figura 171** ilustra algunos de estos conectores. (2)

Los pernos son mayores a $\frac{1}{4}$ de pulgada de diámetro y son colocados a través de agujeros perforados previamente de al menos $\frac{1}{32}$ de pulgada mayor que el diámetro del perno, pero no menor que $\frac{1}{16}$ de pulgada. No se permite que los pernos sean insertados a la fuerza. (2)

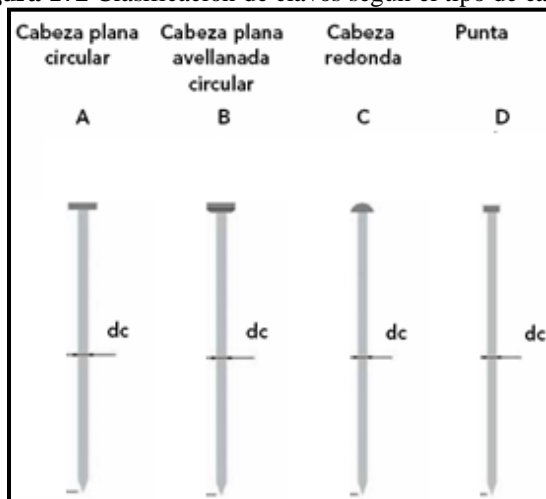
Los tirafondos tienen un diámetro mayor a $\frac{1}{4}$ pulgada y menor a 1 pulgada. Los tirafondos están compuestos una parte hilada y otra parte lisa. (2)

Figura 171 Tipos de conectores

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Los tornillos son similares a los tirafondos pero por lo general tienen un diámetro menor a $\frac{1}{4}$ de pulgada. Los clavos suelen tener un diámetro menor a $\frac{1}{4}$ de pulgada y son introducidos por fuerza ya sea con un martillo a algún otro elemento mecánico. (2)

1. Clavos: son elementos de fijación simple y fácil aplicación. Se caracterizan por ser capaces de transmitir los esfuerzos de un elemento a otro en una estructura. Su gran uso los convierte en prácticos y económicos. Los clavos a utilizar pueden ser de vástago, liso o estriado (este último tiene la opción de ser helicoidal o anular). Son fabricados de alambre endurecido, con bajo contenido de carbono por proceso de trefilado en frío, pudiendo tener terminaciones de galvanizado, barnizado o pulido. En la **Figura 171** pueden verse algunos tipos comunes de clavos. (1)

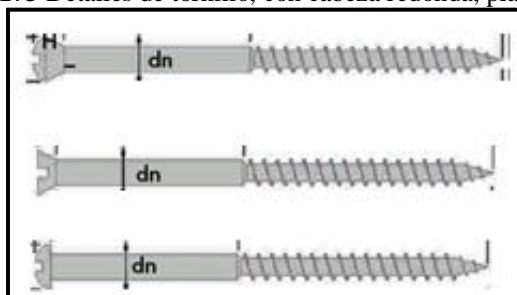
Figura 172 Clasificación de clavos según el tipo de cabeza

Fuente: *La Construcción de Viviendas en Madera*, Corporación Chilena de la Madera

Su condición de elemento metálico de pequeña sección transversal hace que el esfuerzo que el clavo es capaz de transmitir esté limitado por la concentración de esfuerzos que introduce en la madera y que tiende a rajarla en el lugar donde actúa. Por esta razón es imprescindible ubicar varios clavos en una misma unión, a fin de que la fuerza aplicada se reparta en un área que garantice que los esfuerzos desarrollados se mantengan debajo del valor que provoca la rotura de la madera. (1)

Otra característica de las uniones clavadas es su capacidad de deformación, ocasionada por la transmisión de esfuerzos que tiende a rajar la madera debido a su pequeña sección transversal y por la deformación por flexión del clavo, debido a su largo y pequeño momento de inercia. Sin embargo, si la deformación se restringe a ciertos límites, se convierte en una virtud, pues la unión puede absorber las tensiones que se producen debido a la aparición de esfuerzos secundarios, brindándole ductilidad a la estructura. (1)

2. Tornillos: es un elemento de fijación utilizado comúnmente para neutralizar fuerzas de extracción. Los tornillos difieren básicamente por su cabeza, algunos tipos son de cabeza plana, redonda y oval. Además, se pueden diferenciar por su punta y tipo de hilo. En la **Figura 173**, se muestran algunos tornillos autorroscantes (tornillos que no requieren de una perforación previa), que tienen una mayor capacidad resistente. Comúnmente estos elementos son fabricados de acero endurecido con terminación, sin recubrimiento alguno. Generalmente los tornillos no requieren de protección anticorrosiva, pero en uniones de madera con planchas de acero que estén sometidas a ambientes corrosivos necesariamente se exige un recubrimiento. (1)

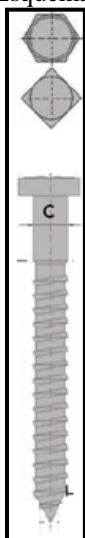
Figura 173 Detalles de tornillo, con cabeza redonda, plana y oval

Fuente: *La Construcción de Viviendas en Madera*, Corporación Chilena de la Madera

3. Tirafondos: es un elemento de unión intermedio, entre tornillo para madera y perno. Es un tornillo con rosca cónica, generalmente de mayor tamaño que este, con la cabeza de perno cuadrada o

hexagonal. Es comúnmente usado en sitios donde es difícil colocar un perno o donde la apariencia de la tuerca sobre la superficie será objetable. (1)

Figura 174 Esquema de tirafondo



Fuente: *La Construcción de Viviendas en Madera*, Corporación Chilena de la Madera

Los tirafondos se identifican nombrando primero su diámetro, seguido del largo, expresados en pulgadas o fracciones de ellas. Por lo tanto un tirafondo de $1/2 \times 8$ pulgadas, señala que su diámetro es $1/2$ pulgadas y su largo es 8 pulgadas. (1)

D. Esfuerzos de diseño

Existen dos casos de carga típicos para los cuales se diseña: cargas de extracción laterales (corte) y cargas de extracción directas (axial). Cada conector o grupo de conectores tiene un valor base de diseño que se modifica para determinar el valor permitido de diseño o los valores ajustados de diseño. Hay varios factores que influyen en la capacidad de carga de cada conexión. Estos valores de diseño son:

$$Z' = Z C_D C_M C_t C_g C_A C_{eg} C_{di} C_{tn}$$

$$W' = W C_D C_M C_t C_g C_{tn}$$

Donde:

Z = valor de diseño lateral nominal para un conector

Z' = valor de diseño lateral ajustado para un conector

W = valor de diseño de extracción nominal para un conector

W' = valor de diseño de extracción ajustado para un conector

C_D = factor de duración de carga (Ver **Tabla 27** y **Tabla 28** del **Capítulo IX**)

C_M = factor de humedad (Ver **Tabla 29** y **Tabla 30** del **Capítulo IX**)

C_t = factor por temperatura

C_g = factor de acción de grupo

C_A = factor de geometría

C_{eg} = factor de fibra extrema

C_{di} = factor de diafragma

C_{tn} = factor de cuña

E. Factores de ajuste para conectores

La madera tiene tendencias a sufrir cambios volumétricos con el tiempo, causando así un cambio

en la posición de los conectores y produciendo una reducción en la capacidad de carga. Otros factores que afectan en la capacidad de una conexión son la dirección de la carga, la geometría de los conectores, la ubicación del conector dentro de la madera. Los factores de ajuste indicados previamente pretenden incluir este tipo de variables. (2)

A continuación se definen los factores de ajustes específicos para conectores. Los factores de ajuste por duración de carga, C_D , humedad, C_M y el factor de temperatura, C_t , se mencionan y especifican en el **Capítulo IX: Introducción y consideraciones generales**. (2)

1. Factor de acción de grupo, C_g . Cuando una serie de sujetadores alineados en una fila es cargada, la distribución de cargas para cada conector no es igual. El factor de acción de grupo no aplica para diámetros de conectores menores a $\frac{1}{4}$ pulgadas ($D < \frac{1}{4}$ pulg). Es necesario hacer notar que una fila de conectores se considera como un grupo de conectores alineado y cargado paralelo a la fibra. El valor de C_g está definido por el código NDS mediante la siguiente ecuación:

$$C_g = \frac{m(1 - m^{2n})}{n[(1 + R_{EA}m^n)(1 + m) - 1 + m^{2n}]} \left(\frac{1 + R_{EA}}{1 - m} \right)$$

Donde:

n = número de sujetadores en una fila

R_{EA} = se considera como el menor de $\frac{E_s A_s}{E_m A_m}$ o $\frac{E_m A_m}{E_s A_s}$

E_m = módulo de elasticidad del miembro principal en lb/pulg².

E_s = módulo de elasticidad del miembro lateral en lb/pulg².

A_m = área de la sección gruesa del miembro principal en pulg².

A_s = suma de las áreas de las secciones gruesas de los miembros laterales en pulg².

$m = u - \sqrt{u^2 - 1}$

$u = 1 + \gamma \frac{s}{2} \left(\frac{1}{E_m A_m} + \frac{1}{E_s A_s} \right)$

s = espaciamiento centro a centro entre los conectores adyacentes en una fila.

γ = módulo de carga/antideslizante para una conexión en lb/pulg.

= 180,000D^{1.5} para conectores tipo clavija en conexiones madera-madera

= 270,000D^{1.5} para conectores tipo clavija en conexiones madera-metal

D = diámetro del sujetador en pulg.

2. Factor de geometría, C_A . Los conectores que tienen un espaciamiento inadecuado entre sí, tienden a partir los elementos de madera; por lo tanto para maximizar la capacidad de carga de una conexión, el diseñador debe considerar la geometría de la conexión. El factor de geometría aplica a todos los conectores mayores de $\frac{1}{4}$ pulg. de diámetro y está en función de la distancia perpendicular entre el centro del conector y el borde, distancia paralela entre el centro del conector y el borde, espaciamiento centro a centro entre conectores, y espaciamiento de fila. Para conectores con ($D < \frac{1}{4}$ pulg), $C_A = 1.0$, siempre y cuando cumpla con el espaciamiento mínimo. Para conectores con ($D \geq \frac{1}{4}$ pulg), el código NDS establece que el espaciamiento mínimo será aquel que “prevenga a la madera de partirse”. (2)

En la **Tabla 66** se encuentran resumidos algunos espaciamientos mínimos requeridos para conectores con pequeños diámetros. En la tabla se puede observar que al perforar previamente los agujeros se reduce el espaciamiento mínimo requerido, ya que la perforación previa reduce la posibilidad que la madera se parta cuando el conector es insertado. (2)

Tabla 66 Espaciamientos mínimos recomendados para conectores con $D < 1/4$ pulg

	Tipo de carga	Espaciamientos mínimos para la configuración de conexiones		
		Elementos laterales de madera sin agujeros	Elementos laterales de madera con agujeros o placas de acero sin agujeros	Placas de acero con agujeros
Distancia final	Tensión \parallel a la fibra	15D	10D	5D
	Compresión \parallel al borde	10D	5D	3D
Distancia al borde	Cualquiera	2.5D	2.5D	2.5D
Espaciamiento centro a centro	\parallel a la fibra	15D	10D	5D
	\perp a la fibra	10D	5D	2.5D
Espaciamiento de fila	Escalonados	2.5D	2.5D	2.5D
	En línea	5D	3D	2.5D

\parallel = paralelo a la fibra \perp = perpendicular a la fibra

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

También existe un mínimo de perforación requerido para clavos y tornillos. La penetración mínima permitida por el código NDS es por ejemplo, para tirafondos y tornillos de madera, 6D y 4D, respectivamente. Otros valores de penetración pueden verse en la **Tabla 67**.

Tabla 67 Valores de penetración mínima para varios conectores

Conector	p_{min} (reducida)	p_{min} (completa)
Tirafondo	4D	8D
Tornillos	6D	10D
Clavos	6D	10D

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Para conectores con $D \geq 1/4$ pulg. existen dos opciones de espaciamiento. Una es cumplir con el requerimiento de espaciamiento base para el valor de diseño completo del conector; para este caso $C_{\Delta} = 1.0$. Otra opción es proveer un espaciamiento que sea menor que el espaciamiento base requerido por el valor máximo de diseño, pero mayor que el menor del código. Para este caso se trabajará con:

$$C_{\Delta} = \frac{\text{espaciamiento provisto}}{\text{espaciamiento base para el valor maximo de diseño}}$$

El código NDS provee ciertos valores para el espaciamiento base y para el mínimo espaciamiento, siguiendo siempre los siguientes parámetros: distancia paralela al borde, distancia perpendicular al borde, espaciamiento centro a centro, y espaciamiento de fila. Existe un valor único de C_{Δ} para cada uno de estos parámetros. El C_{Δ} usado para diseño es el menor de los valores obtenidos con estos parámetros. La **Tabla 68** resume los espaciamientos base y mínimos requeridos para conectores de mayores diámetros. (1)

3. Factor de fibra extrema, C_{eg} . Cuando los conectores se colocan paralelos a la fibra de la madera, la capacidad de la conexión se reduce. Este caso se puede observar en la **Figura 175a**. Para fuerzas de extracción, los tirafondos tienen un factor de fibra extrema $C_{eg} = 0.75$. Los tornillos para madera y clavos, no tienen capacidad para soportar fuerzas de extracción cuando están cargados en la fibra extrema y por lo tanto no está permitido. Para fuerzas laterales, tanto clavos como tornillos tiene un valor ajustado $C_{eg} = 0.67$. (1)

Tabla 68 Espaciamientos mínimos requeridos para conectores con $D < 1/4$ pulg

	Tipo de carga	Espaciamiento mínimo	
		Reducido	Completo
Distancia final	⊥ a la fibra	2D	4D
	Compresión ∥ al borde	2D	4D
	Tensión ∥ a la fibra (madera suave)	3.5D	7D
	∥ a la fibra, tensión (madera dura)	2.5D	5D
Distancia al borde	∥ al borde ($l/D \leq 6$)	N/A	1.5D
	∥ al borde ($l/D > 6$)	N/A	1.5D o el mayor espaciamiento de fila
	⊥ a la fibra, borde cargado	N/A	4D
	⊥ a la fibra, borde sin carga	N/A	1.5D
Espaciamiento centro a centro	∥ a la fibra	N/A	4D
	⊥ a la fibra	3D	3D
Espaciamiento de fila	∥ a la fibra	N/A	1.5D
	⊥ a la fibra ($l/D \leq 2$)	N/A	2.5D
	⊥ a la fibra ($2 < l/D \leq 6$)	N/A	$\frac{(5l + 10D)}{8}$
	⊥ a la fibra ($l/D > 6$)	N/A	5D

(l/D) = esbeltez del perno, el menor de (l_m/D) o (l_g/D)

l_m = longitud del sujetador en el elemento principal

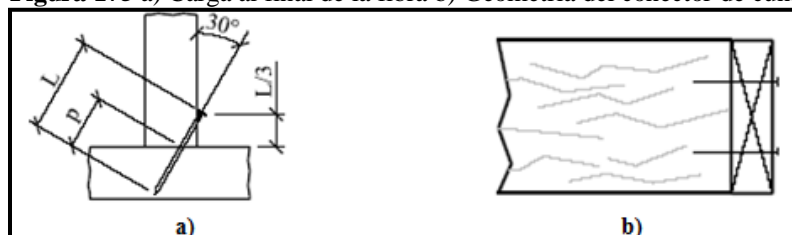
l_g = longitud total del sujetador en el elemento lateral

D = diámetro del sujetador

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

4. Factor de diafragma, C_{di} . La capacidad de un diafragma de madera está relacionada con el tipo de conector y el espaciamiento. En ocasiones el diafragma debe ser calculado de forma directa. Sin embargo, para paneles de madera unidos a marcos se puede usar un factor de diafragma $C_{di} = 1.1$. (1)

5. Factor de cuña, C_m . El código NDS provee la configuración geométrica de un conector de cuña, como puede observarse en la **Figura 175b**. Este tipo de configuración es ideal para prevenir que el miembro se rompa verticalmente. Los conectores de cuña se suelen usar cuando las cargas son mínimas. Para conectores de cuña sometidos a fuerzas de extracción, $C_m = 0.67$. Cabe notar el factor de servicio húmedo para conexiones de uña sometidas a fuerzas de extracción, no aplica. Para fuerzas laterales $C_m = 0.83$. (1)

Figura 175 a) Carga al final de la fibra b) Geometría del conector de cuña

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

F. Conectores

1. Conectores cargados lateralmente. Existen algunas premisas asumidas para determinar el valor nominal de diseño para cargas laterales, Z , para un conector. Algunas de éstas son:

- Las caras de los miembros conectados están en contacto entre sí
- La carga actúa perpendicularmente al eje del conector
- Los requerimientos de distancia paralela al borde, distancia perpendicular al extremo, espaciado centro a centro y espaciado entre filas se cumplen
- Se cumple la penetración mínima del conector. (1)

El valor nominal lateral de diseño, Z , usado en el estado límite de fluencia del modelo es función de los siguientes factores:

$$Z(M_r, D, l, s, d_{carga}, F_{yb}, F_e)$$

Donde:

M_r = modo de ruptura que puede obtenerse de la **Figura 175**.

D = diámetro del conector

L = longitud portante del conector

S = especie de la madera

d_{carga} = dirección de la carga relativa a la fibra de la madera

F_{yb} = resistencia a la fluencia del conector sometido a flexión

F_e = resistencia de soporte del conector

a. Modos de falla o ruptura: existen cuatro tipos básicos de falla para conectores y el análisis para cada uno corresponde a una serie de ecuaciones que determina su capacidad de carga. En la **Figura 175** se muestran los tipos de fallas que pueden ocurrir cuando existe corte simple o doble, que se describen a continuación. (1)

1) Modo I: cuando la falla es tal, que la madera se parte debido al conector que está en contacto con ella. Esta falla puede ocurrir tanto en el miembro principal como en el lateral. (1)

2) Modo II: esta falla ocurre cuando el conector gira dentro de los miembros de madera. Existe aplastamiento localizado en las fibras de la madera en las caras de los elementos de madera. Este tipo de falla ocurre solo en elementos sometidos a corte simple. (1)

3) Modo III: es un tipo de falla combinada donde se forma un tipo de articulación plástica en la conjunción del conector con tendencia a fallar en el elemento principal (Modo III_m) o el lateral (Modo III_s). Este tipo de fractura ocurre solo en conexiones sometidas a corte simple. (1)

4) Modo IV: es un tipo de falla en el que se forman dos articulaciones plásticas (una en cada plano de corte), con aplastamiento localizado y limitado de las fibras de madera cerca de los planos de corte. (1)

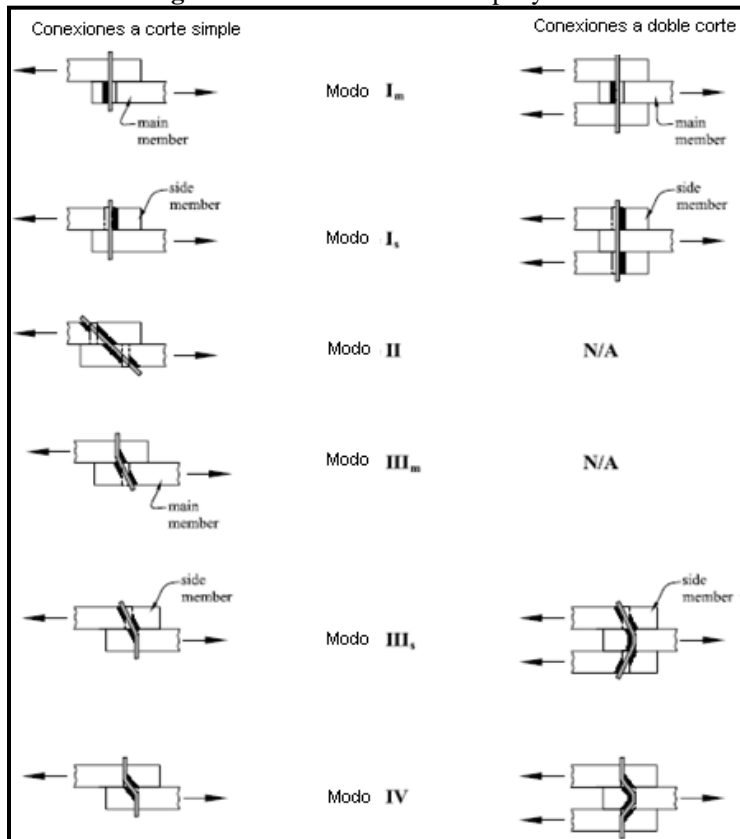
Como la falla es aplastamiento de la madera o la cedencia del conector, la resistencia portante, F_e , está en función del diámetro del conector, la especie de la madera y la dirección de la carga. A continuación se muestra cómo calcular los valores de F_e .

$$\begin{array}{ll} \text{Para } D < 1/4 \text{ pulg} & F_e = 16,600G^{1.84} \text{ (lb/pulg}^2\text{)} \\ \text{Para } D \geq 1/4 \text{ pulg} & F_{e\parallel} = 11,200G \text{ (lb/pulg}^2\text{)} \\ \text{Para } D \geq 1/4 \text{ pulg} & F_{e\perp} = \frac{6100 G^{1.45}}{\sqrt{D}} \text{ (lb/pulg}^2\text{)} \end{array}$$

Donde:

D = diámetro del sujetador o medio de anclaje, en pulgs.

G = gravedad específica de la madera

Figura 176 Fallas con corte simple y doble

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

El valor del esfuerzo de fluencia, F_{yb} , se determina mediante pruebas de laboratorio de acuerdo a las especificaciones ASTM F1575 (sujetadores de diámetro pequeño) y ASTM F606 (sujetadores de diámetro grande). Algunos valores típicos de F_{yb} están dados en la **Tabla 69**. (1)

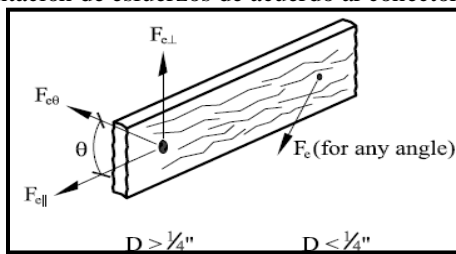
Quando los conectores están cargados con un cierto ángulo respecto a la fibra de la madera, se debe utilizar la fórmula de Hankinson que se presentará a continuación para determinar la fuerza de soporte del conector. La **Figura 177** muestra la orientación y distribución de los esfuerzos en una pieza de madera de acuerdo al conector respecto a la fibra. (1)

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel} F_{e\perp}}{F_{e\parallel} \sin^2 \theta + F_{e\perp} \cos^2 \theta}$$

Tabla 69 Resistencia a la fluencia por flexión de varios conectores

Tipo de conector	Diámetro (pulg)	F_{yb} (lb/pulg ²)
Perno, tirafondo	$D > 0.375$	45,000
	$0.344 < D < 0.375$	45,000
Clavos; tirafondos; tornillos	$0.273 < D < 0.344$	60,000
	$0.236 < D < 0.273$	70,000
	$0.177 < D < 0.236$	80,000
	$0.142 < D < 0.177$	90,000
	$0.099 < D < 0.142$	100,000

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Figura 177 Orientación de esfuerzos de acuerdo al conector respecto a la fibra

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Cuando se realizan conexiones con placas de acero, el código NDS establece que la tensión nominal para el acero forjado en caliente es $2.4F_u$ y $2.2F_u$ para el acero forjado en frío. Aplicando un factor de duración de carga, C_D de 1.6, la fuerza de soporte de un conector es la siguiente:

$$F = 1.5F_u \text{ (para acero forjado en caliente)}$$

$$F = 1.375F_u \text{ (para acero forjado en frío)}$$

Donde:

F_u = esfuerzo último de tensión

= 58,000 lb/pulg² para acero ASTM A36 de 1/4 pulgadas o más de espesor

= 45,000 lb/pulg² para calibre 3 y de menor espesor ASTM A 653 grado 33

Al utilizar las ecuaciones para calcular los valores de diseño lateral Z se debe analizar el tipo de falla en cada conexión. El código NDS provee varias ecuaciones de límite de fluencia para determinar Z , cada una correspondiente a un tipo de falla. El valor más pequeño obtenido con las ecuaciones que se muestran en la **Tabla 71** es el valor que debe utilizarse para el control del diseño. (1)

Tabla 70 Factor de reducción, R_d

Tamaño del conector (pulg)	Modo de fluencia	R_d
$0.25 < D < 1$	I_m, I_s	$4K_\theta$
	II	$3.6K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3.2K_\theta$
$0.17 < D < 0.25$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	$10D + 0.5$
$D \leq 0.17$	$I_m, I_s, II, III_m, III_s, IV$	2.2

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Tabla 71 Ecuaciones de límite de fluencia para determinar Z

Modo de fluencia	Corte simple	Corte doble
I_m	$Z = \frac{DI_m F_{em}}{R_d}$	$Z = \frac{DI_m F_{em}}{R_d}$
I_s	$Z = \frac{DI_s F_{es}}{R_d}$	$Z = \frac{2DI_s F_{es}}{R_d}$
II	$Z = \frac{k_1 DI_s F_{es}}{R_d}$	NA
III_m	$Z = \frac{k_2 DI_m F_{em}}{(1 + 2R_e)R_d}$	NA
III_s	$Z = \frac{k_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$	$Z = \frac{2k_3 DI_s F_{em}}{(2 + R_e)R_d}$
IV	$Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$	$Z = \frac{2D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Donde:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2 + R_t^2 R_e^3 - R_e(1 + R_t))}}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}}$$

Donde:

D = diámetro del conector en pulgs.

