

Projeto de estruturas de madeira

APRESENTAÇÃO

1) Este Projeto de Revisão foi elaborado pela Comissão de Estudo de Estruturas de Madeiras (CE-002:126.010) do Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), nas reuniões de:

29.10.2002	26.11.2002	04.02.2003
25.04.2003	06.05.2003	11.06.2003
25.06.2003	08.08.2003	03.10.2003
07.11.2003	08.12.2003	19.04.2004
31.05.2004	12.07.2004	29.07.2004
22.09.2004	21.03.2005	26.09.2005
07.11.2005	19.12.2005	20.02.2006
20.03.2006	17.04.2006	12.06.2006
31.07.2006	11.12.2006	09.02.2007
22.03.2007	23.04.2007	21.05.2007
16.02.2009	03.09.2010	15.10.2010
14.03.2012	06.10.2014	03.11.2014
02.03.2015	01.06.2015	09.11.2015
07.03.2016	06.06.2016	07.11.2016
06.03.2017	05.06.2017	25.10.2018
06.11.2018	21.11.2018	08.08.2019
07.07.2020	17.08.2020	

a) é previsto para cancelar e substituir a ABNT NBR 7190:1997, a qual foi tecnicamente revisada, quando aprovado, sendo que, nesse ínterim, a referida norma continua em vigor;



- b) não tem valor normativo.
- 2) Aqueles que tiverem conhecimento de qualquer direito de patente devem apresentar esta informação em seus comentários, com documentação comprobatória.
- 3) Analista ABNT – Michelly Oliveira.



Projeto de estruturas de madeira

Design of timber structures

Prefácio

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) é o Foro Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (ABNT/CB), dos Organismos de Normalização Setorial (ABNT/ONS) e das Comissões de Estudo Especiais (ABNT/CEE), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas pelas partes interessadas no tema objeto da normalização.

Os Documentos Técnicos ABNT são elaborados conforme as regras da ABNT Diretiva 2.

AABNT chama a atenção para que, apesar de ter sido solicitada manifestação sobre eventuais direitos de patentes durante a Consulta Nacional, estes podem ocorrer e devem ser comunicados à ABNT a qualquer momento (Lei nº 9.279, de 14 de maio de 1996).

Os Documentos Técnicos ABNT, assim como as Normas Internacionais (ISO e IEC), são voluntários e não incluem requisitos contratuais, legais ou estatutários. Os Documentos Técnicos ABNT não substituem Leis, Decretos ou Regulamentos, aos quais os usuários devem atender, tendo precedência sobre qualquer Documento Técnico ABNT.

Ressalta-se que os Documentos Técnicos ABNT podem ser objeto de citação em Regulamentos Técnicos. Nestes casos, os órgãos responsáveis pelos Regulamentos Técnicos podem determinar as datas para exigência dos requisitos de quaisquer Documentos Técnicos ABNT.

A ABNT NBR 7190 foi elaborada no Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-002), pela Comissão de Estudo de Estruturas de Madeiras (CE-002:126.010). O Projeto de Revisão circulou em Consulta Nacional conforme Edital nº XX, de XX.XX.XXXX a XX.XX.XXXX.

AABNT NBR 7190:2021 cancela e substitui a ABNT NBR 7190:1997, a qual foi tecnicamente revisada.

AABNT NBR 7190:2021 não se aplica aos projetos de construção que tenham sido protocolados para aprovação no órgão competente pelo licenciamento anteriormente à data de sua publicação como Norma Brasileira, bem como àqueles que venham a ser protocolados no prazo de 180 dias após esta data, devendo, neste caso, ser utilizada a versão anterior da ABNT NBR 7190:1997.

O Escopo em inglês da ABNT NBR 7190 é o seguinte:

Scope

This Standard establishes the general requirements for the design and execution of wooden structures, including structures formed by flat shears, parallel or not, with nailed, screwed connections or executed with stamped teeth plates.

This Standard covers the principles and requirements of the limit state method including durability and fire conditions, and presents calculation criteria for the design and verification of wooden structural elements for structural safety.



This Standard applies to solid wood structures (sawn or round), glued laminated wood, structural wood panels and wood-based structural products, with structural elements joined by adhesives or mechanical connectors.

This Standard does not apply to the visual and mechanical classification of wood for structures, the characterization of wood, the tests of connections and structural products such as glued laminated wood beams and cross glued laminated wood panels.

NOTE 1 The visual and mechanical classification of wood is specified in ABNT NBR 17020 and the mechanical characterization of wood for structural design is specified in ABNT NBR 17021 and ABNT NBR 17022.

NOTE 2 Mechanical connections in wooden structures are specified in ABNT NBR 17023, structural glued laminated wood beams are specified in ABNT NBR 17024 and cross glued laminated wood panels are specified in ABNT NBR 17025.

Introdução

A primeira Norma Brasileira para o Projeto de Estruturas de Madeira foi publicada em 1951 como NB-11, *Cálculo e execução de estruturas de madeira*, que tinha como método de segurança o Método das Tensões Admissíveis e era composta de 16 páginas sem Anexos. Em fevereiro de 1982, a NB-11 foi adequada, sem alterações técnicas, e se tornou a ABNT NBR 7190, *Cálculo e execução de estruturas de madeira*.

Em 1992, foi iniciado o estudo de um projeto de Norma em estruturas de madeira que trouxe profundas alterações nos conceitos relativos ao projeto de Estruturas de Madeira. Esta revisão foi aprovada e publicada como ABNT NBR 7190:1997. De uma abordagem determinística de tensões admissíveis passou-se para uma abordagem probabilística de estados-limite, sendo que o projeto de estruturas de madeira passou a seguir os mesmos caminhos que os trilhados pelo projeto de estruturas de concreto e de aço.

Tendo em vista o aspecto de transição, além do texto normativo principal, foram elaborados seis Anexos que tratam respectivamente do desenho das estruturas de madeira, dos métodos de ensaio para determinação de resistência e elasticidade das madeiras, dos métodos de ensaio para a determinação da resistência de ligações mecânicas das estruturas de madeira, das recomendações sobre a durabilidade da madeira, dos valores médios usuais de resistência e rigidez de algumas espécies nativas e de florestas plantadas e da calibração dos coeficientes de segurança adotados na ABNT NBR 7190.

Em 2002, foi iniciado o estudo de revisão da ABNT NBR 7190:1997 com a finalidade de atualização dos critérios de dimensionamento com base em ensaios de novos materiais e ligações bem como em experiências de projetos de estruturas de madeira com base nesta Norma.

A parte correspondente às ações foi excluída, por já existir uma norma que trata deste assunto. Incluíram-se novos coeficientes de modificação da resistência em função dos novos ensaios com peças estruturais e um novo critério para a análise da estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas. Os coeficientes foram ajustados para o dimensionamento de peças compostas e múltiplas, os Anexos foram excluídos, Normas com novos métodos de ensaios foram elaboradas, também foram acrescentadas as recomendações para a segurança em situação de incêndio e uma nova categoria mais detalhada das classes de uso da madeira com ênfase na durabilidade do material. Esta revisão foi concluída em 2012, porém, era necessária a aprovação e publicação dos métodos de ensaios especificados nesta Norma, por ser referência para outras estruturas como por exemplo, Wood Frame, Formas e Escoramentos, Madeira Serrada entre outras. As Normas de métodos de ensaio têm a previsão de serem publicadas conforme a seguir:

ABNT NBR 17020, *Estruturas de madeira – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira*

ABNT NBR 17021, *Estruturas de madeira – Métodos de ensaio para corpos de prova isentos de defeitos – Madeira de florestas nativas*

ABNT NBR 17022, *Estruturas de madeira – Caracterização de peças estruturais*

ABNT NBR 17023, *Estruturas de madeira – Determinação da resistência e rigidez de ligações com conectores mecânicos*

ABNT NBR 17024, *Estruturas de madeira – Métodos de ensaio para madeira lamelada colada estrutural*

ABNT NBR 17025, *Estruturas de madeira – Métodos de ensaio para madeira lamelada colada cruzada estrutural*

Projeto de estruturas de madeira

1 Escopo

Esta Norma estabelece os requisitos gerais de projeto e execução de estruturas de madeira incluindo as estruturas formadas por tesouras planas, paralelas ou não, com ligações pregadas, parafusadas ou executadas com chapas de dentes estampados.

Esta Norma abrange os princípios e requisitos do método dos estados-limite incluindo a durabilidade e a situação de incêndio, e apresenta critérios de cálculo para o dimensionamento e a verificação de elementos estruturais de madeira para a segurança estrutural.

Esta Norma se aplica para estruturas de madeira sólida (serrada ou roliça), madeira lamenada colada, painéis estruturais de madeira e produtos estruturais à base de madeira, com elementos estruturais unidos por adesivos ou conectores mecânicos.

Esta Norma não se aplica a classificação visual e mecânica de madeiras para estruturas, a caracterização de madeiras, os ensaios de ligações e os produtos estruturais como vigas de madeira lamenada colada e painéis de madeira lamenada colada cruzada.

NOTA 1 A classificação visual e mecânica de madeiras são especificadas na ABNT NBR 17020 e a caracterização mecânica das madeiras para projeto de estruturas é especificada nas ABNT NBR 17021 e ABNT NBR 17022.

NOTA 2 As ligações mecânicas em estruturas de madeira são especificadas na ABNT NBR 17023, as vigas de madeira lamenada colada estrutural são especificadas na ABNT NBR 17024 e os painéis de madeira lamenada colada cruzada são especificados na ABNT NBR 17025.

2 Referências normativas

Os documentos a seguir são citados no texto de tal forma que seus conteúdos, totais ou parciais, constituem requisitos para este Documento. Para referências datadas, aplicam-se somente as edições citadas. Para referências não datadas, aplicam-se as edições mais recentes do referido documento (incluindo emendas).

ABNT NBR 5628, *Componentes construtivos estruturais – Determinação de resistência ao fogo*

ABNT NBR 6120, *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento*

ABNT NBR 6123, *Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento*

ABNT NBR 5589, *Arame de aço de baixo teor de carbono – Requisitos*

ABNT NBR 7808, *Símbolos gráficos para projeto de estruturas*

ABNT NBR 8681, *Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*

ABNT NBR 8800, *Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*

ABNT NBR 10067, *Princípios gerais de representação em Desenho Técnico*

ABNT NBR 15696, *Formas e escoramentos para estruturas de concreto – Projeto, dimensionamento e procedimentos executivos*

ABNT NBR 16143, *Preservação de madeiras – Sistema de categorias de uso*

ABNT NBR 17020, *Estruturas de madeiras – Critérios de classificação visual e mecânica de peças estruturais de madeira*

ABNT NBR 17021, *Estruturas de madeiras – Métodos de ensaio para corpos de prova isentos de defeitos - madeiras de florestas nativas*

ABNT NBR 17022, *Estruturas de madeira – Caracterização de peças estruturais*

ABNT NBR 17023, *Estruturas de madeiras – Determinação da resistência e da rigidez de ligações com conectores mecânicos em estruturas de madeira*

ABNT NBR 17024, *Estruturas de madeiras – Métodos de ensaio para madeira lamenada colada estrutural*

ABNT NBR 17025, *Estruturas de madeiras – Método de ensaio para madeira lamenada colada cruzada estrutural*

ABNT NBR ISO 1096, *Madeira compensada – Classificação*

ABNT NBR ISO 1954, *Madeira compensada – Tolerâncias dimensionais*

ABNT NBR ISO 2074, *Madeira compensada – Vocabulário*

ABNT NBR ISO 2426-1, *Madeira compensada – Classificação pela aparência superficial – Parte 1: Geral*

ABNT NBR ISO 2426-2, *Madeira compensada – Classificação pela aparência superficial – Parte 2: Folhosas*

ABNT NBR ISO 2426-3, *Madeira compensada – Classificação pela aparência superficial – Parte 3: Coníferas*

ABNT NBR ISO 12466-1, *Madeira Compensada – Qualidade de Colagem – Parte 1: Métodos de ensaios*

ABNT ISO 12466-2, *Madeira compensada – Qualidade de colagem – Parte 2: Requisitos*

ANSI CSA S347, *Method Of Test For Evaluation Of Truss Plates Used In Lumber Joints*

ASTM A307, *Standard Specification for Carbon Steel Bolts, Studs, and Threaded Rod 60000 PSI Tensile Strength*

ASTM A325, *Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength*

ASTM A490, *Standard Specification for Structural Bolts, Alloy Steel, Heat Treated, 150 ksi Minimum Tensile Strength*

EN 301, *Adhesives, phenolic and aminoplastic, for load-bearing timber structures. Classification and performance requirements*

EN 520, *Gypsum plasterboards. Definitions, requirements and test methods*

EN 1995-1-1, *Eurocode 5: Design of timber structures General. Common rules and rules for buildings*

EN 15425, *Adhesives. One component polyurethane (PUR) for load-bearing timber structures. Classification and performance requirements*

EN 16254, *Adhesives. Emulsion polymerized isocyanate (EPI) for load-bearing timber structures. Classification and performance requirements*

ISO 898-1, *Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel – Part 1: Bolts, screws and studs with specified property classes – Coarse thread and fine pitch thread*

3 Simbologia

Para os efeitos deste documento, aplica-se a seguinte simbologia.

3.1 Letras romanas maiúsculas

A	Área
C	Classe de resistência para coníferas
D	Classe de resistência para folhosas
E_0	Módulo de elasticidade da madeira na flexão
E_C	Módulo de elasticidade de referência para o cálculo do centro de gravidade do painel MLCC
$E_{m,med}$	Valor médio do módulo de elasticidade da madeira na flexão
$E_{0,05}$	Valor característico inferior (quinto percentil) do módulo de elasticidade da madeira na flexão
E_{ef}	Valor efetivo do módulo de elasticidade da madeira na flexão
$E_{c0,med}$	Valor médio do módulo de elasticidade na compressão medido na direção paralela às fibras da madeira
$E_{c90,med}$	Valor médio do módulo de elasticidade na compressão medido na direção perpendicular às fibras da madeira
$E_{ef,fi}$	Módulo de elasticidade efetivo em situação de incêndio
F	Ação (F_d , F_k); forças (em geral)
G	Módulo de elasticidade transversal da madeira
G_d	Valor de cálculo da ação permanente
G_k	Valor característico da ação permanente
I	Momento de inércia à flexão

I_t	Momento de inércia à torção
K	Coeficiente de rigidez (N/m)
L	Vão, comprimento (também l)
L_0 ou L_f	Comprimento de flambagem (também l_0 ou l_f)
M	Momento (em geral, momento fletor)
M_d	Valor de cálculo do momento (M_d , M_{rd} , M_{sd})
M_k	Valor característico do momento (M_k , M_{rk} , M_{sk})
N_d	Valor de cálculo da força normal
N_k	Valor característico da força normal
Q_d	Valor de cálculo da ação variável
Q_k	Valor característico da ação variável
R	Reação de apoio, resultante de tensões (R_c , R_t), resistência
$R_{fi,d}$	Esforço resistente de cálculo em situação de incêndio
$R_{0,2}$	20° percentil do esforço resistente em temperatura normal
S	Momento estático de área, solicitação
S_d	Solicitação de cálculo em temperatura normal
$S_{fi,d}$	Solicitação de cálculo em situação de incêndio
T_d ou M_{Td}	Valor de cálculo de momento de torção
U	Umidade
V	Força cortante (V_d , V_k), volume
W	Força do vento, módulo de resistência à flexão

3.2 Letras romanas minúsculas

b	Largura
b_f	Largura da mesa das vigas de seção T
b_w	Largura da alma das vigas
d	Diâmetro nominal dos pinos metálicos
da	Diâmetro nominal do anel metálico
$e_{char,0}$	Espessura de carbonização unidimensional

$e_{char,n}$	Espessura de carbonização equivalente incluindo o efeito de arredondamento de cantos e fissuras
e_{ef}	Espessura efetiva de carbonização
d_{eq}	Diâmetro equivalente de cálculo de uma peça de seção circular variável (peça roliça)
$d_{máx.}$	Maior diâmetro da extremidade de uma peça de seção circular variável (peça roliça)
$d_{min.}$	Menor diâmetro da extremidade de uma peça de seção circular variável (peça roliça)
e	Excentricidade
f	Resistência
$f_{d,fi}$	Resistência de cálculo da madeira em situação de incêndio
f_e	Resistência ao embutimento
f_{v0}	Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras
$f_{0,2}$	Resistência à temperatura normal para o 20º percentil
g	Força permanente distribuída
h	Altura
h_p	Largura do painel
i	Raio de giração
k_{mod}	Coeficiente de modificação (k_{mod1} , k_{mod2})
$k_{mod,fi}$	Coeficiente de modificação em situação de incêndio
l	Vão, comprimento
l_0 ou l_{fl}	Comprimento de flambagem (também L_0 ou L_{fl})
m	Flexão ou massa
n	Número de elementos de uma amostra; quantidade de pinos metálicos em uma mesma linha
n_{ef}	Quantidade, para cálculo, de pinos metálicos em uma mesma linha
q	Força distribuída variável
r	Raio, índice de rigidez = l/L
s	Espaçamento, desvio-padrão de uma amostra
t	Tempo em geral; tempo requerido de resistência ao fogo ($TRRF$); espessura
v	Cisalhamento

x	Coordenada no plano horizontal perpendicular ao eixo da peça
y	Coordenada no plano vertical perpendicular ao eixo da peça
z	Coordenada na direção do eixo da peça, braço de alavanca

3.3 Letras gregas minúsculas

α	Ângulo de inclinação das fibras em relação ao eixo axial (longitudinal)
β	Razão entre a espessura convencional da peça de madeira e o diâmetro do pino
β_0	Taxa de carbonização unidimensional
β_n	Taxa de carbonização equivalente para madeiras secas, incluindo o efeito de arredondamento de cantos e fissuras
γ	Peso específico
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações
γ_w	Coeficiente de minoração da resistência da madeira
$\gamma_{w,fi}$	Coeficiente de minoração da resistência da madeira em situação de incêndio
δ	deslocamento transversal ao eixo da peça
δ_{camber}	Contraflecha
δ_{inst}	Flecha instantânea
δ_{fin}	Flecha final
$\delta_{net,fin}$	Flecha resultante final
ϵ	Deformação normal específica
θ_0	Temperatura normal do ambiente antes do início do aquecimento (20 °C)
θ_g	Temperatura dos gases no instante t
λ	Índice de esbeltez igual a L_o/i , sendo i o raio de giração
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Massa específica (densidade)
ρ_k	Densidade característica
ρ_m	Densidade média
σ	Tensão normal ($\sigma_d, \sigma_k, \sigma_u$), desvio-padrão de uma população
τ	Tensão tangencial (τ_d, τ_k, τ_u)

3.4 Índices gerais

<i>b</i>	Largura
<i>c</i>	Compressão; fluência
<i>d</i>	Cálculo
<i>k</i>	Característico
<i>m</i>	Flexão
<i>s</i>	Serviço; do aço; de retração
<i>t</i>	Tração, transversal
<i>u</i>	Último
<i>v</i>	Cisalhamento
<i>w</i>	Madeira; vento; alma das vigas
<i>y</i>	Escoamento do aço

3.5 Índices formados por abreviações

<i>anel</i>	Anéis
<i>cal</i>	Calculado; de cálculo
<i>cri</i>	Crítico
<i>ef</i>	Efetivo
<i>eq</i>	Equilíbrio (para umidade); equivalente
<i>est</i>	Estimado
<i>exc</i>	Excepcional
<i>inst</i>	Instantâneo (deslocamento)
<i>inf</i>	Inferior
<i>lim</i>	Limite
<i>máx.</i>	Máximo
<i>med</i>	Médio
<i>mín.</i>	Mínimo
<i>sup</i>	Superior

3.6 Índices especiais

<i>br</i>	Contraventamento (<i>bracing</i>)
<i>G</i>	Valores decorrentes de ações permanentes
<i>M</i>	Valores na flexão
<i>Q</i>	Valores decorrentes de ações variáveis
<i>R</i>	Valores resistentes (pode ser substituído por <i>r</i>)
<i>S</i>	Valores solicitantes (pode ser substituído por <i>s</i>)

4 Requisitos gerais

4.1 Projeto

As construções a serem executadas, total ou parcialmente, em madeira, devem atender ao projeto elaborado por profissionais habilitados.

O projeto é composto por memorial justificativo, desenhos e, quando há particularidades do projeto que interfiram na construção, por plano de execução. Utilizam-se os símbolos gráficos especificados pela ABNT NBR 7808.

Nos desenhos, deve constar de modo destacado a identificação dos materiais a serem utilizados.

4.2 Memorial justificativo

O memorial justificativo deve conter os seguintes elementos:

- a) descrição do arranjo global tridimensional da estrutura;
- b) ações e condições de carregamento admitidas, incluídos os percursos de cargas móveis;
- c) esquemas adotados na análise dos elementos estruturais e identificação de suas peças;
- d) análise estrutural;
- e) propriedades dos materiais;
- f) dimensionamento e detalhamento esquemático das peças estruturais;
- g) dimensionamento e detalhamento esquemático das emendas, uniões e ligações.

4.3 Desenhos

Os desenhos devem ser elaborados de acordo com a ABNT NBR 10067. Nos desenhos estruturais, devem constar de modo destacado as classes de resistência das madeiras a serem utilizadas.

As peças estruturais devem ter a mesma identificação nos desenhos e no memorial justificativo. Nos desenhos, devem estar claramente indicadas as partes do memorial justificativo onde estão detalhadas as peças estruturais representadas.

4.4 Plano de execução

No plano de execução, quando necessária a sua inclusão no projeto, devem constar, entre outros elementos, as particularidades referentes a:

- a) sequência de execução;
- b) juntas de montagem.

5 Propriedades da madeira

5.1 Generalidades

As propriedades da madeira são condicionadas por sua estrutura anatômica, devendo distinguir-se os valores correspondentes à tração dos correspondentes à compressão, bem como os valores correspondentes à direção paralela às fibras dos correspondentes à direção perpendicular às fibras. Devem também se distinguir os valores correspondentes às diferentes classes de umidade, definidas em 5.5.

5.2 Densidade básica e densidade aparente

A densidade básica da madeira é a massa específica convencional obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado. A massa seca é determinada mantendo-se os corpos de prova em estufa a 103 °C até que a massa do corpo de prova permaneça constante. O volume saturado é determinado em corpos de prova submersos em água até atingirem peso constante.

A densidade aparente da madeira é a massa específica obtida pelo quociente da massa pelo volume, ambos à mesma umidade

5.3 Resistência

A resistência é a aptidão da matéria suportar tensões, e é determinada, convencionalmente, pela máxima tensão que pode ser aplicada a corpos de prova isentos de defeitos do material considerado ou elementos estruturais, até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento, além dos quais há restrição de emprego do material em elementos estruturais. De modo geral, estes fenômenos são os de ruptura ou de deformação específica excessiva.

Os efeitos da duração do carregamento e da umidade do meio ambiente sobre a resistência são considerados por meio dos coeficientes de modificação k_{mod1} e k_{mod2} especificados em 5.8.4.1 e 5.8.4.2, respectivamente.

5.4 Rigidez

A rigidez dos materiais é medida pelo valor médio do módulo de elasticidade, determinado na fase de comportamento elástico-linear. O módulo médio de elasticidade na direção paralela às fibras é obtido no ensaio de flexão (E_m no caso de ensaios em peças estruturais) ou no ensaio de compressão paralela às fibras ($E_{c0,med}$ no caso de ensaios em corpos de prova isentos de defeitos) e o módulo médio de elasticidade $E_{c90,med}$ na direção perpendicular às fibras é obtido no ensaio de compressão perpendicular às fibras.

Na falta de determinação experimental específica, calcular o módulo médio de elasticidade $E_{c90,med}$ na direção perpendicular às fibras conforme a seguir:

$$E_{c90,med} = \frac{E_m \text{ ou } E_{c0,med}}{20}$$

5.5 Umidade

O projeto das estruturas de madeira deve ser feito admitindo-se uma das classes de umidade especificadas na Tabela 1. As classes de umidade têm por finalidade ajustar as propriedades de resistência e de rigidez da madeira em função das condições ambientais onde permanecem as estruturas durante a sua vida útil.

Tabela 1 – Classes de umidade

Classes de umidade	Umidade relativa do ambiente U_{amb}	Umidade de equilíbrio máxima da madeira U_{eq}
1	$U_{amb} \leq 65\%$	12 %
2	$65\% < U_{amb} \leq 75\%$	15 %
3	$75\% < U_{amb} \leq 85\%$	18 %
4	$U_{amb} > 85\%$ durante longos períodos	$\geq 25\%$

5.6 Condições de referência

5.6.1 Condição-padrão de referência

Os valores especificados nesta Norma para as propriedades de resistência e de rigidez da madeira são os correspondentes à classe 1 de umidade, que constitui a condição-padrão de referência, definida pelo teor de umidade de equilíbrio da madeira de 12 %.

Na caracterização usual das propriedades de resistência e de rigidez de um dado lote de material, os resultados de ensaios realizados com diferentes teores de umidade da madeira, contidos no intervalo entre 10 % e 25 %, devem ser apresentados com os valores corrigidos para a umidade-padrão de 12 %, classe 1, de acordo com as expressões seguintes.