F_{yb} = fuerza portante del conector en lb/pulg²

R_d = término de reducción, mostrado en la **Tabla 70**

$$K_\theta = 1 + 0.25 \left(\frac{\theta}{90} \right)$$

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}}$$

$$R_t = \frac{F_m}{F_s}$$

F_{em} = fuerza portante del conector en el miembro principal (lb/pulg²)

F_{es} = fuerza portante del conector en el miembro secundario (lb/pulg²)

F_{em} o $F_{es} = F_c$ para $D \leq 1/4$ pulg

= F_{c1} o $F_{c\perp}$ para cargas aplicadas paralela o perpendicularmente a la fibra

= F_{c0} para cargas aplicadas con cierto ángulo

= 87,000 lb/pulg² para placas de acero laterales ASTM A36

= 61,850 para placas de acero laterales, grado 33, ASTM A653

= 7,500 lb/pulg² para conectores empotrados en concreto

2. Conectores cargados axialmente. Con los conectores sometidos a fuerzas de extracción la carga se aplica paralelamente a la longitud del conector de tal forma que la carga cree un esfuerzo de tensión en el conector y tienda a jalar el conector hacia afuera del elemento en el que está incrustado. (1)

Desde el punto de vista práctico, se suelen preferir los tornillos y tirafondos ya que los hilos crean una mayor conexión con la madera. Se permite utilizar tirafondos ya sea en las fibras laterales o finales, siempre y cuando el conector esté cargado en extracción. Hay que recalcar que el factor de final de fibra aplica para tirafondos con fuerzas de extracción ($C_{eg} = 0.75$). No se permite que los tornillos y clavos se carguen a extracción cuando están aplicados al final de la fibra de la madera. (1)

A continuación se muestran unos valores de diseño W usados para fuerzas de extracción:

$$W_{tirafondos} = 1,800G^{\frac{3}{2}}D^{\frac{3}{4}}$$

$$W_{tornillos} = 2,850G^2D$$

$$W_{clavos} = 1,380G^{\frac{5}{2}}D$$

Donde:

W = valor de la fuerza de extracción, en lbs. (por pulgada de penetración)

G = gravedad específica

D = diámetro del conector, en pulgs.

El valor W calculado con las ecuaciones anteriores representa el valor de extracción base de diseño por pulgada de penetración, por conector. El conector también puede fallar por esfuerzos de fluencia creados por la tensión y por lo tanto también debería chequearse esta condición. (1)

3. Conectores con fuerzas combinadas: cargas laterales y axiales. Existen condiciones, como las mostradas en la **Figura 178** en las cuales un conector puede estar sometido a cargas laterales y de extracción simultáneamente, para este caso el código NDS especifica las siguientes ecuaciones para cargas combinadas:

$$Z'_{\alpha} = \frac{W'_p Z'}{W'_p \cos^2 \alpha + Z' \sin^2 \alpha} \quad \text{para tirafondos y tornillos}$$

$$Z'_{\alpha} = \frac{W'_p Z'}{W'_p \cos \alpha + Z' \sin \alpha} \quad \text{para clavos}$$

Donde:

Z'_{α} = valor de diseño ajustado, resultando de las cargas combinadas

W'_p = valor de diseño de extracción ajustado

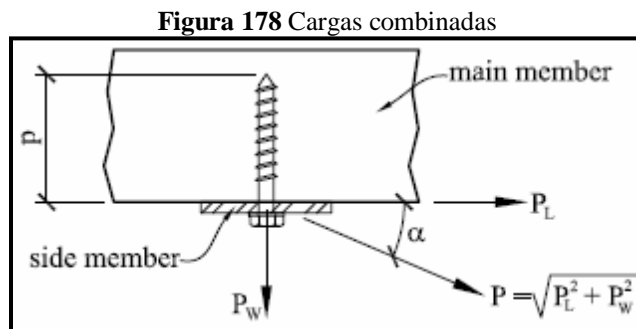
p = longitud de penetración en el elemento principal, pulgada.

Z' = valor de diseño lateral ajustado.

α = ángulo entre la superficie de madera y la dirección de la carga aplicada.

El valor de diseño Z'_{α} , debe ser comparado con la resultante P mostrada en la **Figura 178**:

:



Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

4. Conectores pre-diseñados. Existe una gran variedad de conectores pre-diseñados para construcción en madera. La mayoría de fabricantes provee un catálogo de conectores con sus respectivas capacidades de carga, así como también sus requerimientos para la instalación. La mayor parte de las veces, las tablas de cargas, así como los detalles de conexión entre diferentes fabricantes son muy similares. A continuación se muestra una breve explicación de los elementos de una tabla de cargas, como la que se presenta en la **Figura 179**. (1)

- La designación del conector normalmente se basa en sus propiedades geométricas. Las iniciales *JH* provienen de su nombre en inglés, *joist hanger*, (soporte de viga) y el número *214*, representa la viga que el conector pretende unir.
- Las dimensiones son importantes para consideración de detalles.
- El fabricante suele poner la madera que se debe usar para cada conector. Para maderas especiales se usa un factor de reducción.
- Los porcentajes corresponden al factor de duración de carga. El 100% del factor de duración de carga total, corresponde a $C_d = 1.0$ (cargas vivas de piso). El 160% corresponde a un $C_d = 1.6$

(cargas de sísmicas o de viento). (1)

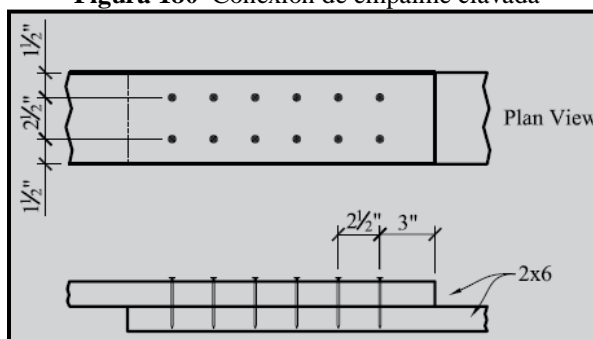
Figura 179 Ejemplo de tabla de carga

Joist Size	Model #	Dimensions			Douglas Fir-Larch or So. Pine Allowable Loads (lb)			
		W	H	B	100%	115%	125%	160% (uplift)
2x14	JH-214	1 ⁹ / ₁₆ "	10"	2"	1595	1835	1995	1150
	XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX	XX

Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Ejemplo 20.1 Para la conexión mostrada en la **Figura 180**, se encontró que se necesitan 12 clavos tipo 10d (D = 0.148 pulgadas y L= 3.0 pulgadas). Determine si la disposición de los conectores es adecuada para un diseño completo. Asuma que la madera está previamente perforada. (1)

Figura 180 Conexión de empalme clavada



Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Solución

Por ser $D < 1/4$ pulg., se tiene que $C_A = 1.0$ y se debe utilizar la **Tabla 66**. De esa tabla, obtenemos los valores mínimos de espaciamento para un diseño completo

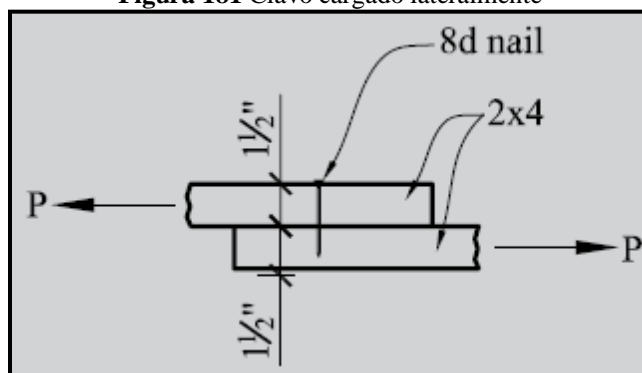
$$\begin{aligned}
 \text{Distancia final} &= 15D = (15)(0.148 \text{ pulg}) = 2.2 < 3 \text{ pulg} && \text{OK} \\
 \text{Distancia al borde} &= 2.5D = (2.5)(0.148 \text{ pulg}) = 0.37 < 1.5 \text{ pulg} && \text{OK} \\
 \text{Espaciamento c. a c.} &= 15D = (15)(0.148 \text{ pulg}) = 2.2 < 2.5 \text{ pulg} && \text{OK} \\
 \text{Espaciamento de fila} &= 5D = (5)(0.148 \text{ pulg}) = 0.75 < 2.5 \text{ pulg} && \text{OK} \\
 \text{Penetración mínima (p)} &= 10D = (10)(0.148 \text{ pulg}) = 1.48 < 1.5 \text{ pulg} && \text{OK}
 \end{aligned}$$

La disposición de los conectores es adecuada.

Ejemplo 20.2 Para la conexión mostrada en la **Figura 181**, determine el valor lateral nominal de diseño Z. La madera con la que se trabajará es un tipo de abeto y pino oregon. El conector es un clavo 8d y a continuación se muestran las características de la madera y del conector.

$$\begin{aligned}
 G &= 0.42 & D &= 0.131 \text{ pulg.} \\
 l &= 2.5 \text{ pulg.} & F_{yb} &= 100,000 \text{ lb/pulg}^2
 \end{aligned}$$

Figura 181 Clavo cargado lateralmente



Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

Solución

- 1) Calcular los esfuerzos aplicados en el clavo

$$F_{em} = F_{es} = 16,600G^{1.84} \text{ (lb/pulg}^2\text{)}$$

$$F_{em} = F_{es} = (16,600)(0.42)^{1.84} = 3,364 \text{ lb/pulg}^2$$

- 2) Determinar los factores de reducción

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}} = \frac{3364}{3364} = 1.0$$

$$R_t = \frac{l_m}{l_s} = \frac{2.5 - 1.5}{1.5} = 0.667$$

$$R_d = 2.2$$

- 3) Determinar las constantes k que luego se utilizarán para evaluar para Z

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2) + R_t^2 R_e^3} - R_e(1 + R_t)}{1 + R_e}$$

$$k_1 = \frac{\sqrt{1 + 2(1^2)[1 + 0.667 + 0.667^2] + 0.667^2(1^3)} - 1(1 + 0.667)}{1 + 1} = 0.357$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em}l_m^2}}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + 1) + \frac{2(100,000)[1 + 2(1)](0.131)^2}{3(3364)(1)^2}} = 1.24$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em}l_s^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1+1)}{1} + \frac{2(100,000)(2+1)(0.131)^2}{3(3363)(1.5)^2}} = 1.1$$

4) Calcular Z para cada modo de ruptura

$$\text{Modo I}_m \quad Z = \frac{Dl_m F_{em}}{R_d} = \frac{(0.131)(1)(3364)}{2.2} = 200 \text{ lb}$$

$$\text{Modo I}_s \quad Z = \frac{Dl_s F_{es}}{R_d} = \frac{(0.131)(1.5)(3364)}{2.2} = 300 \text{ lb}$$

$$\text{Modo II} \quad Z = \frac{k_1 l_s F_{es}}{R_d} = \frac{(0.357)(0.131)(1.5)(3364)}{2.2} = 107 \text{ lb}$$

$$\text{Modo III}_m \quad Z = \frac{k_2 D l_m F_{em}}{(1+2R_e)R_d} = \frac{(1.24)(0.131)(1)(3364)}{[1+(2)(1)]2.2} = 82 \text{ lb}$$

$$\text{Modo III}_s \quad Z = \frac{k_3 D l_s F_{em}}{(2+R_e)R_d} = \frac{(1.11)(0.131)(1.5)(3364)}{(2+1)2.2} = 111 \text{ lb}$$

$$\text{Modo IV} \quad Z = \frac{D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2F_{em} F_{yb}}{3(1+R_e)}} = \frac{(0.131)^2}{2.2} \sqrt{\frac{(2)(3364)(100,000)}{3(1+1)}} = 82 \text{ lb}$$

El valor más pequeño es 82 lb (modos III_m y IV), por lo tanto el valor lateral nominal de diseño Z es de 82 lb.

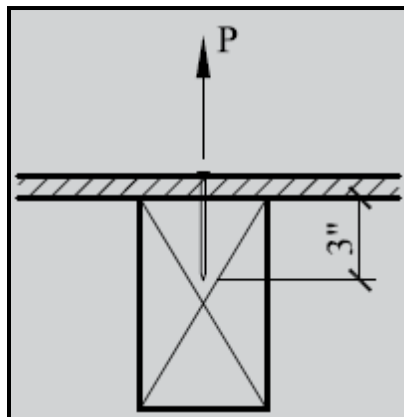
Ejemplo 20.3 De la **Figura 181**, determine el valor de arranque W (P_{max}) para los siguientes conectores: (a) un tornillo No. 12; (b) un clavo común 16d; (c) tirafondo de 3/8 de pulgada. Las condiciones de temperatura y humedad son normales. Aplicar un $C_D = 1.6$ (viento). La madera a utilizar es abeto.

$$G = 0.43$$

$$D \text{ (tornillo No. 12)} = 0.216 \text{ pulg.}$$

$$D \text{ (clavo 16d)} = 0.162 \text{ pulg.}$$

Figura 182 Conector sometido a fuerza de extracción



Fuente: Aghayere, Abi y Vigil, Jason. 2007.

1) Determinar el valor de arranque, W' , para el tornillo No. 12

$$W = 2850G^2D$$

$$W = 2850(0.43)^2(0.216) = 114 \text{ lb/pulg}$$

Ajustando los valores por penetración

$$W = (3 \text{ pulg}) (114 \text{ lb/pulgada}) = 342 \text{ lb}$$

$$P_{max} = W' = W C_D C_M C_t C_{eg} C_{tn}$$

$$P_{max} = W' = (342)(1.6)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 546 \text{ lb}$$

2) Repita el paso **1)** para el clavo 16d

$$W = 1380 G^{5/2} D$$

$$W = 1380(0.43)^{5/2}(0.162) = 27 \text{ lb/pulg}$$

Ajustando los valores por penetración

$$W = (3 \text{ pulgadas}) (27 \text{ lb/pulg}) = 81 \text{ lb}$$

$$P_{max} = W' = W C_D C_M C_t C_{eg} C_{tn}$$

$$P_{max} = W' = (81)(1.6)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 130 \text{ lb}$$

3) Para el tirafondo de $3/8$ pulg

$$W = 1,800 G^{3/2} D^{3/4}$$

$$W = 1,800(0.43)^{3/2}(0.375)^{3/4} = 243 \text{ lb/pulgada}$$

Ajustando los valores por penetración

$$W = (3 \text{ pulgadas}) (243 \text{ lb/pulgada}) = 729 \text{ lb}$$

$$P_{max} = W' = W C_D C_M C_t C_{eg} C_{tn}$$

$$P_{max} = W' = (729)(1.6)(1.0)(1.0)(1.0)(1.0) = 1,166 \text{ lb}$$

**Guía técnica para el diseño de estructuras en madera:
Tercera parte**

XXIII. DISEÑO DE UNA PASARELA

A. INTRODUCCIÓN

La construcción de la pasarela tiene como propósito facilitar el cruce peatonal en la avenida Petapa, ciudad de Guatemala. De esta manera se mejora el acceso de los usuarios al centro recreativo IRTRA y se evitan accidentes de cualquier índole, concluyendo que el fin principal es otorgar seguridad a todos los transeúntes. La estructura es concebida como un conjunto de componentes combinados de manera ordenada para cumplir con una función específica que es la de salvar una avenida de gran afluencia vehicular. Asimismo debe cumplir su función con un grado de seguridad razonable y mantener un comportamiento adecuado. La pasarela no debe presentar deformaciones en exceso, vibraciones ni agrietamiento.

Además deben tomarse en cuenta otros requisitos tales como los costos para que no se exceda del presupuesto, asegurarse que todos los tamaños de las secciones de madera necesarias para el proyecto estén disponibles en las especies requeridas y satisfacer las necesidades estéticas. En el desempeño de su función, la pasarela estará sujeta a una serie de acciones, fuerzas o cargas que debe ser capaz de soportar como lo son el peso propio, la carga viva debido al peso de los usuarios y la acción del viento.

El propósito del diseño estructural es crear una estructura que tenga un comportamiento adecuado bajo las acciones a las que pueda estar expuesta. Esto implica un conocimiento de la relación que existe entre las acciones que obran sobre la estructura, las características geométricas de ésta y las propiedades de los materiales de los que está construida, por una parte y, por otra, las respuestas de la estructura.

Para dimensionar elementos de madera por medio del método de esfuerzos permisibles es necesario establecer valores que garanticen un grado de seguridad adecuado. Los tipos de esfuerzos requeridos son: 1) compresión paralela a las fibras, 2) compresión perpendicular a las fibras, 3) tensión paralela a las fibras, 4) flexión, 5) esfuerzo cortante paralelo a las fibras, 6) esfuerzo cortante perpendicular a las fibras. En dichos controles se utilizaron los valores de módulo de elasticidad, módulo de sección y momento de inercia de las secciones.

El módulo de elasticidad puede obtenerse a partir de ensayos de flexión de piezas de madera libre de defectos o a partir de tablas. Los valores obtenidos en los ensayos, no se afectan de factores de seguridad. Suelen determinarse dos valores: uno intermedio y uno mínimo. El valor medio, que es la media aritmética de los ensayos realizados puede utilizarse en el cálculo de deflexiones. Teniendo en cuenta que en la práctica es frecuente carecer de información sobre la especie de la madera al momento de realizar un anteproyecto, y que aun en el caso de conocer la especie no suele contarse con datos adecuados sobre las propiedades mecánicas, se utilizan valores estándar para los cálculos. Los valores utilizados en esta memoria de cálculo fueron obtenidos del Wood Handbook. Los valores de módulo de elasticidad, varían según la especie de la madera, para los pinos varían entre 8,100 y 10,100 MPa.

En la presente memoria de cálculo se trabajan con las áreas efectivas porque ya están incluidas las reducciones oportunas. Las dimensiones de las piezas propuestas se basan en el listado de “Madera Dimensionada” que se manejan en la empresa Lignum.

Para el diseño de uniones de la pasarela se utilizaron dos métodos. El primero, se trata de una comprobación simple por corte o compresión de los conectores. Esta fuerza cortante se obtuvo a partir del esfuerzo cortante según el grado del acero utilizado y el área del conector a utilizar. En todos los casos se asumió un esfuerzo cortante $\tau = 75 \text{ N/mm}^2$. El segundo método de comprobación, consistió en obtener el esfuerzo admisible de corte para cada perno, según las lineaciones dadas en la guía *Structural Wood Design*, la cual está basada en el método de esfuerzos admisibles (ASD por sus siglas en inglés).

Los factores de ajuste que se han expresado a lo largo de la guía técnica son:

Tabla 72 Factores de ajuste

Factor de Corrección	Descripción
C_D	Factor de duración de carga
C_M	Factor de humedad
C_F	Factor de tamaño
C_{fu}	Factor de canto
C_t	Factor de temperatura
C_i	Factor de incisión
C_p	Factor de estabilidad de columnas
C_L	Factor de estabilidad de vigas
C_V	Factor de volumen (solo para madera laminada)
C_b	Factor de área portante
C_C	Factor de curvatura

Fuente: Aghayere, Abi. y Vigil, Jason. 2007

- El factor de estabilidad C_L de vigas toma el valor de 1.0 porque se tiene el soporte lateral adecuado.
- El factor de tamaño C_F es 1.0 porque los tamaños de los peraltes de las secciones son normales. A medida que el peralte de la sección aumenta, la desviación de la distribución del esfuerzo de la distribución lineal se vuelve más pronunciada implicando una reducción en la capacidad de carga del miembro de madera.
- El factor de duración de carga C_D toma el valor de 1.0 porque se considera un período de duración normal de 10 años. El valor aumentaría si la carga fuera de impacto o de muy corta duración como 1 segundo.
- El factor de humedad C_M toma el valor de 1.0 cuando el contenido de humedad es menor o igual a 19%, es decir, que la madera está seca.
- El factor de canto C_{fu} toma el valor de 1.0 porque las secciones no están cargadas sobre su eje débil.
- Algunas especies no aceptan el tratamiento de preservante a base de presión y se le cortan incisiones paralelas a las fibras para aumentar la penetración de los preservantes en el miembro de madera. El factor de incisión C_i aplica solamente a la madera dimensionada y toma el valor de 1.0 cuando los miembros no tienen estas incisiones.
- Para temperaturas inferiores a 38°C, el factor de temperatura C_t es de 1.0 para madera utilizada en condiciones de servicio secas o húmedas.
- Cuando una columna está completamente arriostrada en torno a un eje de pandeo, el factor de la estabilidad de columna C_p sobre ese eje será igual a 1.0.
- El factor de área portante C_b toma el valor de 1.0 cuando la longitud libre sin soportar es mayor a 6 pulgadas y al final de los miembros.
- El factor de curvatura C_C se considera al momento de diseñar miembros curvos, lo cual no es el caso en la pasarela.

En los cálculos de los elementos no se tomaron en cuenta los factores porque en su mayoría los factores adoptaban valores iguales a 1.0, como se explicó detalladamente anteriormente, reflejando las condiciones normales de uso de la madera. Tampoco se tomaron en cuenta, debido a la falta de información sobre la especie de madera a utilizar y otros datos importantes a considerar para el uso fehaciente de los factores.

El diseño de las secciones se realizó estableciendo secciones mínimas que cumplieran con los controles anteriormente detallados. Por facilidades constructivas y por detalles en uniones, en el diseño final se tomaron secciones diferentes a las mínimas propuestas. El diseño final de la pasarela se puede apreciar en los planos adjuntados en el ANEXO.

B. INTEGRACIÓN DE CARGAS

Las cargas consideradas en el diseño estructural son las siguientes: carga muerta, carga viva y carga de viento. De las combinaciones de carga dadas en el sub-inciso 2, inciso E del **Capítulo X**, se utilizará el caso crítico que aplica a la estructura de la pasarela, en donde se toma en cuenta la carga muerta, M , la carga viva, V , y la carga de viento, W , como se presenta a continuación:

$$M + V + W.$$

1. Carga viva. Debido a que en el **Tabla 32 del capítulo X**, no se propone ningún valor para pasarelas, se utilizó el valor de la carga viva dado en la tabla 16-A del *Uniform Building Code 1997* (UBC 97, por sus siglas en inglés). Éste especifica que, para pasarelas, la carga mínima uniformemente distribuida que se debe utilizar es de 100 lb/pie^2 , lo que equivale a aproximadamente 500 kg/m^2 .

2. Carga muerta. La carga muerta que se consideró en el análisis, proviene únicamente del peso propio de la estructura. La ventaja de este tipo de carga es que su estimación es más precisa que los otros tipos de cargas. Se asumió un valor de carga muerta de 300 kg/m^2 , y luego de realizar el diseño final se corroboró que este valor se cumpliera.

3. Carga de viento. La presión de viento en la superficie de una estructura depende principalmente de su velocidad, la forma de la superficie, la pendiente de la superficie, la protección contra el viento brindada por otras estructuras y también pero en un menor grado, de la densidad del aire, que disminuye con la altitud, la temperatura y finalmente la textura de la superficie.

El cálculo para determinar la presión de viento que afecta a la pasarela de madera se hizo en base al *Uniform Building Code 1997* (UBC 97, por sus siglas en inglés)

La presión estática equivalente que se aplica en forma normal (perpendicular) a las superficies exteriores del edificio se determina mediante la fórmula:

$$P = C_e \times C_q \times q_s \times I$$

Donde:

- $P =$ Presión de diseño del viento en lb/pie cuadrado .
- $C_e =$ Coeficiente de factor de ráfaga, altura, y exposición combinados como aparece en la tabla UBC 16-G.
- $C_q =$ Coeficiente de presión de la estructura o parte de ella en consideración como aparece en la tabla UBC 16-H.
- $q_s =$ Presión estática del viento a una altura de 30 pies sobre el nivel del terreno dada en la tabla UBC 16-F, también se puede calcular por medio de fórmula.
- $I =$ Factor de importancia que depende del tipo de estructura, está dado en la tabla UBC 16-K.

El valor que se usó como C_e según la tabla 16-G del UBC 97 tomando en cuenta que el coeficiente de exposición se catalogó como “C” y la altura de exposición es de 22 pies, C_e es 1.13.

El valor que se usó para C_q fue de 0.8 según la tabla UBC 16-H. Para el valor de q_s se utilizó la fórmula $q_s = 0.00256V^2$ asumiendo una velocidad de viento de 104 millas/hora lo que resulta un valor de $q_s = 28 \text{ lb/pie}^2$.

El factor de importancia I es de 1.15 para edificios que se consideran que son esenciales

$$P = 1.13 * 0.8 * 28 * 1.15 = 29.10 \text{ lb/pie}^2$$

$$29.10 \text{ lb/pie}^2 \quad \text{este valor es igual a } 142.07 \text{ kg/m}^2$$

Esta presión de 142.07 kg/m^2 es aplicada en la parte superior de la pasarela, donde hay una baranda de protección con altura de 1.2 metros, por lo que se multiplica por este valor.

$$P = 142.07 \text{ kg/m}^2 \times 1.2\text{m} = 170 \text{ kg/m}$$

La fuerza del viento de valor 170 kg/m , está siendo ejercida sobre la pasarela de madera. Si quisiéramos aplicar esta fuerza a lo largo de toda la pasarela que es de 33.6 metros tendríamos un valor de 5712 kg, al centro del claro total.

4. Transformación de carga distribuida en carga puntual. Para el análisis estructural no se aplicó la combinación de carga $D + L$ como una carga uniforme distribuida, sino que como carga puntual en los nodos del miembro inferior de la armadura. Esto se hizo de la siguiente manera:

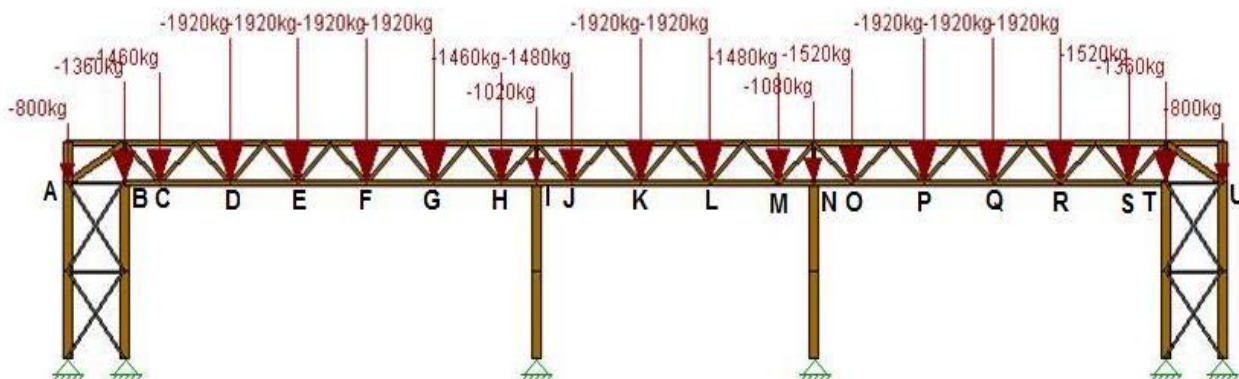
a. Transición de carga distribuida por área a carga distribuida longitudinal. De los datos anteriores de carga sobre la pasarela, se obtiene:

$$D + L = 300\text{kg/m}^2 + 500\text{kg/m}^2 = 800\text{kg/m}^2$$

Se multiplicó esta carga total por el ancho tributario de la pasarela. El ancho de la pasarela es de dos metros por lo que el ancho tributario es la mitad, de valor un metro. Obteniendo una carga distribuida sobre la armadura de 800kg/m .

b. Transición de carga distribuida por longitudinal a carga puntual. Para transformar la carga distribuida en puntual, se multiplicó dicha carga por la longitud entre los nodos, obteniendo así una carga puntual. La carga puntual se dividió entre dos para aplicarla a los nodos afectados. Todos los nodos de la armadura, excepto por el del inicio y el del final, están sometidos a dos cargas puntuales, las cuales se sumaron y luego se aplicaron al nodo correspondiente. La estructura con las cargas aplicadas es la siguiente:

Figura 183 Estructura con cargas puntuales en nodos



Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente tabla se muestran los valores de cargas distribuidas por cada tramo de la armadura:

Tabla 73 Carga puntual al centro de cada tramo

TRAMO	LONGITUD (m)	CARGA PUNTUAL AL CENTRO (kg)
A-B	2	1600
B-C	1.25	1000
C-D	2.4	1920
D-E	2.4	1920
E-F	2.4	1920
F-G	2.4	1920
G-H	2.4	1920
H-I	1.25	1000
I-J	1.3	1040
J-K	2.4	1920
K-L	2.4	1920
L-M	2.4	1920
M-N	1.3	1040
N-O	1.4	1120
O-P	2.4	1920
P-Q	2.4	1920
Q-R	2.4	1920
R-S	2.4	1920
S-T	1.4	1120
T-U	2	1600

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se muestra la tabla para las cargas en cada nodo y la estructura con las cargas aplicadas:

Tabla 74 Carga puntual en cada nodo

PUNTO	CARGA (kg)
A	800
B	1300
C	1460
D	1920
E	1920
F	1920
G	1920
H	1460
I	1020
J	1480
K	1920
L	1920
M	1480
N	1080
O	1520
P	1920
Q	1920
R	1920
S	1520
T	1360
U	800

Fuente: Elaboración propia.

C. ANÁLISIS ESTRUCTURAL EN PROGRAMA DE CÓMPUTO

El análisis estructural de la pasarela se realizó en el programa para diseño de estructuras RISA-3D; para el modelo se utilizó como material la madera, el cual está preestablecido en el programa, y este se aplicó a todos los miembros de una forma general.

Para el análisis de la pasarela se tomaron en cuenta dos diseños: uno idealizado para obtener reacciones preliminares y uno final donde se modeló el diseño con las medidas exactas. A los dos diseños se les aplicaron las cargas vivas y muertas estimadas de la estructura.

Para modelar la estructura en el programa RISA-3D, se utilizó como material la madera. Este material estaba preestablecido en el programa como una opción y, por lo tanto, se aplicó a todos los miembros de una forma genérica, esto quiere decir que el programa le asignó secciones genéricas a cada parte de la estructura.

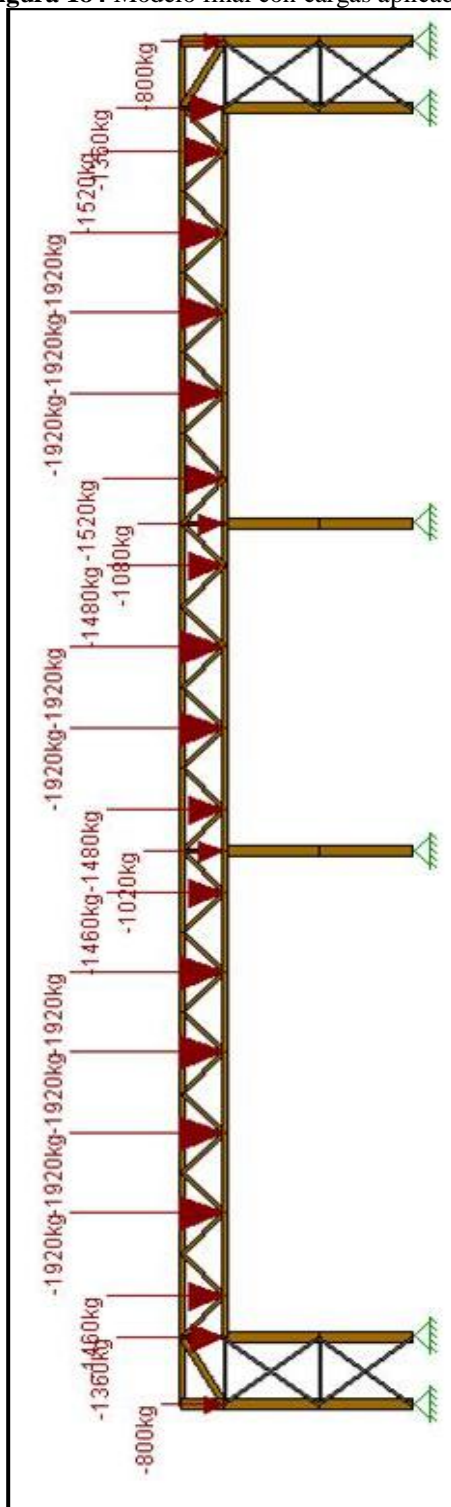
Para poder analizar la estructura se utilizó la combinación de cargas $M + V + W$ (cargas muertas, más cargas vivas, más carga de viento), como se explicó en la sección anterior de Integración de Cargas, utilizando $M + V = 800kg/m^2$ y asignando las cargas puntuales determinadas anteriormente sobre los nudos de la pasarela como se puede apreciar en el modelo final con cargas aplicadas.

Para analizar el efecto del viento se realizó un modelo idealizado de la pasarela el cual consistía en una viga con cuatro apoyos como se aprecia, más adelante, en el diagrama de cargas de viento, donde la carga utilizada $W = 170kg/m$. Esta carga se aplicó al modelo para finalmente obtener las reacciones horizontales sobre cada una de las columnas de la pasarela. Este procedimiento se realizó de esta forma debido a incongruencias en los resultados al momento de aplicar la combinación de carga sobre el modelo real. Posteriormente, las columnas y torres se analizaron de manera individual con el fin de obtener resultados más precisos de los efectos de las cargas viva, muerta y viento. Contando con los resultados del análisis de viento se procedió a analizar la columna crítica a la cual se le aplicaron las cargas vivas y muertas y a la vez el resultado de la reacción puntual en ese apoyo de la viga idealizada.

A continuación se presentan los resultados y diagramas para el modelo final, de donde se obtuvieron los datos para el diseño por medio de su análisis para cargas de viento, vivas y muertas.

1. Modelo final con cargas aplicadas

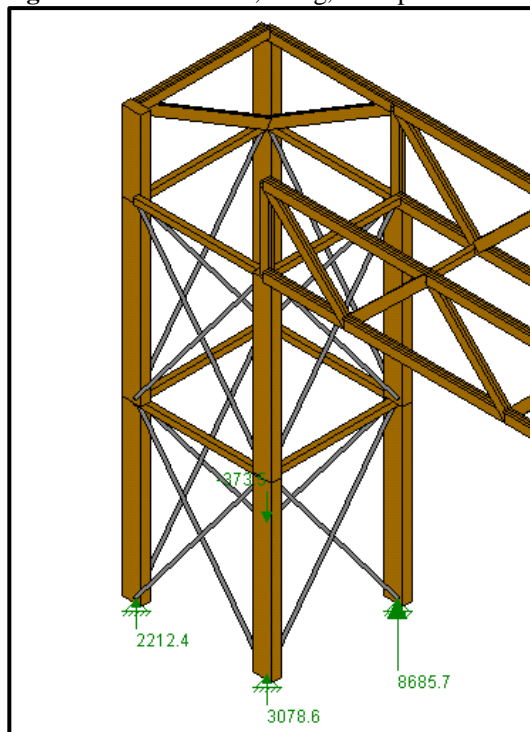
Figura 184 Modelo final con cargas aplicadas



Fuente: Elaboración propia.

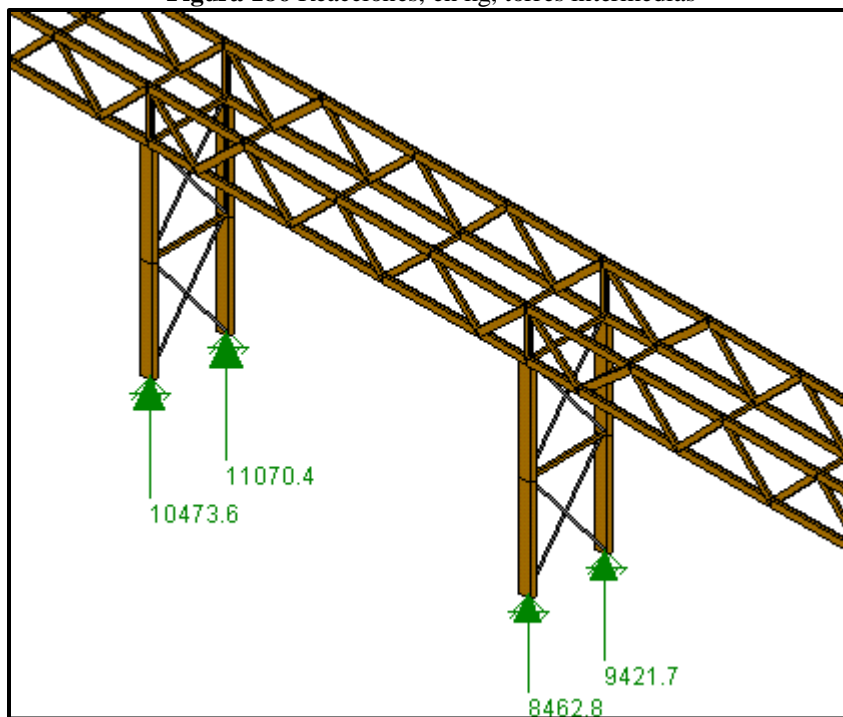
2. Reacciones en los apoyos

Figura 185 Reacciones, en kg, de la primera torre



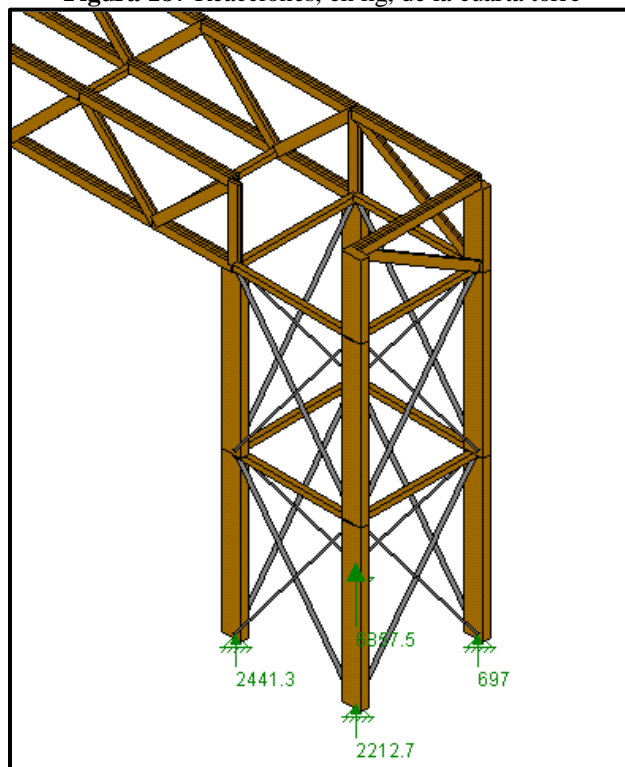
Fuente: Elaboración propia.

Figura 186 Reacciones, en kg, torres intermedias



Fuente: Elaboración propia.

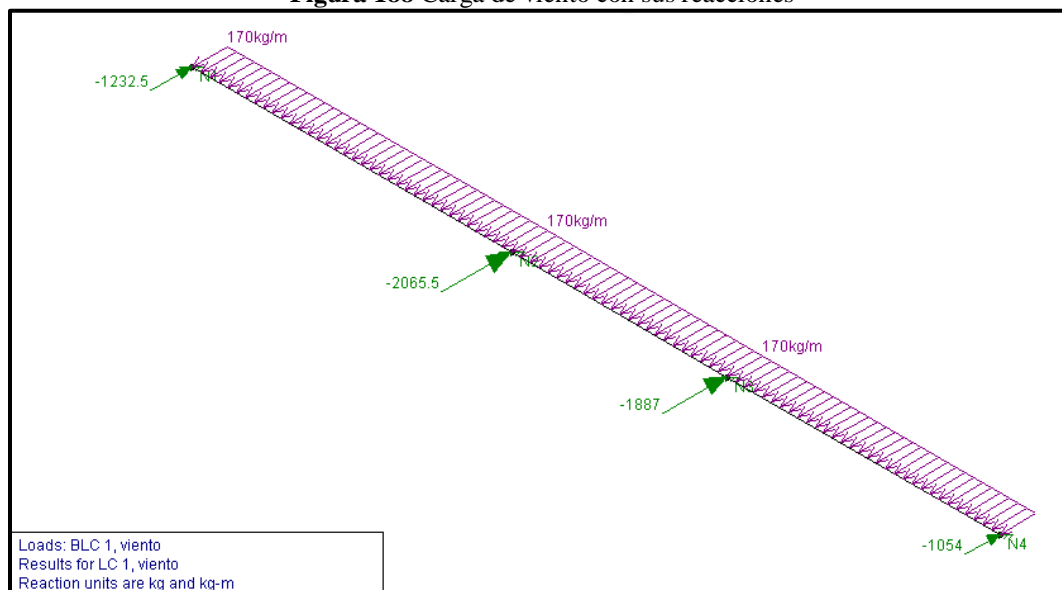
Figura 187 Reacciones, en kg, de la cuarta torre



Fuente: Elaboración propia.

3. Diagrama de carga de viento con reacciones. Las reacciones para carga de viento, se obtuvieron aplicando las mismas en una viga con 4 apoyos que idealiza el modelo de la pasarela.

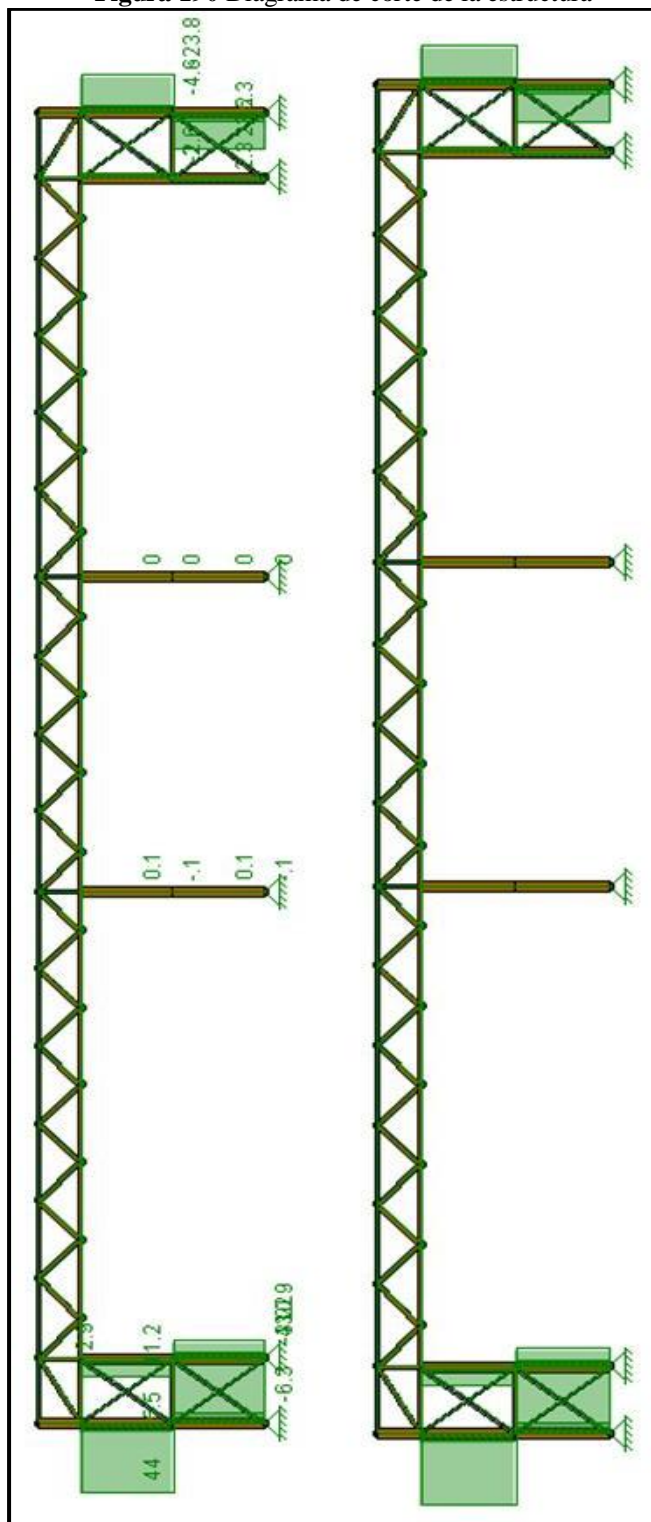
Figura 188 Carga de viento con sus reacciones



Fuente: Elaboración propia.

b. Diagrama de corte

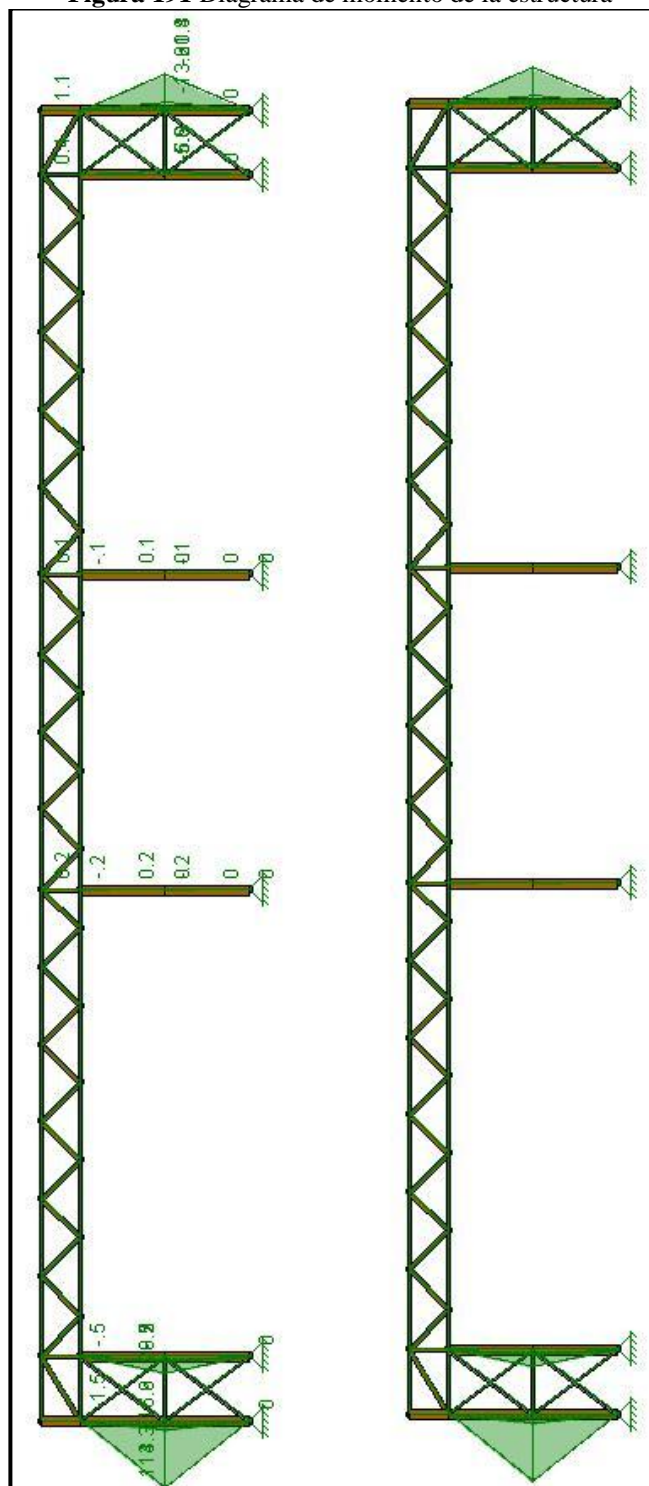
Figura 190 Diagrama de corte de la estructura



Fuente: Elaboración propia.

c. Diagrama de momentos

Figura 191 Diagrama de momento de la estructura



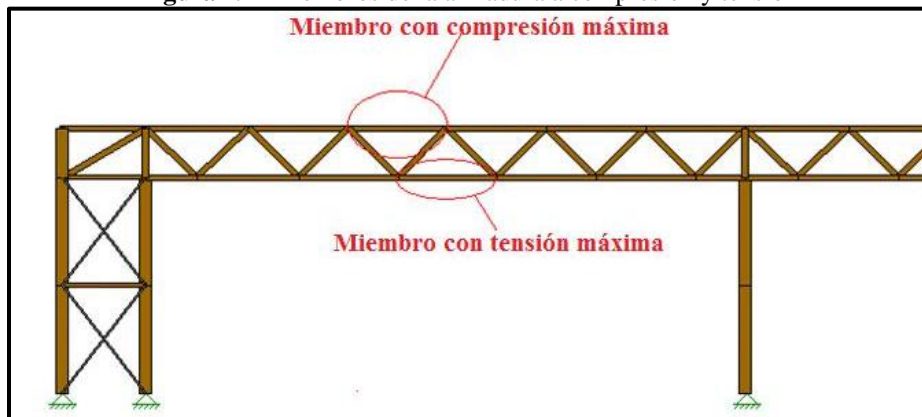
Fuente: Elaboración propia.