A resistência deve ser corrigida pela seguinte equação:

$$f_{12} = f_U \left[1 + \frac{3(U - 12)}{100} \right]$$

A rigidez deve ser corrigida pela seguinte equação:

$$E_{12} = E_U \left[1 + \frac{2(U - 12)}{100} \right]$$

5.6.2 Condições especiais de utilização

A influência da temperatura nas propriedades de resistência e de rigidez da madeira deve ser considerada apenas quando as peças estruturais puderem estar submetidas por longos períodos de tempo a temperaturas fora da faixa usual de utilização.

5.6.3 Classes de serviço

As classes de serviço das estruturas de madeira são determinadas pelas classes de carregamento, conforme 5.8.4.1, e pelas classes de umidade, conforme 5.5.

5.7 Caracterização das propriedades das madeiras

As propriedades de resistência e rigidez da madeira são, no geral, atribuídas a lotes considerados homogêneos – classificação por lote. Do lote, deve ser extraída amostra constituída de peças estruturais, que devem ser ensaiadas conforme ABNT NBR 17022. A classe de resistência do lote, que define os valores das propriedades de resistência e rigidez da madeira, é atribuída a partir da resistência característica à flexão ($f_{m,k}$) da amostra representativa. A Tabela 3 apresenta valores referenciais de resistência.

NOTA É permitido aceitar os resultados fornecidos pelo controle de qualidade do produtor/fornecedor, sob sua responsabilidade, conforme legislação vigente.

Para lotes homogêneos de madeira de florestas nativas, permite-se que a amostra seja constituída de corpos de prova isentos de defeitos, que devem ser ensaiados conforme ABNT NBR 17021. A classe de resistência do lote, que define os valores das propriedades de resistência e rigidez da madeira, é atribuída a partir da resistência característica à compressão paralela ($f_{c0,k}$) da amostra representativa, conforme a Tabela 2.

Para lotes constituídos de madeiras de florestas plantadas para as quais já se tem conhecimento consolidado dos efeitos de defeitos na resistência e rigidez (por exemplo, *Pinus* spp e híbrido interespecífico de *E. urophylla* e *E. grandis*), as propriedades de resistência e rigidez são atribuídas a cada peça estrutural – classificação por peça - e não ao lote como um todo. Cada peça deve ser classificada visual e mecanicamente conforme ABNT NBR 17022. A classe de resistência de cada uma das peças é considerada a menor das duas classes – visual e mecânica – atribuídas a ela. As peças de cada classe constituem um lote homogêneo ao qual, para efeitos de projeto, além do MOE médio e densidade, são associados valores referenciais de resistências características à flexão ($f_{m,k}$ ou MOR), à compressão paralela às fibras ($f_{c0,k}$) e ao cisalhamento ($f_{v,k}$).

5.7.1 Classes de resistência

As classes de resistência das madeiras têm por objetivo a utilização de madeiras com propriedades padronizadas, orientando a escolha do material para elaboração de projetos estruturais. O enquadramento de peças de madeira nas classes de resistência especificadas na Tabela 2 e na Tabela 3 deve ser feito conforme 5.3.

Tabela 2 – Classes de resistência de espécies de florestas nativas definidas em ensaios de corpos de prova isentos de defeitos

Classes	$f_{c0,k}$ MPa	$f_{v0,k}$ MPa	$E_{c0,med}$ MPa	Densidade a 12 % kg/m ³
D20	20	7	10 000	500
D30	30	9	12 000	625
D40	40	11	14 500	750
D50	50	14	16 500	850
D60	60	17	19 500	1 000

NOTA 1 Os valores desta Tabela foram obtidos de acordo com a ABNT NBR 17021.
NOTA 2 Valores referentes ao teor de umidade igual a 12 %.

Tabela 3 – Classes de resistência definidas em ensaios de peças estruturais

		Coníferas													Folhosas						
	Símbolo	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Propriedades de resistência MPa																					
Flexão	$f_{b,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Tração paralela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Tração perpendicularly	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressão paralela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compressão perpendicularly	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	11	13,5
Cisalhamento	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Propriedades de rigidez GPa																					
Módulo de elasticidade a 0° médio	$E_{0,m}$	7	8	9	9,5	10	11	12	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Módulo de elasticidade a 0° característico	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10	11	8	8,5	9,2	10	11	12	14	16,8
Módulo de elasticidade a 90° médio	$E_{90,m}$	0,2	0,3	0,3	0,3	0,3	0,4	0,4	0,4	0,4	0,5	0,5	0,5	0,6	0,7	0,7	0,8	0,9	0,9	1,1	1,33
Módulo de elasticidade transversal médio	G_m	0,4	0,5	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,8	0,8	0,9	0,9	1,0	0,6	0,6	0,7	0,8	0,8	0,9	1,1	1,25
Densidade kg/m³																					
Densidade característica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	560	620	700	900
Densidade média	ρ_m	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1080
Nota 1 Valores obtidos conforme a ABNT NBR 17022.																					
Nota 2 Valores referentes ao teor de umidade igual a 12 %																					

5.7.2 Caracterização da madeira lamelada colada, da madeira compensada e da madeira recomposta

A caracterização das propriedades de madeira compensada e da madeira recomposta para projeto de estruturas deve ser feita a partir de corpos de prova confeccionados com material extraído do lote a ser ensaiado, as conforme ABNT ISO 12466-1, ABNT ISO 12466-2, ABNT NBR ISO 1954, ABNT NBR ISO 1096, ABNT NBR ISO 2074 e ABNT NBR ISO 2426-1, ABNT NBR ISO 2426-2 e ABNT NBR ISO 2426-3. Além disso, esses materiais devem ser ensaiados por métodos padronizados para verificação de sua durabilidade no ambiente a ser utilizado.

A caracterização das propriedades da madeira lamelada colada para projeto de estruturas deve ser feita a partir de corpos de prova extraídos de peças estruturais fabricadas. Para as peças de grande porte, permite-se aceitar os resultados fornecidos pelo controle de qualidade do produtor, sob sua responsabilidade conforme a legislação vigente.

Para utilização da madeira lamelada colada, são admitidas as mesmas propriedades da madeira das lamelas, devendo ser realizados os seguintes ensaios conforme ABNT NBR 17024, para se determinar:

- a) a resistência ao cisalhamento na lâmina de cola;
- b) a delaminação;
- c) a resistência das emendas denteadas.

5.8 Valores representativos

5.8.1 Valores médios

O valor médio X_{med} de uma propriedade da madeira é determinado pela média aritmética dos valores correspondentes a amostragem dos elementos que compõem o lote de material considerado.

5.8.2 Valores característicos

O valor característico inferior $X_{k,\text{inf}}$, menor que o valor médio, é o valor que tem apenas 5 % de probabilidade de não ser atingido em um dado lote de material. O valor característico superior, $X_{k,\text{sup}}$, maior que o valor médio, é o valor que tem apenas 5 % de probabilidade de ser ultrapassado em um dado lote de material. De modo geral, salvo especificação em contrário, entende-se que o valor característico x_k seja o valor característico inferior $x_{k,\text{inf}}$.

Admite-se que as resistências das madeiras tenham distribuições normais de probabilidades.

5.8.3 Valores de cálculo

O valor de cálculo X_d de uma propriedade da madeira é obtido a partir do valor característico x_k , pela seguinte equação:

$$X_d = K_{\text{mod}} \frac{x_k}{\gamma_w}$$

onde

γ_w é o coeficiente de minoração das propriedades da madeira;

K_{mod} é o coeficiente de modificação, que contempla influências não consideradas por γ_w (conforme 5.8.4).

5.8.4 Coeficientes de modificação

Os coeficientes de modificação K_{mod} alteram os valores característicos das propriedades de resistência da madeira em função da classe de carregamento da estrutura e da classe de umidade admitida. O coeficiente de modificação K_{mod} é calculado conforme a seguir:

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod1}} \cdot K_{\text{mod2}}$$

5.8.4.1 Coeficiente de modificação K_{mod1}

O coeficiente parcial de modificação K_{mod1} , contempla a classe de carregamento e o tipo de material utilizado, conforme a Tabela 4.

Tabela 4 – Definição de classes de carregamento e valores de k_{mod1}

Classes de carregamento	Ação variável principal da combinação		Tipos de madeira	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica	Madeira serrada Madeira roliça Madeira lamelada colada (MLC) Madeira lamelada colada cruzada (MLCC) Madeira laminada colada (LVL)	Madeira recomposta
Permanente	Permanente	Mais de dez anos	0,60	0,30
Longa duração	Longa duração	Seis meses a dez anos	0,70	0,45
Média duração	Média duração	Uma semana a seis meses	0,80	0,65
Curta duração	Curta duração	Menos de uma semana	0,90	0,90
Instantânea	Instantânea	Muito curta	1,10	1,10

A classe de carregamento de determinada combinação de ações é definida pela duração acumulada prevista para a ação variável tomada como a ação variável principal nessa combinação.

5.8.4.2 Coeficiente de modificação k_{mod2}

O coeficiente parcial de modificação k_{mod2} , que contempla a classe de umidade e o tipo de material utilizado, é indicado na Tabela 5.

Tabela 5 – Valores de k_{mod2}

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira roliça Madeira lamelada colada (MLC) Madeira lamelada colada cruzada (MLCC) Madeira laminada colada (LVL)	Madeira recomposta
(1)	1,00	1,00
(2)	0,90	0,95
(3)	0,80	0,93
(4)	0,70 ^a	0,90

^a Não é permitido o uso do MLCC para classe de umidade (4).

5.8.5 Coeficientes de minoração da resistência para estados-limite último

O coeficiente de minoração γ_w para estados-limite últimos decorrentes de tensões normais tem o valor básico $\gamma_w = 1,4$. O coeficiente de ponderação para estados-limite últimos decorrentes de tensões de cisalhamento tem o valor básico $\gamma_w = 1,8$.

5.8.6 Coeficiente de ponderação para estados-limite de serviço

O coeficiente de ponderação para estados-limite de serviço tem o valor básico $\gamma_w = 1,0$.

5.8.7 Estimativa da resistência característica e módulo de elasticidade

Para as espécies que tenham apresentado os valores médios das resistências $f_{w,med}$ e dos módulos de elasticidade na compressão paralela às fibras $E_{c0,med}$, correspondentes a diferentes teores de umidade U , admite-se como valor de referência a resistência média $f_{w,med,12}$ correspondente, e o módulo de elasticidade, a 12 % de umidade.

Admite-se, ainda, as expressões dadas em 5.6.1 para f_{12} e E_{12} . Neste caso, para o projeto, pode-se admitir a relação entre as resistências característica e média como em 6.2.6, correspondente a um coeficiente de variação da resistência de 18 % para solicitações de compressão paralela às fibras e 28 % para solicitações de cisalhamento.

O módulo de elasticidade na direção paralela às fibras (E_0) é definido em ensaios de flexão e tem os valores apresentados na Tabela 3. No caso do uso da Tabela 2, deve ser considerada a igualdade entre os valores médios obtidos na flexão e na compressão paralela às fibras ($E_{0,med} = E_{c0,med}$).

Nas verificações de estados limites últimos referentes à estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas, deve ser utilizado o valor característico para o módulo de elasticidade ($E_{0,05}$). No caso do uso da Tabela 2 o valor característico pode ser utilizado como sendo igual a 70 % do valor médio do módulo de elasticidade, conforme a seguinte equação:

$$E_{0,05} = 0,7 \cdot E_{c0,med}$$

Nas verificações de estados-limite últimos, referentes à estabilidade lateral de vigas, deve ser considerado o valor efetivo para o módulo de elasticidade (E_{ef}), calculado conforme a seguinte equação:

$$E_{0,ef} = K_{mod1} \cdot K_{mod2} \cdot E_{0,med}$$

Nas verificações de estados-limite de serviço, deve ser considerado o valor médio do módulo de elasticidade ($E_{0,med}$).

Quando necessário, o módulo de elasticidade transversal deve ser calculado conforme a seguinte equação:

$$G_{med} = \frac{E_{0,med}}{16}$$

6 Estados-limite últimos

6.1 Esforços atuantes em estados-limite últimos

Os esforços atuantes nas peças estruturais devem ser calculados de acordo com os princípios da Estática das Construções, admitindo-se em geral a hipótese de comportamento elástico linear dos materiais.

Permite-se admitir que a distribuição das cargas aplicadas em áreas reduzidas, através das espessuras dos elementos construtivos, possa ser considerada com um ângulo de 45° até o eixo do elemento resistente.

Nas estruturas aporticadas e em outras estruturas capazes de permitir a redistribuição de esforços, permite-se que os esforços solicitantes sejam calculados por métodos que admitam o comportamento elastoplástico dos materiais.

Os coeficientes de ponderação e os fatores de combinação para a determinação dos valores de cálculo das ações, e as combinações de ações em estados-limite últimos estão definidas na ABNT NBR 8681.

Um carregamento é especificado pelo conjunto de ações que têm probabilidade não desprezível de atuação simultânea. Em cada carregamento, as ações devem ser combinadas de diferentes maneiras, a fim de serem determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Nessa determinação, deve ser considerada a influência da duração do carregamento na resistência da madeira, como especificado em 5.8.4.1. Alternativamente, é permitido considerar os carregamentos como sendo de longa duração. Nesse caso, as ações consideradas como principais na combinação e que tenham um tempo de atuação muito reduzido (vento ou a parcela das cargas móveis devida ao impacto) devem ser multiplicadas por 0,75.

Para a determinação dos valores de cálculo das ações, devem ser utilizadas as correspondentes combinações últimas de ações para cada situação de projeto: uso normal da construção (combinações últimas normais), transitórias (combinações últimas especiais ou de construção) e excepcionais (combinações últimas excepcionais). Para cada estrutura particular, devem ser especificadas as situações de projeto a considerar, não sendo necessário considerar as três possíveis situações de projeto em todos os tipos de construção.

No caso de ações permanentes diretas consideradas separadamente, para elementos estruturais de madeira, são recomendados os seguintes valores para os coeficientes de ponderação (γ_g) para as combinações últimas normais, para as combinações desfavoráveis especiais ou de construção e para as combinações excepcionais, respectivamente.

- $\gamma_g = 1,3; \gamma_g = 1,2; \gamma_g = 1,15$; para elementos estruturais de madeira em geral;
- $\gamma_g = 1,25; \gamma_g = 1,15; \gamma_g = 1,10$; para elementos estruturais industrializados de madeira.

6.2 Esforços resistentes em estados-limite últimos

6.2.1 Critérios gerais

Os esforços resistentes das peças estruturais de madeira em geral devem ser determinados com a hipótese de comportamento elastofrágil do material, isto é, com um diagrama tensão deformação linear até a ruptura tanto na compressão quanto na tração paralela às fibras. Nas peças estruturais submetidas à flexocompressão, os esforços resistentes podem ser calculados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira na compressão paralela às fibras.

6.2.2 Tração paralela às fibras

No caso de se utilizar os dados da Tabela 2, o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras pode ser considerado igual ao valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras:

$$f_{t0, d} = f_{co, d}$$

Para as madeiras classificadas a partir de ensaios em peças estruturais, o valor característico da resistência à tração paralela às fibras deve ser obtido a partir da Tabela 3.

6.2.3 Tração perpendicular às fibras

Quando as tensões de tração perpendicular às fibras puderem atingir valores significativos, devem ser utilizados dispositivos que impeçam a ruptura decorrente dessas tensões. A segurança das peças estruturais de madeira em relação a estados limites últimos não pode depender diretamente da resistência à tração perpendicular às fibras do material. Considera-se, entretanto, para viabilizar o uso da Fórmula de Hankinson na tração inclinada em relação às fibras, um valor mínimo de resistência igual a 6 % do valor de tração paralela às fibras ($f_{t90,d} = 0,06 \cdot f_{t0,d}$).

6.2.4 Compressão perpendicular às fibras

Os esforços resistentes correspondentes à compressão perpendicular às fibras são determinados com a hipótese de comportamento elastoplástico da madeira, devendo considerar a extensão (a') do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras (ver Tabela 6). Se a força estiver aplicada a menos de 7,5 cm da extremidade da peça ou $a' \geq 15$ cm, admite-se $\alpha_n = 1$.

Para casos que não estiverem na Tabela 6, deve-se fazer uma interpolação linear. A Tabela 6 é também aplicada no caso de arruelas, tomando-se como extensão do carregamento distribuído o seu diâmetro ou lado. Neste caso, não é necessário descontar-se o diâmetro do pino.

Tabela 6 – Valores de α_n

Extensão (a') do carregamento perpendicular às fibras, medida paralelamente a estas cm	Coeficiente α_n
1	2,00
2	1,70
3	1,55
4	1,40
5	1,30
7,5	1,15
10	1,10
15	1,00

6.2.5 Resistência de embutimento

Os esforços resistentes à solicitação de compressão de pinos embutidos em orifícios da madeira são determinados por ensaio específico de embutimento, realizado conforme ABNT da NBR 17021. Na ausência de determinação experimental específica, permite-se a utilização das equações nesta subseção.

Estas expressões da resistência de embutimento são válidas para ligações usando pinos metálicos entre peças de madeira, ou entre peças de madeira e chapas metálicas. Estas expressões não são válidas para os casos de ligações de pinos metálicos entre peças de madeira e peças de painéis industrializados de madeira (como madeira compensada, OSB etc.).

Para determinação da resistência de embutimento, são necessários os valores da densidade característica. Na falta de informações mais precisas provenientes da caracterização mecânica, é utilizada a seguinte relação entre a densidade média e a densidade característica:

$$\rho_k = \frac{\rho_{med}}{1,2}$$

Para pregos com diâmetro menor que 8 mm, deve-se aplicar as seguintes equações para cálculo do valor característico da resistência ao embutimento, em elementos de madeira serrada e LVL:

- Sem pré-furação:

$$f_{e,k} = 0,082 \rho_k d^{-0,3} \text{ (em N/mm}^2\text{)}$$

- Com pré-furação:

$$f_{e,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k \text{ (em N/mm}^2\text{)}$$

Para pregos com diâmetro maior que 8 mm e parafusos de até 30 mm de diâmetro, dispostos com ângulo α em relação às fibras, deve-se aplicar os valores característicos para o cálculo da resistência ao embutimento:

$$f_{e\alpha,k} = \frac{f_{e0,k}}{k_{90} \sin^2\alpha + \cos^2\alpha}$$

$$f_{e0,k} = 0,082 (1 - 0,01d) \rho_k \text{ (em N/mm}^2\text{)}$$

$$k_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d & \text{(Para madeiras de coníferas)} \\ 1,30 + 0,015d & \text{(Para painéis de LVL)} \\ 0,90 + 0,015d & \text{(Para madeiras de folhosas)} \end{cases}$$

6.2.6 Valores de cálculo da resistência

O cálculo da resistência é realizado conforme a seguinte equação:

$$f_{wd} = k_{mod} \frac{f_{wk}}{\gamma_w}$$

O coeficiente de modificação k_{mod} é especificado em 5.8.4, em função da classe de carregamento e da classe de umidade da madeira. Os coeficientes de ponderação das resistências da madeira têm seus valores especificados em 5.8.5.

Para as madeiras classificadas a partir de ensaios em peças estruturais, os valores característicos das resistências são dados pelas classes de resistência da Tabela 3.

Para espécies tropicais, é permitido considerar a resistência característica à compressão paralela às fibras $f_{c0,k}$, com os valores padronizados das classes de resistência, conforme a Tabela 2. Para as espécies que já foram estudadas por laboratórios de reconhecida competência, podem ser utilizadas as seguintes equações simplificadas:

$$f_{c,k,12} = 0,70 \cdot f_{c,med,12}$$

$$f_{v,k,12} = 0,54 \cdot f_{v,med,12}$$

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \text{ (ver 5.6.1)}$$

Para cálculo de f_{12} , não podem ser usados valores de umidade (U %) acima de 25 %.

6.2.7 Peças de seção circular

As peças de seção circular variável (peças roliças) podem ser calculadas como se fossem de seção circular constante representada pelo diâmetro equivalente (d_{eq}), considerado igual ao da seção situada a 1/3 do comprimento da extremidade mais delgada, não se considerando, no entanto, valor superior a 1,5 vez o diâmetro dessa extremidade. O diâmetro equivalente (d_{eq}) pode ser determinado pela equação apresentada em 10.7.

6.2.8 Resistência às tensões normais inclinadas em relação às fibras da madeira

Permite-se ignorar a influência da inclinação α das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo $\alpha = 6^\circ$. Para inclinações maiores, é preciso considerar a redução de resistência, calcular conforme a seguinte equação (fórmula de Hankinson):

$$f_\alpha = \frac{f_0 \cdot f_{90}}{f_0 \cdot \sin^2 \alpha + f_{90} \cdot \cos^2 \alpha}$$

6.3 Solicitações normais

6.3.1 Generalidades

Nas considerações de eixos ortogonais em barras, considerar como apresentado na Figura 1, ou seja, z indica a direção axial; x e y as direções normais ao eixo z, normais entre si, e contidas na seção transversal da peça.

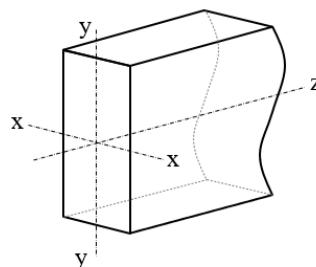


Figura 1 – Denominações dos eixos ortogonais

6.3.2 Tração

Nas barras tracionadas axialmente, a condição de segurança é calculada conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{Nt,d} = \frac{N_{t,d}}{A} \leq f_{t0,d}$$

onde

$\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da tensão de tração normal à seção transversal;

$N_{t,d}$ é o valor de cálculo da força normal de tração;

A é a área da seção transversal na direção paralela às fibras.

$f_{t0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à tração paralela às fibras.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{t0,d}$ a redução conforme 6.2.8.

Para madeira lamenada colada cruzada, a área da seção transversal deve ser calculada conforme 6.7.4.11.2.2

6.3.3 Compressão

Além da verificação de estabilidade de acordo com 6.5, a condição de segurança relativa à resistência à compressão axial é calculada conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{Nc,d} = \frac{N_{c,d}}{A} \leq f_{c0,d}$$

onde

$\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da tensão de compressão normal à seção transversal;

$N_{c,d}$ é o valor de cálculo da força normal de compressão;

A é a área líquida da seção transversal na direção paralela às fibras.

$f_{c0,d}$ é o valor de cálculo da resistência à compressão paralela às fibras.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{c0,d}$ a redução em 6.2.8.

Para madeira lamenada colada cruzada, a área da seção transversal deve ser calculada conforme 6.7.4.11.2.2

Nas peças submetidas à compressão perpendicular às fibras, a condição de segurança é calculada conforme as equações a seguir:

$$\sigma_{90,d} \leq f_{c90,d}$$

onde

$f_{c90,d}$ deve ser determinada de acordo pela expressão a seguir com α_n definido em 6.2.4, sendo:

$$f_{c90,d} \leq 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_n$$

6.3.4 Flexão simples reta

Para as peças fletidas, considera-se o vão teórico igual ao menor dos seguintes valores:

- distância entre eixos dos apoios;
- vão livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão, não se considerando acréscimo maior que 10 cm.

Nas barras submetidas a momento fletor cujo plano de ação contém um eixo central de inércia da seção transversal resistente, a seguinte expressão deve ser atendida:

$$\frac{\sigma_{M,d}}{f_{m,d}} = \frac{\frac{M_d}{W}}{f_{m,d}} \leq 1$$

onde

$\sigma_{M,d}$ é o valor máximo de cálculo da tensão atuante de flexão, calculado por M_d/W ;

$f_{m,d}$ é o valor de cálculo da resistência à flexão; no caso de uso da Tabela 2 considerar $f_{m,d} = f_{c0,d}$;

M_d é o valor de cálculo do momento fletor;

W é o módulo de resistência da seção transversal à direção paralela às fibras, em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor.

Para madeira lamelada colada cruzada, o módulo de resistência deve ser calculado conforme 6.7.4.11.2.2.

Também deve ser feita a verificação da condição de instabilidade da peça, conforme 6.5.5.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{m,d}$ a redução definida em 6.2.8.

6.3.5 Flexão simples oblíqua

Nas seções submetidas a momento fletor cujo plano de ação não contém um de seus eixos centrais de inércia, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas condições seguintes:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{e} \quad k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

onde

$\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas de cálculo devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais;

$f_{m,d}$ é a resistência de cálculo na flexão conforme 6.3.4.

O coeficiente de correção pode ser utilizado com os valores:

- seção retangular: $k_M = 0,7$;
- outras seções transversais: $k_M = 1,0$.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{m,d}$ a redução em 6.2.8.

Também deve ser feita a verificação da condição de instabilidade da peça, conforme 6.5.5.

6.3.6 Flexotração

Nas barras submetidas à flexotração, a condição de segurança é expressa pela mais rigorosa das duas equações seguintes aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se uma função linear para a influência das tensões devidas à força normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt0,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \frac{\sigma_{Nt0,d}}{f_{t0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

onde

$\sigma_{Nt,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de tração;

$f_{t0,d}$ é a resistência de cálculo à tração paralela às fibras e os demais símbolos têm os significados definidos em 6.3.5.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{m,d}$ e à $f_{t0,d}$ a redução em 6.2.8.

6.3.7 Flexocompressão

Além da verificação de estabilidade a ser feita de acordo com 6.5.5, a condição de segurança relativa à resistência das seções transversais submetidas à flexocompressão é expressa pela mais rigorosa das duas equações seguintes, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas à força normal de compressão:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad \text{e} \quad \left(\frac{\sigma_{Nc0,d}}{f_{c0,d}}\right)^2 + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

onde

$\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da parcela de tensão normal atuante em virtude apenas da força normal de compressão;

$f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão paralela às fibras e os demais símbolos são conforme Seção 3.

No caso de peças com fibras inclinadas de ângulos $\alpha > 6^\circ$, aplica-se à $f_{m,d}$ e à $f_{c0,d}$ a redução em 6.2.8.

6.4 Cisalhamento

6.4.1 Cisalhamento nas ligações

Nas ligações submetidas à força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é expressa por:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A} \leq f_{v0,d}$$

onde

τ_d é a tensão de cisalhamento atuando na área A em estudo, e produzida pela força V_d .

6.4.2 Cisalhamento longitudinal em vigas

Nas vigas submetidas à flexão com força cortante, a condição de segurança em relação às tensões tangenciais é calculada conforme a seguir:

$$\tau_d = \frac{V_d \cdot S}{b \cdot I} \leq f_{v0,d}$$

onde

τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça;

V_d é a força cortante na seção em estudo;

S é o momento estático da seção para o ponto onde se quer calcular a tensão;

- b* é a largura ou somatória das larguras no ponto da seção em estudo;
I é o momento de inércia da seção transversal.

Para madeira lamelada colada cruzada, os momentos de inércia devem ser calculados conforme 6.7.4.11.2.2

Em vigas de seção transversal retangular, de largura *b* e altura *h*, e, portanto, área $A = b \cdot h$, a equação anterior se reduz a:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{A}$$

Na falta de determinação experimental específica, admitem-se:

- a) coníferas: $f_{v0,d} = 0,12 f_{c0,d}$;
b) folhosas: $f_{v0,d} = 0,10 f_{c0,d}$;

6.4.3 Redução da força cortante próxima aos apoios

Nas vigas de altura *h* que recebem forças concentradas ou distribuídas, que produzem tensões de compressão nos planos longitudinais, a uma distância $0 \leq z \leq 2h$ a partir do eixo do apoio, o cálculo das tensões de cisalhamento pode ser feito com uma força cortante reduzida de valor, calculado conforme a seguinte equação.

$$V_{red} = V \cdot \frac{z}{2h}$$

onde

- z* tem origem no ponto teórico do apoio;
 $(z / 2h)$ é um fator redutor que anula a cortante no ponto $z = 0$, mas retoma os valores normais de *V* para $z \geq 2h$.

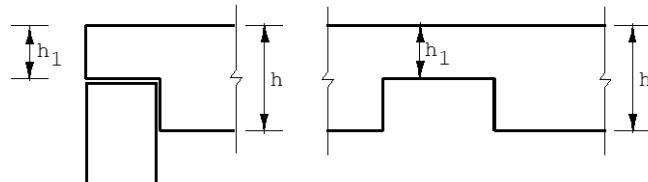
6.4.4 Vigas entalhadas de seção retangular

No caso de variações bruscas de seção retangular transversal, devidas a entalhes, deve-se multiplicar a tensão de cisalhamento na seção mais fraca, de altura *h*₁, pelo fator h/h_1 , obtendo-se o valor calculado conforme a seguir:

$$\tau_d = 1,5 \frac{V_d}{b \cdot h_1} \left(\frac{h}{h_1} \right)$$

respeitada a restrição $h_1 > 0,75 h$ (ver Figura 2 - a).

No caso de se ter $h_1/h \leq 0,75$, recomenda-se a utilização de parafusos verticais dimensionados à tração axial para a totalidade da força cortante a ser transmitida ou o emprego de variações de seção com mísulas de comprimento não menor que três vezes a altura do entalhe, de acordo sempre com o limite absoluto $h_1/h \geq 0,5$ (ver figura 2 - b).



a) Vigas entalhadas de seção retangular

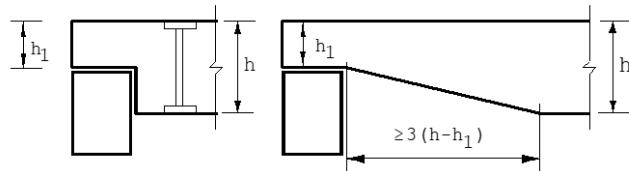
b) Recomendação para o caso de $h_1/h \leq 0,75$

Figura 2 – Vigas com entalhes

6.4.5 Torção

Recomenda-se evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira, em virtude do risco de ruptura por tração perpendicular às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

Quando o equilíbrio do sistema estrutural depender dos esforços de torção (torção de equilíbrio), deve-se considerar a condição $\tau_{T,d} \leq f_{v0,d}$ calculando-se $\tau_{T,d}$ pelas expressões da teoria da elasticidade, sob ações das solicitações de cálculo T_d determinadas de acordo com as regras de combinação.

6.5 Estabilidade

6.5.1 Generalidades

O procedimento para a verificação da estabilidade das peças comprimidas deve atender de 6.5.2 a 6.5.7.

6.5.2 Condições de alinhamento das peças

Para peças que compõem pórticos, treliças, pilares ou vigas em que a instabilidade lateral pode ocorrer, o desvio no alinhamento axial da peça, medido na metade da distância entre os apoios, deve ser limitado em:

- $L/300$ para peças de madeira serrada ou roliça;
- $L/500$ para peças de madeira laminada colada (LVL) ou madeira lamenada colada (MLC).

6.5.3 Esbeltez

Os requisitos de dimensionamento dependem da esbeltez da peça, definida pelo seu índice de esbeltez, calculado conforme seguir:

$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}}$$

onde

L_0 é o comprimento de flambagem;

I é o momento de inércia na direção analisada;

A é a área da seção transversal.

No caso da madeira lamelada colada cruzada, a área e o momento de inércia devem ser determinados conforme a equação em 6.7.4.11.1.2.

Devem ser investigadas as condições que resultem em uma menor resistência para a peça, considerando as eventuais contribuições de contraventamentos existentes nas diferentes direções. O comprimento de flambagem, L_0 , depende das condições de vinculação das extremidades das barras e é calculado conforme a seguinte equação:

$$L_0 = K_E \cdot L$$

Os valores de K_E são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores dos coeficientes K_E

Modos de flambagem						
Valores de projeto para K_E	0,65	0,80	1,20	1,00	2,10	2,40
Código das condições de extremidade						
	Rotação e translação lateral impedidas, translação vertical livre					
		Rotação e translação vertical livres, translação lateral impedida				
			Rotação livre e translações impedidas			
				Rotação impedida e translações livres		
					Rotação e translações livres	

O índice de esbeltez das peças sujeitas à compressão axial ou à flexocompressão não pode ser maior que 140.

6.5.4 Esbeltez relativa

Os índices de esbeltez relativa são definidos por:

- em x: $\lambda_{rel,x} = \frac{\lambda_x}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}}$

- em y: $\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c0,k}}{E_{0,05}}}$

onde

$\lambda_{rel,x}$ e $\lambda_{rel,y}$ são os índices de esbeltez relativa correspondentes à flexão em relação a x e y, respectivamente;

λ_x e λ_y representam os índices de esbeltez segundo os eixos x e y, respectivamente, conforme definido em 5.5.2;

$E_{0,05}$ é o valor característico do módulo de elasticidade medido na direção paralela às fibras da madeira, conforme 5.8.7.

6.5.5 Condição de estabilidade de peças comprimidas e flexocomprimidas

Para $\lambda_{rel,x} \leq 0,3$ e $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ as tensões devem satisfazer apenas às condições da compressão, apresentadas em 6.3.3, ou da flexocompressão, apresentadas em 6.3.7, não sendo necessária a verificação da estabilidade.

No caso de índice de esbeltez relativa superior a 0,3, em qualquer direção, além das condições estabelecidas em 6.3.7 devem ser atendidas as condições de estabilidade dadas pelas inequações.

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{k_{cx}f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{k_{cy}f_{c0,d}} + k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{m,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

onde

σ_M é a tensão normal de flexão proveniente do momento fletor de primeira ordem devida às forças laterais, excentricidades na aplicação das forças axiais, curvatura inicial da barra, deformações induzidas ou quaisquer outras situações em que há momentos fletores de primeira ordem atuando na barra;

K_M é o coeficiente conforme 6.3.5.

Os coeficientes K_{cx} e K_{cy} são calculados conforme a seguir:

$$k_{cx} = \frac{1}{k_x + \sqrt{(k_x)^2 - (\lambda_{rel,x})^2}} \quad \text{e} \quad k_{cy} = \frac{1}{k_y + \sqrt{(k_y)^2 - (\lambda_{rel,y})^2}}$$

em que

$$k_x = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c (\lambda_{rel,x} - 0,3) + (\lambda_{rel,x})^2 \right]$$

e

$$k_y = 0,5 \cdot \left[1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + (\lambda_{rel,y})^2 \right]$$

Nas equações para o cálculo dos coeficientes k_x e k_y , β_c é o fator para peças estruturais que atendam aos limites de divergência de alinhamento, conforme a seguir:

- para madeira maciça serrada e peças roliças: $\beta_c = 0,2$;
- para madeira lamenada (MLC e MLCC) e madeira laminada (LVL): $\beta_c = 0,1$.

6.5.6 Estabilidade lateral das vigas de seção retangular

As vigas sujeitas à flexão simples reta, além de respeitarem as condições de segurança expressas em 6.3.5, devem ter sua estabilidade lateral verificada por teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Essa verificação pode ser dispensada nos casos de vigas de seção transversal retangular de largura b e altura h medida no plano de atuação do carregamento, desde que atendam aos requisitos a seguir:

- as rotações nas seções extremas (apoios da viga) estão impedidas; e
- o comprimento L_1 , definido como a distância entre pontos adjacentes da borda comprimida com deslocamentos laterais impedidos (apoios da viga e pontos com travamento lateral, se existentes), atende à seguinte condição:

$$\frac{L_1}{b} \leq \frac{E_{0,ef}}{\beta_M f_{m,d}}$$

$$\beta_M = \frac{4 \cdot \beta_E}{\pi \cdot \gamma_f} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}}$$

No caso, o coeficiente de correção, $\beta_E = 4$, β_M é conforme a Tabela 8.

Tabela 8 – Coeficiente de correção β_M para $\gamma_f = 1,4$ e $\beta_E = 4$

h/b	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
β_M	6	8,8	12,3	15,9	19,5	23,1	26,7	30,3	34	37,6	41,2	44,8	48,5	52,1	55,8	59,4	63	66,7	70,3	74

Para as peças em que a condição estipulada para L_1 não é atendida, a verificação de estabilidade também pode ser dispensada desde que, além de atender a 6.3.5, o máximo valor de cálculo da tensão de compressão ($\sigma_{c,d}$) deve ser conforme a seguir:

$$\sigma_{c,d} \leq \frac{E_{c0,ef}}{\left(\frac{L_1}{b}\right) \beta_M}$$

6.5.7 Estabilidade lateral das vigas de seção não retangular

A estabilidade lateral de vigas de seção não retangular deve ser estudada individualmente.

6.6 Estabilidade global – Contraventamento

6.6.1 Generalidades

As estruturas formadas por um sistema principal de elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos paralelos entre si, devem ser contraventadas por outros elementos estruturais, dispostos com sua maior rigidez em planos ortogonais aos primeiros, de modo a impedir deslocamentos transversais excessivos do sistema principal e garantir a estabilidade global do conjunto.

No dimensionamento do contraventamento, devem ser consideradas as imperfeições geométricas das peças, as excentricidades inevitáveis dos carregamentos e os efeitos de segunda ordem decorrentes das deformações das peças fletidas.

Na falta de determinação específica da influência destes fatores, permite-se admitir que, na situação de cálculo, em cada nó do contraventamento seja considerada uma força F_{1d} , com direção perpendicular ao plano de resistência dos elementos do sistema principal, de intensidade convencional, conforme Figura 3.

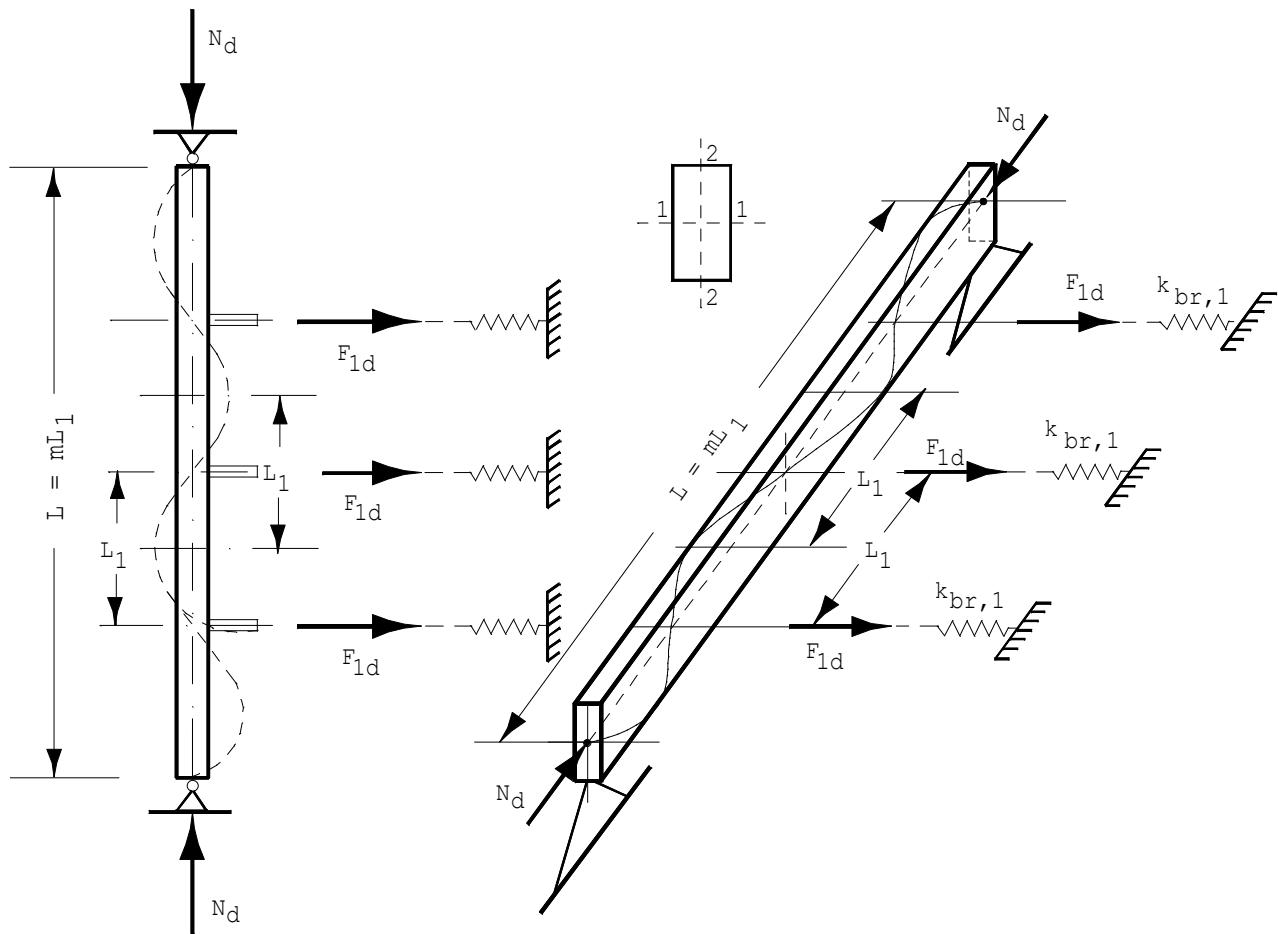


Figura 3 – Parâmetros para verificação da estabilidade lateral

6.6.2 Contraventamento de peças comprimidas

Para as peças comprimidas pela força de cálculo N_d , com articulações fixas em ambas as extremidades, cuja estabilidade requeira o contraventamento lateral por elementos espaçados entre si da distância L_1 , devem ser respeitadas as seguintes condições adiante especificadas em função dos parâmetros mostrados na Figura 3.

As forças F_{1d} atuantes em cada um dos nós do contraventamento podem ser admitidas com o valor mínimo convencional de $N_d/150$, correspondente a uma curvatura inicial da peça com flechas da ordem de 1/300 do comprimento do arco correspondente.

A rigidez $K_{br,1}$ da estrutura de apoio transversal das peças de contraventamento deve assegurar que a eventual instabilidade teórica da barra principal comprimida corresponda a um eixo de deformação constituído por m semiondas de comprimento L_1 entre os nós indeslocáveis. A rigidez $K_{br,1}$ deve atender no mínimo as seguintes condições (ver Tabela 9).

$$K_{br,1,\min} = 2\alpha_m \frac{\pi^2 E_{0,efl2}}{L_1^3}$$

$$\alpha_m = 1 + \cos \frac{\pi}{m}$$

onde

- m é o número de intervalos de comprimento L_1 entre as $(m - 1)$ linhas de contraventamento ao longo do comprimento total L da peça principal;
- L_1 é a distância entre elementos de contraventamento;
- $E_{0,ef}$ é o valor do módulo de elasticidade efetivo, conforme 5.8.7, da peça principal contraventada;
- I_2 é o momento de inércia da seção transversal da peça principal contraventada, para flexão no plano de contraventamento.

Tabela 9 – Valores de α_m

m	2	3	4	5	∞
α_m	1	1,5	1,7	1,8	2

Se os elementos de contraventamento forem comprimidos pelas forças F_{1d} , eles também devem ter sua estabilidade verificada. Esta verificação é dispensada quando os elementos de contraventamento forem efetivamente fixados em ambas as extremidades, de modo que eles possam cumprir sua função, sendo solicitados apenas à tração em um de seus lados. As emendas dos elementos de contraventamento e as suas fixações às peças principais contraventadas devem ser dimensionadas para resistirem às forças F_{1d} .

6.6.3 Contraventamento do banzo comprimido das peças fletidas

Para o contraventamento do banzo comprimido de treliças ou de vigas fletidas, admitem-se as mesmas hipóteses em 6.6.2, adotando-se para F_{1d} os mesmos valores de 6.6.2, considerando N_d como a força máxima de compressão atuante nas barras deste banzo ou a resultante R_{cd} das tensões de compressão na viga, na situação de cálculo. No caso de vigas, a validade desta hipótese exige que esteja impedida a rotação, em torno de seu eixo longitudinal, das seções transversais de suas duas extremidades.

6.6.4 Estabilidade global de elementos estruturais em paralelo

Para um sistema estrutural principal, formado por uma série de n elementos estruturais planos em paralelo, cuja estabilidade lateral individual requeira contraventamento, deve ser prevista uma estrutura de contraventamento, composta por outros elementos estruturais planos, dispostos em planos perpendiculares ao plano dos elementos contraventados. Se a estrutura de contraventamento estiver submetida a carregamentos externos atuantes na construção, os seus efeitos devem ser acrescidos aos decorrentes da função de contraventamento.

No caso de estruturas de cobertura, na falta de uma análise estrutural rigorosa, permite-se considerar a estrutura de contraventamento como composta por um sistema de treliças verticais, dispostas perpendicularmente aos elementos do sistema principal, e por treliças dispostas perpendicularmente ao plano dos elementos do sistema estrutural principal, no plano horizontal e no plano da cobertura, colocadas nas extremidades da construção e em posições intermediárias com espaçamentos não superiores a 20 m.

O sistema de treliças verticais é formado por duas diagonais, dispostas verticalmente em pelo menos um de cada três vãos definidos pelos elementos do sistema principal, e por peças longitudinais que liguem continuamente, de uma extremidade a outra da construção, os nós homólogos dos banzos superior e inferior dos elementos do sistema principal, conforme a Figura 4.

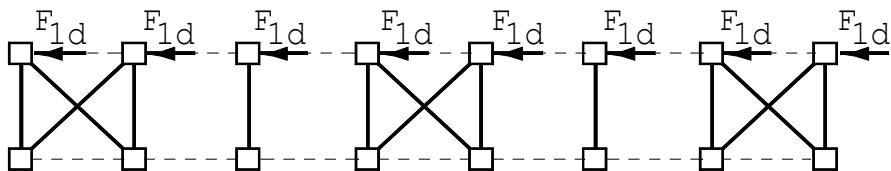


Figura 4 – Arranjo vertical de contraventamento

Em cada nó pertencente ao banzo comprimido dos elementos do sistema principal, deve ser considerada uma força transversal ao elemento principal, com intensidade $F_{1d} = N_d / 150$, onde N_d é o valor de cálculo da resultante das tensões atuantes no banzo comprimido de um elemento do sistema principal (ver Figura 5).

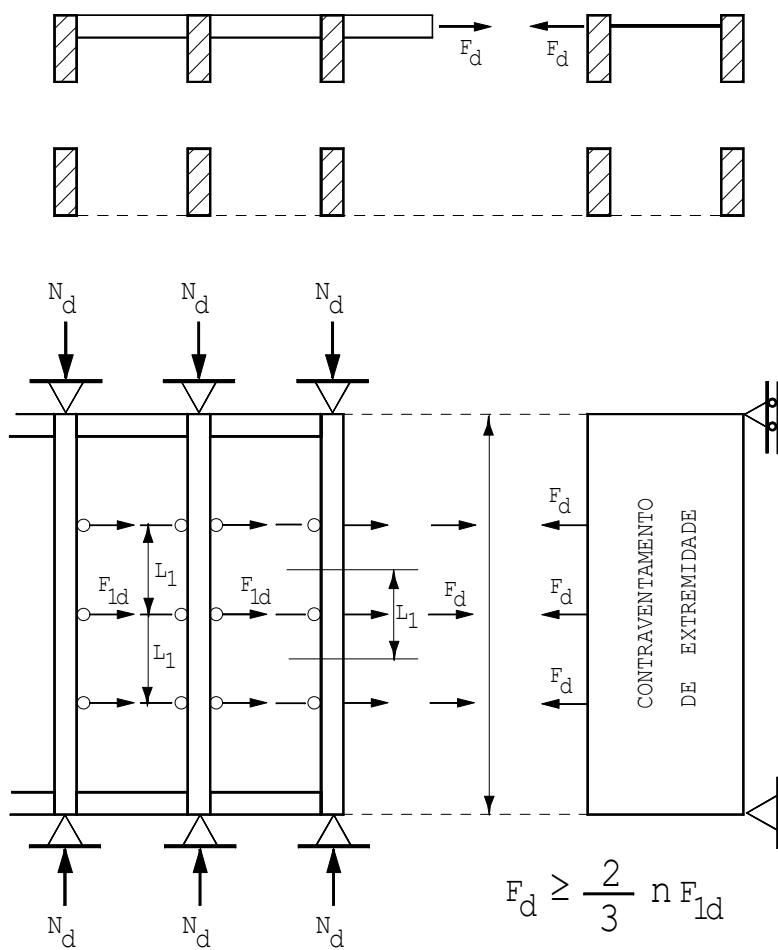


Figura 5 – Arranjo horizontal de contraventamento

As estruturas de contraventamento das extremidades da construção, como apresentado na Figura 5, e de eventuais posições intermediárias, quando existentes, devem resistir, em cada um de seus nós, a forças cujo valor de cálculo F_d corresponda pelo menos a $2/3$ da resultante das n forças F_{1d} existentes no trecho a ser estabilizado pela estrutura de contraventamento considerada.

A rigidez destas estruturas de contraventamento deve ser tal que o seu nó mais deslocável atenda ao requisito de rigidez mínima, calculada conforme a seguinte equação:

$$K_{br} \geq \frac{2}{3} n K_{br,1,mín.}$$

onde

$K_{br,1,mín.}$ é dado em 6.6.2.

6.7 Peças compostas

6.7.1 Generalidades

As peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente podem ser consideradas como se fossem peças maciças, com as restrições indicadas em 6.7.2, 6.7.3 e 6.7.4.