5. Fuerzas en miembros cíclicos

a. Vigas de la armadura

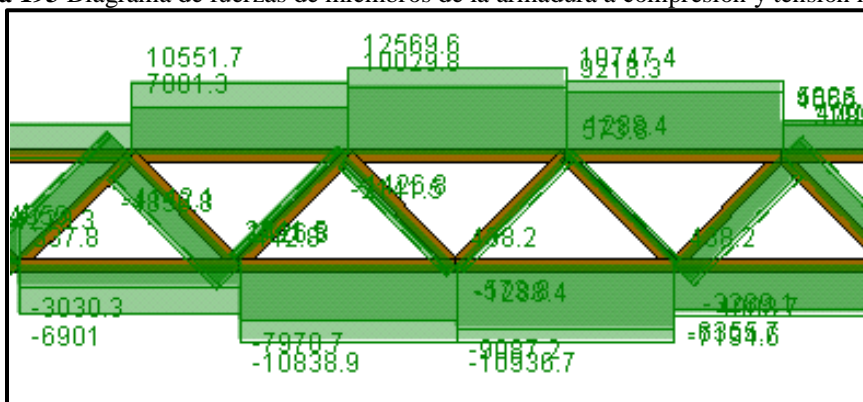
- Miembro superior con compresión máxima de 12,560 kg.
- Miembro inferior con tensión máxima de 10,940kg.

Figura 192 Miembros de la armadura a compresión y tensión



Fuente: Elaboración propia.

Figura 193 Diagrama de fuerzas de miembros de la armadura a compresión y tensión máxima

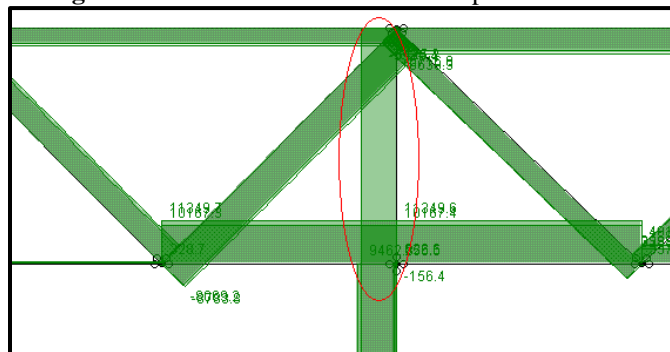


Fuente: Elaboración propia.

b. Poste de la armadura

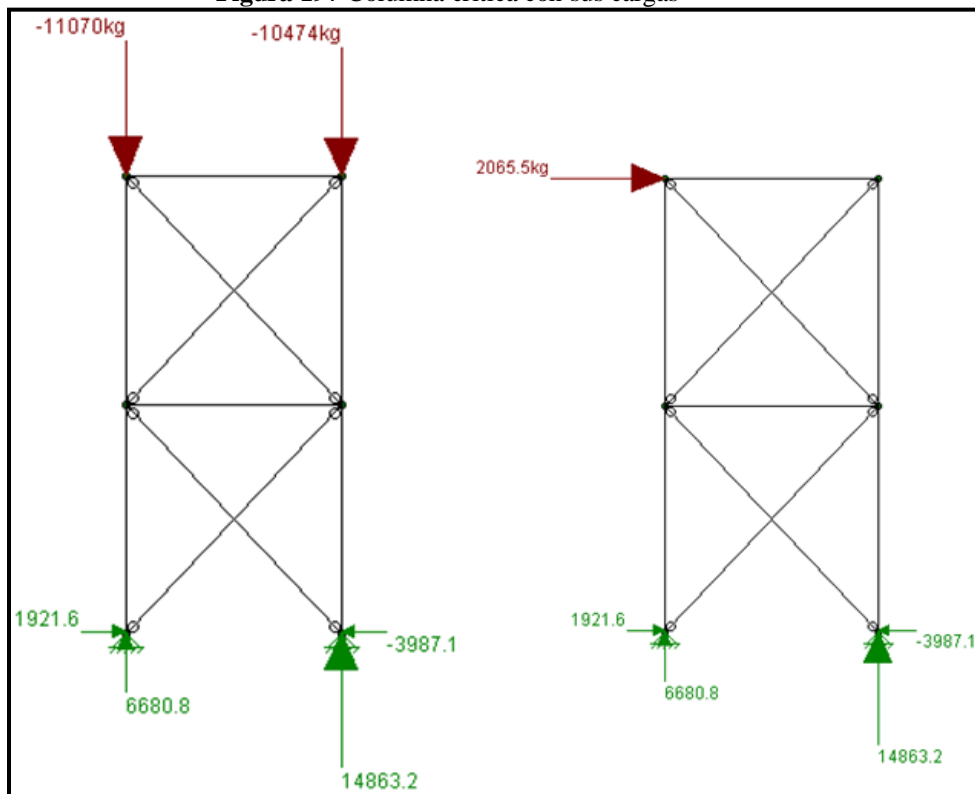
- Columna sometida a una compresión máxima de 10,041kg.

Figura 194 Poste de la armadura a compresión máxima



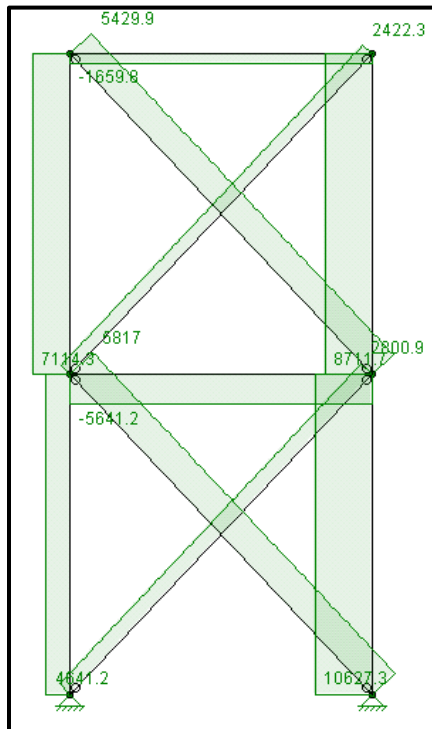
Fuente: Elaboración propia.

Figura 197 Columna crítica con sus cargas



Fuente: Elaboración propia.

Figura 198 Diagrama de fuerza axial en miembros de las columnas



Fuente: Elaboración propia.

D. Diseño de miembros de la pasarela

Para el diseño de los miembros que conforman la estructura de la pasarela, se realizó una memoria de cálculo utilizando la herramienta Microsoft Office Excel. Cada uno de los miembros a diseñar se fue controlando dependiendo de las fuerzas a las que estaban sometidos. En todos los casos, el control se hizo comprobando que la sección escogida del listado de secciones de la empresa Lignum, cumpliera con los requerimientos mínimos determinados, siguiendo los pasos establecidos más adelante en el procedimiento general de cálculo, dependiendo si fuera pandeo, compresión tensión o flexión.

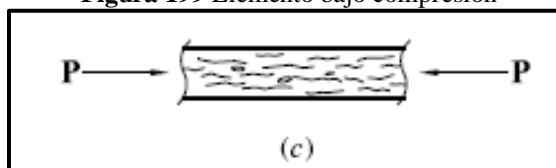
1. Procedimiento general de cálculo.

a. Control por flexión. En cuanto a elementos de madera sometidos a flexión, el diseño por flexión pura se basa en la geometría de éstos, basándose en el módulo de sección. Los pasos básicos son los siguientes:

- Calcular todas las cargas y las reacciones internas, incluyendo los valores máximos de momento, corte y reacciones en los apoyos.
- Asumir un esfuerzo permisible. El valor tomado es de $\sigma_{permisible} = 10 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.
- Seleccionar el tamaño de un miembro. Por economía, se selecciona el tamaño del miembro con la menor área que tiene un módulo de sección por lo menos igual al calculado anteriormente.

b. Control por compresión

Figura 199 Elemento bajo compresión



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

El esfuerzo de compresión paralelo a las fibras, se necesita para el dimensionamiento de las columnas y otros miembros sometidos a compresión como lo son el miembro superior de la armadura y las diagonales. El esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras es necesario para revisar los apoyos de vigas y ciertos detalles de las conexiones. Los métodos de dimensionamiento descritos están basados en hipótesis elásticas.

Las columnas son miembros macizos que están formadas por tres piezas. De acuerdo con esto, todas las columnas y miembros semejantes se calculan como miembros sometidos a flexo-compresión. La National Forest Products Association indica que pueden clasificarse tres categorías según lo susceptibles que sean al pandeo: miembros largos, miembros intermedios y miembros cortos.

El procedimiento para miembros cargados axialmente por compresión se describe a continuación:

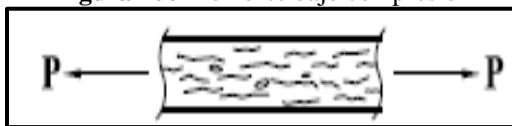
- Realizar el análisis estructural para determinar la fuerza axial del miembro. En este caso, el análisis se realizó con el programa RISA-3D. Determinar el valor del esfuerzo permisible por tensión, en este caso es de $10 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.
- Calcular el área mínima requerida para soportar la fuerza de tensión máxima.

$$\text{Área}_{\text{mínima, requerida}} = \frac{C_{\text{máxima}}}{\sigma_{\text{permisible}}}$$

- Asumir una sección de madera según el listado de secciones disponibles de la empresa Lignum.
- Comprobar que la sección elegida sea mayor que el área mínima requerida.

c. Control por tensión

Figura 200 Elemento bajo compresión



Fuente: *Structural Wood Design. A Practice Oriented Approach*, 2007

La tensión paralela a las fibras se emplea para dimensionar la barra inferior de la armadura en cuyo diseño es frecuente considerar que las barras que la integran están sometidas únicamente a cargas axiales. La fuerza de tensión de servicio que puede soportar un miembro de madera se calcula con la siguiente expresión:

$$T = A_{e,minima} \sigma_{permisible}$$

El área efectiva se define como la sección total menos las reducciones por las ranuras o agujeros requeridos para alojar elementos de unión. La capacidad del miembro estará regida por la sección que tenga el área mínima.

El procedimiento para miembros cargados axialmente por tensión se describe a continuación:

- Realizar el análisis estructural para determinar la fuerza axial del miembro. En este caso, el análisis se realizó con el programa RISA-3D. Determinar el valor del esfuerzo permisible por tensión, en este caso es de 12×10^6 N/m².
- Calcular el área mínima requerida para soportar la fuerza de tensión máxima.

$$\text{Área}_{minima, requerida} = \frac{T_{maxima}}{\sigma_{permisible}}$$

- Asumir una sección de madera según el listado de secciones disponibles de la empresa Lignum.
- Comprobar que la sección elegida sea mayor que el área mínima requerida.

d. Pandeo. La susceptibilidad del pandeo depende de la relación de esbeltez, que se define como la relación entre la longitud efectiva, KL , y el radio de giro mínimo, r , de la sección del miembro. La longitud efectiva es la distancia entre dos puntos de inflexión. Los valores sugeridos para dimensionamiento son mayores a los teóricos para tener en cuenta que en situaciones reales es difícil conseguir empotramientos perfectos.

En columnas rectangulares como la mayoría de columnas de madera, la relación de esbeltez suele darse en función de la dimensión mínima de la sección.

Se consideran miembros largos aquellos que fallan por inestabilidad, es decir, por pandeo. El esfuerzo crítico de pandeo para miembros largos está dado por la fórmula de Euler:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}^2}$$

Esta carga es el valor mínimo para el cual el miembro muestra curvaturas, es decir, se pandea.

Donde E es el módulo de elasticidad de la madera. El pandeo lateral es una función de la distancia entre apoyos laterales de la cara comprimida y las dimensiones de la sección.

El procedimiento para el control de los miembros por pandeo es:

- Conocer la fuerza de compresión que el miembro resiste a través del análisis de RISA-3D

- Conocer datos generales del miembro: longitud del tramo y módulo de elasticidad
- Escoger la sección transversal para el miembro
- Calcular el momento de inercia. Para secciones rectangulares:

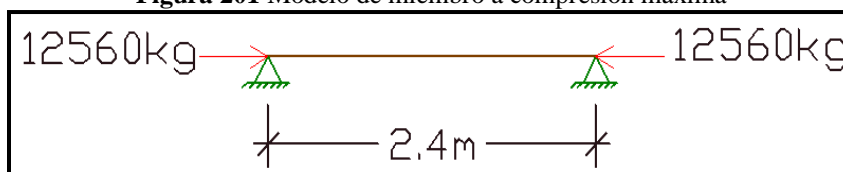
$$I = \frac{bh^3}{12}$$

- Calcular la fuerza de pandeo crítico (P_{cr}).
- Revisar que la fuerza de compresión que afecta al miembro (valor obtenido del análisis) sea menor a la fuerza de pandeo crítico de Euler.

2. Cálculo y diseño de miembros. El diseño de cada uno de los miembros críticos se efectuó siguiendo los pasos anteriormente especificados, lo único que se realizó diferente fue que al inicio se escogió una sección del listado de la empresa Lignum y luego se realizaron todos los controles para la sección escogida. Las secciones propuestas a continuación son, en su mayoría, las secciones mínimas que se podrían utilizar pero no son las definitivas, ya que por detalles de uniones y otros factores de construcción puede que se utilicen secciones mayores en la propuesta final.

a. Diseño del miembro superior de la armadura. El miembro superior de la armadura está sometido a compresión, por lo que su diseño se basa en los criterios de compresión y pandeo. El diseño se realizó ubicando el tramo sometido a la compresión máxima, el cual tiene una longitud de 2.40m y la compresión es de 12560kg, de acuerdo al análisis realizado utilizando RISA-3D.

Figura 201 Modelo de miembro a compresión máxima



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) Sección a revisar. Por diseño, la sección no será una sola sino que serán tres secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 75 Datos de la sección superior de la armadura

Alto	5.5	pulg.
Ancho	1.25	pulg.
Área total a usar	20.625	pulg. ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 76 Control por compresión de la sección superior de la armadura

Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Compresión máxima actuante	12500	Kg
Área mínima requerida	0.012263	m ²
	19.0068	pulg. ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$19.00 \text{ pulg.}^2 < 20.63 \text{ pulg.}^2. \text{ Sección cumple}$$

Tabla 77 Datos del material de la sección superior de la armadura

Longitud del tramo	2.4	m
Módulo de elasticidad	1E+10	N/m ²
	1450000	lb/pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 78 Control por pandeo superior de la armadura

Inercia de sección escogida	155.98	pulg ⁴
Compresión a la que ocurre el pandeo crítico	250024.95	lb
	113647.7	kg

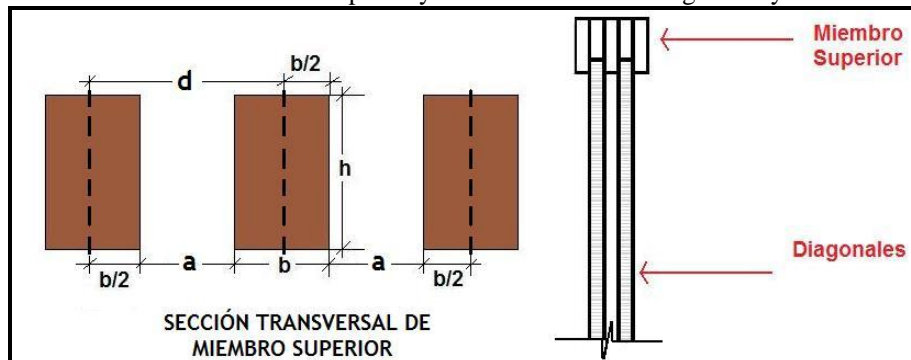
Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$12500 \text{ kg} < 113647.6 \text{ kg. Sección cumple}$$

La inercia para el miembro superior se calculó de la siguiente manera:

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2\left(\frac{bh^3}{12} + bhd^2\right)$$

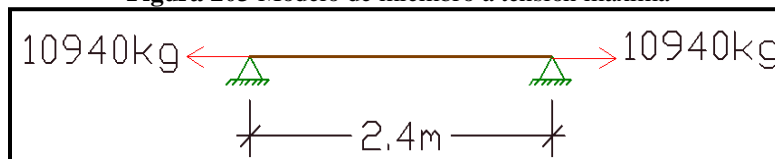
Figura 202 Sección transversal de miembro superior y vista transversal de diagonales y miembro superior

Fuente: Elaboración propia.

Para este caso a es el ancho de las diagonales, diseñadas posteriormente.

Por lo tanto, se utilizarán tres secciones de 5.5" x 1.25" cada una, o tres secciones con área mayor en conjunto a 19.01 in², para el miembro superior.

b. Diseño del miembro inferior de la armadura. El miembro inferior de la armadura está sometido a tensión, por lo que su diseño sólo se basa en los criterios de dicho esfuerzo. El diseño se realizó ubicando el tramo sometido a la tensión máxima, y este tiene una longitud de 2.40m y la tensión es de 10940kg, de acuerdo al análisis realizado utilizando la herramienta RISA-3D.

Figura 203 Modelo de miembro a tensión máxima

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) **Sección a revisar.** Por diseño, la sección no será una sola sino que serán tres secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 79 Datos de la sección inferior de la armadura

Alto	3.5	pulg.
Ancho	1.5	pulg.
Área	15.75	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 80 Control por tensión de la sección inferior de la armadura

Esfuerzo admisible	12000000	N/m ²
Tensión máxima actuante	10940	Kg
Área mínima requerida	0.008943	m ²
	13.8623	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

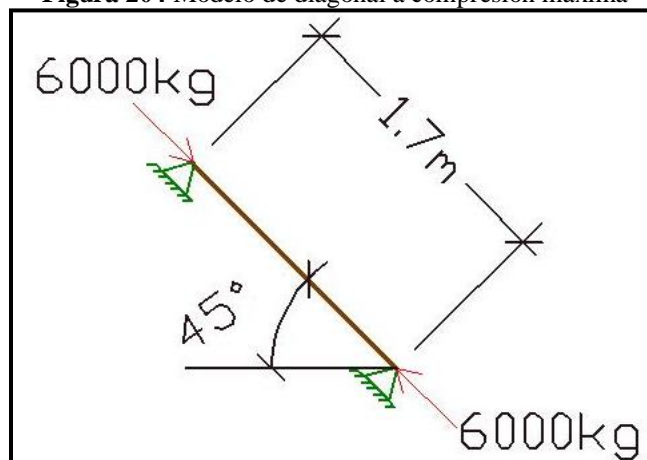
Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$13.86 \text{ pulg}^2 < 15.75 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Se utilizarán tres secciones de 3.5"x1.5" cada una, o tres secciones con que en conjunto tengan un área mayor a 13.86in², para el miembro inferior.

c. **Diagonales a compresión.** La diagonal sometida a la compresión máxima tiene una longitud de 1.70m y la compresión es de 6000kg, de acuerdo al análisis realizado con RISA-3D. Por ser un miembro comprimido, se controla utilizando los criterios de compresión y pandeo.

Figura 204 Modelo de diagonal a compresión máxima



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) **Sección a revisar.** Por diseño, la sección no será una sola sino que serán dos secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 81 Datos de la sección de las diagonales a compresión

Alto	3.5	pulg
Ancho	1.5	pulg
Área total a usar	10.5	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 82 Control por compresión de la sección de las diagonales a compresión

Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Compresión máxima actuante	6000	kg
Área mínima requerida	0.005886	m ²
	9.1233	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$9.13 \text{ pulg}^2 < 10.5 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Tabla 83 Datos del material de la sección de las diagonales a compresión

Longitud del tramo	1.7	m
Módulo de elasticidad	1E+10	N/m ²
	1450000	psi

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 84 Control por pandeo de las diagonales a compresión

Inercia de sección escogida	30.57	in ⁴
Compresión a la que ocurre el pandeo crítico	97664.00	lb
	44392.73	kg

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

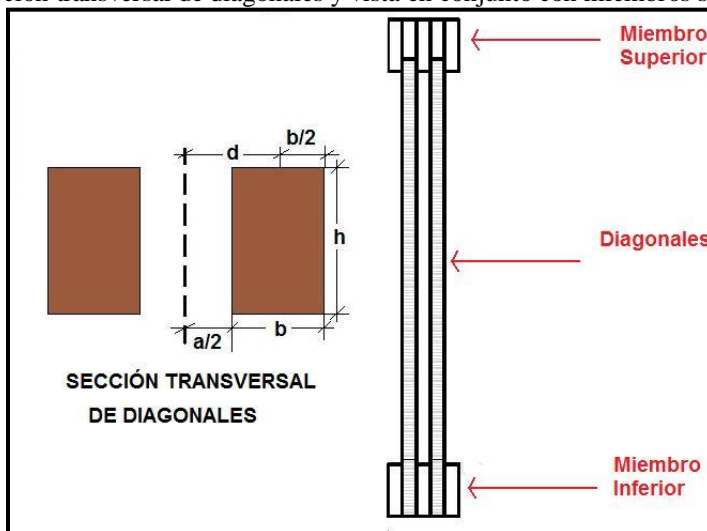
$$6000 \text{ kg} < 33392.73 \text{ kg}. \text{ Sección cumple}$$

La inercia para las diagonales se calculó de la siguiente manera:

$$I = 2\left(\frac{bh^3}{12} + bhd^2\right)$$

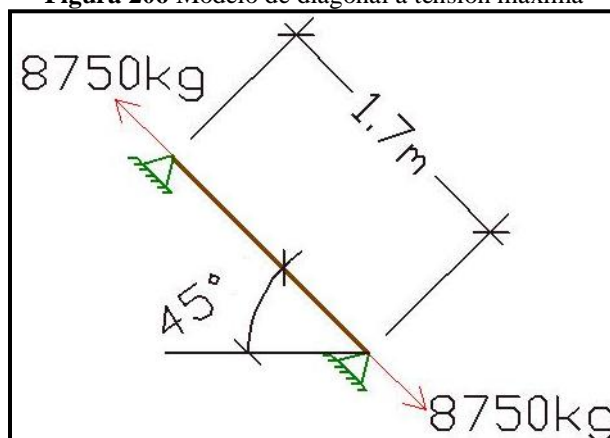
Para este caso, según la **Figura 205**, a es el ancho del miembro superior o inferior, siempre y cuando estos dos últimos tengan las mismas dimensiones.Para las diagonales a compresión se utilizarán dos secciones de 3.5"x1.5", o dos secciones con área mayor a 9.12in².

Es importante notar que para el miembro superior la inercia depende del ancho de las diagonales, y viceversa, por lo que si se realiza algún cambio de dimensiones en cualquiera de los dos miembros hay que controlar que ambos cumplan el control por pandeo.

Figura 205 Sección transversal de diagonales y vista en conjunto con miembros superior e inferior

Fuente: Elaboración propia.

d. Diagonales a tensión máxima. El control en este miembro es a tensión. El miembro crítico tiene una longitud de 1.70m y la tensión máxima a la que está sometido es de 8750kg, según el análisis realizado en RISA-3D.

Figura 206 Modelo de diagonal a tensión máxima

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) Sección a revisar. Por diseño, la sección no será una sola sino que serán dos secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 85 Datos de la sección de las diagonales a tensión

Alto	5.5	pulg
Ancho	1.25	pulg
Área	13.75	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 86 Control por tensión de la sección de las diagonales a tensión

Esfuerzo admisible	12000000	N/m ²
Tensión máxima actuante	8750	kg
Área mínima requerida	0.007153	m ²
	11.0873	pulg ²

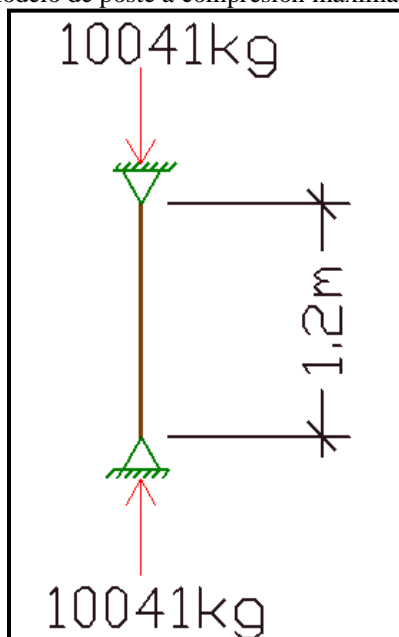
Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$11.09 \text{ pulg}^2 < 13.75 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Se utilizarán dos secciones de 5.5"x1.5", o dos secciones con área mayor en conjunto de 11.09in², para las diagonales a tensión.

e. Poste en armadura. Los postes de la armadura están sometidos a compresión, éstos tienen una longitud de 1.20m y la compresión máxima a la que están sometidos es de 10041kg, de acuerdo al análisis realizado utilizando la herramienta RISA-3D. Por ser un miembro comprimido se controla utilizando los criterios de compresión y pandeo.

Figura 207 Modelo de poste a compresión máxima en la armadura

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) **Sección de Lignum a revisar.** Por diseño, la sección no será una sola sino que serán dos secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 87 Datos de la sección de los postes en la armadura

Alto	5.5	pulg
Ancho	1.5	pulg
Área total a usar	16.5	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 88 Control por compresión de la sección de los postes de la armadura

Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Compresión máxima actuante	10041	kg
Área mínima requerida	0.00985	m ²
	15.2678	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$15.27 \text{ pulg}^2 < 16.5 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Tabla 89 Datos del material de la sección de los postes en la armadura

Longitud del tramo	1.7	m
Módulo de elasticidad	1E+10	N/m ²
	1450000	lb/pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 90 Control por pandeo de los postes en la armadura

Inercia de sección escogida	72.79	pulg ⁴
Compresión a la que ocurre el pandeo crítico	232547.03	lb
	105703.19	kg

Fuente: Elaboración propia.

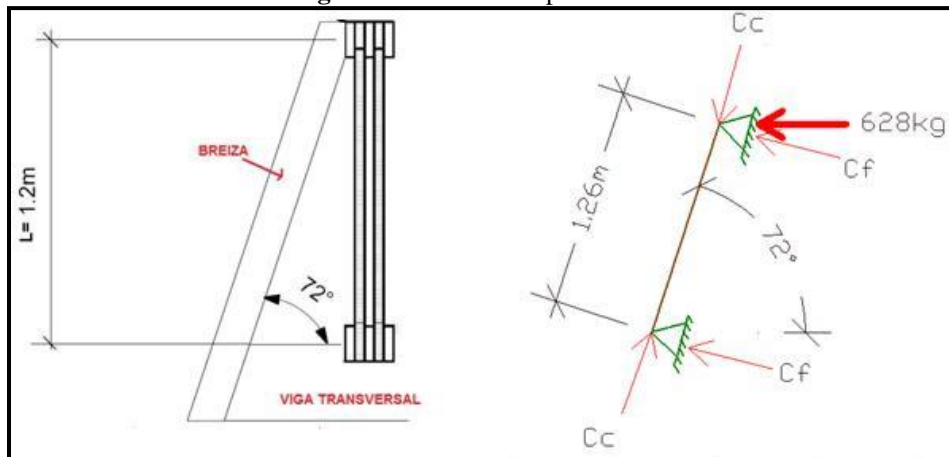
Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$10041 \text{ kg} < 105703.19 \text{ kg. Sección cumple}$$

El cálculo de la inercia en este miembro se realizó igual que para las diagonales a compresión.

Por lo tanto, se utilizarán dos secciones de 5.5"x1.5", o dos secciones con área mayor a 15.27in², para los postes de la armadura

f. Breizas. Para el chequeo de breizas se toma un 5% de la fuerza horizontal que le llega al miembro, en este caso la fuerza es la correspondiente a la compresión en el miembro superior de la armadura. La fuerza horizontal es de 12500kg y su 5% es de 628kg. La longitud de la breiza, no se tomará total, sino que hasta donde empieza la viga transversal, de esta forma el diseño es más conservador.

Figura 208 Modelo de poste-breiza

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento que se realizó para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) Cálculo de datos generales

Tabla 91 Longitud de breizas

Ángulo de inclinación, Φ	72	°
Longitud "L"	1.2	m
Longitud de breiza	1.26	m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 92 Fuerza aplicada en las breizas

628	Kg
6160.68	N

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 93 Proyección de fuerzas de las breizas

Fuerza a compresión, Cc	19936.4	N
Fuerza a flexión, Cf	6477.72	N

Fuente: Elaboración propia.

1) **Sección a revisar.** Por diseño, la sección no será una sola sino que serán dos secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 94 Datos de la sección de las breizas

Alto	9.25	pulg
Ancho	5.5	pulg
Área total a usar	101.75	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 95 Control por compresión de la sección de las breizas

Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Compresión máxima actuante	2032.251	kg
Área mínima requerida	0.001994	m ²
	3.0901	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$3.09 \text{ pulg}^2 < 101.75 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Tabla 96 Datos del material de la sección de las breizas

Longitud del tramo	1.26	m
Módulo de elasticidad	1E+10	N/m ²
	1450000	lb/pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 97 Control por pandeo de las breizas

Inercia de sección escogida	362.75	pulg ⁴
Compresión a la que ocurre el pandeo crítico	2109615	lb
	958916	kg

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$2032.25 \text{ kg} < 958916 \text{ kg. Sección cumple}$$

Tabla 98 Control por flexión de las breizas

Esfuerzo admisible	1E+07	N/m ²
Momento actuante	8161.93	N*m
Módulo de sección requerido	0.00	m ³
	49.81	pulg ³
Módulo de sección real	78.43	pulg ³

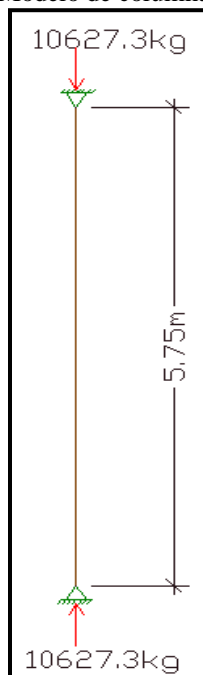
Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$49.81 \text{ pulg}^3 < 78.43 \text{ pulg}^3. \text{ Sección cumple}$$

Para las breizas se utilizará una sección de 9.25"x5.5", o una sección mayor.

g. Columnas. Para el diseño de columnas se utilizó el valor a compresión máximo al que está sometido el tramo de columna crítica, el cual es de 10627.3kg, y tiene con una longitud de 5.75m, de acuerdo con el diagrama de fuerzas axiales dado por RISA-3D.

Figura 209 Modelo de columna a compresión máxima

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

Tabla 99 Datos de la sección de las columnas

Alto	7.25	pulg
Ancho	3.5	pulg
Área total a usar	25.375	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 100 Control por compresión de la sección de las columnas

Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Compresión máxima actuante	10627.3	kg
Área mínima requerida	0.010425	m ²
	16.1593	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$16.16 \text{ pulg}^2 < 25.38 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Tabla 101 Datos del material de la sección de las columnas

Longitud del tramo	5.75	m
Módulo de elasticidad	1E+10	N/m ²
	1450000	lb/pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 102 Control por pandeo de las columnas

Inercia de sección escogida	111.15	pulg ⁴
Compresión a la que ocurre el pandeo crítico	31039.21	lb
	14108.73	kg

Fuente: Elaboración propia.

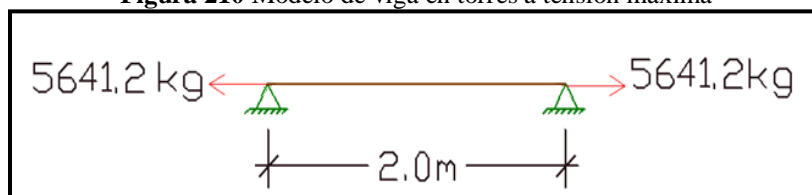
Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$10627.3 \text{ kg} < 14108.73 \text{ kg}. \text{ Sección cumple}$$

Por lo tanto, la sección a utilizar será de 7.5"x3.5" o una mayor para las columnas en las torres.

h. Viga en torres. Las vigas en las torres tienen una longitud de 2.0m y la tensión máxima a la que están sometidas es de 5642.2kg, de acuerdo al análisis realizado en RISA-3D. El análisis para este miembro es únicamente a tensión.

Figura 210 Modelo de viga en torres a tensión máxima



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) **Sección a revisar.** Por diseño, la sección no será una sola sino que serán dos secciones las que conformarán el miembro.

Tabla 103 Datos de la sección de las vigas en torres

Alto	3.5	pulg
Ancho	1.25	pulg
Área	8.75	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 104 Control por tensión de la sección de las vigas en torres

Esfuerzo admisible	12000000	N/m ²
Tensión máxima actuante	5641.2	kg
Área mínima requerida	0.004612	m ²
	7.1481	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

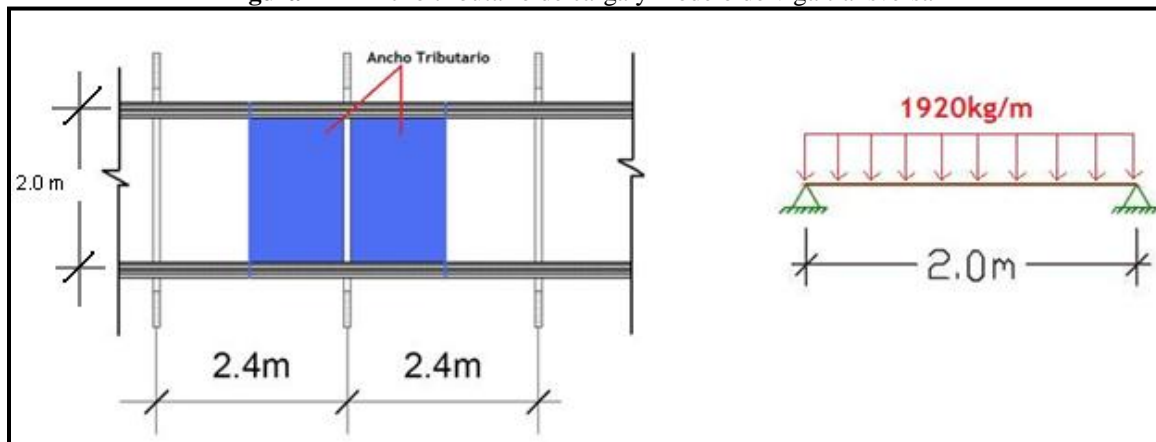
Comprobación que la sección escogida cumple con requerimientos mínimos:

$$7.15 \text{ pulg}^2 < 8.75 \text{ pulg}^2. \text{ Sección cumple}$$

Para las vigas en torres se utilizarán dos secciones de 3.5"x1.25", o una sección con área mayor a 7.15in².

i. Viga transversal. Las vigas transversales son elementos trabajando a flexión. La longitud se tomará igual al ancho de la pasarela, o sea de 2m, aunque se extienden más allá, la carga solo está afectando el área de caminamiento. La carga que los afecta es de 800kg/m², teniendo un ancho tributario igual a la separación entre vigas, o sea 2.40m, como se muestra en la figura. Multiplicando los 800kg/m² por los 2.40 se obtiene la carga distribuida sobre la viga, que es de 1920kg/m.

Figura 211 Ancho tributario de carga y modelo de viga transversal



Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta el procedimiento realizado para el diseño del miembro en la memoria de cálculo trabajada en Excel:

1) Sección a revisar.

Tabla 105 Datos de la sección de las vigas transversales

Alto	9.25	pulg
Ancho	5.5	pulg
Área total a usar	50.875	pulg ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 106 Control por flexión de la sección de las vigas transversales

Carga aplicada	1920	kg/m
	18835.2	N/m
Esfuerzo admisible	10000000	N/m ²
Momento actuante	9417.60	N*m
Módulo de sección requerido	0.0009	m ³
	57.47	pulg ³
Módulo de sección real	78.43	pulg ³

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que la sección escogida esté sometida a una compresión menor a la máxima para evitar el pandeo:

$$57.47 \text{ pulg}^3 < 78.43 \text{ pulg}^3. \text{ Sección cumple}$$

Se utilizará una sección de 9.25"x5.5", o una sección mayor, para las vigas transversales.

j. Arriostramiento vertical. El diseño del elemento de arriostramiento vertical está sometido a tensión, por lo que su diseño sólo se basa en los criterios de dicho esfuerzo. El diseño se realizó ubicando el apoyo sometido a la fuerza máxima, que es el que se muestra en la **Figura 212**. Debido a que este es un modelo idealizado de la pasarela, para encontrar la fuerza de tensión, se divide la reacción del apoyo entre el coseno de 45 grados o su equivalente, que sería de multiplicar la reacción del apoyo por la raíz cuadrada de dos. Este tipo de arriostramiento se va realizar con varillas de acero y su valor del esfuerzo permisible es de:

$$\sigma_{permisible} = 1.5 \text{ ton/cm}^2$$

A continuación se presenta lo realizado en la memoria de cálculo, trabajada en Excel:

La reacción crítica es 2065 Kg y en toneladas son 2.27, por lo que la fuerza de tensión sería:

Tabla 107 Fuerza de reacción crítica del arriostramiento vertical

F=2065Kg	2.27 ton
----------	----------

Fuente: Elaboración propia.

$$T = \frac{2.27}{\cos(45)} = 3.21 \text{ ton}$$

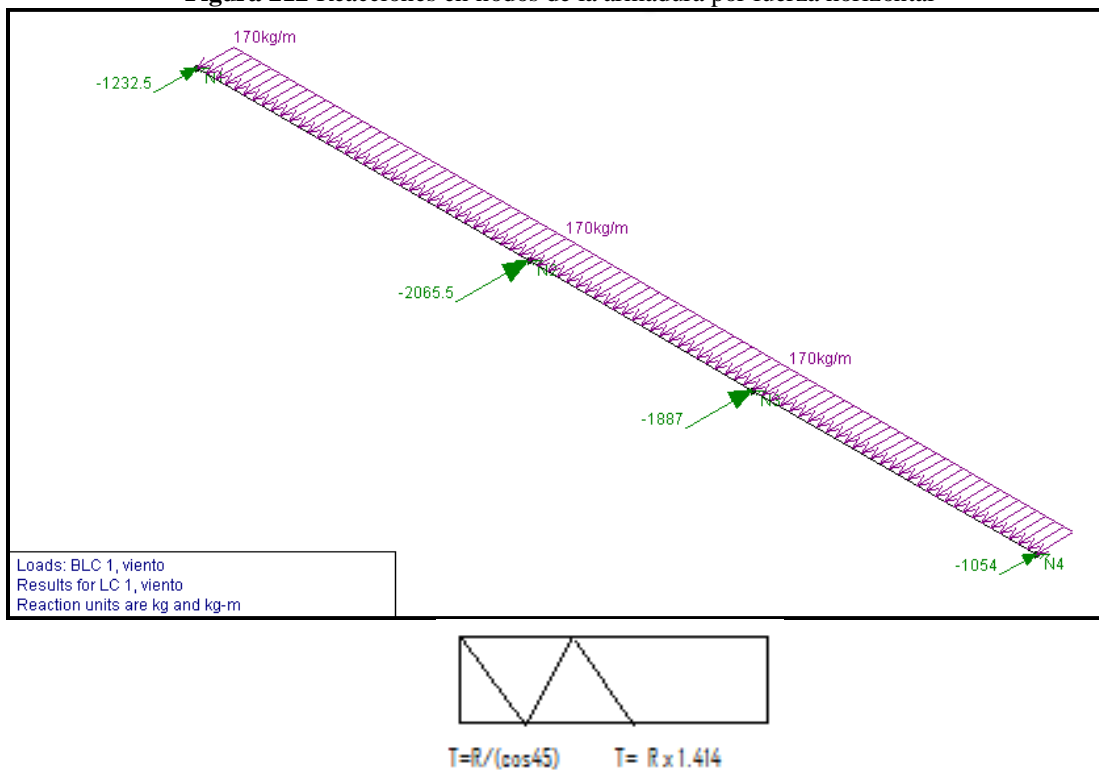
Después se utilizó la fórmula para calcular el área mínima

$$\text{Área}_{\text{mínima, requerida}} = \frac{T_{\text{máxima}}}{\sigma_{\text{permisible}}}$$

Tabla 108 Control por tensión de la sección del arriostramiento vertical

Esfuerzo admisible	1.5	ton/cm ²
Tensión máxima actuante	2.27	ton
Área mínima requerida	2.14	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

Figura 212 Reacciones en nodos de la armadura por fuerza horizontal

Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Área varilla acero} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

Con un diámetro de $\frac{3}{4}$ " obtenemos un área de varilla de 2.85 cm².

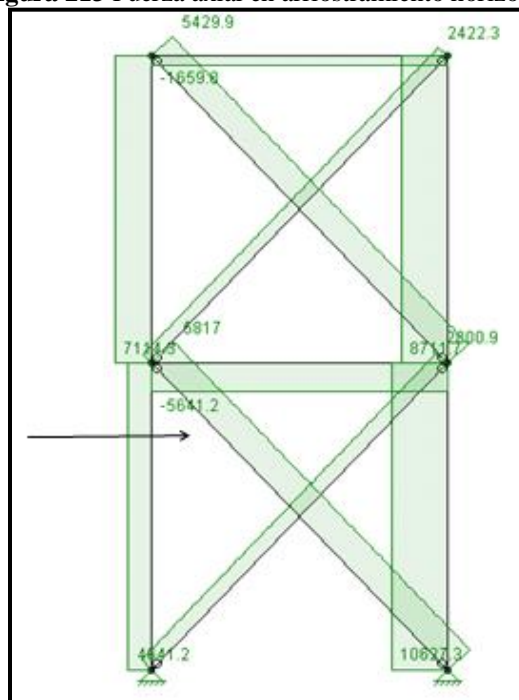
Como 2.85 cm² > 2.14 cm² se comprueba que la sección cumple con los requerimientos mínimos.

Sección cumple

Por lo tanto, el diámetro del arriostramiento vertical será de $\frac{3}{4}$ ".

k. Arriostramiento horizontal. En el diseño del elemento, el arriostramiento horizontal está sometido a tensión, por lo que su diseño sólo se basa en los criterios de dicho esfuerzo. El diseño se realizó con las reacciones internas producto del análisis de la columna crítica aplicando carga de viento (carga horizontal) y carga viva y muerta (carga vertical) como se muestra en la figura. Este tipo de arriostramiento se va realizar con varillas de acero y su valor del esfuerzo permisible es de:

$$\sigma_{permisible} = 1.5 \text{ ton/cm}^2$$

Figura 213 Fuerza axial en arriostramiento horizontal

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se presenta lo realizado en la memoria de cálculo, trabajada en Excel:

La fuerza de tensión crítica es 5641kg por lo que se redondeó a 5700kg y en toneladas son 5.70 ton. Después se utilizó la fórmula para calcular el área mínima,

$$\text{Área}_{\text{mínima, requerida}} = \frac{T_{\text{máxima}}}{\sigma_{\text{permisible}}}$$

Tabla 109 Control por tensión de la sección del arriostramiento horizontal

Esfuerzo admisible	1.5	ton/cm ²
Tensión máxima actuante	5.7	ton
Área mínima requerida	3.8	cm ²

Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Área varilla acero} = \frac{\pi * d^2}{4}$$

Con un diámetro de 1" obtenemos un área de varilla de 5.07 cm².

Como 5.07 cm² > 3.8 cm² se comprueba que la sección cumple con los requerimientos mínimos.

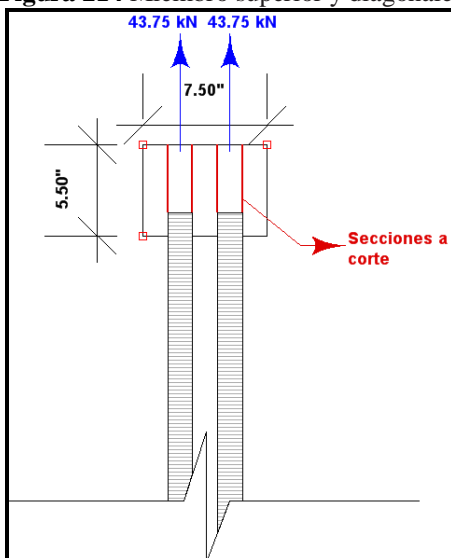
Sección cumple

Por lo tanto, el diámetro del arriostramiento vertical será de 1".

1. Diseño de uniones para la armadura: Método simplificado. El control en este miembro se basa en la fuerza más crítica actuando sobre las diagonales de la armadura. Para esta sección predomina una tensión máxima de 8750kg, según el análisis realizado en RISA-3D.

A continuación se presentan los cálculos realizados en la memoria de cálculo, trabajada en Excel:

Figura 214 Miembro superior y diagonales



Fuente: Elaboración propia.

$$\text{Resistencia al corte} = \tau \times \text{Área del perno}$$

$$\# \text{ Pernos necesarios} = \frac{\text{Corte máx. en la sección}}{\text{Corte adm. del perno}}$$

Tabla 110 Fuerzas y esfuerzos por corte en la armadura método simplificado

Tensión en armadura	85.84	kN
Tensión en cada diagonal	42.92	kN
Esfuerzo cortante τ	75	N/mm ²
Secciones a corte	4	
Corte por sección	21.88	kN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 111 Control por corte de la sección de las uniones de la armadura método simplificado

Perno	1/2	pulg.
Área	126.67	mm ²
Corte admisible del perno	9.50	kN
Pernos necesarios	3	

Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos indican que se deben usar 3 pernos de 1/2 pulgada, sin embargo por estética se usarán 4 pernos de 1/2 pulgada.

m. Diseño de uniones para de la armadura. Método ASD y especificaciones

NDS. A continuación se muestra el análisis para la armadura mostrado en el inciso i, basado en el método estadounidense de esfuerzos admisibles (ASD por sus siglas en inglés) y las especificaciones NDS para la construcción con madera.

Debido a que no se sabe cuál es el modo de ruptura que se va a generar en la unión, se deben analizar todos los posibles modos de falla. Como valor de diseño se utiliza la fuerza cortante obtenida de menor valor. Para este caso, los cálculos se realizaron asumiendo que la conexión era de doble corte.

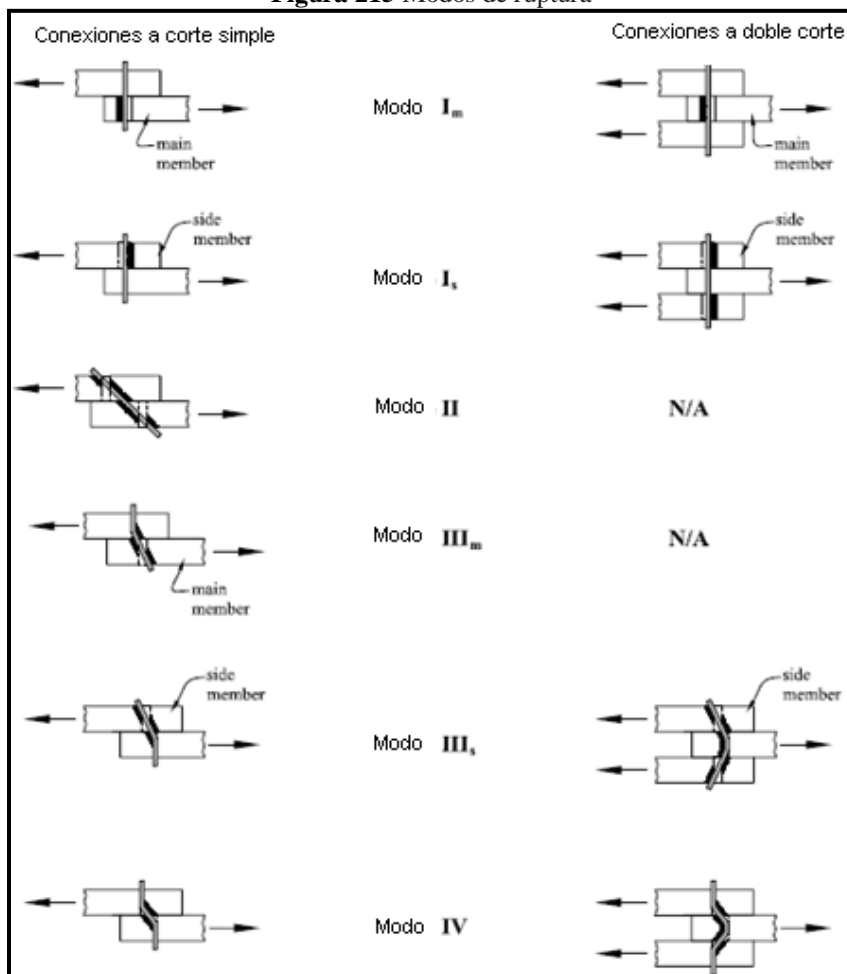
Las ecuaciones de corte utilizadas para el análisis son las siguientes:

Tabla 112 Fórmulas para modos de ruptura

Modo de fluencia	Corte Doble
I_m	$Z = \frac{D I_m F_{em}}{R_d}$
I_s	$Z = \frac{2 D I_s F_{es}}{R_d}$
II	NA
III_m	NA
III_s	$Z = \frac{2 k_3 D I_s F_{em}}{(2 + R_e) R_d}$
IV	$Z = \frac{2 D^2}{R_d} \sqrt{\frac{2 F_{em} F_{yb}}{3(1 + R_e)}}$

Fuente: Aghayere, A. y Vigil, J. 2007

Figura 215 Modos de ruptura



Fuente: Aghayere, A. y Virgil, J. 2007

Las especificaciones NDS clasifican al esfuerzo portante F_e y la resistencia a la fluencia F_{yb} , según el diámetro del conector utilizado, de la siguiente manera:

$$\text{Para } D < \frac{1}{4} \text{ pulgadas: } F_e = 16,600 G^{1.84} \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

$$\text{Para } D \geq \frac{1}{4} \text{ pulgadas: } F_{eII} = 11,200 G \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

$$\text{Para } D \geq \frac{1}{4} \text{ pulgadas: } F_{e\perp} = \frac{6100 G^{1.45}}{\sqrt{D}} \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

$$\text{Para } D \geq 0.375 \text{ pulgadas: } F_{yb} = 45,000 \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

Donde:

D = Diámetro del conector o medio de anclaje (pulgadas)

G = Gravedad específica de la madera

II = Paralela a la fibra

\perp = Perpendicular a la fibra

Los coeficientes para obtener los modos de fluencia se calculan de la siguiente manera:

$$k_1 = \frac{\sqrt{R_e + 2R_e^2(1 + R_t + R_t^2 + R_t^2 R_e^3 - R_e(1 + R_t))}}{(1 + R_e)}$$

$$k_2 = -1 + \sqrt{2(1 + R_e) + \frac{2F_{yb}(1 + 2R_e)D^2}{3F_{em} l_m^2}}$$

$$k_3 = -1 + \sqrt{\frac{2(1 + R_e)}{R_e} + \frac{2F_{yb}(2 + R_e)D^2}{3F_{em} l_s^2}}$$

$$K_\theta = 1 + 0.25 \left(\frac{\theta}{90} \right)$$

$$R_e = \frac{F_{em}}{F_{es}}$$

$$R_t = \frac{l_m}{l_s}$$

R_d = Término de reducción. (**Tabla 113**)

F_{em} ó $F_{es} = F_{eII}$ ó F_{\perp} para cargas aplicadas paralela o perpendicularmente a la fibra.