6.7.2 Peças compostas de seção T, I ou caixão, ligadas por pregos

O módulo de deslizamento é determinado em função da densidade da madeira e do diâmetro d do pino utilizado, conforme apresentado na Tabela 16, no item 7.1.12. O valores de K devem ser adotados como a seguir:

- $K = K_{ser}$ para os estados limites de utilização (N/mm);
- $K = K_u$ para os estados limites últimos (N/mm);

Na tabela 16, no item 7.1.12 os valores K são em função do diâmetro d do conector em mm, e da densidade da madeira ρ_k em kg/m³. Se as peças forem de madeiras com densidades diferentes deve-se utilizar uma densidade equivalente, calculada conforme a seguir:

$$\rho_k = \sqrt{\rho_{k1} \cdot \rho_{k2}}$$

O fator de redução da inércia do conjunto é feito para o material que apresentar o maior módulo de elasticidade, calculado conforme a seguir:

$$\gamma_i = \frac{1}{\left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot L_{ef}^2} \right]}, \text{ para } i = 1 \text{ e } 3$$

onde

E_i é o módulo de elasticidade de cada elemento da seção transversal;

A_i é a área de cada parte da seção transversal;

s_i é o espaçamento dos pregos na interface do elemento i com o elemento 2;

K_i é o módulo de deslizamento da ligação do elemento i com o elemento 2;

L_{ef} é o vão efetivo da viga: para vigas biapoiadas $L_{ef} = L$ (vão), para vigas contínuas $L_{ef} = 0,8 L$, e para vigas em balanço $L_{ef} = 2 L$.

O espaçamento dos pregos pode ser uniforme ou variar conforme a força de cisalhamento, entre um valor mínimo $s_{mín.}$ e $s_{máx.}$, sendo $s_{máx.} \leq 4 \cdot s_{mín.}$. Nesse último caso, um valor efetivo de espaçamento pode ser usado, dado por:

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{mín.} + 0,25 \cdot s_{máx.}$$

A distância entre os centros de gravidade da seção até a linha neutra da peça (ver Figura 6) é calculada conforme a seguinte equação:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2 \cdot \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i}$$

$$a_1 = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) - a_2 \quad \text{e} \quad a_3 = \left(\frac{h_2 + h_3}{2} \right) + a_2$$

onde

- a_i é a distância do centroide da área de cada elemento que compõe a seção transversal até a linha neutra $x-x$;
- h_i é a altura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal com h_3 nulo para seção T ;
- b_i é a largura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal.

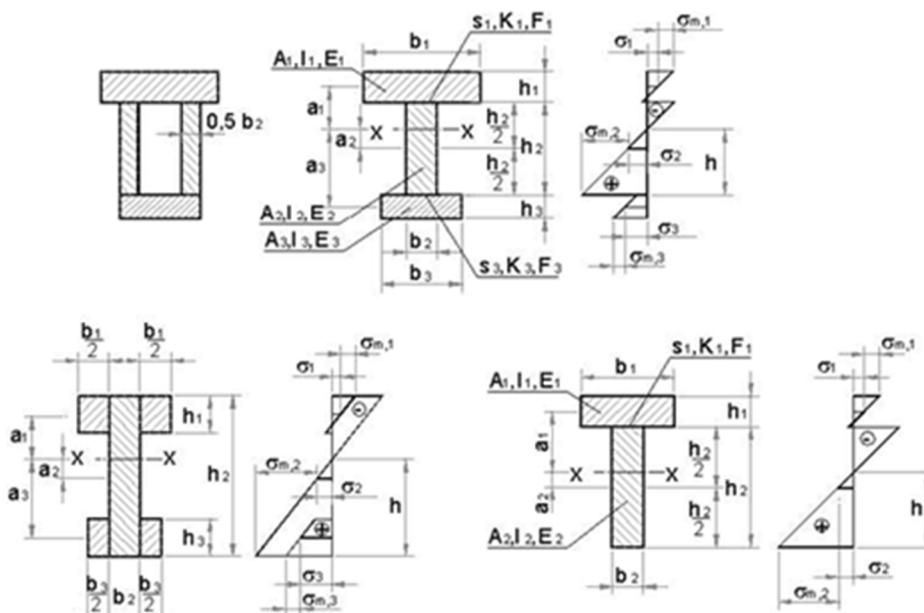


Figura 6 – Seções transversais e distribuição de tensões

Assim é possível o cálculo da rigidez efetiva considerando a rigidez da ligação, conforme a seguir:

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2)$$

onde

- I_i é o momento de inércia de cada elemento componente da seção transversal ($I_i = b_i \cdot h_i^3 / 12$).

Da mesma forma, são equacionadas as tensões normais e cisalhantes atuantes nas peças, bem como a força aplicada nos elementos de ligação ocasionada pelo deslizamento entre as peças.

Para vigas com geometria de seção transversal conforme Figura 6, as tensões normais devem ser calculadas somando as duas parcelas indicadas a seguir:

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}}$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}}$$

onde

M é o momento fletor;

σ_i é a tensão normal no centroide do elemento “i”;

$\sigma_{m,i}$ é a parcela da tensão normal na extremidade do elemento “i”;

E_i é o módulo de elasticidade do elemento “i”.

A máxima tensão normal na peça composta ocorre na extremidade superior ou inferior do elemento é calculada conforme a seguinte equação:

$$\sigma_{máx.} = \sigma_i + \sigma_{m,i}$$

onde

$\sigma_{máx.}$ tensão normal máxima na extremidade do elemento “i”.

A máxima tensão cisalhante ocorre onde a tensão normal é nula. A tensão máxima de cisalhamento na alma da viga é calculada conforme a seguinte equação:

$$\tau_{2,máx.} = (\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2) \cdot \frac{V}{b_2 \cdot (EI)_{ef}}$$

onde

V é a força máxima de cisalhamento.

A força aplicada no conector (F_i) é dada por.

$$F_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i \cdot s_i \cdot \frac{V}{(EI)_{ef}} \quad \text{para } i = 1 \text{ e } 3.$$

6.7.3 Peças compostas com alma em treliça

As peças compostas com alma em treliça formada por tábuas diagonais devem ser dimensionadas à flexão simples ou composta, considerando exclusivamente as peças dos banzos tracionado e comprimido, sem redução de suas dimensões. A alma dessas vigas e as suas ligações com os respectivos banzos devem ser dimensionadas a cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça.

6.7.4 Peças formadas por lamelas de madeira colada

Entende-se por madeira lamelada colada (MLC) para fins estruturais, peças de madeira engenheirada em processo industrializado de fabricação, composta de lamelas coladas umas às outras e dispostas com as fibras paralelas ao eixo longitudinal da peça final. Entende-se por madeira lamelada colada cruzada (MLCC) ou *Cross Laminated Timber* (CLT), para fins estruturais, painéis de madeira engenheirada em processo industrializado de fabricação, constituídos por lamelas de madeira maciça dispostas lateralmente formando camadas cruzadas ortogonalmente entre si.

As lamelas possuem dimensões relativamente reduzidas se comparadas às dimensões do elemento estrutural final.

Na produção das lamelas, as tábuas são unidas longitudinalmente por ligação de extremidade com extremidade (emendas denteadas), até atingirem o comprimento necessário.

Na produção das peças de MLC, as lamelas são sobrepostas e coladas até atingirem a seção transversal determinada no dimensionamento da peça estrutural, cujo eixo pode ser reto ou curvo. Na produção dos painéis de MLCC, as camadas são sobrepostas ortogonalmente e coladas até atingirem a seção transversal determinada no dimensionamento. Os painéis devem ser planos e possuir ao menos três camadas.

A qualidade do produto final depende de várias etapas do processo de fabricação, devendo as características de resistência e rigidez dos elementos de MLC e MLCC serem asseguradas pelos fabricantes para cada componente do processo.

Vigas de MLC curvas, vigas com dupla inclinação e vigas com a parte superior reta e parte inferior curva (*boomerang*) devem ser analisadas individualmente.

6.7.4.1 Espécies de madeira

Deve ser evitada a composição de um mesmo elemento de MLC e MLCC com espécies diferentes, ou que apresentem diferentes coeficientes de retração. Caso isto ocorra, devem ser comprovadas as compatibilidades das propriedades físicas e mecânicas entre as espécies e a não ocorrência de delaminação, ao longo do tempo. Não é permitida a utilização de madeira de demolição ou reutilização.

6.7.4.2 Densidade da madeira

Devem ser empregadas lamelas com densidade aparente (para um teor de umidade de 12 %) entre 0,40 g/cm³ e 0,75 g/cm³. No caso de peças com densidade superior a 0,75 g/cm³, deve ser feita uma avaliação criteriosa do comportamento das juntas coladas.

6.7.4.3 Tratamento preservativo

As lamelas utilizadas na fabricação de peças de MLC e MLCC devem ser tratadas com produtos e processos que assegurem a durabilidade e proteção biológica conforme a ABNT NBR 16143, sem prejuízo à aderência da cola. O tratamento preservativo também pode ser realizado após a fabricação das peças de MLC, desde que não provoque alterações nas juntas coladas, conforme a Seção 12 e a ABNT NBR 16143.

6.7.4.4 Teor de umidade das lamelas

No processo de secagem, deve-se procurar a homogeneização do teor de umidade do lote de tábuas. Visando evitar a ocorrência de defeitos prejudiciais à colagem, devido a alterações no teor de umidade

das tábuas, o processo de composição das peças deve iniciar no menor tempo possível, após a secagem e estabilização do teor de umidade do lote a ser utilizado. No momento da colagem, as tábuas empregadas no processo de fabricação da MLC e MLCC devem estar secas e com no máximo 18 % de teor de umidade, não sendo permitida variação superior a 5 % entre lamelas adjacentes.

6.7.4.5 Classificação da madeira

O lote de madeira, do qual são produzidas as tábuas, deve passar pelo enquadramento nas classes de resistência especificadas nesta Norma. As tábuas que compõem as lamelas devem passar também por uma classificação visual seguida de uma classificação pelo módulo de elasticidade de acordo com a ABNT NBR 17020.

6.7.4.5.1 Classificação visual

A classificação visual pode ser a olho nu, com auxílio de instrumentos de aumento de imagem, ou ainda, equipamentos de imagem e sensores em processo informatizado, indicada conforme a seguir.

- para os nós e grãos na composição das lamelas devem ser utilizadas tábuas que apresentem nó que ocupe menos de $\frac{1}{4}$ de sua seção transversal final e inclinação das fibras inferior a 6°. Só devem ser aceitas rachaduras longitudinais e que tenham extensão inferior a 30 cm;

Tábuas que atendam a 6.7.4.5.1-a), mas que possuam nós que ocupem mais de $\frac{1}{4}$ de sua seção transversal final, podem ser selecionadas, mas devem ter esses nós eliminados e substituídos por ligação de continuidade.

- para os anéis de crescimento: no caso de coníferas, devem ser selecionadas apenas as tábuas que apresentem no mínimo três anéis de crescimento em 2,5 cm, medido em uma direção radial representativa.

6.7.4.5.2 Classificação pelo módulo de elasticidade

As tábuas que compõem as lamelas devem passar por uma classificação mecânica prévia, não destrutiva, para a determinação do módulo de elasticidade na flexão (E_m) que deve ser considerado como de referência para o processo de composição das peças. Essa classificação permite agrupar um sublote superior com tábuas de E_m acima da média representativa das tábuas da espécie empregada e um sublote inferior com tábuas de E_m abaixo dessa média.

O módulo de elasticidade médio na flexão, considerado como representativo do lote de tábuas da espécie a ser utilizada, deve ser obtido do ensaio preliminar de 12 tábuas escolhidas aleatoriamente.

A cada mudança da procedência da madeira fornecida, esse ensaio deve ser repetido e sempre que houver diferença maior que 10 %, com relação ao valor médio que considerado para a madeira da mesma espécie, o mesmo deve ser substituído por esse novo valor que passa a ser o módulo de elasticidade médio representativo do lote.

As tábuas do sublote de E_m superior devem ser destinadas a compor as lamelas que fazem parte das quartas partes mais afastadas da linha neutra da peça de MLC e as de E_m inferior devem ser utilizadas na composição da metade central da seção transversal dessa peça.

Para as espécies de crescimento rápido, deve ser observado ainda que, no caso do sublote de E_m superior, as tábuas com maior número de anéis de crescimento em 2,5 cm, devem ser utilizadas na composição das lamelas que ficam mais afastadas da linha neutra.

6.7.4.6 União longitudinal das tábuas e composição das lamelas

A continuidade de cada lamela deve ser assegurada pela união longitudinal entre as tábuas que as compõem. Essa união deve ser realizada por colagem de entalhes múltiplos usinados (emendas denteadas) nas extremidades de tábuas consecutivas. As emendas denteadas podem ser usinadas verticalmente ou horizontalmente (ver Figura 7).

As emendas de topo não podem ser empregadas no processo de fabricação de peças estruturais de MLC e de MLCC.

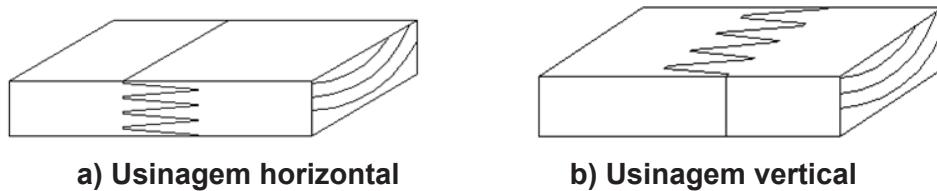
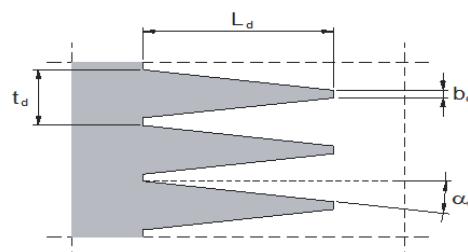


Figura 7 – Emendas de topo denteadas

A geometria dos entalhes múltiplos deve ser compatível com os esforços solicitantes estruturais e o passo do dente definido em função do seu comprimento, inclinação de seus flancos e espessura de sua extremidade, conforme a Figura 8.



Legenda

- L_d comprimento dos dentes
- b_d espessura da extremidade dos dentes
- t_d passo dos dentes
- α_d inclinação dos flancos dos dentes
- ϑ_d grau de enfraquecimento ocasionado pelos dentes (b_d/t_d)

Figura 8 – Parâmetros geométricos das emendas denteadas

Para grandes esforços solicitantes, a espessura da extremidade dos dentes deve ser de até 5 % de seu comprimento e a inclinação dos flancos compreendida entre 5° e 7°, conforme a seguir:

$$b_d \leq 0,05 \cdot L_d \text{ e } \alpha_d \text{ entre } 5^\circ \text{ e } 7^\circ$$

O grau de enfraquecimento (ϑ_d) na região dos entalhes múltiplos não pode exceder 20 %, em relação à resistência da madeira sem emenda e isenta de defeitos, ou seja: $50 \cdot b_d / (L_d \cdot \operatorname{tg} \alpha_d + b_d) \leq 20$.

6.7.4.7 Distâncias mínimas entre emendas

As distâncias mínimas recomendadas são válidas para o caso das faces maiores da seção transversal das lamelas estarem posicionadas paralelas ao plano da linha neutra. No caso de as faces maiores

da seção transversal das lamelas estarem ortogonais ao plano da linha neutra, ou a combinação das duas disposições, a eficiência deve ser ensaiada em laboratórios reconhecida competência.

6.7.4.7.1 Distância mínima entre emendas na mesma lamela

Na confecção de uma lamela que compõe as quartas partes mais afastadas do eixo baricêntrico horizontal, a distância mínima entre as emendas é de 80 cm. Para uma lamela que compõe a metade central da seção transversal, a distância mínima entre emendas é 50 cm.

6.7.4.7.2 Distância mínima entre emendas contíguas

Na composição final da peça de MLC, na região das quartas partes mais afastadas do eixo baricêntrico horizontal, a distância mínima entre lamelas adjacentes é de 20 cm.

6.7.4.8 Espessura das lamelas

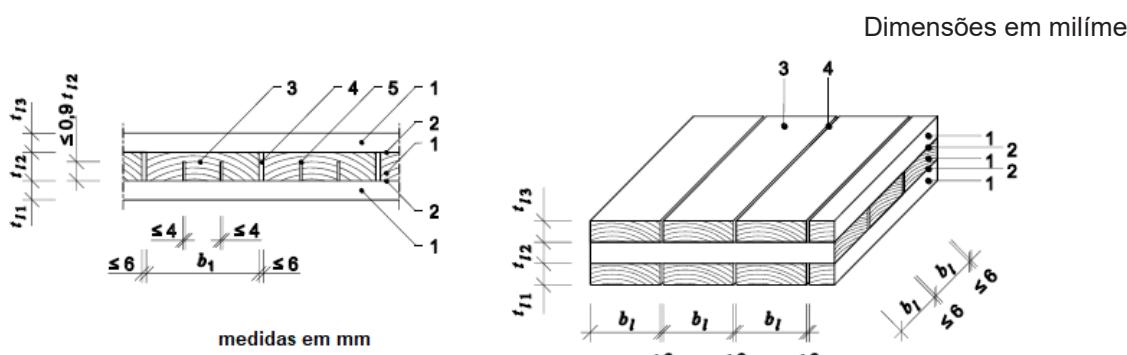
Para MLC, em nenhuma hipótese, a espessura final de cada lamela deve exceder 50 mm. No caso de peças curvas, a espessura final de cada lamela deverá atender também ao limite máximo de (1/150) do raio de curvatura da face interna da lamela para o caso de madeiras com densidade aparente até 0,50 g/cm³ e (1/200) para o caso de madeiras com densidade aparente superior a 0,50 g/cm³.

Para MLCC, a espessura final de qualquer camada deve ser maior ou igual a 6 mm e menor ou igual a 60 mm.

6.7.4.8.1 Sulcos e colagem lateral para MLCC

A fim reduzir o empenamento e a rachaduras da madeira, as lamelas podem ser sulcadas. Os sulcos devem ter no máximo a profundidade de 90 % da espessura da lamela, e uma largura máxima de 4 mm, conforme a Figura 9.

Lamelas adjacentes podem ter ou não colagem lateral. A largura dos espaços entre as lamelas adjacentes deve ser menor ou igual a 6 mm, conforme a Figura 9. A largura final b_1 de qualquer lamela sem colagem lateral, o espaço entre sulcos na mesma lamela e a distância entre um sulco e a lateral da lamela devem ser maiores ou igual a 40 mm. A largura final b_1 de qualquer lamela deve ser menor ou igual a 300 mm.



Legenda

- | | | | |
|---|---------------------------------|---|--------------------------|
| 1 | camadas de madeira | 4 | espaços entre as lamelas |
| 2 | linhas de cola entre as camadas | 5 | sulcos nas lamelas |
| 3 | lamelas | | |

Figura 9 – Limites de vão entre lamelas e sulcos nas lamelas do MLCC

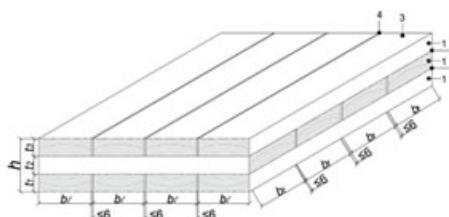
6.7.4.8.2 Configuração incluindo a orientação da camada

Geralmente, as espessuras dos painéis de madeira lamelada colada cruzada não podem exceder 500 mm.

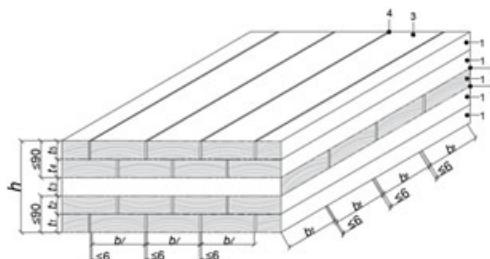
Cada configuração deve possuir ao menos três camadas. Um exemplo para uma configuração (*layup*) feito de três camadas é ilustrado na Figura 10-a). Camadas feitas de lamelas de madeira devem ser arranjados ortogonalmente, a não ser que as seguintes condições sejam atendidas:

- painel constituído de cinco ou mais camadas;
- duas camadas adjacentes somando uma espessura total máxima de 90 mm coladas paralelamente às fibras na direção de um dos eixos principais do painel, como na Figura 10-b).

Dimensões em milímetros



a) configuração com três camadas



b) configuração cinco camadas com as camadas externas duplas na direção longitudinal

Legenda

- camadas de madeira $6 \leq t_1 \leq 60$ e $40 \leq b_1 \leq 300$
- linhas de cola entre as camadas
- lamelas
- espaços entre as lamelas

Figura 10 – Exemplos de configuração de montagem do painel MLCC

6.7.4.8.3 Adesivos para MLC e MLCC e processo de colagem

Os adesivos empregados nas emendas de continuidade, seja na fabricação das peças estruturais de MLC ou de MLCC, devem ser estruturais e apresentar propriedades compatíveis às condições ambientais a que os elementos estruturais são submetidos durante toda a sua vida útil, conforme as EN 301, EN 15425 e EN 16254, a depender do tipo de adesivo utilizado. A quantidade de adesivo e os demais parâmetros de colagem devem atender às especificações dos fabricantes do adesivo.

NOTA Recomenda-se a comprovação experimental realizada por laboratórios nacionais ou internacionais de reconhecida competências, tanto para as emendas denteadas, como para os elementos estruturais fabricados.

6.7.4.8.4 Pressão de colagem nas juntas de cola (face de colagem)

Na ausência de recomendação do fabricante da cola ou comprovação de desempenho da qualidade da colagem (conforme ABNT NBR 17024 e ABNT NBR 17025), deve-se observar que na colagem das peças de MLC e MLCC a junta de cola entre lamelas deve receber uma pressão mínima, de 0,7 MPa para madeiras de densidade inferior ou igual a 0,5 g/cm³, e de 1,2 MPa para madeiras de densidade superior a 0,5 g/cm³.

6.7.4.8.5 Pressão de colagem das ligações de continuidade das lamelas

Os entalhes múltiplos devem ser colados sob a pressão indicada na Tabela 10, em função do comprimento do dente (L_d) e da densidade da madeira. No entanto, deve ser observado que a pressão empregada não exceda o limite que provoque fissura longitudinal de extensão superior a 5 mm, na região do fundo dos dentes. Na colagem dos entalhes múltiplos, o tempo de prensagem deve ser de no mínimo 2 s.

Tabela 10 – Pressão de colagem das ligações de continuidade das lamelas

L_d mm	Pressão de colagem MPa	
	Densidade $\leq 0,50$ g/cm ³	Densidade $> 0,50$ g/cm ³
10	12	14
20	8	10
30	6	8
40	4,5	6,5
50	3	5
60	2	4

6.7.4.8.6 Prensagem

Devem ser seguidas as recomendações do fabricante do adesivo relativas a tempo, temperatura, pressão e umidade da madeira e relativa do ambiente.

6.7.4.9 Limitações dimensionais e de resistência mecânica

O dimensionamento de peças estruturais em MLC deve estar de acordo com esta Norma quanto ao dimensionamento de peças serradas. Nas peças fletidas, com seção constante, a largura mínima da seção transversal deve ser 1/7 da altura da peça; naquelas com seção variável, as extremidades de menor altura não podem ser inferior a $L/30$ e a inclinação não pode ultrapassar 5°. O coeficiente parcial de modificação k_{mod3} para MLC deve levar em conta os fatores de modificação conforme a seguinte equação:

$$k_{mod3} = C_e \cdot C_c \cdot C_t$$

O coeficiente de modificação da emenda de entalhes múltiplos (C_e), fator de redução causado pela emenda de entalhes múltiplos, deve ser considerado por $C_e = 0,95$. Em peças sem emendas longitudinais, $C_e = 1,00$.

O coeficiente de modificação devido à curvatura (C_c) é:

- a) em peças retas: $C_c = 1,00$;
- b) em peças curvas: $C_c = 1 - 2000 \cdot (t/r)^2$.

onde

t é a espessura das lamelas;

r é o menor raio de curvatura das lamelas que compõem a seção transversal resistente.

Para o coeficiente de modificação de temperatura (C_t), em peças estruturais expostas a temperaturas elevadas quando em uso, deve-se adotar os fatores de modificação indicados na Tabela 11, devido à natureza intrínseca do material.

Tabela 11 – Fatores de modificação C_t

Tipo de propriedade	Teor de umidade da madeira em serviço	Temperatura ambiente °C		
		°C ≤ 38	38 < °C ≤ 52	52 < °C ≤ 66
Tração paralela e módulo de elasticidade	Seca ou úmida	1,0	0,9	0,9
Demais propriedades e ligações	Seca < 16 %	1,0	0,8	0,7
	Úmida ≥ 16 %	1,0	0,7	0,5

6.7.4.10 Rigidez à flexão do elemento estrutural

6.7.4.10.1 Rigidez à flexão do elemento estrutural de MLC

A rigidez à flexão de uma peça de MLC deve ser calculada pelo método da seção transformada, considerando o módulo de elasticidade de cada lamela que a compõe. No caso de peça constituída com a combinação de lamelas com módulo de elasticidade à flexão do lote de valores superior empregado nas quartas partes mais afastadas da linha neutra, e lamelas com módulo de elasticidade à flexão do lote de valores inferior empregado na metade central da seção transversal, conforme a Figura 11, a rigidez pode ser calculada conforme a seguinte equação:

$$EI = 2 \cdot E_{med,s} \cdot I_{(1/4)} + E_{med,i} \cdot I_{(1/2)}$$

onde

EI é a rigidez à flexão do elemento estrutural;

$E_{med,s}$ é o valor médio dos módulos de elasticidade do lote de valores superior;

$E_{med,i}$ é o valor médio dos módulos de elasticidade do lote de valores inferior;

$I_{(1/4)}$ é o momento de inércia da quarta parte mais afastada, em relação ao eixo baricêntrico (x);

$I_{(1/2)}$ é o momento de inércia da metade central da seção transversal, em relação ao eixo baricêntrico (x).