Donde:

F_{em} = Esfuerzo portante en el miembro principal

F_{es} = Esfuerzo portante en el miembro secundario

l_m = Longitud del miembro principal

l_s = Longitud del miembro secundario

Tabla 113 Factor de reducción R_d

Tamaño del conector (pulgada)	Modo de fluencia	R_d
0.25 < D < 1	I_m, I_s	$4K_\theta$
	II	$3.6K_\theta$
	III_m, III_s, IV	$3.2K_\theta$

Fuente: Aghayere, A. y Vigil, J. 2007

Tabla 114 Control por corte de la sección de las uniones de la armadura método ASD

Gravedad específica de la madera	0.5	
Diámetro del perno	1/2	pulg.
Longitud del perno	8	pulg.
Longitud del miembro principal	1.5	pulg.
Longitud del miembro secundario	1.5	pulg.
Ángulo de la fuerza respecto a la fibra	0	°

Fuente: Elaboración propia.

La gravedad específica de la madera utilizada para los cálculos es un valor promedio. Está basada en los valores de gravedad específica del pino, señalados en las especificaciones NDS.

Tabla 115 Resultados

F_{yb}	45000	lb/pulg ²
F_e	5600	lb/pulg ²
F_{em}	5600	lb/pulg ²
F_{es}	5600	lb/pulg ²
R_e	1	
R_t	1	
k_θ	1	
k_1	0.414	
k_2	1.405	
k_3	1.405	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 116 Valores de ruptura del pino

Modo de ruptura	R_d	Fuerza cortante		# Pernos necesarios
I_m	4	5	kN	10
I_s	4	9	kN	5
II	3.6	No aplica		No aplica
III_m	3.2	No aplica		No aplica
III_s	3.2	5	kN	8
IV	3.2	6	kN	7

Fuente: Elaboración propia.

Para la unión superior de la armadura se requieren 10 pernos de ½ pulgada.

Como se puede observar en los datos obtenidos con el método ASD y las especificaciones NDS, la fuerza cortante que puede soportar un perno de ½ pulgada es aproximadamente 50% menor de la fuerza cortante obtenida con el método simple y por consiguiente, el número de pernos requerido es mayor.

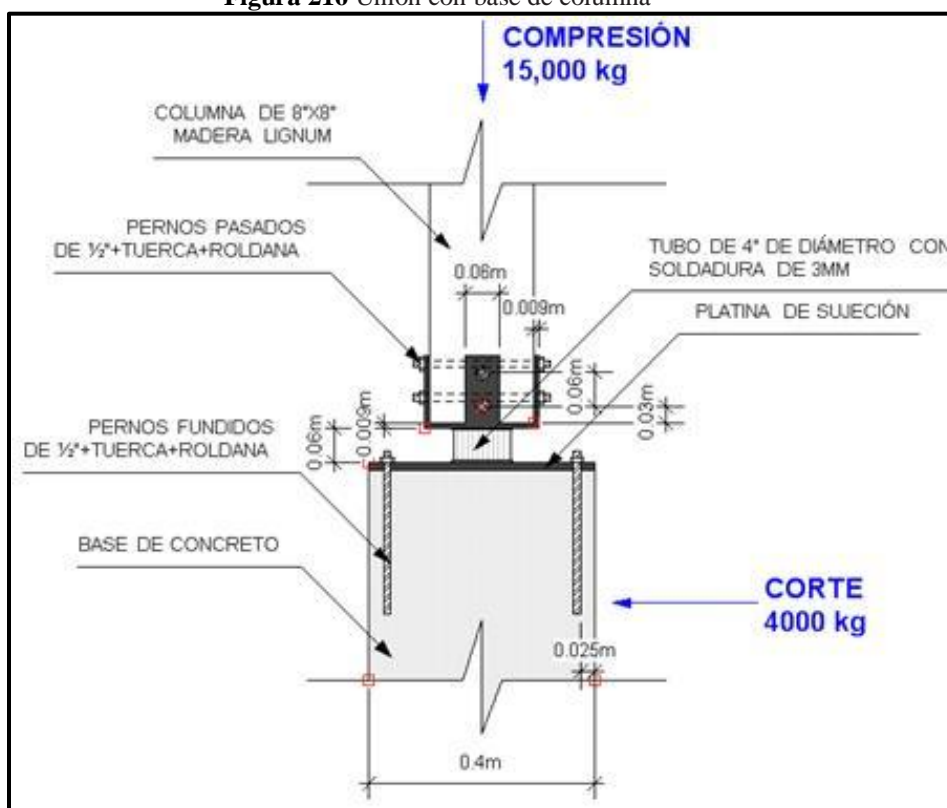
Para la construcción de la pasarela se recomienda cambiar el diámetro de los pernos por uno mayor, o colocar piezas de madera de mayor ancho en las secciones donde hay una tensión máxima, y piezas como las propuestas en el resto de la pasarela, a fin de disminuir costos.

n. Diseño de uniones para base de columna. Este detalle, consiste en dos partes. Una es la base o tubo metálico que une la columna de concreto con la platina que sostiene la columna de madera. La segunda, es la platina de 3/8 de pulgada donde está pernada la columna de madera de las torres.

El tubo metálico se diseñó para que sirviera de unión entre la columna de concreto y la platina que sujeta la columna de madera y que al mismo tiempo soportara la fuerza de compresión actuando en la base de concreto. A su vez, se calculó el número de pernos necesarios para soportar el corte generado en la base de la columna de madera.

En la figura se puede observar el detalle diseñado para dicha unión.

Figura 216 Unión con base de columna



Fuente: Elaboración propia.

De acuerdo al análisis realizado en RISA-3D se obtuvo que la reacción vertical de compresión en la columna es de 14863.2 kg, la cual se aproximó a 15,000 kg, mientras que la reacción horizontal o de corte generada en la base de concreto es de 3987.1 kg, la cual se aproximó a 4,000 kg.

Tabla 117 Esfuerzos y reacciones máximas de las columnas

Esfuerzo de fluencia σ	150	N/mm ²
Esfuerzo cortante τ	75	N/mm ²
Compresión en columna	147	kN
Corte máx. en columna	39	kN

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 118 Dimensiones del tubo

Tubo	4	pulg.
Circunferencia	319	mm
Espesor	4	mm

Fuente: Elaboración propia.

1) Control por compresión

$$\text{Área requerida} = \frac{\text{Reacción en columna}}{\text{Esfuerzo de fluencia}}$$

Tabla 119 Control por compresión

Área requerida	981	mm ²
Área del tubo	1277	mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que el elemento escogido cumple con los requerimientos mínimos:

$$\text{Área requerida} = 981 \text{ mm}^2 < \text{Área del tubo} = 1277 \text{ mm}^2$$

Sección cumple**2) Control por corte**

$$\text{Resistencia al corte del tubo} = \tau \times \text{Área del tubo}$$

Tabla 120 Control por corte

Área del tubo	1277	mm ²
Corte admisible del tubo	96	kN

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que el elemento escogido cumple con los requerimientos mínimos:

$$\text{Corte máx. en la columna} = 39 \text{ kN} < \text{Corte admisible del tubo} = 96 \text{ kN}$$

Sección cumple**Tabla 121** Dimensiones y datos de las bases de las columnas

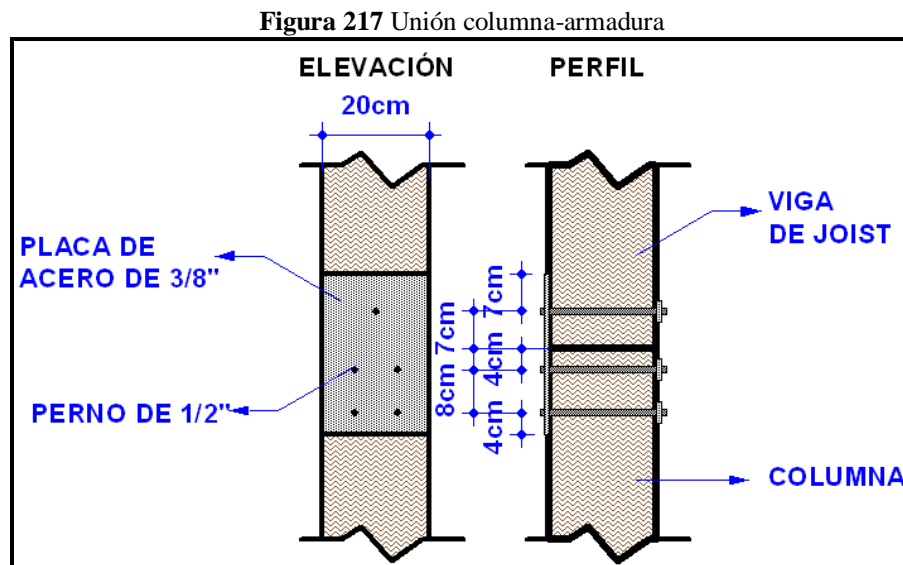
Perno	1/2	pulg.
Área	126.67	mm ²
Corte admisible del perno	9.50	kN
Pernos necesarios	2	

Fuente: Elaboración propia.

Para la sección analizada se puede utilizar un tubo de 4 pulgadas de diámetro y 4 mm de espesor o un tubo de mayores dimensiones. También se pueden usar dos o más pernos de 1/2 pulgada. Sin embargo por facilidades constructivas y por simetría, para la base de la unión se propone usar un tubo de 4 pulgadas de diámetro, con un espesor de 4 mm y una altura de 60 mm. Para fijar la columna de madera al tubo

metálico de base, es necesario utilizar una platina, la cual puede ser fijada con cuatro pernos de ½ pulgada que atraviesen la columna y que se alternen de manera perpendicular como se propuso en la **Figura 216**.

o. Diseño de unión columna-armadura: Método simplificado. Esta unión se diseñó, pues se necesitaba de algún elemento que sujetara la armadura a las columnas de las torres. Este detalle, además de unir los dos elementos debía impedir cualquier traslación de la viga inferior de la armadura.



Fuente: Elaboración propia.

Los cálculos que se realizaron, fueron para comprobar que la placa de acero junto con los pernos podían resistir las fuerzas de viento que actúan en este punto de la pasarela.

Tabla 122 Reacción y esfuerzo causada por el viento

Reacción máx. por viento	21	kN
Esfuerzo cortante τ	75	N/mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Resistencia al corte de la placa = $\tau \times \text{Área de la placa}$

Tabla 123 Dimensiones de la placa de las uniones de las columnas método simplificado

Espesor de la placa	3/8	pulg.
Altura de la placa	300	mm
Área de placa	2858	mm ²
Corte admisible de la placa	214	kN

Fuente: Elaboración propia.

Comprobación que el elemento escogido cumple con los requerimientos mínimos:

Reacción máx. por viento = 21 kN. < Corte admisible de la placa = 214 kN

Sección cumple

Como se puede apreciar toda la reacción o corte generado por las fuerzas de viento puede ser absorbido por la placa de acero, sin embargo es necesario colocar pernos que unan la placa de acero con la columna y viga de madera.

Los siguientes cálculos para determinar el número de pernos requeridos se realizaron asumiendo que toda la fuerza de viento podía ser absorbida por los mismos.

Tabla 124 Dimensiones y datos de la unión de la columna método simplificado

Perno	1/2	pulg.
Área	126.67	mm ²
Corte admisible del perno	9.50	kN
Pernos necesarios	3	

Fuente: Elaboración propia.

El número de pernos necesarios para soportar las fuerzas de viento y sujetar la placa es tres, sin embargo por simetría y facilidad de construcción en obra, se pueden poner cinco pernos con la distribución sugerida en la **Figura 217**.

p. Diseño de unión columna – armadura: Método ASD y especificaciones

NDS. A continuación se muestra el análisis para la armadura mostrado en el inciso *l*, basado en el método ASD por sus siglas en inglés y las especificaciones NDS para la construcción con madera. Este análisis es solamente para determinar el tipo de falla posible en la unión y para calcular el número de pernos necesarios.

Los modos de ruptura y las ecuaciones a utilizar son las mismas que las que se utilizaron para el diseño de la unión de la armadura en el inciso *j*, sin embargo, dada la orientación de la fuerza cortante respecto a las fibras de la madera se debe utilizar otra ecuación para el cálculo del esfuerzo portante F_e del conector. Además por tratarse de una unión con placas de acero A36 de 3/8 de pulgada, el esfuerzo de tensión a utilizar en los miembros secundarios (placas) es de 87,000 lb/pulg². Para estos cálculos también se asumió un tipo de corte doble.

A continuación se muestra la fórmula utilizada para el cálculo del esfuerzo portante del conector, así como los resultados obtenidos por medio de Excel.

$$\text{Para } D \geq 1/4 \text{ pulgadas: } F_{e\perp} = \frac{6100 G^{1.45}}{\sqrt{D}} \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

Donde:

D = Diámetro del conector o medio de anclaje (pulgadas)

G = Gravedad específica de la madera

Tabla 125 Datos del conector de la unión columna método ASD

G	0.5		
D	1/2	pulg.	
l	9	pulg.	
l_m	7.25	pulg.	Espesor de la madera
l_s	3/8	pulg.	Espesor de placas
θ	90	°	Orientación de la fuerza respecto a las fibras

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 126 Resultados

F_{yb}	45000	lb/pulg ²
F_e	3158	lb/pulg ²
F_{em}	3158	lb/pulg ²
F_{es}	87000	lb/pulg ²
R_e	0.036	
R_t	19.33	
k_0	1.25	
k_3	8.57	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 127 Valores de ruptura del pino

Modo de ruptura	R_d	Z		# Pernos necesarios
I_m	5	10	kN	3
I_s	5	29	kN	1
II	4.5	No aplica	-	No aplica
III_m	4	No aplica	-	No aplica
III_s	4	6	kN	4
IV	4	5	kN	4

Fuente: Elaboración propia.

Al igual que en el inciso j , se puede observar que los resultados obtenidos con este método son aproximadamente 50% más grandes. Sin embargo dada la distribución propuesta (**Figura 217**) no es necesario aumentar la sección o el diámetro del perno.

Para la unión viga-armadura se pueden utilizar dos placas de acero A36 de 3/8 de pulgada, de 200x300 mm y cinco pernos roscados de 1/2 pulgada, con la distribución propuesta en la **Figura 217**. Si se quisiera, las dimensiones de las placas pueden variar, pero se deben tener en cuenta las dimensiones de las secciones de madera, de forma que la unión no tenga una apariencia desproporcionada o inapropiada.

q. Diseño de unión de viga-breiza: Método simplificado. Para este caso se tomó una fuerza cortante actuando en el extremo superior de la breiza y que corresponde al 5% del valor de la compresión de la viga superior. Por equilibrio de fuerzas este corte de 5% equivalente a 628 kg., también va a estar actuando en la parte inferior de la breiza. A continuación se muestran los datos y resultados obtenidos en Excel para el cálculo de número de pernos necesarios para esta unión:

Tabla 128 Reacción y esfuerzo en unión de viga-breiza

Reacción horizontal por sección	6.16	kN
Esfuerzo cortante τ	75	N/mm ²

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 129 Dimensiones de la unión de viga-breiza método simplificado

Perno	1/2	pulg.
Área	126.67	mm ²
Corte admisible del perno	9.50	kN
Pernos necesarios	1	

Fuente: Elaboración propia.

r. Diseño de unión de viga-breiza: Método ASD y especificaciones NDS. A continuación se muestra el análisis para la unión viga-breiza mostrada en el inciso *n*, basado en el método ASD y las especificaciones NDS para la construcción con madera.

Este análisis es solamente para determinar el tipo de falla posible en la unión y para calcular el número de pernos necesarios.

Los modos de ruptura y las ecuaciones a utilizar son las mismas que las que se utilizaron para el diseño de la unión de la armadura en el inciso *j*, sin embargo, dado el ángulo (72°) con el que esta aplicada la fuerza respecto a las fibras de la madera se debe utilizar otra ecuación para el cálculo del esfuerzo portante F_e del conector. Para estos cálculos también se asumió un tipo de corte doble.

A continuación se muestra la fórmula utilizada para el cálculo del esfuerzo portante del conector, así como los resultados obtenidos por medio de Excel.

Para conectores cargados con cierto ángulo:

$$F_{e\theta} = \frac{F_{e\parallel}F_{e\perp}}{F_{e\parallel}\sin^2\theta + F_{e\perp}\cos^2\theta} \quad (\text{lb/pulg}^2)$$

Donde:

- D = Diámetro del conector o medio de anclaje (pulgadas)
- G = Gravedad específica de la madera
- \parallel = Paralela a la fibra
- \perp = Perpendicular a la fibra

Para obtener $F_{e\parallel}$ y $F_{e\perp}$ se utilizaron las mismas fórmulas utilizadas anteriormente.

Tabla 130 Datos del conector de la unión viga-breiza método ASD

G	0.5		
D	1/2	pulg.	
l	8	pulg.	
l_m	5 1/2	pulg.	Espesor breiza
l_s	3 1/2	pulg.	Espesor viga transversal
θ	72	°	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 131 Resultados

F_{yb}	45000	lb/pulg ²
$F_{e\parallel}$	5600	
$F_{e\perp}$	3158	
F_e	3249	lb/pulg ²
F_{em}	3249	lb/pulg ²
F_{es}	3249	lb/pulg ²
Re	1.00	
R_t	1.57	
$k\theta$	1.20	
k_3	1.14	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 132 Valores de ruptura de la unión

Modo de ruptura	R_d	Z		# Pernos necesarios
I _m	4.8	8	kN	1
I _s	4.8	11	kN	1
II	4.32	No aplica	-	No aplica
III _m	3.84	No aplica	-	No aplica
III _s	3.84	5	kN	2
IV	3.84	4	kN	2

Fuente: Elaboración propia.

Para la unión viga-breiza se pueden utilizar dos o más pernos de ½ pulgada de diámetro o mayor.

Dadas las dimensiones de las secciones, tanto de la viga como de la breiza, para el detalle constructivo se propuso una unión con cuatro pernos roscados de ½ pulgada.

XXIV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

A. CONCLUSIONES

1. Primera parte

- La clasificación de madera se puede efectuar respecto a distintos enfoques. Ya que presenta muchos factores a considerar, incluyendo defectos, acciones a las que será sometida la pieza, la utilidad que se le dará y su durabilidad.
- El método visual de clasificación es un método relativamente útil ya que identifica los defectos de las piezas, pero no toma en cuenta las características de resistencia. Ocurre lo contrario con el método mecánico.
- La determinación de los esfuerzos de trabajo que se aplican al diseño de estructuras se complica por la combinación de defectos de las piezas y según las condiciones de uso de la madera.
- La variedad de zonas de vida o formaciones ecológicas que conforman Guatemala convierten al país en un lugar rico y a la vez complejo en cuanto a su composición ecológica, especialmente en las zonas más lluviosas o pluviales.
- La madera se caracteriza por ser un material:
 - Anisótropo (sus propiedades varían según la dirección que se considere).
 - Higroscópico (el agua, tanto en forma líquida como en forma de vapor, influye en su comportamiento)
 - Sus buenas propiedades mecánicas sobre todo si se las compara con su peso.
 - Posibilidad de mecanizarse y procesarse (fabricación y obtención de diferentes elementos)
 - Posibilidad de protegerse frente a la acción de diferentes agentes degradadores
 - Características estéticas que le confieren una especial belleza.
- La relación resistencia / peso es 1.3 veces superior a la del acero y 10 veces la del hormigón).
- La madera tiene buena capacidad de resistencia a la tensión y a la compresión, paralelas a la fibra.
- La madera tiene escasa resistencia al cortante. Esta limitación se presenta también en el hormigón pero no en el acero.
- Tiene muy escasas resistencias a la compresión y a la tensión perpendicular a la fibra. Sobre todo en tensión, lo que supone una característica muy particular frente a los otros materiales.
- Posee bajo módulo de elasticidad, mitad que el del hormigón y veinte veces menor que el del acero. Los valores alcanzados por el módulo de elasticidad inciden sustancialmente sobre la deformación de los elementos resistentes y sus posibilidades de pandeo.
- Los procesos de producción de madera se vienen implementando desde hace años en Guatemala, sin embargo no existe un avance tecnológico que facilite su mecanización.
- La línea de producción más utilizada y versátil se denomina Línea de Aserrado Clásica.
- Guatemala es un país con alta capacidad de producción maderera, sin embargo más de la mitad de esta materia bruta no es utilizada de la mejor manera.

- Los defectos en la madera afectan negativamente las propiedades físicas y mecánicas de la madera.
- Para obtener el contenido de humedad óptimo, la madera puede secarse utilizando procesos naturales o artificiales.
- Los procesos artificiales son más caros pero permiten un secado rápido y un mejor control del contenido de humedad en las piezas de madera..
- La madera es un material percedero, aunque con un tratamiento correcto puede perdurar por mucho más tiempo sin cambiar sus propiedades físicas, como la resistencia a las fuerzas que actúen sobre ella.
- Existe una gran variedad de tratamientos para la proyección de la madera, y se debe de utilizar el tratamiento adecuado según las amenazas que se encuentren en el lugar donde se ubique la madera.
- Hay una gran variedad de acabados que puede tener la madera, con el fin de destacar la belleza del material.
- Se debe buscar un medio de ensamblaje flexible que permita una falla dúctil.
- Las uniones trabajan a tensión, compresión, corte, flexión o una combinación de estas.
- La resistencia a la fisuración y al corte dependen de la especie de madera, porcentaje de humedad y geometría de las piezas.
- El medio de ensamblaje a utilizar dependerá de las fuerzas a las que esté sometida la unión, dimensión y geometría de las piezas y la arquitectura de la unión.

2. Segunda parte

a. Consideraciones generales

- Debido a las muchas variaciones que puede presentar la madera, incluso en maderas de la misma especie, es necesario aplicarle factores que corrijan o modifiquen sus propiedades.
- El método de diseño por esfuerzos admisibles se utiliza para el diseño de madera debido a que no se conocen aun con certeza los valores máximos de los esfuerzos que ésta puede resistir.
- Los factores de corrección deben aplicarse al caso específico de carga que esté ocurriendo en la estructura o miembro. Es importante hacer esta diferencia ya que en algunos casos no aplicarán todos los factores.
- Las combinaciones de carga según AGIES, contemplan prácticamente todos los posibles usos que se le puedan dar a una estructura. Es necesario saber qué tipo de estructura se estará diseñando y para qué uso, ya que un buen diseño depende en gran parte de una buena integración de las cargas y del análisis de sus reacciones.
- Las dos características principales de la flexión pura son la magnitud constante del momento y que la fuerza cortante es cero a todo lo largo de la viga.
- La teoría de flexión elástica es aceptada en la derivación de la fórmula de la flexión.

- Al aplicar cargas a una viga de madera, el eje longitudinal es el que se deforma dependiendo de la magnitud de la carga. Aunque el comportamiento de la madera bajo flexión no sea rigurosamente elástico, los ensayos han demostrado que después de que la carga alcanza su valor máximo, la viga seguirá deflectándose a menor velocidad y con cambios menos bruscos.
- Una viga sometida a un momento positivo presenta una curvatura positiva por lo tanto los esfuerzos de tensión están soportados en la parte inferior y los de la compresión en la parte superior de la viga.
- La deducción de la fórmula de flexión requiere conocimiento de la localización del eje neutro y la ecuación curvatura-momento.
- La deflexión de vigas es crítica para las estructuras y en especial en madera, porque se puede deformar con facilidad, aún soportando muy bien sus cargas. Una deflexión no admisible podrá incomodar a los usuarios de la estructura.
- Al controlar adecuadamente las deflexiones de las vigas, se puede disminuir las vibraciones de toda la estructura, las vibraciones no controladas en la estructura también puede incomodar a los usuarios.
- Para el diseño por corte vertical en madera, se deben controlar los esfuerzos de compresión de la fibra, que son críticos en las uniones y apoyos.
- Al obtener un área adecuada para generar un esfuerzo admisible, se tendrán aplastamientos mínimos que no afectarán a la estructura.
- Es más probable que una viga falle por cortante horizontal que por cortante vertical.
- Los esfuerzos por corte horizontal no están distribuidos por igual en toda la sección transversal de la viga.
- El corte horizontal es cero en la fibra superior, respectivamente inferior, de la viga y su valor máximo se encuentra en el plano neutro (eje neutro).
- Existen diferentes soluciones estructurales para el diseño de cubiertas. La elección de la misma determinará la eficiencia del sistema, está dependerá de las condiciones del lugar y el diseño arquitectónico. Es importante considerar el espacio disponible y todas las cargas que puedan transmitirse.
- Para el dimensionamiento de piezas en madera debe utilizarse la dimensión efectiva de acuerdo al listado de tamaños, dependiendo de la empresa con la que se compre el material.
- Para el diseño de columnas se utiliza el sistema ASD, hay que tomar factores de corrección específicos para calcular cada uno de los esfuerzos permisibles.
- El diseño de columnas en madera se realiza utilizando los criterios de compresión y flexión, y se controla para que no falle por pandeo.
- Los agujeros en los miembros debe realizarse adecuadamente para que estos no pierdan sus propiedades resistentes.
- Las vigas en flexión en general tiene una inercia fuerte para soportar cargas verticales a flexión (eje x-x) y una inercia más pequeña que es la del eje débil (eje y-y).
- El pandeo lateral se da cuando la inercia del eje débil es mucho menor que la inercia del eje fuerte.

- Cuando la relación peralte-espesor es mayor a 4, la torsión uniforme manda para el control del pandeo lateral.
- Actualmente la utilización de marcos rígidos de madera se utiliza comúnmente en la construcción de viviendas en serie, puentes, pasarelas etc. ya que son estructuras fáciles de armar y muy resistentes.
- Si a un marco está sujeto a fuerzas de sismo o viento considerables será necesario utilizar arrostros para compensar las deformaciones, y así rigidizarlo.
- Cualquier dispositivo que produzca cierto grado de empotramiento provocará una reducción de los momentos vigas columnas
- La madera laminada encolada permite obtener miembros con formas especiales y grandes tamaños, especialmente para el uso en grandes luces libres, de hasta 70m.
- Las láminas más cercanas a la zona en tensión son las más críticas en la viga.
- La combinación de láminas para elementos a flexión puede ser balanceada o no balanceada, en ambos casos la calidad las láminas es variable. Las láminas de mayor calidad en una combinación balanceada están en la parte superior e inferior, y en la no balanceada están, únicamente, en la parte inferior.
- La combinación balanceada de láminas es más eficiente en voladizos y en claros continuos.
- La combinación no balanceada de láminas es más eficiente en claros simples, en voladizos pequeños y en aplicaciones con claros continuos donde el diseño es controlado por corte o deflexión.
- Para miembros sujetos a carga axial todas las laminaciones deben tener la misma calidad.
- Los miembros en madera laminada pueden dividirse en dos grados principales, uno por apariencia y el otro estructural. Ambos son importantes, el primero por estética y el segundo por las propiedades físicas y mecánicas que tendrá la pieza.
- El diseño de vigas en madera laminada se realiza utilizando los criterios de flexión y deflexión y se controla para que no falle por corte longitudinal.
- Las vigas en voladizo en madera laminada no deben tener una longitud mayor al 20% del claro de la viga.
- En la madera laminada se obtienen esfuerzos admisibles, generalmente, un 20% mayores a los de la madera aserrada.
- Las propiedades de resistencia de la madera no cambian con el tiempo, cuando esta se protege adecuadamente contra hongos, insectos y barrenadores marinos.
- El tipo de producto protector a utilizar y el sistema de tratamiento que debe utilizarse, en cada una de las situaciones en que se implemente la madera, depende de la clase de riesgo de ataques a que vaya a estar expuesta.
- La madera es un excelente material que responde bien a sollicitaciones sísmicas aun así en algunos casos es necesario reforzarla por medio de arrostros.
- Los sistemas constructivos entramados, permiten construcciones rápidas y sencillas que requieren

de poco equipo de carpintería. Sin embargo este tipo de sistemas no permite construcciones muy grandes.

- La eficacia de una unión dependerá del tipo de conector utilizado así como la disposición de los mismos. Estos dos factores determinan la capacidad de absorción de las fuerzas y la economía del modelo.
- Los conectores pueden estar sometidos a fuerzas laterales, axiales o una combinación de ambos.

3. Tercera parte

- El diseño de miembros a compresión se realiza para que cumpla con los criterios de esfuerzo a compresión y al pandeo.
- Para el diseño de miembros a tensión se deben revisar que la sección cumpla con los criterios de tensión.
- El diseño estructural con madera debe realizarse en varias iteraciones, ya que al inicio se asumen secciones y luego se deben ajustar los tamaños para poder cumplir los criterios de esfuerzo y con el diseño de uniones.
- La combinación de carga crítica para la pasarela es la sumatoria de cargas vivas, muertas y viento.
- El diseño de la pasarela se realizó acorde a las secciones disponibles comercialmente en la empresa Lignum.
- El factor de corrección se utilizó igual a 1.0, debido a la falta de datos acerca de la especie de madera a utilizar y otras condiciones a las que estará expuesta la estructura.
- Las uniones que se encuentren expuestas a la intemperie, deben ser de acero galvanizado o tener algún recubrimiento que las proteja de la corrosión.
- El programa RISA-3D es una herramienta útil para el análisis de estructuras, siempre y cuando se tenga un amplio conocimiento de su funcionamiento.
- La forma más sencilla de analizar los efectos de las acciones externas a la armadura de la pasarela fue idealizando la estructura como barras articuladas en los extremos. Todas las cargas se aplicaron a los nudos para que fuera posible aplicar los métodos estáticos.
- La aplicación de las fuerzas sobre los nudos facilitó la determinación de las fuerzas internas y su comprobación en el programa de análisis RISA-3D.
- La clasificación de la madera no influye en la capacidad de los elementos de unión.
- Para el control del pandeo en la cuerda superior de la armadura se tomó la longitud efectiva como la distancia entre nudos.

B. RECOMENDACIONES

1. Primera parte

- Es recomendable realizar estudios y pruebas más con respecto a las distintas especies de madera en Guatemala, ya que actualmente no se cuenta con un sistema unificado de clasificación y por ende se carece de información relevante como propiedades y resistencias de las distintas maderas que se utilizan en la construcción en Guatemala
- A pesar de que la madera tiene buena capacidad de resistencia a la tensión y a la compresión paralela a la fibra, tiene escasa resistencia al cortante, tiene muy escasas resistencias a la compresión y a la tensión perpendicular a la fibra (sobre todo en tensión), por lo que se recomienda tomar en cuenta lo anterior al momento de diseñar.
- Se debe tomar especial atención al cortante horizontal, ya que es más probable que falle por éste que por el cortante vertical.
- Es recomendable buscar la reestructuración de la empresa maderera en Guatemala, e implementar nuevos sistemas de aserrado y destronque que brinden un mayor aprovechamiento de la materia prima y a la vez generen menores costos de producción.
- En Guatemala no es utilizada la madera laminada como elemento estructural, por lo que no se encuentra información sobre esfuerzos de trabajo para este producto, pero sí se encuentran estudios realizados por el Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos, en los que se listan varias propiedades de diversas especies de madera aserrada.
- Se recomienda al diseñador conocer los efectos que tienen los defectos de crecimiento en las propiedades físicas y mecánicas de la madera.
- Es importante que el constructor conozca las condiciones ambientales bajo las cuales estará sometida la estructura y los defectos que puede provocar en la madera, para poderle dar un adecuado tratamiento durante la construcción, o que la compre ya tratada, para que resista el periodo de tiempo para la que sea diseñada.
- Para un secado más eficiente, se recomienda que se haga un secado preliminar natural y luego se proceda a un secado artificial con hornos u otro sistema.
- Ya que la madera es un material perecedero, está se debe de proteger contra los ataques de los agentes bióticos y atmosféricos, con el tratamiento adecuado.
- Se recomienda utilizar el tratamiento de autoclave, para la madera que se ubicará en la intemperie o tendrá contacto directo con el suelo.
- Se recomienda evitar la combinación de medios de ensamblaje con diferente rigidez que generen deformaciones diferentes.
- Se debe evitar la concentración de fuerzas en un punto, pues pueden hacer que la madera se raje.
- No se debe utilizar madera demasiado húmeda ya que generará fisuras en la zona de ensamblaje.

2. Segunda parte

a. Consideraciones generales

- Los factores de corrección mostrados en el **Capítulo IX** son factores tomados de la norma NDS, para maderas de Estados Unidos, por lo se recomienda realizar ensayos y pruebas sobre maderas guatemaltecas para verificar si estos mismos aplican a ellas o es necesario realizarles modificaciones.
- Las combinaciones de carga presentadas en este capítulo son para casos generales y/o construcciones pequeñas. En el caso de diseñar obras sumamente importantes es necesario hacer otros chequeos que van más allá del alcance de este capítulo, tomando en cuenta las características sísmicas de Guatemala.
- Realizar el procedimiento descrito en el capítulo de diseño para flexión pura paso a paso.
- Consultar el listado de secciones de madera que se trabajen en el mercado guatemalteco.
- El diseño de vigas por deflexión debe ponerse bastante atención, ya que un mal diseño, puede generar grandes deflexiones e incomodar a los usuarios; o puede tener un perfil de viga demasiado grande, que será antieconómico.
- En el diseño de las uniones y apoyos de los miembros de madera, se debe calcular y diseñar el área adecuada para generar los esfuerzos admisibles, y obtener mínimos aplastamientos de la fibra o admisibles.
- A pesar de que la madera tiene buena capacidad de resistencia a la tensión y a la compresión paralela a la fibra, tiene escasa resistencia al cortante, tiene muy poca resistencia a la compresión y a la tensión perpendicular a la fibra (sobre todo en tensión), por lo que se recomienda tomar en cuenta lo anterior al momento de diseñar.
- Se debe tomar especial atención al cortante horizontal, ya que es más probable que falle por este que por el cortante vertical.
- El diseño de una estructura de madera para cubiertas debe ser pensado como un elemento liviano, duradero y estable.
- Se necesitan, tanto elementos que configuran la superficie exterior de la cubierta, así como estructurales que la sostengan
- Al momento de diseñar una columna se recomienda evitar excentricidades en las cargas actuantes sobre la columna con el fin de facilitar su diseño y optimizar la sección.
- Debido a las deficiencias de la madera con respecto al aplastamiento es recomendable diseñar las uniones adecuadas para transmitir de la mejor manera las cargas que se soportaran en la columna, y así evitar cualquier tipo de deformación en la misma.
- Inculcar en las universidades la utilización de la madera como elemento estructural, ya que como se puede apreciar sus propiedades son óptimas para su utilización en los distintos ámbitos del desarrollo de la construcción.
- Debido a la falta de información de las especies utilizadas en el sector comercial se le recomienda al diseñador que mantenga rangos conservadores o que investigue la madera que utilizará para realizar un diseño más exacto, y probablemente esto último le permita economizar material.

- Para prevenir tanto el pandeo lateral, como la torsión, es necesario utilizar los requisitos sobre el tipo de arriostramiento necesario, dados en el NDS (National Design Specification).
- Reducir el número de uniones con esquinas cuadradas, ya que esta disminuye la concentración de esfuerzos.
- El problema de la inestabilidad se arregla con el uso de apoyos laterales efectivos para resistir las cargas que le serán transmitidas por la viga.
- Para evitar el pandeo lateral-torsional es recomendable controlar la geometría del miembro y su relación ancho-espesor.
- No se recomienda empotrar una columna de madera en concreto o directamente en el suelo, ya que la humedad causaría el pudrimiento de la misma.
- Muchas veces es más práctico utilizar marcos rígidos bi-articulados que empotrados, ya que estos son más económicos y más fáciles de montar.
- Debido a la falta de información de las especies utilizadas en el sector comercial se le recomienda al diseñador que mantenga rangos conservadores o que investigue la madera que utilizará para realizar un diseño más exacto, y probablemente esto último le permita economizar material.
- En Guatemala no es utilizada la madera laminada como elemento estructural, por lo que no se encuentra información sobre esfuerzos de trabajo para este producto, pero sí se encuentran estudios realizados por el Centro de Investigaciones de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos, en los que se listan varias propiedades de diversas especies de madera aserrada. Se le recomienda al diseñador utilizar valores de esfuerzo entre un 10 y 20% mayores a los dados para madera aserrada, para el diseño en madera laminada.
- Es conveniente proteger cualquier madera contra los agentes de degradación con el protector adecuado.
- Se recomienda el tratamiento en Autoclave como producto protector a la madera.
- Es necesario analizar los efectos de viento y sismo que actúan sobre las estructuras de madera
- Se puede disminuir el espaciamiento entre conectores, realizando perforaciones previas en la madera, permitiendo a su vez un trabajo más limpio.
- Cuando los conectores están sometidos a la intemperie es recomendable aplicarles algún tipo de recubrimiento para evitar que se oxiden.
- El uso de arandelas es útil pues otorga un área mayor para la distribución de fuerzas y evita que el conector se incruste en la madera.
- El uso de placas de acero puede ser útil para distribuir las fuerzas cuando no se cuenta con mucho espacio.

3. Tercera parte

- Se recomienda que al iniciar el diseño de cualquier estructura en madera se tenga la mayor información posible acerca del lugar, condiciones ambientales a las que estará sometida la estructura, especie de madera a utilizar y otros datos importantes para realizar un diseño lo más

apegado a la realidad.

- Es importante que para el dimensionamiento se utilicen los valores de secciones efectivas acorde a la disponibilidad en el mercado nacional.
- Se recomienda que para el cálculo de la carga muerta se tome en cuenta la densidad de la especie de la madera a utilizar.
- Es recomendable que para el cálculo de carga viva se consulte una norma para poder utilizar los valores adecuados de acuerdo a las condiciones de servicio de la estructura.
- El diseñador puede utilizar una herramienta para facilitar el análisis estructural, pero debe de conocer cómo funciona y tener el criterio para discernir si el análisis realizado es adecuado
- La madera debe tener un porcentaje de humedad mínimo, al igual, debe tener el menor número de nudos posibles. Mientras menor sea el porcentaje de ambos, la madera va a presentar una mejor respuesta ante la aplicación de cargas y en las uniones existirá una menor probabilidad a que la madera se raje.
- Se debe tener clara la orientación de las fibras de la madera, pues la resistencia de la misma depende de esta. De igual manera, algunos factores y ecuaciones varían según la orientación de las fibras.
- Utilizar madera de baja calidad resulta en secciones robustas, pero proporcionan mayor espacio para los detalles de unión, que es un aspecto crítico del diseño.
- Es recomendable usar secciones estándar y uniformar su uso en toda la estructura en cuanto sea posible, aunque resulten secciones superiores para algunos elementos.

XXV. BIBLIOGRAFÍA

A. Bibliografía

1. «Capítulo 2, Unidad 7: Uniones en la Madera». *Manual: La construcción de viviendas en Madera*. Corporación Chilena de la Madera-CORMA. Págs.129-153.
2. Aghayere, A. y V., Jason. 2007. *Structural Wood Design: A Practice-Oriented Approach Using the ASD Method*. New Jersey, USA, John Wiley and Sons. 396 Págs.
3. Ambrose, J. 1986. *Diseño simplificado de edificios para carga de viento y sismo*. México, Limusa.
4. Arguelles Á., F, et al. 2003. *Estructuras de madera: diseño y cálculo*. Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera y Corcho-AITIM.
5. *ASD/LRFD Manual Engineered Wood Construction*. 2005. The American Wood Council. USA, American Forest & Paper Association, Inc. 81 Págs.
6. Asensio, C.E. 1987. *Evaluación del desarrollo de un secador solar-combustion para madera aserrada*. Universidad del Valle de Guatemala. Guatemala.
7. Beltranena, E. 1978. *Determinación de los Esfuerzos Permisibles de Trabajo para Maderas Nacionales*. Centro de Investigaciones de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala.
8. Bresler, L.; Wiley, J. 1968, *Design of steel structures*. 2ª edición. New York
9. Breyer, D.E., et al *Design of Wood Structures ASD/LRFD*. 6a edición. McGraw Hill. Págs. 5.1-5.22.
10. Crocker S., F. A. *Especies recomendadas para reforestar en los departamentos de la República de Guatemala*. Instituto Nacional de Bosques: Unidad de Fomento y Desarrollo Forestal. Guatemala. 27 Págs.
11. *Diccionario Enciclopédico MEGA Siglo XXI*. 2001. Grupo Editorial Norma, S.A. Guatemala. Volumen 1.
12. Fernández-Villegas, F.; Echenique-Manrique, R.1986. *Estructuras de madera*. 2ª ed. México, D.F., Editorial Limusa. 367 Págs.
13. Galambos, T., L.; F.J. y Johnston, B. (1999). *Diseño de estructuras de acero con LRFD*. Editorial Naucalpan.
14. Gere, James M. 2006. *Mecánica de Materiales*. Sexta Edición. México, D.F, Thomson. 940 Págs.
15. Godo L., Roberto. 2007. *Guía Técnica para el diseño de estructuras de madera*. 141 Págs.
16. Götz, Karl-Heinz, et.al. 1995. *Construire en Bois, Choisir Concevoir Realiser*. Presses Polytechniques Et. Universitaires Romandes.
17. Guatemala, C.A. 1976. Departamento de Reforestación. *Guía Para Identificación de las Coníferas de Guatemala*. Guatemala, Instituto Nacional Forestal. 64 Págs.
18. Guatemala, C.A. 1982. Dirección General de Servicio Agrícolas. *Clasificación de Zonas de Vida de Guatemala a nivel de Reconocimiento*. Guatemala, Ministerio de Agricultura, Ganadería y Alimentación. 42 Págs.
19. Hernández, A. 2001. *Diagnóstico del secado industrial de madera en Guatemala*. Guatemala. Tesis Universidad del Valle de Guatemala. Págs. 4-40
20. Hoheisel, et al. 1989. *Manual del Grupo Andino para el Secado de Maderas*. Junta del Acuerdo de Cartagena. Lima.
21. Leet, K.. 2006. *Fundamentos de Análisis Estructural*. 2da Ed. Mexico, Mc Graw Hill.756 Págs.
22. *Manual construcción de viviendas en madera*. Corporación Chilena de la Madera. Chile.
23. Morales, C.A. 1987. *Madera Laminada en la Arquitectura*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. 142 Págs.
24. Narbona, P.; Bragado, C.; Chiang, Y. *Defectos de la Madera*.
25. *National Design Specification for Wood Construction- NDS*. 2005. AANSI/AF&PA. USA.

26. *Normas estructurales de diseño y construcción*. 2002. AGIES. Colegio de Ingenieros de Guatemala.
27. Ortiz, M. E. 2008. *Madera Laminada Innovación en la construcción (Parte 2): Secciones compuestas madera laminada-concreto*. CONCYT, SENACYT, FONACYT. Guatemala. 96 Págs.
28. Parker, H. 1972. *Diseño simplificado de armaduras de techos para arquitectos y constructores*. México, Limusa-Wiley. 289 Págs.
29. Parker, H. 1972. *Diseño simplificado de estructuras de madera*. México, Limusa Wiley. 294 Págs.
30. Parker, H. 1975. *Diseño simplificado de estructuras de madera*. México, Limusa. 294 Págs.
31. Parker, H.; Ambrose, J. *Diseño simplificado de estructuras de madera*. Segunda Edición. Editorial Limusa Wiley.
32. Parker/Ambrose, J. 2009. *Simplified Design of Wood Structures*. 5a Edición. EEUU. 194 Págs.
33. *Parte 4: Diseño de Vigas*. Manual AISC. Volumen 1. Págs. 556-569.
34. Piralla, M. 2008. *Diseño Estructural*. Segunda Edición. México D.F., Limusa. 596 Págs.
35. Popov, E. 1996. *Introducción a la mecánica de sólidos*. México D.F., Editorial Limusa, S.A.
36. R. C. Hibbeler. *Mecánica de materiales*. Tercera edición. 663 Págs.
37. R. Tuset. 1986. *Manual de maderas comerciales, equipos y procesos de utilización*. Montevideo, Editorial Hemisferio Sur.
38. Singer, F. y Pytel, A. (1982). *Resistencia de materiales*. México D.F., Editorial Harla, S.A. de C.V.
39. *Structural Design Requirements*. Uniform Building Code-UBC. 1997.
40. *Structural Engineering Design Provisions*. Uniform Building Code-UBC. 1997. Volumen 2.
41. *Supplement National Design Specification: Design Values for Wood Construction*. 2005. The American Wood Council. USA, American Forest & Paper Association, Inc. 81 Págs.
42. Timoshenko, S.; Young, D. 2000. *Elementos de resistencia de materiales*. México D.F., Editorial Limusa, S.A. de C.V. Grupo Noriega Editores
43. Vignote P., S. y Jiménez P., F.J. 1996. *Tecnología de la Madera*. Ministerio de la Agricultura, Pesca y Alimentación. Madrid. Mundi-Prensa. 602 Págs.
44. Vignote P., S.; Martínez R., I. 2006. *Tecnología de la madera*. 3ª. ed. Madrid, Mundi-Prensa Libros. 687 Págs.
45. Villasuso, B. 1998. *Estructuras de Madera*. Segunda edición. Buenos Aires, Argentina, Editorial Patagones. 140 Págs.
46. *Wood Structural Design Data*. 1992. The American Wood Council, American Forest & Paper Association. Washington. 264 Págs.
47. Zambrano, O. 2005. *Propuesta de un sistema constructivo de paredes para edificaciones utilizando maderas nacionales*. Tesis Universidad de San Carlos de Guatemala. 150 Págs.