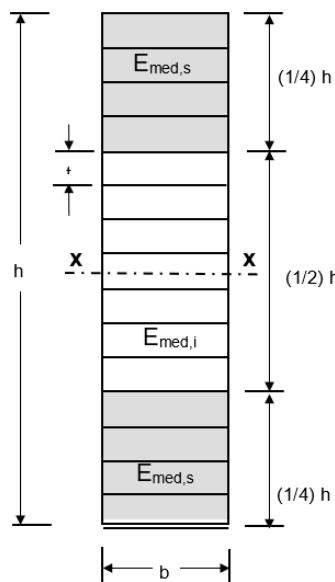


Figura 11 – Seção transversal mostrando a combinação de lamelas com diferentes módulos de elasticidade à flexão

Se o número de lamelas para compor as camadas identificadas como $(1/4)h$ não for um valor inteiro, arredondar o valor de acordo com o seguinte critério: se a parcela decimal for igual ou superior a 0,5, arredondar para o valor inteiro superior; caso contrário, desprezar a parcela decimal e tomar apenas o valor inteiro.

Na hipótese de o número de camadas com $E_{med,s}$ ser diferente de $1/4h$, o EI deve ser determinado pelo Método da Seção Transformada.

6.7.4.10.2 Rígidez do elemento estrutural de MLCC

6.7.4.10.2.1 Condições gerais

Para o painel de MLCC de 3 e 5 camadas, a verificação dos estados limite últimos deve ser analisada com o valor da seção transversal líquida, sem considerar as deformações por cisalhamento, e no caso de haver direção predominante na distribuição do carregamento, o painel pode ser calculado como uma viga de largura $b = 1m$.

Na verificação para o estado-limite de serviço, a deformação por cisalhamento deve ser considerada por meio da seção transversal efetiva, obtida pelo método de cálculo em 6.7.2 para peças compostas com adaptação do valor gamma.

Nos casos de carregamentos que não sejam distribuídos uniaxialmente, como por exemplo, pontos que recebem pilares, apoios em ângulo, aberturas, bem como demais situações, como número maior de camadas, devem ser calculados por métodos de cálculos específicos para MLCC, que podem ser normas internacionais ou materiais da literatura, desde que de fonte oficial e devidamente citados e referenciados no memorial de cálculo.

Para o dimensionamento de MLCC com carga perpendicular ao plano do painel (elemento de piso e cobertura), no estado-limite de utilização, é necessário o cálculo da seção transversal líquida. A Figura 12 ilustra os dados geométricos dos painéis com simetria, bem como a representação básica das curvas de tensão.

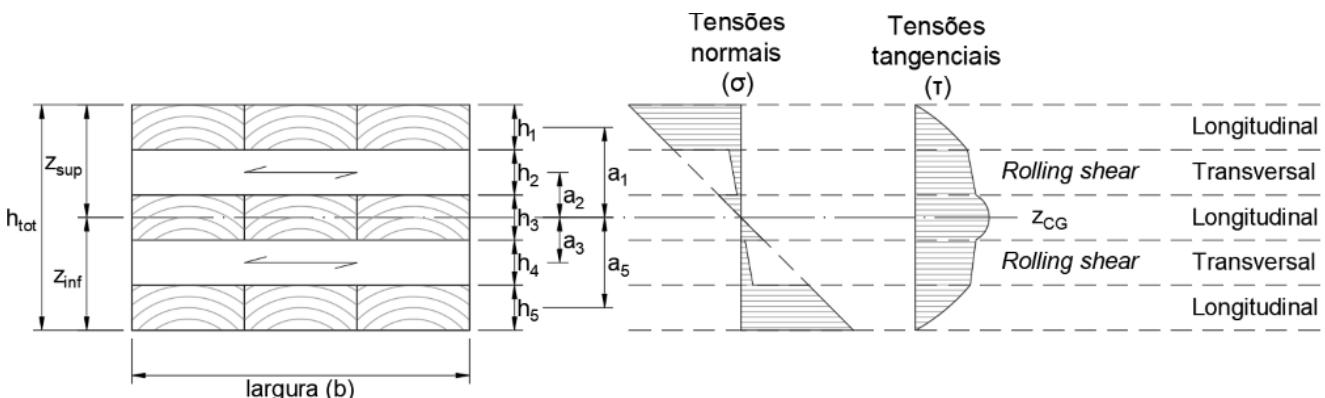


Figura 12 – Seção transversal do painel de MLCC designando as dimensões da seção transversal e representação básica das curvas de tensão em um painel simétrico

Para painéis com seção transversal simétrica, a posição do centro de gravidade é determinada com os eixos de simetria. Para seções transversais não simétricas, como as resultantes do uso de classes de resistência diferentes, do uso de painéis de madeira (compensados) como uma camada, redução da seção transversal ou tratamento da superfície com fogo (tipo pirólise), a posição do centro de gravidade representado por Z_{CG} deve ser determinada conforme a seguir:

- para seção transversal de camadas com diferentes módulos de elasticidade: escolher um módulo de elasticidade de referência E_c ;
- determinar a posição do centro de gravidade O_i para cada camada a partir da superfície superior;
- calcular o centro de gravidade total a partir da equação:

$$Z_s = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot h_i \cdot O_i}{\sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b_i \cdot h_i}$$

- determinar a distância do centro de gravidade O_i de cada camada para o centro de gravidade S , sendo a_i a distância entre o centro de gravidade da peça (Z_{CG}) e o centro da camada, conforme Figura 12. O termo n é o número de camadas longitudinais.

6.7.4.10.2.2 Elementos básicos

Os demais parâmetros básicos do MLCC a serem determinados são os seguintes:

- área líquida da seção transversal, conforme a seguinte equação:

$$A_{0,liq} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} b h_i$$

- módulo de resistência à flexão líquido, conforme a seguinte equação:

$$W_{0,liq} = \frac{I_{0,liq}}{\max. \{ |Z_{sup}|; |Z_{inf}| \}}$$

c) momento de inércia líquido, conforme a seguinte equação:

$$I_{0,liq} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{b \cdot h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n \frac{E_i}{E_c} \cdot b \cdot h_i \cdot a_i^2$$

onde

Z_{inf} é a distância da borda superior da primeira camada até o centro de gravidade do painel, (ver Figura 12);

Z_{sup} é a distância da borda inferior da última camada até o centro de gravidade do painel (ver Figura 12);

d) tensões, conforme a seguinte equação.

$$\sigma_{Md} = \frac{E_i}{E_c} \cdot \frac{M_{y,d}}{W_{0,liq}}$$

Para elementos estruturais com riscos de flambagem, a influência da deformação por cisalhamento deve ser considerada para a verificação contra a flambagem para elementos planos. Esta pode ser considerada de acordo com o momento de inércia efetivo I_{eff} conforme 6.7.2 (Método Gamma). Portanto, o comprimento de flambagem l_{ki} pode ser assumido com o comprimento de referência l_{ref} . O raio de giração é obtido pela equação:

$$l_{y,eff} = \sqrt{\frac{I_{eff}}{A_{0,liq}}}$$

Flambagem sobre o eixo Z somente deve ser considerada para paredes-colunas muito esbeltas.

A determinação da inércia efetiva do painel conforme 5.7.2, considerando o elemento redutor γ , é calculada pela equação a seguir:

$$\gamma_i = 1$$

para camadas transversais e/ou central;

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i}{L_{ef}^2} \cdot \frac{h_j}{G_j b}}$$

para camadas longitudinais;

onde

h_j é a altura da camada j do painel;

G_j é o módulo de elasticidade transversal da camada j ;

b é a largura do painel;

E_i é o módulo de elasticidade longitudinal da camada i ;

A_i é a área da seção transversal das camadas longitudinais;

i é a camada a qual será aplicado o fator de moderação da parcela proposta;

j são as camadas sob o efeito do cisalhamento *rolling shear*, adjacentes à camada i e próximas ao centro.

Para os cálculos dos índices a , h e da rigidez do painel de MLCC devem ser adotados os procedimentos descritos em 6.7.2.

6.7.4.11 Propriedades de resistência e rigidez do painel de madeira lamenada colada cruzada (MLCC)

A resistência e a rigidez do painel de MLCC se referem ao módulo de elasticidade, resistência à flexão, resistência à compressão, resistência à tração e resistência ao cisalhamento, e devem ser obtidas por meio de ensaios para painéis de madeira lamenada colada cruzada. O relatório específico deve conter as informações geométricas e demais propriedades relevantes, como: medidas da seção transversal, espessura e orientação das camadas, sulcos (caso sejam usados), presença de colagem lateral (caso sejam usadas) e relação entre largura da lamela e espessura.

As propriedades de resistência e rigidez do painel de madeira lamenada colada cruzada devem ser determinadas por ensaios, de acordo com a ABNT NBR 17025. No entanto, os valores do cisalhamento na camada transversal (*rolling shear*) e qualquer valor de resistência ou rigidez devem ser comprovados pelo fabricante.

NOTA a comprovação é mediante apresentação de relatório emitido por laboratórios nacionais ou internacionais de reconhecida competência.

6.7.4.12 Considerações sobre fabricação e comercialização

Além das especificações desta Norma, na fabricação tanto de peças para usos estruturais em madeira lamenada colada, madeira lamenada colada cruzada, como em qualquer outro tipo de compósitos estruturais de madeira, deve ser informado e assegurado pelo fabricante, todas as classes e módulos de resistências a serem utilizados em cálculos estruturais, assim como todas as características de uso, conservação e manutenção, e o tipo de preservativo, o processo adotado e a classe de utilização. A eficiência dos produtos fabricados pelas indústrias deve ser de acordo com a ABNT NBR 17024 e ABNT NBR 17025.

NOTA a comprovação é baseada em laudos técnicos emitidos por laboratórios nacionais ou internacionais de reconhecida competência e controles de qualidade na fabricação.

6.8 Estabilidade de peças compostas

6.8.1 Peças solidarizadas continuamente

A estabilidade das peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente pode ser verificada como se elas fossem maciças, atendendo a 6.7, e limitando a esbeltez a 140.

6.8.2 Peças solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação, conforme a Figura 13, devem ter sua segurança verificada em relação ao estado-limite último de instabilidade global.

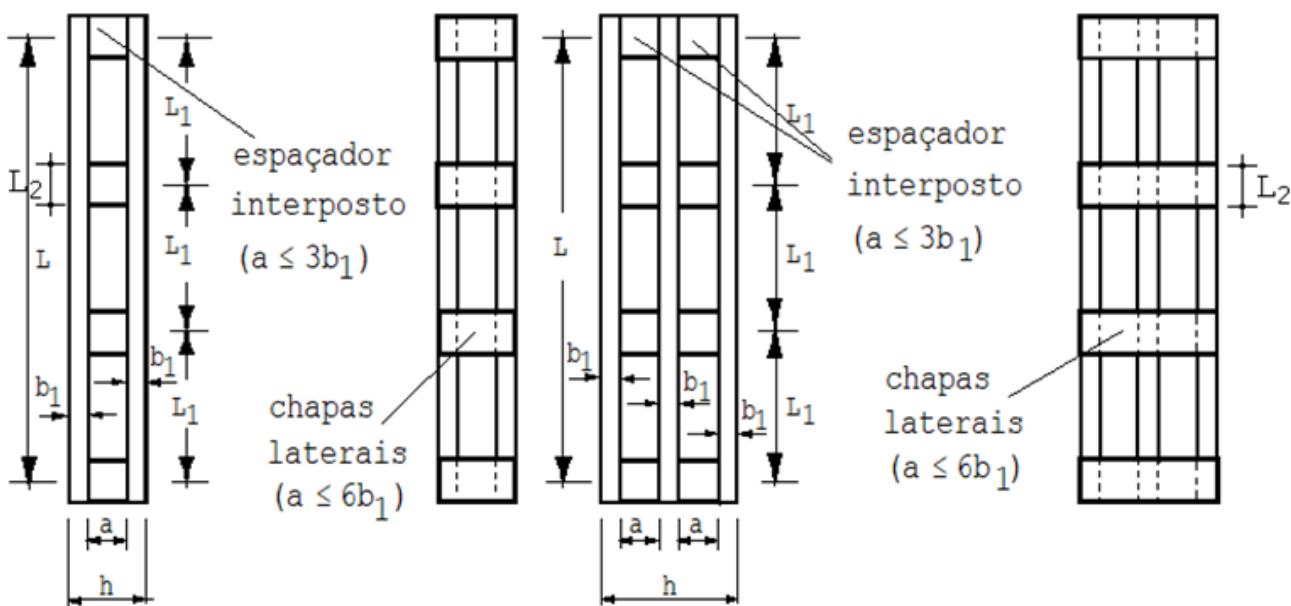


Figura 13 – Peças solidarizadas descontinuamente

Para as peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal retangular, permite-se a verificação especificada por esta Norma, atendendo às especificações de 6.5.4, como se elas fossem de seção maciça, nas condições adiante estabelecidas.

Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça. A sua fixação aos elementos componentes deve ser feita por ligações com pregos ou parafusos, conforme 7.2.

Permite-se que estas ligações sejam feitas com apenas dois parafusos ajustados dispostos ao longo da direção do eixo longitudinal da peça, afastados entre si de no mínimo $4d$ e das bordas do espaçador de pelo menos $7d$, desde que o diâmetro de pré-furação d_0 seja feito igual ao diâmetro d do parafuso.

A altura L_2 da seção transversal dos espaçadores (ver Figura 13) deve atender à condição: para espaçadores interpostos e, para chapas laterais de fixação.

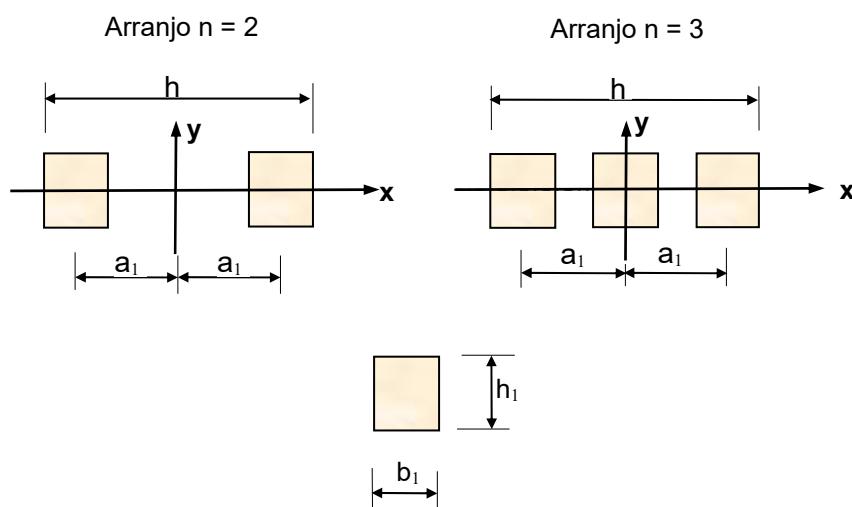


Figura 14 – Seções compostas por dois ou três elementos iguais

Para a verificação da flambagem segundo o eixo x, correspondente a deslocamentos na direção do eixo y, estabelecidos de acordo com a Figura 14, a capacidade de carga da seção total pode ser considerada igual à soma de carga de cada elemento individual que compõe a seção.

Para a verificação da flambagem em torno do eixo y, deve ser considerada uma esbeltez eficaz determinada de acordo com as equações a seguir:

a) seção de um elemento componente:

$$A_1 = b_1 h_1$$

b) seção composta por dois elementos:

$$A_{\text{tot}} = 2A_1$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{h_1 \left[(2b_1 + a)^3 - a^3 \right]}{12}$$

c) seção composta por três elementos:

$$A_{\text{tot}} = 3A_1$$

$$I_{\text{tot}} = \frac{h_1 \left[(3b_1 + 2a)^3 - (b_1 + 2a)^3 + b_1^3 \right]}{12}$$

d) determinação do índice de esbeltez efetivo referente à flambagem no eixo y:

$$\lambda_{\text{ef},y} = \sqrt{\lambda^2 + n \frac{\eta}{2} (\lambda_1)^2}$$

onde

$$\lambda = L \sqrt{\frac{A_{\text{tot}}}{I_{\text{tot}}}}$$

$$\lambda_1 = \sqrt{12} \frac{L_1}{b_1}$$

n é a quantidade de elementos constituintes da seção composta;

η é o fator definido na Tabela 12.

Tabela 12 – Fator η

Classe de carregamento	Espaçadores interpostos			Chapas laterais	
	colados	pregados	parafusados	coladas	pregadas
Permanente ou longa duração	1	4	3,5	3	6
Média duração ou curta duração	1	3	2,5	2	4,5

A segurança dos espaçadores e de suas ligações com os elementos componentes deve ser verificada para um esforço de cisalhamento cujo valor convencional de cálculo é conforme a seguinte equação:

$$F_{V,d} = V_d \frac{L_1}{a_1}$$

Sendo

$$V_d = \begin{cases} \frac{N_{c,d}}{120 \cdot k_{cy}} & \text{para } \lambda_{ef,y} < 30 \\ \frac{N_{c,d} \cdot \lambda_{ef,y}}{3600 \cdot k_{cy}} & \text{para } 30 \leq \lambda_{ef,y} < 60 \\ \frac{N_{c,d}}{60 \cdot k_{cy}} & \text{para } \lambda_{ef,y} \geq 60 \end{cases}$$

Dispensa-se a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento L_1 dos elementos componentes, desde que respeitadas as limitações:

- $9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1$;
- $a \leq 3b_1$ para peças interpostas;
- $a \leq 6b_1$ para peças com chapas laterais.

7 Ligações

7.1 Generalidades

7.1.1 Tipos de ligação

As ligações mecânicas tradicionais em peças de madeira podem ser divididas em dois grupos em função do modo de transmissão da força entre os elementos conectados:

- a) ligações por pinos metálicos;
- b) ligações por conectores.

As ligações por pinos possuem comportamento regido por um misto de flexão do pino e/ou embutimento do pino na madeira. Se enquadram no primeiro grupo as ligações com parafusos passantes com porcas e arruelas (sextavado e francês), parafusos de rosca soberba, pregos e pinos metálicos ajustados.

O segundo grupo de ligações é formado por conectores que transmitem as forças entre os elementos de madeira de forma distinta da anterior, caracterizadas por grandes áreas de contato. Os anéis metálicos e as chapas metálicas com dentes estampados são exemplos de elementos de ligação pertencentes a esse grupo.

No cálculo das ligações, não é permitido considerar os esforços transmitidos por elementos secundários como estribos, braçadeiras ou grampos.

No caso de ligações por pinos metálicos, devem ser respeitados os espaçamentos e pré-furações especificados em 7.1.10 e em 7.1.11, para evitar o fendilhamento precoce da madeira em virtude da introdução dos elementos de união. Não são permitidas ligações com apenas um pino metálico.

Em ligações onde os conectores transferem forças inclinadas em relação às fibras da madeira, deve ser verificada a possibilidade de ruptura por tração normal localizada, causada pela força $F_{Ed} \cdot \sin \alpha$, perpendicular às fibras, atendendo à condição de segurança a seguir:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}$$

Tomando-se $F_{v,Ed}$ como o maior valor entre os valores, têm-se $F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ (ver Figura 15).

onde

$F_{v,Ed}$ é a força de cisalhamento de cálculo atuante na região da ligação;

$F_{v,Ed,1}$ e $F_{v,Ed,2}$ são respectivamente os valores da força cortante imediatamente à esquerda e à direita da ligação;

$F_{90,Rd}$ é a força resistente de cálculo, calculada a partir da força característica $F_{90,Rk}$, definida por:

$$F_{90,Rk} = 14 \cdot b \cdot \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}$$

onde

b, h são respectivamente a largura e a altura do elemento de madeira verificado, expressa em milímetros (mm);

h_e é a distância do conector mais afastado até a borda do elemento, expressa em milímetros (mm);

$F_{90,Rk}$ é a força resistente característica à tração normal localizada, expressa em Newtons (N).

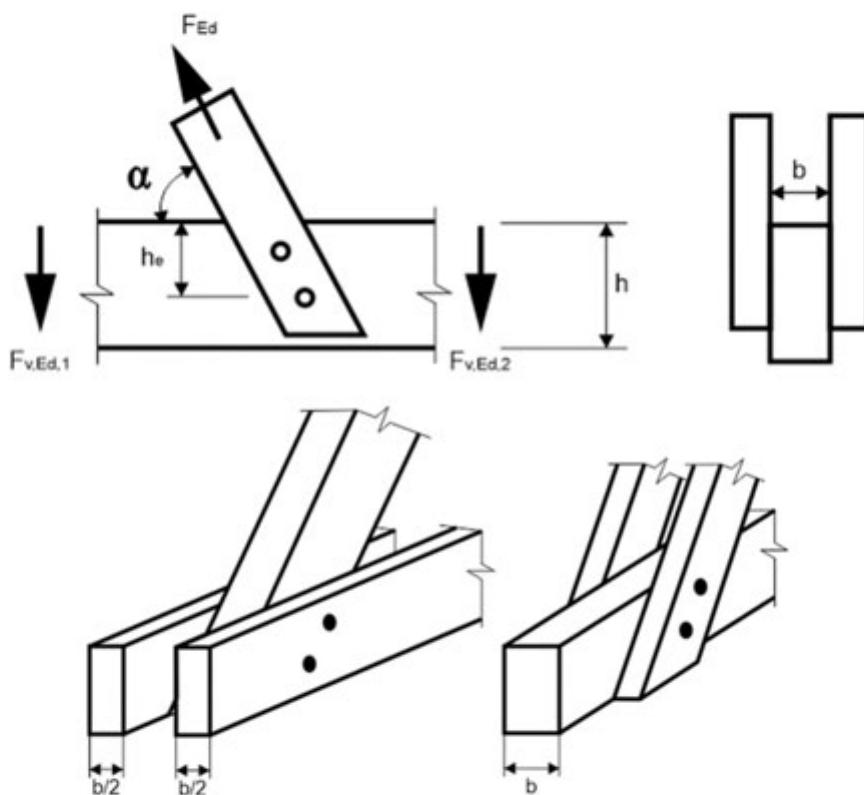


Figura 15 – Tração perpendicular às fibras em ligações

7.1.2 Critério de dimensionamento

O dimensionamento dos elementos de ligação para os estados-limite últimos deve atender às condições de segurança conforme a seguir:

$$R_d \geq S_d$$

onde

R_d é o valor de cálculo da resistência da ligação;

S_d é o valor de cálculo das solicitações nela atuantes.

O valor de cálculo da resistência da ligação é definido a partir do valor característico da resistência da ligação, calculado conforme a seguinte equação:

$$R_d = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot \frac{R_k}{\gamma_{lig}}$$

Os valores de k_{mod} são definidos conforme 5.8.4. O valor do coeficiente de minoração das propriedades de resistência da ligação é definido como sendo igual a 1,4.

No dimensionamento de ligações com o uso de conectores em aço, não se pode utilizar valor de K_{mod1} superior a 1, mesmo para combinação de ações de duração instantânea.

O valor característico da resistência da ligação R_k deve ser determinado de acordo a ABNT NBR 17023. Na ausência da determinação experimental específica, admite-se a utilização das metodologias em 7.1.3, 7.1.4, 7.1.5, 7.1.6 e 7.1.7.

Em princípio, o estado limite último da ligação pode ser atingido por deficiência de resistência da madeira da peça estrutural ou do elemento de ligação. As ligações feitas pelos meios usuais de peças de madeira ou pelo emprego de elementos intermediários de aço devem ter sua segurança verificada de acordo com esta Norma, no caso de elementos de madeira, ou de acordo com a ABNT NBR 8800, no caso de elementos intermediários de aço.

7.1.3 Resistência de embutimento da madeira

Em relação à resistência de embutimento da madeira, esta deve ser determinada por meio do ensaio de embutimento, conforme a ABNT NBR 17021. Na falta da determinação experimental específica, admitem-se as relações aproximadas apresentadas em 6.2.5.

7.1.4 Momento resistente do pino metálico

O momento resistente característico do pino metálico $M_{y,k}$ em N·mm deve ser determinado pela seguinte equação

$$M_{yR,k} = 0,3 \cdot f_{u,k} \cdot d^{2,6}$$

onde

$f_{u,k}$ é a resistência última característica à tração do aço do pino metálico, conforme as ABNT NBR ISO 898-1, ASTM A-307, ASTM A-325, ASTM A-490 e ABNT NBR 5589, expressa em megapascal (MPa);

d é o diâmetro nominal do pino metálico conforme a ABNT NBR 8800, expresso em milímetros (mm).

7.1.5 Ligações excêntricas

Na presença de binários atuando no plano da união, além das tensões primárias decorrentes dos esforços atuantes nas peças interligadas, também devem ser consideradas as tensões secundárias devidas às excentricidades existentes entre os eixos mecânicos das peças interligadas e o centro de rotação da união em seu plano de atuação.

7.1.6 Ligações com cola

As ligações com cola podem ser utilizadas somente em juntas longitudinais da madeira lamelada colada. A utilização de cola nas ligações deve atender às especificações técnicas comprovadamente satisfatórias. Somente pode ser colada madeira seca ao ar livre ou em estufa. A resistência da junta colada deve ser no mínimo igual à resistência ao cisalhamento longitudinal da madeira.

7.1.7 Efeito de grupo para ligações com pinos

Nas ligações com até oito pinos em linha, dispostos paralelamente ao esforço a ser transmitido, a resistência total é dada pela soma das resistências de cada um dos pinos.

Nas ligações com mais de oito pinos em linha, os pinos suplementares devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual. Neste caso, sendo n_c o número de pinos, a ligação deve ser calculada conforme a seguinte equação, com o número efetivo de pinos resistentes n_{ef}

$$n_{ef} = 8 + \frac{2}{3} \cdot (n_c - 8)$$

7.1.8 Ligações com múltiplas seções de corte

As ligações com múltiplas seções de corte a resistência de cada plano de corte devem ser determinadas considerando que cada plano de corte é parte de uma ligação na configuração em duplo corte.

7.1.9 Características dos elementos de ligação

Os elementos de ligação utilizados em estruturas de madeira devem atender às seguintes dimensões e resistências mínimas (ver Tabela 13):

- a) os pregos estruturais devem ter diâmetro nominal d mínimo de 3,0 mm, atender à ABNT NBR 6627 e, serem feitos de aço com baixo teor de carbono com resistência última característica ($f_{u,k}$) de pelo menos 600 MPa;
- b) os parafusos estruturais passantes com porca e arruela com cabeça sextavada devem ser de diâmetro nominal d mínimo de 9,5 mm, serem feitos de aço com baixo teor de carbono e, resistência mínima característica de escoamento $f_{y,k}$ de pelo menos 250 MPa. As porcas e arruelas devem ser feitas com aço com baixo teor de carbono e resistência característica de escoamento $f_{y,k}$ de pelo menos 250 MPa. As arruelas devem ter diâmetro externo maior ou igual a 3 d e espessura maior ou igual a 0,3 d e devem ser utilizadas em ambos os lados do parafuso;
- c) os parafusos de rosca soberba devem ser de diâmetro nominal d mínimo de 9,5 mm, e devem ser feitos de aço com baixo teor de carbono, atendendo a resistência mínima característica de escoamento $f_{y,k}$ de pelo menos 250 MPa;

- d) os anéis metálicos estruturais devem ser de aço galvanizado conforme a ABNT NBR 8800, fechados, com diâmetro interno nominal d_a de 64 mm ou 102 mm. Em ambos os casos, deve-se utilizar parafusos passantes de montagem que assegurem a união dos elementos de madeira, com diâmetro nominal d de 12 mm e 19 mm, respectivamente para os anéis de 64 mm e 102 mm de diâmetro, instalados no centro do anel, conforme Figura 16;
- e) Os anéis de 64 mm de diâmetro interno nominal devem ter espessura da parede de no mínimo 4 mm, e os anéis de 102 mm de diâmetro interno nominal devem ter espessura de no mínimo 5 mm. A altura máxima permitida do anel não pode ser superior à metade da espessura do elemento de madeira mais delgado;
- f) os elementos de ligação conhecidos como chapas com dentes estampados devem atender às especificações da ANSI CSA S347.

Tabela 13 – Materiais usados em pinos metálicos

Especificação do pino metálico		$f_{y,k}$ MPa	$f_{u,k}$ MPa	Diâmetro nominal mínimo
Prego comum	Liso com cabeça	580	600	$d \geq 3$ mm
Parafuso passante padrão ASTM	A307	250	415	$d \geq 3/8$ pol ou $d \geq 10$ mm
	A325	635	825	
	A490	895	1 035	
Parafuso passante padrão ABNT NBR ISO 898-1	Classe 4.6	235	400	$d \geq 10$ mm
	Classe 8.8	640	800	
	Classe 10.9	900	1 000	
Parafuso de rosca soberba		250	415	$d \geq 9,5$ mm

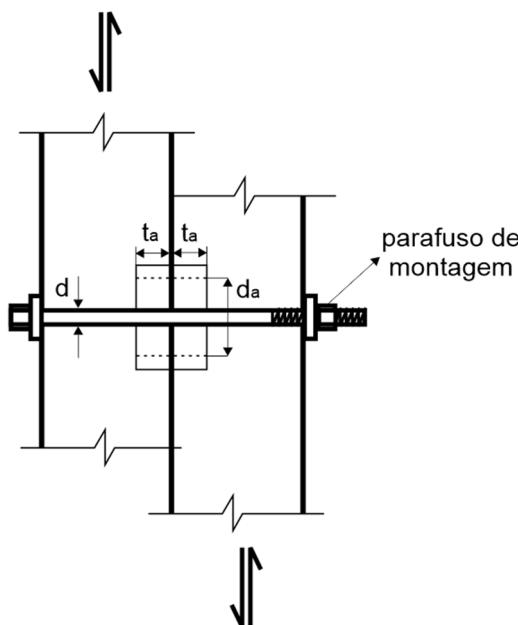


Figura 16 – Ligações com anéis metálicos

7.1.10 Espaçamentos entre elementos de ligação

Os espaçamentos mínimos recomendados em ligações com pinos (pinos lisos, pregos com pré-furação, parafusos passantes com porca e arruelas, parafusos de rosca soberba, parafusos ajustados) são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Espaçamentos mínimos para ligações com pinos

Espaçamento ou distância	Ângulo α	Pregos com pré-furação	Parafusos passantes, parafusos de rosca soberba e parafusos ajustados	Pinos lisos
Espaçamento α_1 (paralelo às fibras)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$	$(4 + \cos \alpha) \cdot d$	$(3 + 2 \cos \alpha) \cdot d$
Espaçamento α_2 (perpendicular às fibras)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + \sin \alpha) \cdot d$	4.d	3.d
Distância $\alpha_{3,t}$ (extremidade carregada)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(7 + 5 \cdot \cos \alpha) \cdot d$	Maior entre 7.d e 80 mm	máx. (7d; 80 mm)
Distância $\alpha_{3,c}$ (extremidade não carregada)	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	7 · d 7 · d 7 · d	$(1 + 6 \sin \alpha) \cdot d$ 4 · d $(1 + 6 \sin \alpha) \cdot d$	máx. (a3,t sin α) d; 3d) 3 · d máx. (a3,t sin α) d; 3d)
Distância $\alpha_{4,t}$ (borda lateral carregada)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	Para $d < 5$ mm: $(3 + 2 \sin \alpha) \cdot d$ Para $d \geq 5$ mm: $(3 + 4 \sin \alpha) \cdot d$	Maior entre $(2 + 2 \sin \alpha) \cdot d$ e 3 · d	máx. (2 + 2 sin α) d; 3d)
Distância $\alpha_{4,c}$ (borda lateral não carregada)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	3 · d	3 · d	3 · d

Os índices da Tabela 14 são os seguintes:

- α_1 é o espaçamento entre o centro de dois pinos situados em uma mesma linha paralela à direção das fibras;
- α_2 é o espaçamento entre os centros de dois pinos situados em duas linhas perpendiculares à direção das fibras;
- $\alpha_{3,c}$ é a distância do centro do pino à extremidade não carregada da peça;
- $\alpha_{3,t}$ é a distância do centro do pino à extremidade carregada da peça;
- $\alpha_{4,c}$ é a distância do centro do pino à borda lateral não carregada da peça;
- $\alpha_{4,t}$ é a distância do centro do pino à borda lateral carregada da peça;
- α é o ângulo entre a força e a direção das fibras.

Os espaçamentos da Tabela 14 estão representados na Figura 17.

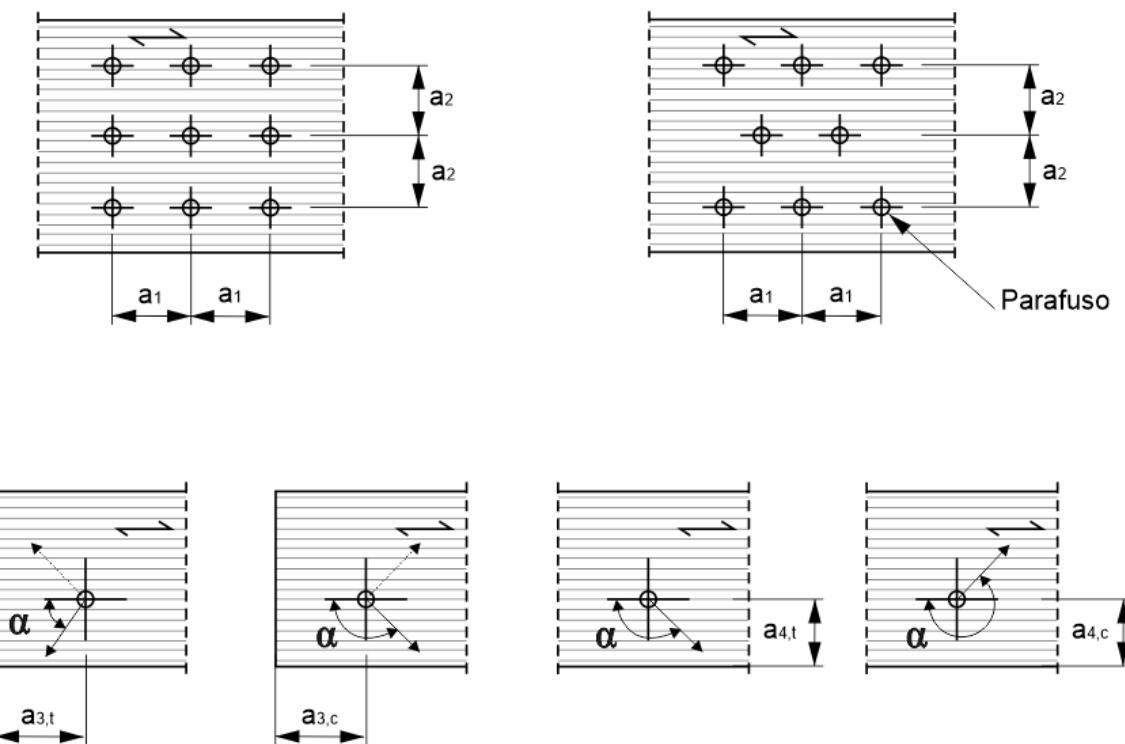


Figura 17 – Espaçamentos em ligações com pinos

Nas ligações de mais de três peças conectadas, os pregos devem ser espaçados de modo que os espaçamentos sejam atendidos nas peças internas e externas.

Nas ligações em que forem usados anéis metálicos, os espaçamentos devem ser aplicados em ranhuras previamente feitas nas peças de madeira, com ferramentas apropriadas. No caso de anéis metálicos, d_a é o diâmetro efetivo do anel considerado como o diâmetro interno do mesmo. Os espaçamentos mínimos recomendados neste caso são os seguintes:

- entre os centros de anéis metálicos na direção das fibras: $1,5 d_a$;
- do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de tração paralelo às fibras: $1,5 d_a$;
- do centro de qualquer anel metálico à extremidade da peça, no caso de esforço de compressão paralelo às fibras: $1,0 d_a$;
- do centro de qualquer anel metálico à borda lateral: $0,75 d_a$;
- do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for perpendicular às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de tração normal: $1,0 d_a$;
- do centro de qualquer anel metálico à borda lateral da peça, medido perpendicularmente às fibras, quando o esforço transmitido for perpendicular às fibras, do lado onde são acarretadas tensões de compressão normal: $0,75 d_a$.

Os espaçamentos de ligações com anéis metálicos estão representados na Figura 18.

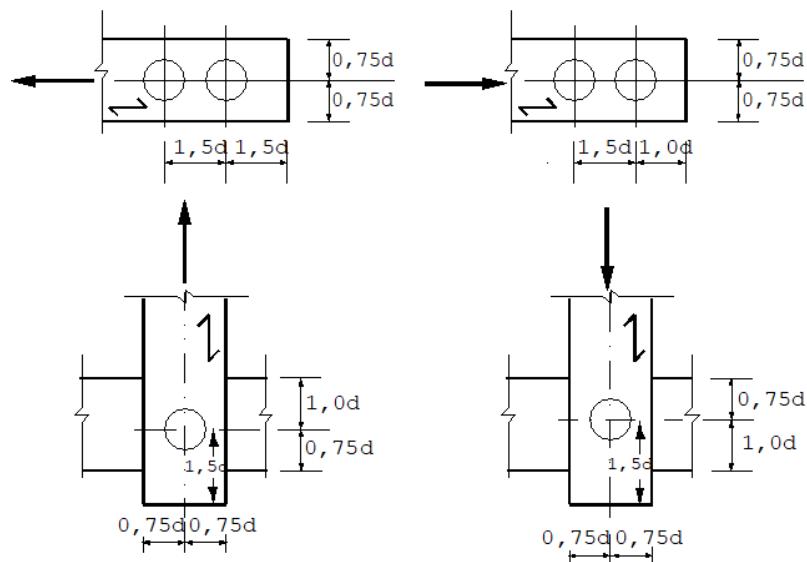


Figura 18 – Espaçamentos em ligações com anéis metálicos

7.1.11 Pré-furação das ligações

Em uniões pregadas, deve ser feita a pré-furação da madeira, com diâmetro d_0 não maior que o diâmetro d do prego, com os valores de 85 % para madeiras coníferas e 98 % para madeiras folhosas.

Em estruturas provisórias, admite-se a utilização de ligações pregadas sem a pré-furação da madeira, desde que se utilizem madeiras de baixa densidade, $\rho_{ap} \leq 600 \text{ kg/m}^3$, que permitam a penetração dos pregos sem risco de fendilhamento, e pregos com diâmetro d de no máximo 1/6 da espessura do elemento de madeira mais delgado e com espaçamento mínimo de $10 \cdot d$.

NOTA Quando utilizado sistema mecânico ou pneumático de pregação, não é necessária a pré-furação da madeira. Nesses casos, porém, cabe à indústria avaliar a relação entre a rigidez da madeira, o diâmetro do pino e a pressão, a fim de evitar o fendilhamento da madeira na fixação ou o cravamento excessivo da cabeça do prego.

As ligações em madeira com parafusos passantes devem ser realizadas com pré-furação de no mínimo o diâmetro d e, no máximo 1 mm maior que o diâmetro d , considerando d o diâmetro do parafuso passante a ser utilizado.

Os parafusos de rosca soberba devem ser instalados com pré-furação de aproximadamente 70 % do diâmetro do parafuso.

A Tabela 15 apresenta o diâmetro de pré-furação para ligações em madeira.

Tabela 15 – Diâmetro de pré-furação para ligações em madeira

Pino metálico	Diâmetro de pré-furação
Pregos	Coníferas $d_0 = 0,85 d$ Folhosas: $d_0 = 0,98 d$
Parafusos passantes	$d \leq d_0 \leq d + 1\text{mm}$
Parafusos com rosca soberba	$d_0 = 0,70 d$

7.1.12 Rigidez de ligações

As ligações podem ser calculadas como rotuladas, rígidas ou semirrígidas. Cabe ao projetista comprovar por meio de modelos teóricos e ou experimentais o cálculo da adoção de ligações rígidas e semirrígidas.

A rigidez axial de ligações deve ser obtida conforme ABNT NBR 17023. No caso de impossibilidade de realização do ensaio, pode-se estimar a rigidez axial de ligações em elementos de madeira conforme a Tabela 16.

Tabela 16 – Valores de K_{ser} para conectores em N/mm

Conectores	K_{ser}
Pinos	
Parafuso de porca e arruela com ou sem folga ^a	$\rho_{med}^{1,5} \frac{d}{23}$
Parafuso Autoatarraxante	
Prego (com pré-furação)	
Prego (sem pré-furação)	$\rho_{med}^{1,5} \frac{d^{0,8}}{30}$
Anel Metálico	$\frac{\rho_{med} d_c}{80}$

^a A folga pode ser adicionada separadamente da deformação.

Legenda

K_{ser} é a rigidez de serviço de uma seção de corte de um pino metálico, expresso em Newton por milímetros (N/mm).

ρ_{med} é a densidade específica média em kg/m³, dado pela multiplicação da densidade aparente característica pelo valor 1,20.

d é o diâmetro efetivo do pino metálico, expresso em milímetros (mm).

Para ligações com elementos de madeira de diferentes densidades, a densidade média ρ_{med} deve ser calculada conforme a seguinte equação:

$$\rho_{med} = \sqrt{\rho_{1,med} \cdot \rho_{2,med}}$$

onde

$\rho_{1,med}$ é a densidade do elemento 1 de madeira;

$\rho_{2,med}$ é a densidade do elemento 2 de madeira.

A rigidez de serviço K_{ser} deve ser utilizada para a verificação dos estados-limite de serviço e, para os estados-limite últimos, deve-se utilizar a rigidez última K_u , calculada conforme a seguinte equação:

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser}$$

A rigidez de ligações em elementos de madeira e aço pode ser considerada como o dobro da calculada utilizando a mesma equação para elementos de madeira, considerando ρ_m como a densidade do elemento de madeira.

As equações só se aplicam para ligações com pinos metálicos instalados perpendicularmente às seções de corte.

7.2 Resistência característica de ligações de elementos de madeira com pinos metálicos

A resistência de ligações com pinos metálicos deve atender a ABNT NBR 17023. No caso de impossibilidade de realização do ensaio, pode-se estimar a resistência característica da ligação pela seguinte equação:

$$R_k = F_{v,Rk} \cdot n_{sp} \cdot n_{ef}$$

onde

n_{sp} é a quantidade de seções de corte por pino metálico,

n_{ef} é o número efetivo de pinos por ligação, conforme 7.1.7;

$F_{v,Rk}$ é a resistência característica de um pino, correspondente a uma dada seção de corte.

Para que a ligação possa ser considerada resistente, devem ser atendidas as especificações de espaçamentos conforme 7.1.10, de pré-furação conforme 7.1.11, e as seguintes:

- a) tanto na configuração em corte simples como na configuração em corte duplo, o diâmetro efetivo do parafuso passante não pode exceder a metade da menor espessura dos elementos de madeira interligados. A Figura 19 ilustra a configuração de corte simples e duplo para ligações com parafusos passantes com porca e arruela;
- b) o diâmetro efetivo do prego não pode ser maior que um quinto da menor espessura dentre as peças de madeira ligadas. Permite-se que o diâmetro efetivo do prego seja maior que um quarto da espessura da peça de madeira mais delgada, desde que o diâmetro da pré-furação seja igual ao diâmetro efetivo do prego;
- c) a penetração do prego em qualquer uma das peças ligadas não pode ser menor que a espessura da peça mais delgada. Caso contrário, o prego é considerado não resistente;
- d) em ligações localizadas, a penetração da ponta do prego na peça de madeira mais distante de sua cabeça deve ser de pelo menos $12 d$ ou igual à espessura dessa peça. Em ligações corridas, como em peças compostas ligadas continuamente, esta penetração pode ser limitada ao valor de t_1 . A Figura 20 ilustra a configuração de corte simples e duplo para ligações com pregos;
- e) o diâmetro efetivo do parafuso de rosca soberba não pode ser maior que um quinto da menor espessura dentre as peças de madeira ligadas. Permite-se que o diâmetro efetivo do parafuso seja maior que um quarto da espessura da peça de madeira mais delgada, desde que o diâmetro da pré-furação seja igual ao diâmetro efetivo do parafuso (ver Figura 21);
- f) em ligações localizadas, a penetração da ponta do parafuso na peça de madeira mais distante de sua cabeça deve ser de pelo menos $6 d$ ou igual à espessura dessa peça. Em ligações corridas, como em peças compostas ligadas continuamente, esta penetração pode ser limitada ao valor de t_1 .

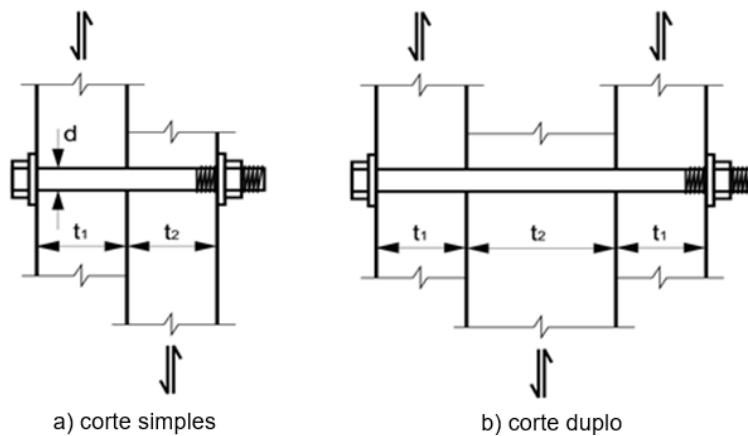


Figura 19 – Ligação de elementos de madeira com parafusos passantes com porca e arruelas

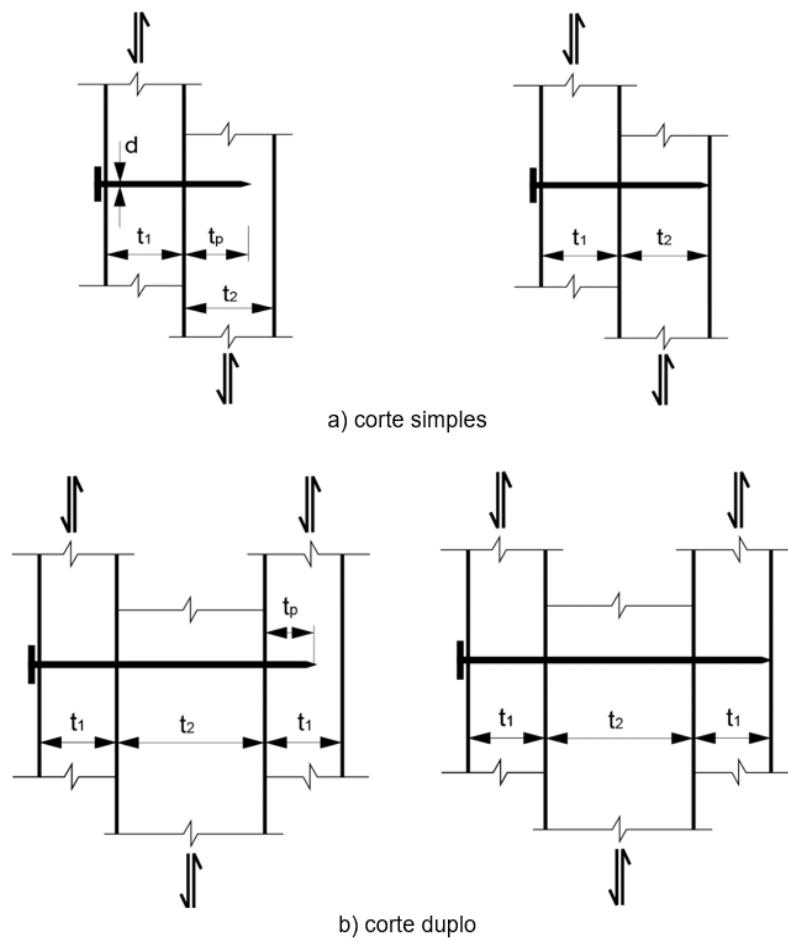


Figura 20 – Ligações de elementos de madeira com pregos

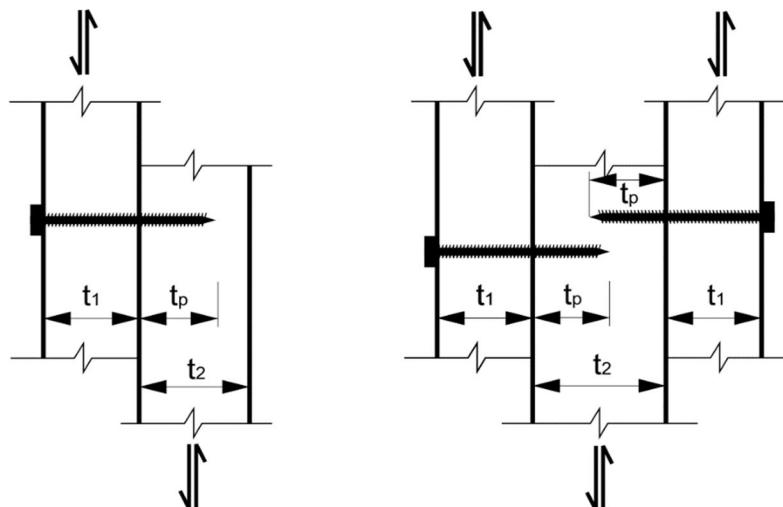


Figura 21 – Ligações de elementos de madeira com parafusos de rosca soberba em corte simples

A resistência característica de uma seção de corte de um pino é determinada como o menor valor dentre os obtidos pelas Equações indicadas na Tabela 17 ou Tabela 18, que são regidas pelos diferentes modos de falha, em função da resistência de embutimento e da espessura dos elementos de madeira interligadas, do momento resistente do pino metálico e do diâmetro efetivo do pino.