B. Referencias de internet

48. *Architects site, Arqhys*. <http://www.arqhys.com/la-madera.html>
49. Arias D., J. *Fijaciones en madera*. <http://personal.iddeo.es/javiarias/mueble13.htm>
50. Casado, D. *Madera Laminada Proceso de Fabricación. Innovaciones Tecnológicas*. <http://www.uah.es/innovaciones/0304/trabajo%20de%20alumnos/P4%20%20Madera%20laminada%20%28texto%29.pdf>
51. *Clasificación Al Fuego En Materiales*. Morgui Clima SL <http://www.morguiclimate.com/PDFS/Normativa%20fuego%20materiales.pdf>
52. *Diccionario de arquitectura y construcción*. <http://www.parro.com.ar>
53. *Diccionario y enciclopedias en línea*. <http://www.diclib.com>
54. *Eficiencia estructural y energética de la madera como material de construcción*. <http://www.maderamaciza.com/Documentos%20pdf/Eficacia%20estructural%20y%20en>

- erg%C3%A9tica%20madera.pdf
55. *Elementos Estructurales De Madera Y De Productos Derivados*.
<http://www.infomadera.net/images/17549.pdf>
 56. *Engineered Wood: Construction Guide*. 2007. APA - The Engineered Wood Association. Washington. 80 Págs.
<http://www.apawood.org/pdfs/managed/E30.pdf?CFID=641492&CFTOKEN=95820947>
 57. *Ensamblados*. Madereros.com <http://www.madereros.com/index.html>
 58. *Generalidades de la Madera*. Asociación de Investigación Técnica de las Industrias de la Madera <http://www.infomadera.net/>
 59. *Glulam Beam Camber*. 1999. Engineered Wood Systems-APA EWS.
http://www.westernstructures.com/Links_files/EWS-S550-E.pdf
 60. *Glulam Design Guide*. Cascade Structural Laminators. Oregon, EE.UU. 25 Págs.
<http://www.cascadesl.com/CSL%20Design%20Guide.pdf>
 61. *Glulam Product Guide*. 2008. APA - The Engineered Wood Association. Washington. 32 Págs.
<http://www.apawood.org/pdfs/managed/X440.pdf?CFID=641492&CFTOKEN=95820947>
 62. *How Glulam is Made. Glued Laminated Timber Association*.
<http://www.glulam.co.uk/framesetGlulam.htm>
 63. *Intradós*. 2009. Wikipedia. <http://es.wikipedia.org/wiki/Intrad%C3%B3s>
 64. *La Construcción Con Madera*.
<http://www.azc.uam.mx/cyad/procesos/website/grupos/tde/NewFiles/madera.html>
 65. *Laminated Timber Design Guide*. 2001. American institute of timber construction-AITC.
<https://www.aitc-glulam.org/shopcart/Pdf/designguide.pdf>
 66. *Madera Laminada Encolada*. Asociación de Investigación Técnica de la Madera. Madrid.
<http://www.infomadera.net/empresa/producto/788>
 67. *Madera Laminada Encolada*. Euro Lamellé. <http://www.eurolamelle.com/sp/serrage.php>
 68. *Mapa de Zonas de Vida de Holdridge*. 2001. MAGA.
http://conap.gob.gt:7777/Conap/portal/mapas/a2_zonas-de-vida.jpg
 69. Nolasco K., R. *Herramientas de la madera*. <http://www.arqhys.com/contenidos/madera-herramientas.html>
 70. *Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Madera*.
<http://www.ordenjuridico.gob.mx/Estatal/DISTRITO%20FEDERAL/Normas/DFNORM09.pdf>
 71. *Proceso de Fabricación*. LANIK.
<http://www.lanik.com/antbuspre.asp?Cod=1688&nombre=1688>
 72. *Proceso y Control de Fabricación*. MARQUISA. <http://www.marquisa.es/>
 73. *Protección a La Madera*. Portal de Protección de la Madera.
<http://www.protecciondelamadera.com>
 74. *Resistencias De Diseño De Maderas De La Patagonia*.
<http://www.ciefap.org.ar/documentos/fichas/A9N3EsfuerzosEstructuralesdeMadera.pdf>
 75. *Specifiers Guide*. Glued Laminated Timber Association.
<http://www.glulam.co.uk/framesetGlulam.htm>
 76. *Teoría de Pandeo*.
http://www.leonardo.uncu.edu.ar/catedras/construcciones_metalicas_y_maderas1/archivos/CMM1-Teoria-de-pandeo.pdf
 77. *Tratamientos de la Madera*. Brico-Todo. <http://www.bricotodo.com/tratamientos.htm>
 78. *Universidad Católica del Norte. Materiales de Construcción*
<http://www.ucn.cl/FacultadesInstitutos/laboratorio/Propiedades%20f%EDsicas3.htm>

XXVI. ANEXO

XXVII. GLOSARIO

Acebolladura:

Grieta tangencial. Separación entre dos capas contiguas en un rollizo de madera produciendo un defecto físico. Otro nombre común para este tipo de defecto es colaina.

Albura:

Porción externa del tronco del árbol sin contar la corteza.

Anisotropía:

Característica de un material que presenta propiedades variables según la dirección en que se midan.

Área:

El área de la sección es la de la sección transversal, perpendicular a su eje longitudinal.

Bolsas de resina:

Cavidades entre los anillos de crecimiento que contienen resina. Su efecto es en piezas sometidas a esfuerzos cortantes.

Carga crítica de pandeo:

Carga axial máxima que se puede aplicar a una columna o pilar sin producir el pandeo de la misma. También llamada carga de pandeo de Euler.

Canteadora:

Es una máquina que realiza dos cortes a cada pieza obtenida de las otras máquinas, perpendiculares a los de referencia y en dirección axial, distanciados entre sí, el ancho de la tabla que se quiere obtener.

Cambium:

Capa que sigue a la corteza y da origen a otras dos capas: la capa interior o capa de xilema, que forma la madera, y una capa exterior o capa de floema, que forma parte de la corteza.

Cepillado:

Es el proceso en el que se emparejan las láminas y se eliminan los residuos de cola después del empalmado.

Corteza externa:

Capa más externa del árbol. Está formada por células muertas del mismo y sirve de protección contra los agentes atmosféricos.

Columnas compuestas:

Consiste en columnas formadas por uno o varios materiales, por ejemplo madera-acero.

Columna formada por varios miembros:

Consiste en un ensamble de varias columnas que son paralelas entre sí, están separadas por unos bloques que impiden que se toquen, colocados en los extremos y en puntos medios de su longitud.

Columnas laminadas pegadas:

Son columnas creadas con el fin de lograr mayores longitudes, se empalman varias piezas de madera delgada, para esto se emplea pegamento.

Columna sólida sencilla:

Usualmente, utilizada en los diseños de madera. Pieza sólida de madera de sección transversal rectangular o circular.

Combinación balanceada:

Combinación de láminas simétrica partiendo del centro de la sección, utilizando láminas de mayor calidad en los extremos.

Combinación no balanceada:

Combinación de láminas asimétrica, utilizando láminas de mayor calidad en el lado a tensión y de menor calidad en el lado a compresión.

Curvatura:

Forma que adopta una viga en el eje longitudinal cuando se le aplican cargas.

Descortezado:

Proceso que tiene como función remover la corteza de los troncos, principalmente para remover impurezas que se encuentran en los mismos.

Decaimiento:

Decadencia. Acción de decaer o período de declive. Deterioro de la madera producto del ataque de hongos que crecen en virtud de la humedad propia de la misma.

Deformación unitaria:

Cambio de longitud al aplicar cargas axiales de tensión o compresión. Su cálculo es el acortamiento o elongación dividido por la longitud total del miembro.

Dimensión nominal:

Es la dimensión (ancho, espesor, longitud) de la madera antes de someterse a cualquier proceso de cepillado. Es la dimensión inicial de la lámina de madera pero no la final.

Dimensión efectiva:

Es la dimensión de la madera luego del cepillado. Esta dimensión es menor a la nominal, debido a que durante el cepillado se reduce la sección al eliminar la capa superficial de la lámina.

Duramen:

Porción interna del tronco del árbol, en el cual las cerdas de la madera están muertas y no cumplen ninguna función.

Eje neutro:

Intersección de la región entre la parte superior e inferior de una viga en la que las líneas longitudinales no cambian de longitud, con cualquier plano transversal.

Elementos y sistemas auto portantes:

Muros de contención, astas de banderas, pirámides, trípodes, etc., en los cuales la estabilidad se logra por la forma básica de la estructura, son ejemplos de elementos y sistemas auto portantes.

Empalme:

Unión de continuidad que se realiza para obtener láminas más largas y así poder cumplir con las luces requeridas.

Encolado:

Se refiere al recubrimiento de una superficie con cola.

Esbeltez:

Es una característica mecánica de las barras estructurales o prismas mecánicos que relaciona la rigidez de la sección transversal de una pieza prismática con su longitud total. Es un parámetro adimensional que interviene en el cálculo de las tensiones y predice las inestabilidades elásticas de

las barras.

Esfuerzo básico:

Esfuerzos permisibles ideales para madera libre de defectos. Se derivan de los resultados de los diferentes ensayos de laboratorio cuyo valor promedio es corregido por variabilidad de los valores obtenidos, efecto de relajación por la aplicación de cargas permanentes factor de seguridad que considera la aplicación de cargas accidentales y el grado de razonamiento.

Esfuerzo de trabajo:

Esfuerzos permisibles utilizados en el diseño de estructuras en madera que consideran factores que afectan la resistencia y las condiciones de servicio. Estos son los esfuerzos básicos disminuidos con un margen de seguridad aceptable.

Fibra:

Conjunto de las células dispuestas en la dirección del eje del árbol, descartando los elementos vasculares y las células de parénquima. Las distintas variaciones que puede tener en dimensiones y disposición da origen a los siguientes tipos de fibra: recta, ondulada, revirada, entrelazada.

Fibra:

Dirección tomada por los elementos celulares con respecto a la orilla de una tabla.

Fisonomía:

Conjunto de características que configuran el aspecto exterior de los árboles y piezas de madera. Aspecto descriptivo que toma en consideración el aspecto, estructura y morfología de la vegetación.

Flexión pura: Flexión de una viga bajo un momento flexionante constante y fuerza cortante cero.

Fraguado:

En este capítulo se refiere al endurecimiento de la cola después de encolar y pegar las láminas de madera.

Gema:

Defecto debido al aserrado de la madera. Se crean por los cortes en una o más caras de la pieza que exhiben corteza o superficie redondeada del tronco.

Grado estructural:

Clasificación otorgada a la madera según el límite de defectos, utilizada para facilitar en la práctica el uso de esfuerzos permisibles de trabajo. A cada grado corresponden esfuerzos permisibles de trabajo y un límite de defectos aceptables.

Grano:

En las coníferas el grano se refiere al diámetro de las traqueidas, mientras que en las frondosas se refiere al de los vasos; se clasifica en basto o grueso, medio y fino.

Grieta:

Abertura longitudinal que se hace espontáneamente en la madera. Raja o corte poco profundo

Hendedura:

Grieta en la dirección radial.

Higroscopicidad:

Propiedad física de algunos materiales y en concreto de la madera, que les hace intercambiar humedad con el aire que les rodea, en función de las condiciones higrométricas (humedad relativa y temperatura) del ambiente en que se encuentran.

Impregnación:

Introducción en profundidad de un producto protector de la madera. En general se utiliza en término para referirse a aquellos tratamientos que dan a la madera una dosis elevada de protector y que requieren la utilización de autoclave

Intradós:

Término utilizado en arquitectura para referirse a la superficie inferior visible de un arco bóveda o dovela.

Larguero:

Viga horizontal de madera cuyo fin es asegurar una estructura provisional. Viga encargada de soportar cargas concentradas en puntos aislados a lo largo de su longitud (travesaño).

Leño o tejido leñoso:

Lo que normalmente se entiende por madera.

Marcos internamente arriostrados:

Para lograr este arriostre se pueden usar paredes o muros de cortante, en cuyo caso el sistema funciona como cajón, aun cuando exista un marco estructural. Sin embargo, también es posible usar miembros diagonales, contraventeo en X, esquineros, puntales, etc., para lograr la estabilidad necesaria del marco rectangular. Por lo general el termino marco arriostrado se refiere a estas técnicas.

Marcos rígidos:

El término se refiere al empleo de juntas resistentes a momento entre los elementos del marco.

Marcos contraventados exteriormente:

Se producen a raíz del uso de cables, puntales, contrafuertes, etc., los cuales se aplican exteriormente a la estructura o al edificio

Médula:

Parte central del tronco constituido por tejido flojo y poroso. De ella parten radios medulares hacia la periferia.

Madera juvenil:

Madera que se produce en los primeros anillos de crecimiento, normalmente comprendida entre el quinto y vigésimo año. Tiene propiedades diferentes a la madera restante del tronco y presenta menor resistencia y rigidez y mayor hinchazón y merma que la madera normal.

Médula:

Parte central del tronco del árbol compuesta de tejido poroso y de donde nacen los radios medulares hacia el exterior del tronco.

Monoico:

Organismo en el que las estructuras reproductoras, tanto masculinas como femeninas, se encuentran en el mismo individuo.

Módulo de elasticidad:

Puede calcularse a partir de ensayos de flexión de piezas pequeñas libres de defectos.

Momento de inercia:

Magnitud que calcula la distribución de masas de un cuerpo en rotación respecto al eje de giro. Su cálculo depende de la geometría y de la localización del eje de giro sin involucrar a las fuerzas que ocasionan el movimiento.

Momento flexionante:

Reacción interna que equilibra las fuerzas externas aplicadas a una viga que sufre una deformación. Al encontrar el valor de las reacciones en los apoyos, el momento flexionante en cualquier punto es el valor de las reacciones por la distancia a la cual se realice el análisis de la viga.

Módulo de sección:

Propiedad geométrica de la sección transversal que tiene dimensiones de longitud a la tercera potencia.

Nudo:

Porción de una rama que se incorpora en el cuerpo del árbol apareciendo en sección en la superficie de la madera. Su forma depende de la manera como el tronco pase a través de la sierra en el aserradero.

Pendiente de la fibra:

Resulta de un aserrado diagonal o porque la fibra de un árbol iba en espiral o retorcida. El efecto es medido por el ángulo que forma la dirección de las fibras con el eje de la pieza.

Perennifolio:

Término utilizado para designar los árboles o arbustos que poseen hojas vivas a lo largo de todo el año, en contraposición al término caducifolio.

Pies derechos:

Piezas de madera que conforman las columnas en los muros que junto con las soleras, forman marcos ligeros de madera.

Puntal:

Elemento pequeño sometido a compresión, pero no necesariamente en posición vertical.

Punto de saturación de las fibras (PSF):

Estado de humedad de la madera, en el cual las paredes celulares se encuentran saturadas de agua y el lumen celular vacío. Oscila entre 28 y el 40% según las especies, aunque a efectos prácticos se puede tomar el 30%.

Rapidez de crecimiento:

Suele estimarse según el número de anillos de crecimiento por unidad de longitud a lo largo del eje radial. Para maderas con fines estructurales se suele tener de 8 a 30 anillos por cada 5 cm.

Radio de giro:

El radio de giro de un área plana se define como la raíz cuadrada del momento de inercia del área dividido por el área misma.

Rigidez por flexión:

Producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia.

Retestadora:

Maquina en la que se realizan cortes perpendiculares a los de referencia y en dirección transversal a la madera, determinando la longitud de la pieza a obtener y evitando los defectos principales de la madera.

Sazonamiento:

Procedimiento para secar la humedad de la madera.

Sistema cajón o a base de paneles:

El sistema cajón por lo general consiste en alguna combinación de elementos planos horizontales y

verticales.

Superficie neutra:

Es el plano imaginario encima del cual las fibras están en compresión y debajo del cual están en tensión.

Taxonomía:

Ciencia que trata de los principios de clasificación. Aplicación de estos principios a la botánica.

Tronzado:

Sistema en el que se dimensiona longitudinalmente a los troncos para que éstos puedan caber en la sierra principal, optimizando, el aprovechamiento de la madera.

Venteadura:

Grieta en la dirección tangencial. Defecto que reduce el área de trabajo a corte de una pieza de madera.

XXVIII. NOMENCLATURA

- A = área de la sección
 A_0 = medida de aceleración máxima del terreno correspondiente al sismo básico de diseño. Figura 149 y Tabla 59
 A_{apoyo} = área del apoyo donde está soportada la viga
 A_f = medida de la aceleración máxima del suelo producida por el sismo frecuente o de servicio. Tabla 59.
 A_m = área de la sección gruesa del miembro principal
 A_{req} = área mínima de apoyo requerida
 A_s = suma de las áreas de las secciones gruesas de los miembros laterales.
 b = ancho del elemento
 c = 0.8 para madera aserrada
 c = 0.85 para pilares redondos (postes)
 c = 0.9 para piezas de madera laminadas pegadas
 c = distancia del centroide de la sección a la fibra extrema.
 C_1 = 1, factor de corrección para carga viva
 C_2 = 1 factor de corrección para carga muerta
 C_b = Factor de área portante
 C_c = Factor de curvatura
 C_D = factor de duración de carga. Tabla 27 y Tabla 28.
 C_{di} = Factor de diafragma
 C_e = coeficiente de factor de ráfaga, altura, y exposición combinados. Tabla 56
 C_{eg} = Factor de fibra extrema
 C_F = Factor de tamaño
 C_{fu} = Factor de canto
 C_g = Factor de acción de grupo
 CH = Contenido de humedad de la madera, %
 CH_f = Contenido de humedad final
 CH_i = Contenido de humedad inicial
 C_i = Factor de incisión
 C_L = Factor de estabilidad de vigas
 C_M = factor de humedad. Tabla 29 y Tabla 30
 C_P = Factor de estabilidad de columnas
 C_p = factor de estabilidad de la columna
 C_q = coeficiente de presión de la estructura o parte de ella en Tabla 55
 C_s = coeficiente sísmico
 C_t = Factor de temperatura
 C_m = Factor de cuña,
 C_V = Factor de volumen (solo para madera laminada)
 C_A = Factor de geometría
 D = diámetro del conector
 D = diámetro del sujetador
 d = dimensión de la sección transversal (ancho de columna) medida en la dirección en la que se presenta el pandeo.
 d = distancia entre los ejes x-x y z-z
 d = profundidad de la viga
 $D(T)$ = una función de amplificación dinámica
 d_{carga} = dirección de la carga relativa a la fibra de la madera
 E = módulo de elasticidad
 E = propiedad resistente
 E'_{min} = módulo de elasticidad reducido para cálculos de pandeo y flexión
 E_f = Empuje de fluido
 E_m = módulo de elasticidad del miembro principal

E_s = Empuje de suelos
 E_s = módulo de elasticidad del miembro lateral
 F'_b = esfuerzo de flexión permisible
 F'_c = valor de diseño admisible para compresión paralela a las fibras, modificado por los factores aplicables.
 $F'_{c\perp}$ = esfuerzo admisible perpendicular a la fibra
 F_a = esfuerzo admisible por acción de columna
 f_a = esfuerzo calculado debido a la carga verdadera
 Fb = Esfuerzo a flexión
 f_b = esfuerzo calculado debido a la flexión
 F_b = esfuerzo flexionante admisible
 f_b = El esfuerzo de flexión aplicado
 f_b = esfuerzo admisible de la fibra extrema
 F_b = esfuerzo de flexión
 F_{bE} = esfuerzo crítico de pandeo de Euler para miembros a flexión
 F_c = Compresión paralela a la fibra
 F_c = esfuerzo de compresión
 f_c = esfuerzo de compresión calculado P/A
 $F_{c\perp}$ = Compresión perpendicular a la fibra
 $f_{c\perp}$ = esfuerzo aplicado en el apoyo perpendicular a la fibra
 $F_{c\perp}$ = esfuerzo perpendicular a la fibra diseñado
 $F_{c\perp, 0.05}$ = esfuerzo admisible perpendicular a la fibra con una deformación de 0.05 cm.
 F_{cE} = esfuerzo de pandeo de Euler
 F_e = resistencia de soporte del conector
 F_{em} = fuerza portante del conector en el miembro principal
 F_{es} = fuerza portante del conector en el miembro secundario
 F_t = Tensión paralela a la fibra
 F_u = esfuerzo último de tensión
 F_v = Corte paralelo a la fibra
 f_x = esfuerzos normales máximos son:
 F_{yb} = esfuerzo de fluencia,
 F_{yb} = fuerza portante del conector
 F_{yb} = resistencia a la fluencia del conector sometido a flexión
 G = el módulo de elasticidad transversal
 G = gravedad específica de la madera
 G = módulo de cortante
 h = altura del marco
 h = altura total del arco
 h = altura total del arco
 h = peralte de la viga
 h_d = peralte de la viga diseñada por flexión
 H_i = En caso de un diafragma horizontal rígido, las reacciones
 h_p = peralte de prueba a comparar con h_d
 h_{req} = peralte necesario para obtener una deformación dentro de los límites de flexión
 I = factor de importancia para edificios
 I = inercia del perfil
 I_c = inercia de la columna
 I_m = momento de inercia mínimo en flexión
 I_v = inercia de la viga
 I_w = módulo de alabeo
 I_{x-x} = momento de inercia del área A con relación al eje x-x
 I_y = momento de inercia según y-y
 I_{z-z} = momento de inercia del área A con respecto al eje z-z
 J = módulo de torsión
 k = coeficiente de rigidez

K = constante de torsión
 k^2 = una característica dimensional de la sección
 $K_u(T)$ = factor de modificación que recalibra la función $D(T)$
 L = distancia entre apoyos
 L = longitud de la columna
 L = longitud de las vigas entre los puntos de momento cero
 L = longitud portante del conector
 L = luz total del arco
 L = luz total del arco
 $l_{b, req}$ = longitud mínima requerida
 L_D = longitud crítica de pandeo lateral
 L_e = longitud efectiva (altura de la columna sin arriostamiento, modificada por cualquier factor para condiciones de apoyo)
 l_e = longitud efectiva. Tabla 30
 l_m = longitud del sujetador en el elemento principal
 l_s = longitud total del sujetador en el elemento lateral
 l_u = longitud no soportada del borde a compresión de la viga, o la distancia entre los puntos de soporte lateral que impidan la rotación y/o desplazamiento lateral del borde a compresión de la viga.
 M = Carga muerta
 M = momento en el extremo
 M = momento máximo de flexión
 M_n = momento nominal
 M_o = momento último
 M_r = modo de ruptura Figura 175
 n = número de sujetadores en una fila
 P = carga admisible de compresión axial de la columna.
 P = carga axial
 p = longitud de penetración en el elemento principal
 P = presión de diseño del viento
 P_{eb} = Peso específico básico
 P_h = Peso de la madera húmeda o peso inicial
 P_n = carga a compresión nominal
 P_o = carga última a compresión
 P_o = Peso de la madera anhidra
 Q = carga puntual en los nudos
 q = carga uniformemente distribuida equivalente
 Q = índice de calidad de la construcción
 Q = primer momento
 Q_l = primer momento de la parte de la viga debajo de la sección 2-2
 Q_l = primer momento de la parte de la viga sobre la sección 1-1
 Q_{agua1} = cantidad de agua a CH1, kg
 Q_{agua2} = cantidad de agua a CH2, kg
 q_s = presión estática del viento a una altura de 30 pies sobre el nivel del terreno. Tabla 54.
 R = el factor de reducción de la respuesta sísmica
 R = radio de curvatura de la cara interna de las laminas
 r = radio de giro
 R_l = máxima fuerza de reacción en el apoyo
 R_B = Cuando $R_B > 50$, el tamaño de la viga tiene que ser aumentado y/o debe proveerse arriostamiento lateral al borde a compresión de la viga para regresar R_B dentro del límite de 50)
 R_d = término de reducción. Tabla 70
 R_o = factor genérico de reducción que depende de la ductilidad de la estructura. Para construcción en madera sistema tipo cajón es de 4 y para un sistema de péndulo invertido es de 2.5
 r_x = radios de giro con respecto a los ejes x
 r_y = radios de giro con respecto a los ejes y
 s = espaciamiento centro a centro entre los conectores adyacentes en una fila.
 S = especie de la madera

S = función del sismo básico
 $S_a(T)$ = respuesta sísmica máxima de un oscilador elástico de un grado de libertad.
 $S_f(T)$ = espectro del sismo de servicio (sismo frecuente)
 S_x = módulo de sección
 S_x = módulo de sección según x-x
 S_{x-x} = módulo de sección
 t = grosor de las láminas
 T = período de vibración del oscilador; representa el periodo fundamental de vibración de la estructura
 V = Carga viva
 V = carga viva que soportará la viga
 V = cortante basal
 V = corte vertical
 V = fuerza cortante vertical
 V_v = Volumen verde
 W = carga muerta
 W = valor de diseño de extracción nominal para un conector
 W = valor de la fuerza de extracción
 W' = valor de diseño de extracción ajustado para un conector
 w' = carga distribuida, según el caso que se requiera.
 W'_p = valor de diseño de extracción ajustado
 $w_t = C_1V + C_2M$
 w_t = carga total que soportará la viga
 w_t = Carga viva + Carga muerta
 x = distancia del principio de la columna hasta donde se encuentra el perno que une a los elementos a compresión con los bloques externos.
 y = altura de la columna
 y = distancia del eje neutro a la fibra extrema donde se determina el esfuerzo
 Z = valor nominal lateral de diseño,
 Z' = valor de diseño lateral ajustado.
 Z'_a = valor de diseño ajustado, resultando de las cargas combinadas
 $z-z$ = cualquier eje paralelo al eje x-x
 $\alpha = 240$, para la deflexión de carga total Δ_{CT}
 $\alpha = 360$, para la deflexión de carga viva Δ_{CV}
 α = ángulo entre la superficie de madera y la dirección de la carga aplicada.
 γ = módulo de carga/antideslizante para una conexión
 δ_1 = deflexión por flexión
 δ_2 = deflexión por cortante
 δ_3 = deflexión debida al clavado (holgura)
 δ_4 = deflexión debida al traslape de las cuerdas de grandes dimensiones
 Δ_C = Valor de combadura
 Δ_M = Deflexión por carga muerta M
 Δ_V = deflexión por carga viva V
 Δ_{wt} = deflexión por la carga total wt
 ϵ_x = Deformación unitaria
 η = coeficiente de torsión uniforme (depende del tipo de carga y de las condiciones de apoyo)
 κ = curvatura
 λ = relación de esbeltez
 σ_{DV} = componente de torsión uniforme
 σ_{DW} = componente de torsión no uniforme
 σ_x = esfuerzo uniaxial
 τ = corte longitudinal
 τ = esfuerzo cortante longitudinal
 τ_1 = esfuerzo cortante longitudinal en la sección 1-1
 τ_2 = esfuerzo cortante longitudinal en la sección 2-2
 ψ = relación, en el tramo de viga considerado