Tabela 17 – Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira com pinos metálicos (uma seção de corte) (continua)

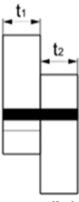
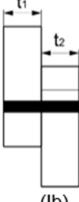
Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado
 (Ia)	$F_{v,Rk1} = f_{e1,k} t_1 d$
 (Ib)	$F_{v,Rk2} = f_{e1,k} t_2 d \beta$
 (Ic)	$F_{v,Rk3} = \frac{f_{e1,k} t_1 d}{1 + \beta} \left[\sqrt{\beta + 2\beta^2 \left[1 + \frac{t_2}{t_1} + \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 \right]} + \beta^3 \left(\frac{t_2}{t_1} \right)^2 - \beta \left(1 + \frac{t_2}{t_1} \right) \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

Tabela 17 (conclusão)

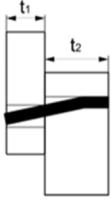
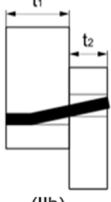
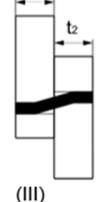
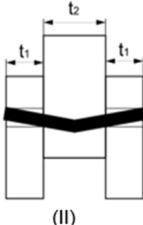
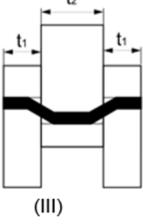
Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado
 (IIa)	$F_{v,Rk4} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta) + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_1^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
 (IIb)	$F_{v,Rk5} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_2 d}{1 + 2\beta} \left[\sqrt{2\beta^2(1 + \beta) + \frac{4\beta(1 + 2\beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_2^2}} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
 (III)	$F_{v,Rk6} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{e1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
$F_{v,Rk}$ é o menor valor dentre os resultados dos seis modos de falha.	

Tabela 18 – Modos de falha e equações para ligações de elementos de madeira com pinos metálicos (duas seções de corte) (continua)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado
 (Ia)	$F_{v,RK1} = f_{e1,k} t_1 d$
 (Ib)	$F_{v,RK2} = 0,5 f_{e1,k} t_2 d \beta$

Tabela 18 (conclusão)

Modo de falha	Força característica calculada por plano de corte e por pino utilizado
 (II)	$F_{v,RK3} = 1,05 \frac{f_{e1,k} t_1 d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2\beta(1 + \beta)} + \frac{4\beta(2 + \beta)M_{y,k}}{f_{e1,k} d t_1^2} - \beta \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$
 (III)	$F_{v,RK4} = 1,15 \sqrt{\frac{2\beta}{1 + \beta}} \sqrt{2M_{y,k} f_{e1,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$

$F_{v,RK}$ é o menor valor dentre os resultados dos quatro modos de falha.

O valor β é a razão entre as resistências de embutimento das peças de madeira interligadas sendo dado por:

$$\beta = \frac{f_{e2,k}}{f_{e1,k}}$$

O valor $F_{ax,Rk}/4$ é a contribuição do efeito de confinamento provocado pela compressão das arruelas nas laterais externas da ligação, ou pela resistência ao arrancamento no caso de pregos e parafusos de rosca soberba, ou embutimento da cabeça do prego ou parafuso de rosca soberba na lateral externa da peça de madeira. A contribuição do efeito de confinamento deve ser limitada às seguintes porcentagens das parcelas das equações que representam os modos de falha I, II e III, desconsiderando o fator de atrito:

- pregos cilíndricos lisos (15 %);
- pregos anelados (25 %);
- parafusos passantes com porca e arruelas (25 %);
- parafusos de rosca soberba (100 %);
- pinos metálicos ajustados (0 %).

Recomenda-se que a contribuição do efeito de confinamento seja considerada após investigação experimental que comprove o fenômeno.

Para o caso de ligações com parafusos passantes, o valor $F_{ax,Rk}$ pode ser estimado pelo menor valor dentre a resistência de tração do parafuso e a resistência ao embutimento da arruela na madeira.

Para o caso de ligações com pregos, o valor $F_{ax,Rk}$ pode ser estimado pelo menor valor dentre a resistência de tração do prego e a resistência ao embutimento da cabeça do prego na lateral externa da peça de madeira.

Para o caso de ligações com parafusos de rosca soberba, o valor $F_{ax,Rk}$ pode ser estimado pelo menor valor dentre a resistência de tração do parafuso e a resistência ao embutimento da cabeça do parafuso na lateral externa da peça de madeira.

Não é permitida a consideração do efeito de confinamento para os pinos metálicos ajustados, sem a presença de porcas e arruelas.

7.3 Resistência característica de ligações de elementos de madeira e aço com pinos metálicos

A resistência de ligações com parafusos passantes com chapas metálicas laterais ou chapa metálica central deve ser obtida conforme a ABNT NBR 17023. No caso de impossibilidade de realização do ensaio padronizado, pode-se estimar a resistência característica da ligação por:

$$R_k = F_{v,Rk} \cdot n_{sp} \cdot n_0$$

onde

n_{sp} é a quantidade de seções de corte por pino metálico;

n_0 é o número efetivo de pinos por ligação, conforme 7.1.7;

$F_{v,Rk}$ é a resistência característica de um pino, correspondente a uma dada seção de corte.

As ligações em madeira realizadas com chapas de aço e pinos metálicos possuem modos de falha caracterizados pela espessura t_s das chapas metálicas. Chapas metálicas com espessura menor ou igual a 0,5 d são classificadas como chapas finas e, chapas com espessura maior ou igual a d e diâmetro de pré-furação menor ou igual a 1,2 d são classificadas como chapas grossas. A resistência característica de ligação com limites compreendidos entre chapa fina e chapa grossa deve ser calculada por interpolação linear a partir dos menores valores obtidos pelas equações correspondentes.

A resistência ao corte do pino metálico, bem como a resistência da chapa metálica, deve ser verificada de acordo com a ABNT NBR 8800.

As chapas metálicas utilizadas em ligações em madeira devem ter espessura mínima de 6 mm para edificações em geral e 9 mm para pontes.

Para que a ligação possa ser considerada resistente devem ser atendidas as especificações de espaçamentos e pré-furação em 7.1.10 e 7.1.11, respectivamente, os espaçamentos e o diâmetro de pré-furação das chapas metálicas, conforme a ABNT NBR 8800, bem como as seguintes:

- a) tanto na configuração em corte simples como na configuração em corte duplo, o diâmetro efetivo do parafuso passante não pode exceder a metade da menor espessura dos elementos de madeira interligados (ver Figura 22);
- b) o diâmetro efetivo do prego não pode ser maior do que 1/5 (um quinto) da menor espessura dentre as peças de madeira ligadas. Permite-se que o diâmetro efetivo do prego seja maior que 1/4 (um quarto) da espessura da peça de madeira mais delgada, desde que o diâmetro da pré-furação seja igual ao diâmetro efetivo do prego. Em ligações localizadas, a penetração da ponta do prego na peça de madeira (t_p) deve ser de pelo menos 12 d ou igual à espessura dessa peça (ver Figura 23);
- c) o diâmetro efetivo do parafuso de rosca soberba não pode ser maior do que 1/5 (um quinto) da menor espessura dentre as peças de madeira ligadas. Permite-se que o diâmetro efetivo

do parafuso seja maior que um quarto da espessura da peça de madeira mais delgada, desde que o diâmetro da pré-furação seja igual ao diâmetro efetivo do parafuso. Em ligações localizadas, a penetração da ponta do parafuso de rosca soberba na peça de madeira (t_p) deve ser de pelo menos $6 d$ ou igual à espessura dessa peça (ver Figura 24).

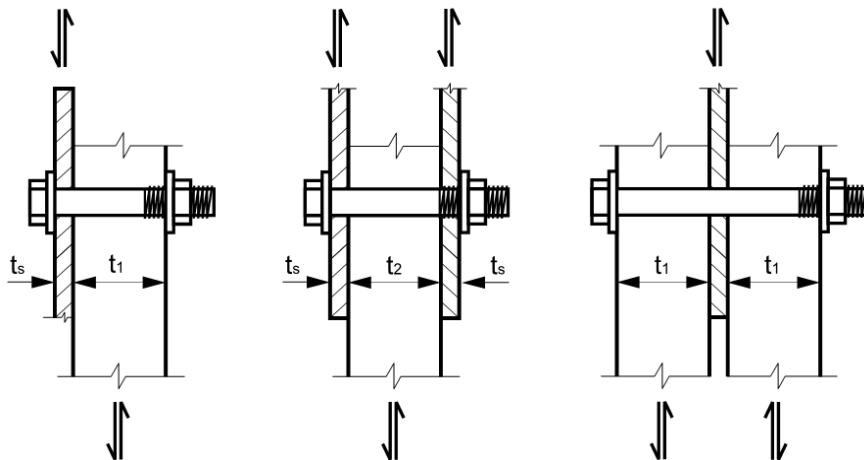


Figura 22 – Configurações de ligações de elementos de madeira e aço com parafusos passantes

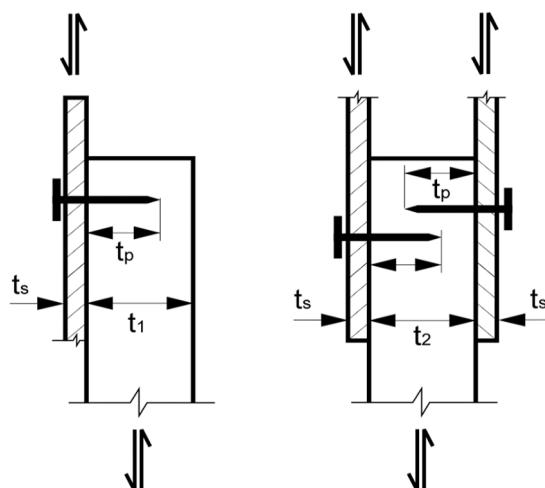


Figura 23 – Configurações de ligações de elementos de madeira e aço com pregos em corte simples

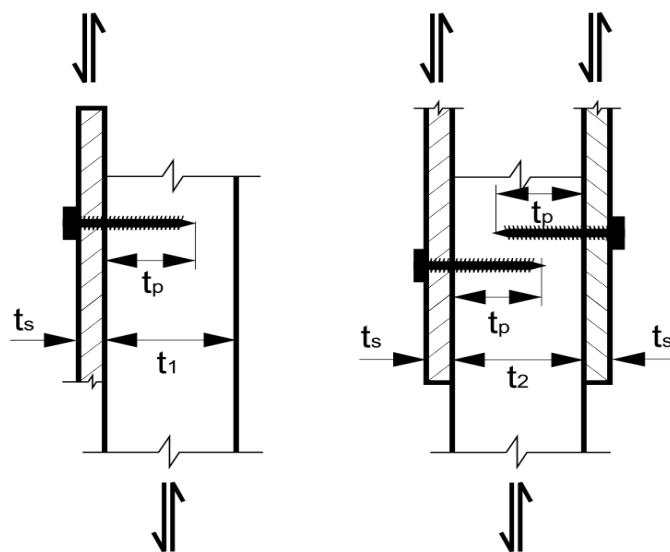


Figura 24 – Configurações de ligações de elementos de madeira e aço com parafusos de rosca soberba em corte simples

A força característica por plano de corte e por pino metálico deve ser considerada como o menor valor dentre os resultados das equações indicadas a seguir:

- para ligações com chapas finas em corte simples:

$$\text{Modo de falha (a)} \quad F_{v,Rk} = 0,4 \cdot f_{e1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$\text{Modo de falha (b)} \quad F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \left[\sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{e1,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

- para ligações com chapas grossas em corte simples:

$$\text{Modo de falha (c)} \quad F_{v,Rk} = f_{e1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$\text{Modo de falha (d)} \quad F_{v,Rk} = f_{e1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{e1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$\text{Modo de falha (e)} \quad F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \left[\sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{e1,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

- para ligações com chapa metálica central de qualquer espessura, em dupla seção de corte:

$$\text{Modo de falha (f)} \quad F_{v,Rk} = f_{e1,k} \cdot t_1 \cdot d$$

$$\text{Modo de falha (g)} \quad F_{v,Rk} = f_{e1,k} \cdot t_1 \cdot d \left[\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y,Rk}}{f_{e1,k} \cdot d \cdot t_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

$$\text{Modo de falha (h)} \quad F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \left[\sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{e1,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

- para ligações com duas chapas laterais caracterizadas como finas, em corte duplo:

$$\text{Modo de falha (i)} \quad F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{e2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$\text{Modo de falha (j)} \quad F_{v,Rk} = 1,15 \cdot \left[\sqrt{2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{e2,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

- para ligações com duas chapas laterais caracterizadas como grossas, em corte duplo:

$$\text{Modo de falha (k)} \quad F_{v,Rk} = 0,5 \cdot f_{e2,k} \cdot t_2 \cdot d$$

$$\text{Modo de falha (l)} \quad F_{v,Rk} = 2,3 \cdot \left[\sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{e2,k} \cdot d} \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4}$$

onde

t_1 é a menor espessura dentre os elementos de madeira laterais, para os casos em corte simples e corte duplo;

t_2 é a espessura do elemento de madeira central para os casos em corte duplo;

$f_{e1,k}$ e $f_{e2,k}$ são as resistências ao embutimento dos elementos de madeira 1 e 2, respectivamente, calculados conforme 7.1.3;

$M_{y,Rk}$ é o momento característico resistente do parafuso, determinado conforme 7.1.4.

Na Figura 25, estão ilustrados os modos de falha para ligações com chapas de aço e pinos metálicos.

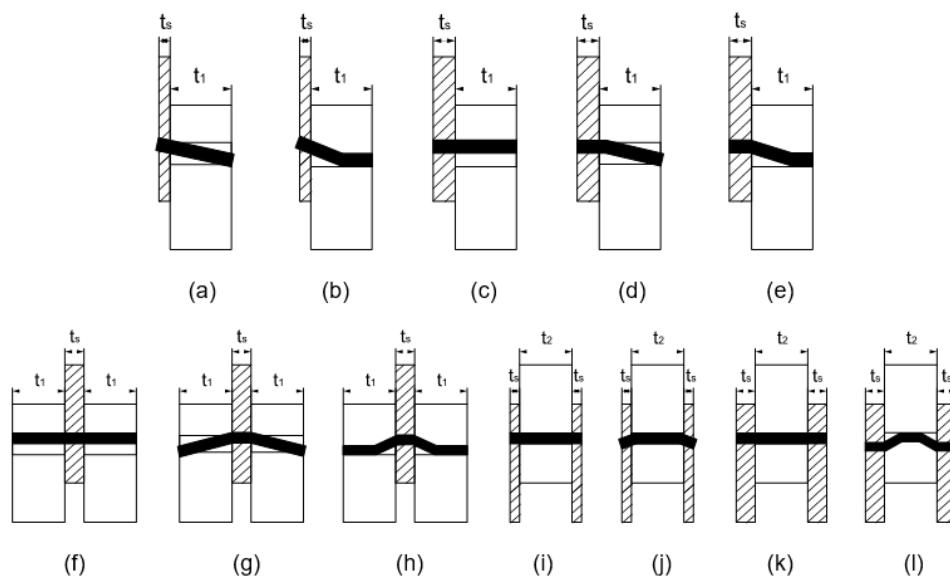


Figura 25 – Modos de falha para determinação da força característica de ligações com pinos metálicos e chapas de aço

A contribuição da resistência ao arrancamento $F_{ax,Rk}$ bem como a contribuição do Efeito de Corda $F_{ax,Rk} / 4$ devem atender às especificações em 7.2.

7.4 Resistência característica de ligações em madeira com anéis metálicos

A resistência característica de ligações com anéis metálicos deve ser conforme a ABNT NBR 17023. No caso de impossibilidade de realização do ensaio padronizado, pode-se estimar a resistência característica da ligação por:

$$R_k = F_{v,Rk} \cdot n_a$$

onde

n_a é a quantidade de anéis empregados na ligação;

$F_{v,Rk}$ é a resistência característica de um anel metálico, correspondente a uma dada seção de corte.

A resistência de um anel metálico correspondente a uma dada seção de corte da ligação entre duas peças de madeira é determinada em função das resistências ao cisalhamento longitudinal $f_{v0,d}$ das duas madeiras interligadas.

O valor de cálculo da resistência ao cisalhamento da madeira correspondente a um anel metálico é calculado conforme a seguir e indicado pelo menor dos valores entre as duas equações.

$$F_{v,Rk} = \frac{\pi \cdot d_a^2}{4} \cdot f_{v0k}$$

$$F_{v,Rk} = t_a \cdot d_a \cdot f_{c\alpha,k}$$

onde

t_a é a profundidade de penetração do anel em cada peça de madeira;

d_a é o diâmetro interno, como apresentado na Figura 16;

$f_{c\alpha,k}$ é o valor característico da resistência à compressão inclinada de α .

7.5 Ligações em madeira com chapas com dentes estampados

As chapas com dentes estampados somente podem ser empregadas em ligações estruturais quando a eficiência da cravação for garantida por seu executor. Os valores da resistência de cálculo que podem ser atribuídos às chapas com dentes estampados, correspondentes a uma única seção de corte, devem ser assegurados pelo respectivo fabricante, conforme a legislação vigente.

8 Estados-limites de serviço

8.1 Verificação

Na verificação da segurança das estruturas de madeira, devem ser considerados os estados-limite de serviço caracterizados por:

- deslocamentos excessivos, que afetam a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- danos em materiais não estruturais da construção em decorrência de deformações da estrutura;
- vibrações excessivas.

As condições usuais de verificação de segurança relativas aos estados-limite de serviço são expressas por desigualdade conforme indicado a seguir:

$$S_{d,serv} \leq S_{lim}$$

onde

S_{lim} é o valor-limite fixado para o efeito estrutural que determina o aparecimento do estado-limite considerado;

$S_{d,serv}$ são os valores desses mesmos efeitos, decorrentes da aplicação das ações estabelecidas para a verificação, calculados com a hipótese de comportamento elástico linear da estrutura.

Considerando que a madeira possui características distintas de outros materiais de construção, como por exemplo, a significativa deformação ao longo do tempo (fluência), as verificações quanto aos critérios de segurança em estados-limite de serviço devem ser consideradas adotando a combinação rara de serviço conforme a ABNT NBR 8681 para a avaliação das flechas instantâneas.

Para os deslocamentos instantâneos, desconsiderando os efeitos da fluência, é calculado conforme a seguinte equação:

$$\delta_{inst} = \sum_{i=1}^m \delta_{inst, Gi, k} + \delta_{inst, Q1, k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \delta_{inst, Qj, k}$$

Para a avaliação das flechas finais deve-se considerar a combinação quase permanente e os efeitos da fluência conforme as equações a seguir:

$$\delta_{fin} = \sum_{i=1}^m \delta_{fin, Gi, k} + \sum_{j=1}^n \delta_{fin, Qj, k}$$

Em que:

$$\delta_{fin, Gi, k} = \delta_{inst, Gi, k} + \delta_{creep, Gi, k} = \delta_{inst, Gi, k} (1 + \phi)$$

$$\delta_{fin, Qj, k} = \delta_{inst, Qj, k} + \delta_{creep, Qj, k} = \delta_{inst, Qj, k} \psi_2 (1 + \phi)$$

Para o cálculo dos deslocamentos instantâneos em elementos de madeira, deve-se considerar o módulo de elasticidade com seu valor médio $E_{0,m}$. Para elementos de madeira em flexão, deve-se considerar também os efeitos da deformação por cisalhamento com o respectivo módulo de elasticidade transversal (G_m). Os valores do coeficiente de fluência são dados conforme a Tabela 19.

Tabela 19 – Coeficiente de fluência (ϕ)

Material	Classes de umidade		
	(1)	(2 e 3)	(4)
Madeira serrada, MLC, MLCC, LVL e roliça	0,6	0,8	2,0 ^a
Compensado estrutural	0,8	1,0	2,5
OSB estrutural	1,5	2,25	-

^a Não é permitido o uso de MLCC para a classe de umidade 4.

Para a verificação de estados-limite de serviço em sistemas estruturais como treliças de cobertura e pórticos de madeira com ligações realizadas por elementos metálicos, deve-se considerar além das deformações nos elementos de madeira também as deformações das ligações, considerando a rigidez das ligações K_{ser} conforme 7.1.12.

8.2 Valores-limite de deslocamentos

Em construções especiais, como formas para concreto estrutural (ver ABNT NBR 15696), escoramentos, torres etc., os deslocamentos limites devem ser estabelecidos conforme acordo entre as partes interessadas.

Para os casos correntes de elementos fletidos de madeira, a menos que haja restrições especiais, os limites de deslocamentos devem ser considerados conforme a Tabela 20 e Figura 26.

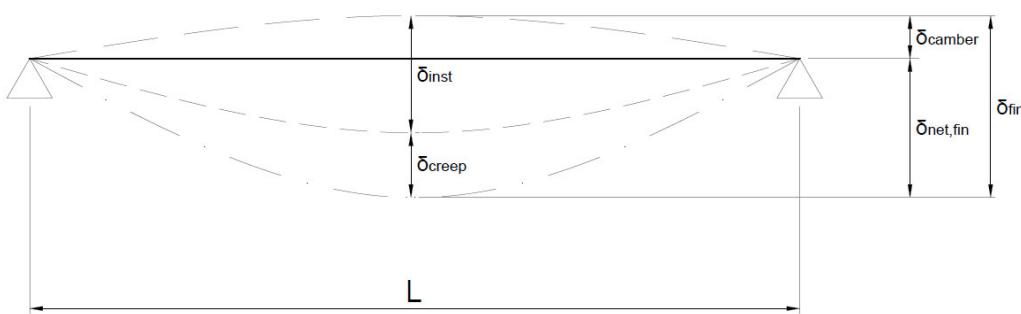


Figura 26 – Verificação esquemática dos deslocamentos-limite

Tabela 20 – Valores-limite de deslocamentos para elementos correntes fletidos

Tipo de viga	δ_{inst}	δ_{fin}	$\delta_{\text{net,fin}}$
Vigas biapoiadas ou contínuas	L/300 a L/500	L/150 a L/300	L/250 a L/350
Vigas em balanço	L/150 a L/250	L/75 a L/150	L/125 a L/175

As flechas devidas às ações permanentes podem ser parcialmente compensadas por contraflechas na construção, não utilizando valores superiores a 2/3 dos deslocamentos instantâneos permanentes $\left(\sum_{i=1}^M \delta_{\text{inst,gi,k}}\right)$.

Nas construções em que haja materiais frágeis ligados à estrutura, como forros, pisos e divisórias, cuja fissuração não possa ser evitada por meio de disposições construtivas adequadas, a verificação da segurança em relação aos estados-limite de deslocamentos procura evitar danos a esses materiais não estruturais; além dos limites de deslocamentos respectivos indicados na Tabela 20, as flechas instantâneas devido somente às ações variáveis não podem superar 1/500 dos vãos ou 1/250 do comprimento dos balanços correspondentes, nem o valor absoluto de 15 mm.

Nos casos de flexão oblíqua, os limites anteriores de flechas podem ser verificados isoladamente para cada um dos planos principais de flexão.

8.3 Valores-limite de vibrações

Em construções submetidas a fontes de vibração, devem ser adotadas disposições construtivas que evitem a presença de vibrações excessivas da estrutura. Nas estruturas sobre as quais o público em geral pode caminhar, devem ser evitadas vibrações que tragam desconforto aos usuários.

No caso particular de pisos sobre os quais as pessoas andem regularmente, como os de residências e escritórios, a menor frequência natural de vibração dos elementos da estrutura do piso não pode ser inferior a 8 Hz. Para esta finalidade, as placas compostas por elementos diagonais podem ser assimiladas a peças maciças.

9 Disposições construtivas

9.1 Disposições gerais

O sistema estático deve estar claramente definido, de modo a reduzir ao mínimo as incertezas sobre os valores dos esforços nas seções críticas. Nos sistemas estruturais estaticamente indeterminados, deve-se ter em vista a utilização de ligações rígidas conforme 7.1.12.

Para evitar a deterioração rápida das peças, devem ser tomadas precauções como: tratamento preservativo adequado, facilidade de escoamento das águas e arejamento de faces vizinhas e paralelas. Todas as peças da estrutura devem ser projetadas de modo a oferecer facilidade de inspeção.

As peças porventura sujeitas a uma deterioração mais rápida que o resto da estrutura devem ser facilmente substituíveis, tomando-se as precauções para facilitar essas operações, que devem ser consideradas como parte normal dos trabalhos de conservação.

No caso de pontes ferroviárias lastradas, os pranchões resistentes, dispostos transversalmente, devem ser de madeira tratada. Em pontes rodoviárias ou para pedestres, sem revestimento protetor, deve-se admitir uma camada de desgaste com pelo menos 2 cm de espessura.

9.2 Dimensões mínimas

9.2.1 Dimensões mínimas das seções transversais

Nas peças principais isoladas, como vigas e barras longitudinais de treliças, a área mínima das seções transversais é de 50 cm² e a espessura mínima de 5 cm. Nas peças secundárias, esses limites se reduzem respectivamente a 18 cm² e 2,5 cm. Nas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento componente será de 35 cm² e a espessura mínima de 2,5 cm. Nas peças secundárias múltiplas, esses limites são reduzidos respectivamente a 18 cm² e 1,8 cm.

Em estruturas industrializadas de madeira, as seções mínimas de madeira e os diâmetros mínimos dos pregos e parafusos podem ser inferiores aos mencionados, desde que haja comprovação experimental ou teórica de sua eficiência. Nesses casos, cabe à empresa produtora dessas estruturas o controle de qualidade desses materiais e de sua aplicação.

9.2.2 Dimensões mínimas das arruelas

Na fixação dos parafusos, devem ser usadas arruelas com diâmetro ou comprimento do lado de pelo menos 3d (d é o diâmetro do parafuso) sob a cabeça e a porca. As arruelas devem estar em contato total com as peças de madeira.

A espessura mínima das arruelas de aço é de 9 mm nas pontes e de 6 mm em outras estruturas, não podendo ser inferior a 1/8 do lado, no caso de arruelas quadradas, ou do diâmetro, no caso de arruelas circulares. A área útil mínima das arruelas deve permitir utilizar todo o esforço de tração admissível no parafuso, sem exceder a resistência à compressão normal da madeira.

9.2.3 Espessura mínima das chapas de aço

A espessura mínima das chapas de aço das ligações é de 9 mm nas pontes e 6 mm em outros casos.

9.3 Esbeltez máxima

Não é permitida a utilização de peças comprimidas de seção retangular cheia ou de peças comprimidas múltiplas cujo comprimento de flambagem L_f , conforme 6.5.3, exceda 40 vezes a dimensão transversal correspondente. Nas peças tracionadas, esse limite é de 50 vezes.

9.4 Ligações

9.4.1 Ligações com pinos

Nas regiões de ligação, devem ser evitados lascamentos, nós, ranhuras ou outros defeitos que possam comprometer a resistência da ligação.

A menos que esteja de outra maneira especificada, os pregos devem ser cravados em ângulos aproximadamente retos em relação às fibras da madeira. A superfície das cabeças dos pregos deve estar nivelada com a superfície da madeira.

A pré-furação para pregos e parafusos deve atender a 7.1.11 e 7.1.12, respectivamente.

Os eixos das barras de treliças devem se encontrar, sempre que possível, nas posições teóricas dos nós. Caso isto não ocorra, devem ser considerados os efeitos secundários correspondentes.

Nas ligações, os elementos resistentes devem ser aplicados com a utilização de ferramentas de furar, ranhurar ou fresar.

Os pinos devem ser simetricamente dispostos em relação ao eixo da peça, de modo a reduzir ao mínimo o risco de se afrouxarem simultaneamente, em consequência de um possível fendilhamento da madeira.

9.4.2 Ligações na madeira lamenada colada

A fabricação de elementos estruturais de madeira lamenada colada deve ser conduzida em condições de controle industrial. Os adesivos para fins estruturais devem produzir ligações de resistência e durabilidade que a integridade da ligação colada seja mantida por toda a vida esperada da estrutura, na classe de serviço correspondente.

As recomendações dos fabricantes de adesivos em relação à mistura, condições ambientais para aplicação e cura, teor de umidade dos elementos e outros fatores relevantes para o uso adequado do adesivo devem ser atendidos. Nas peças fabricadas com adesivos que necessitem de um período de condicionamento após o período de pega, até que atinjam a resistência completa, deve ser evitada qualquer solicitação pelo tempo necessário.

9.5 Execução

9.5.1 Disposições gerais

Todo trabalho de carpintaria deve ser feito por profissionais habilitados e deve-se verificar o ajuste de todas as superfícies de ligação. As superfícies de sambladuras, encaixes, ligações de juntas e articulações devem ser feitas de modo a se adaptarem corretamente.

9.5.2 Contraflechas

As peças em que são dadas contraflechas devem ser distribuídas parabolicamente ao longo do vão.

9.6 Classificação das peças

O enquadramento de um lote nas classes de resistência somente pode ser feito por fornecedores que assegurem, de acordo com a legislação vigente, a conformidade da resistência característica $f_{c0,k}$ à compressão paralela às fibras do material com os valores especificados na Tabela 2 para corpos de prova isentos de defeitos ou a conformidade da resistência à flexão $f_{m,k}$ com os valores especificados na Tabela 3 para peças estruturais.

9.7 Diâmetro equivalente para peças de seção circular variável

De acordo com 6.2.7, e as representações indicadas na Figura 27, desde que atendida a relação $d_{eq} \leq 1,5 d_{min}$, simplificadamente, pode-se calcular o diâmetro equivalente (d_{eq}) para peças de seção circular variável (peças roliças) por meio da equação a seguir:

$$d_{eq} = d_{min} + \frac{d_{máx.} - d_{mín.}}{3}$$

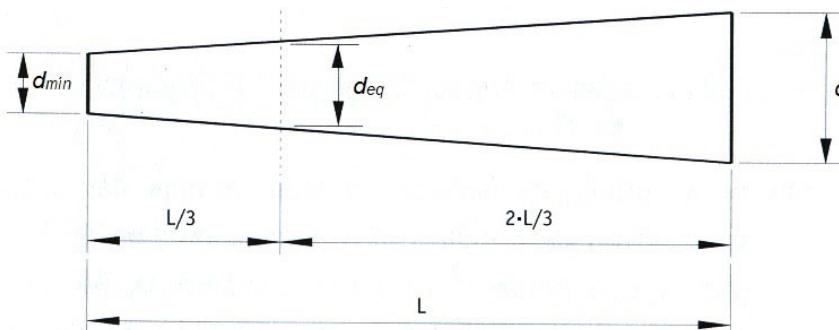


Figura 27 – Posição do diâmetro equivalente (d_{eq}) para peças de seção circular variável

10 Projeto e execução de estruturas treliçadas de madeira

10.1 Generalidades

Esta Seção especifica os requisitos gerais de projeto, execução e de estruturas treliçadas de madeira para cobertura, além de requisitos que devem ser atendidos e as exigências peculiares a cada caso particular.

10.2 Ações

10.2.1 Sobrecargas em coberturas

No dimensionamento de estruturas de madeira destinadas a coberturas, devem ser atendidos os requisitos, quanto às ações a serem consideradas, conforme as ABNT NBR 6120, ABNT NBR 6123 e ABNT NBR 8681.

Nas coberturas comuns, não sujeitas a carregamentos atípicos, e na ausência de especificação em contrário, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$ de área construída, em projeção horizontal.

Para se considerar o processo construtivo, uma força de 1 kN deve ser prevista na posição mais desfavorável de elementos construtivos com vão superior a 70 cm.

Nas coberturas especiais, a sobrecarga deve ser determinada de acordo com a finalidade desta.

10.3 Disposições construtivas

10.3.1 Aspectos geométricos

Os requisitos estabelecidos na Seção 9, quanto às disposições construtivas, devem ser atendidos no projeto e execução de estruturas de madeira para coberturas, além de especificações pertinentes a estruturas de coberturas, estabelecidas nas ABNT NBR 6120, ABNT NBR 6123 e ABNT NBR 8681.

As tesouras devem apresentar desvios máximos dos seus planos teóricos, de 1/300 da dimensão da estrutura na direção considerada. Caso este limite seja ultrapassado, na determinação de seus esforços e deformações, deve ser considerada como forma inicial aquela correspondente à posição deformada da estrutura.

Os eixos teóricos das barras devem atender aos limites de curvatura estabelecidos em 6.6.2 para que possam ser considerados retilíneos. Estes eixos também devem concorrer aos nós teóricos da estrutura.

10.3.2 Dimensões das seções transversais dos elementos

As propriedades geométricas das seções transversais devem ser adotadas considerando-se as reduções provocadas pelos eventuais processos de aplaínamento realizados nas peças, desconsiderando nestes casos suas dimensões nominais.

10.3.3 Ligações

O projeto e a execução de nós de estruturas de cobertura não podem adotar para o mesmo nó meios de ligações de tipos diferentes, sem a devida comprovação teórica e experimental.

Para os casos de coberturas sujeitas à inversão de esforços provocada pela ação de ventos, os tipos e respectivos detalhes construtivos, das ligações e dos apoios, a serem adotados devem ser compatíveis com a natureza dos esforços.

As excentricidades dos esforços solicitantes nas ligações, decorrentes de assimetria na disposição de pinos ou conectores, ou ainda de entalhes assimétricos, devem ser consideradas na verificação das seções transversais mais críticas.

10.4 Princípios do projeto estrutural

10.4.1 Análise simplificada

Na impossibilidade de um cálculo em que se considerem os efeitos das deformações das ligações e outros efeitos específicos, é permitida uma análise simplificada da estrutura em que os esforços solicitantes nos seus elementos sejam determinados, admitindo-se como articulados todos os nós da estrutura sempre que se tratarem de sistemas treliçados perfeitamente triangulados na sua conformação geométrica, que atendam as seguintes condições:

- a) não existência de ângulo reentrante no contorno do desenho da estrutura;
- b) eixos dos apoios concorrem ao nó teórico correspondente ao apoio;
- c) altura é superior a 0,15 vezes o vão e a 10 vezes a altura da seção transversal dos seus banzos.

Deve-se levar em conta o efeito interação entre a estrutura de contraventamento e a estrutura principal, adicionando os esforços resultantes das análises destas estruturas como se fossem independentes.

10.4.2 Verificação dos estados-limite de serviço

Para determinar os valores dos deslocamentos sofridos pelas tesouras, devem ser considerados além da parcela correspondente ao trabalho elástico das barras, os efeitos da deformação lenta e da deformabilidade das ligações, além dos efeitos compensatórios das contraflechas.

Para as tesouras cuja configuração geométrica for perfeitamente triangulada, na falta de expressões que permitam determinar os efeitos da deformação lenta e da deformabilidade das ligações sobre os seus deslocamentos, admite-se que o valor da respectiva parcela da flecha seja igual ao respectivo valor obtido no cálculo da parcela correspondente às deformações elásticas das barras.

Recomenda-se ainda dar uma contraflecha na estrutura de valor igual a $L/300$.

Não é permitida a montagem de estruturas com madeira verde.

11 Estruturas de madeira em situação de incêndio

11.1 Generalidades

Esta Seção se aplica, onde a segurança estrutural da madeira em situação de incêndio seja necessária, em edifícios destinados à habitação, a uso comercial, industrial e a edifícios públicos.

Para o estudo da madeira exposta ao fogo, as propriedades térmicas e as propriedades relacionadas à resistência e à rigidez são as que mais influenciam seu desempenho. A maioria dessas propriedades está relacionada a fatores intrínsecos à madeira, como a densidade, teor de umidade, orientação da grã, composição química, permeabilidade, condutividade térmica e a fatores extrínsecos como a temperatura e duração da exposição ao fogo e à ventilação no ambiente.

O núcleo da seção se mantém fria a apenas uma pequena distância da zona queimada, conservando grande parte das propriedades físicas e mecânicas da madeira. Essas características colaboram favoravelmente para a capacidade resistente, mesmo após ter sido exposta a elevadas temperaturas.

Entende-se por dimensionamento em situação de incêndio, a verificação dos elementos estruturais e suas conexões, com ou sem revestimento contra fogo, no que se refere à capacidade resistente em temperatura elevada, a fim de evitar o colapso da estrutura em condições que prejudiquem a fuga dos usuários da edificação e, quando necessário, a aproximação e o ingresso de pessoas e equipamentos para as ações de combate ao fogo.

Esta Norma apresenta um método simplificado (ou método da seção reduzida) para a verificação da capacidade resistente das estruturas de madeira em situação de incêndio, considerando a redução da seção transversal devido à carbonização da madeira, ressaltando que, ao contrário do que o nome sugere, ou seja “simplificado”, o mesmo vai em direção de um resultado com aumento da seção envolvida (espessura/número de camadas), portanto, mais conservador e a favor da segurança que os demais métodos. Considera-se a delaminação de camadas relacionadas ao uso de adesivo à base de poliuretano de 1ª geração. Alternativamente, podem ser utilizados métodos avançados de análise térmica com base no EN 1995 1-2 (parte 4.4), desde que adaptados aos requisitos de segurança estrutural desta Norma, ou resultados de ensaios de resistência ao fogo realizados em laboratório, de acordo com os requisitos apresentados pela ABNT NBR 5628.

11.2 Método simplificado de dimensionamento

11.2.1 Modelo de incêndio

Deve ser considerado o modelo do incêndio-padrão, que é a elevação padronizada de temperatura em função do tempo, definida na ABNT NBR 5628 e dada pela expressão: $\theta_g = \theta_0 + 345 \log (8t + 1)$.

11.2.2 Segurança estrutural

A segurança da estrutura em relação a possíveis estados-limite de incêndio é assegurada pelo atendimento às condições analíticas de segurança expressas por:

$$R_{fi,d} \geq S_{fi,d}$$

onde

$S_{fi,d}$ é obtido a partir das combinações últimas excepcionais de ações definidas na ABNT NBR 8681, ou pode ser calculado admitindo-as iguais a 60 % das solicitações de cálculo em situação normal (20 °C), ou seja, pode-se fazer: $S_{fi,d} = 0,60 S_d$. O valor de $R_{fi,d}$ é determinado conforme 11.2.4.

Não há necessidade de verificação de estados-limite de serviço em incêndio.

11.2.3 Resistências de cálculo

A resistência e o módulo de elasticidade das madeiras em situação de incêndio devem ser determinados conforme as seguintes equações:

$$f_{d,fi} = k_{mod,fi} \frac{f_{0,2}}{\gamma_{w,fi}}$$

$$E_{ef,fi} = k_{mod,fi} \frac{E_{0,2}}{\gamma_{w,fi}}$$

11.2.4 Esforços resistentes de cálculo

Os valores dos esforços resistentes de cálculo em situação de incêndio, $R_{d,f}$, devem ser calculados conforme a seguinte equação:

$$R_{d,fi} = K_{mod,fi} \frac{R_{0,2}}{\gamma_{w,fi}}$$

onde

$k_{mod,fi}$ é igual a 1,0 e inclui os efeitos da redução de resistência e rigidez da madeira;

$\gamma_{w,fi}$ é igual 1,0;

$R_{0,2}$ deve ser calculado pelos critérios estabelecidos nesta Norma referentes ao dimensionamento em temperatura normal, desde que a área resistente seja adequadamente reduzida conforme 11.2.5 e as propriedades mecânicas substituídas por aqueles referentes ao quantil de 20 % (20º percentil), calculadas conforme as seguintes equações:

$$f_{0,2} = K_{fi} f_k$$

$$E_{0,2} = K_{fi} E_{0,05}$$

onde

k_{fi} é obtido na Tabela 21;

Tabela 21 – Valores de k_{fi}

Material	k_{fi}
Madeira serrada	1,25
Madeira lamenada colada	1,15
Madeira lamenada colada cruzada	1,15
Painéis à base de madeira	1,15
LVL	1,10

11.2.5 Seção transversal residual da madeira

A avaliação de resistência ao fogo de estruturas de madeira é baseada no conceito da diminuição de seção transversal devido à perda das propriedades mecânicas pela ação térmica. A seção transversal residual (ver Figura 28) deve ser determinada desprezando-se a espessura efetiva, e_{ef} , calculada conforme a equação a seguir:

$$e_{ef} = e_{carb,n} + k_0 e_0$$

onde

e_0 é igual a 7 mm;

$e_{carb,n}$ é a espessura carbonizada considerando o efeito do arredondamento;

k_0 é dado na Tabela 22.

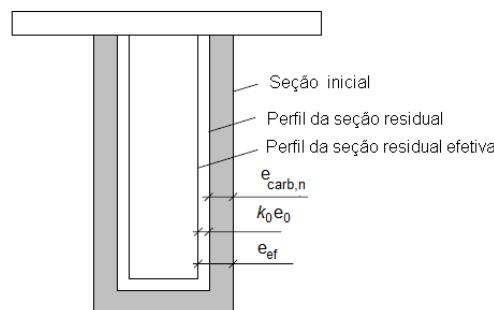


Figura 28 – Seção residual da madeira em situação de incêndio

Tabela 22 – Determinação de K_0 para superfícies sem proteção, com t em minutos

Minutos	K_0
$t < 20$	$t / 20$
$t \geq 20$	1,0

O Valor $carb,n$, que inclui o efeito de arredondamento dos cantos e fissuras (ver Figura 29-a)), deve ser considerada constante e calculada da seguinte maneira:

$$e_{carb,n} = \beta_n t$$

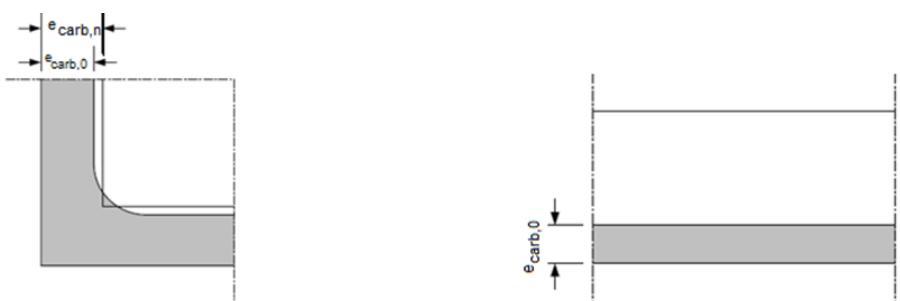
Em elementos planos, $e_{carb,n}$ deve ser substituído por $e_{carb,0}$ (ver Figura 29-b)) que é calculada pela seguinte equação:

$$e_{carb,0} = \beta_0 t$$

onde

β_0 e β_n são escolhidos conforme a Tabela 23.

Para elementos com revestimento superficial contra fogo, a seção residual deve ser determinada conforme EN 1995-1-1). Elementos não estruturais de madeira podem ser empregados como revestimento de sacrifício nas estruturas. A espessura desse revestimento deve ser igual a $e_{carb,0}$. Um arranjo da fixação desses revestimentos é representado na Figura 30.



a) Espessura de carbonização básica
($e_{carb,0}$) e nominal ($e_{carb,n}$)

b) Carbonização unidimensional

Figura 29 – Tipos de carbonização

Tabela 23 – Taxas de carbonização para superfícies sem revestimento β_0 e β_n

Material	Tipo	β_0	β_n
Coníferas	MLC, MLCC ou madeira serrada	0,65	0,70
Folhosas ^a	Baixa densidade	0,65	0,70
	Média e alta densidades	0,50	0,55
LVL	$\rho_{aparente} \geq 480 \text{ kg/m}^3$	0,65	0,70
Painéis ^b	Painéis de madeira	0,9*	–
	Compensado e outros	1,0*	–
		0,9*	–

^a Aplica-se tanto para madeira serrada como para MLC.
^b Valores de β válidos para $\rho = 450 \text{ kg/m}^3$ e $h_p \geq 20 \text{ mm}$. Para outras densidades e espessuras, o valor de β_0 deve ser substituído por β , com ρ_k em kg/m^3 e h_p em mm

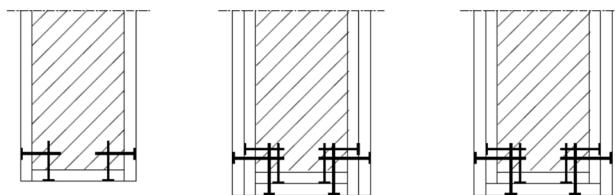


Figura 30 – Arranjo da fixação dos revestimentos de sacrifício

11.2.6 Seção transversal residual de painéis de MLCC

A metodologia para o cálculo da seção transversal residual apresentada em 11.2.5 deve ser utilizada para o dimensionamento de painéis de MLCC produzidos com adesivos estruturais resistentes ao fogo.

Para placas de MLCC fabricadas com adesivos não resistentes ao fogo, deve ser considerada a possibilidade do deslocamento das lamelas de madeira a partir da adoção do modelo de taxa de carbonização bilinear.

Nesse modelo, a primeira lamela de madeira exposta ao fogo queima a uma taxa de carbonização constante, conforme os valores apresentados pela Tabela 23. Para as demais lamelas, deve ser considerado o dobro da taxa de carbonização para os primeiros 25 mm de espessura da madeira. Após a carbonização dos 25 mm iniciais da lamela, deve ser utilizado novamente o valor de taxa de carbonização tabelado, conforme ilustrado pela Figura 31.

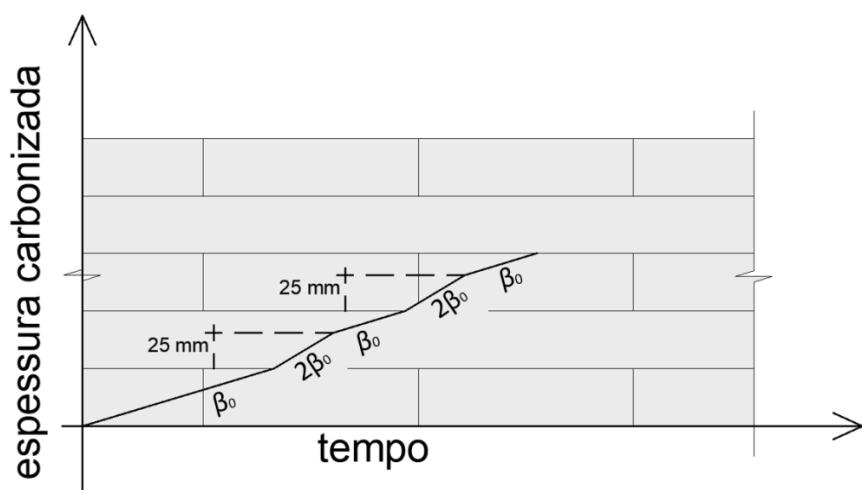


Figura 31 – Modelo de taxa de carbonização bilinear

NOTA A informação quanto às características dos produtos em relação à resistência ao fogo é feita pelos fabricantes de adesivos estruturais e de painéis de MLCC.

11.3 Ligações com conectores metálicos

Os elementos metálicos das ligações, quando expostos, devem receber revestimento contra fogo adequados ao tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF). Quando a proteção é adquirida por meio do embutimento dos conectores metálicos no interior do elemento estrutural, esses devem estar locados a uma profundidade calculada correspondente a seção residual efetiva (e_{ef}), as aberturas para colocação dos conectores ou parafusos devem ser vedadas com madeira colada (ver Figura 32).

O esforço resistente de pinos metálicos, sem exposição direta ao fogo, deve ser calculado como em 11.2.3 substituindo-se $k_{mod,fi}$ por η .

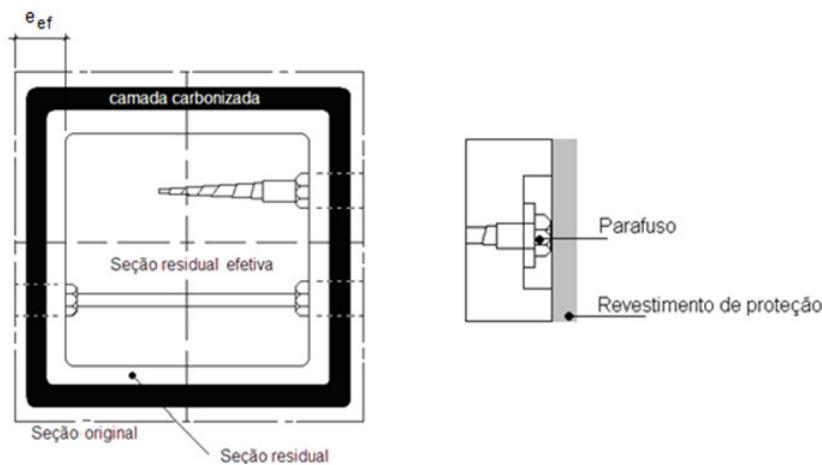


Figura 32 – Método para proteção de conectores

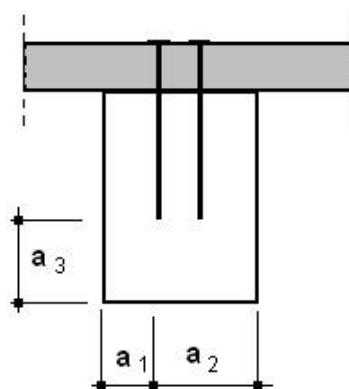


Figura 33 – Seção e definição das distâncias

Para pinos metálicos cuja distância de fixação a_2 seja maior ou igual a: $a_1 + 40$ mm (Figura 33), o fator η deve ser determinado conforme a seguinte equação:

$$\eta = \begin{cases} 0 & \text{para } a_1 \leq 0,6 t \\ \frac{0,44a_1 - 0,264t}{0,2t + 5} & \text{para } 0,6 t \leq a_1 \leq 0,8 t + 5 \\ \frac{0,56a_1 - 0,36t + 7,32}{0,2t + 23} & \text{para } 0,8 t + 5 \leq a_1 \leq t + 28 \\ 1,0 & \text{para } a_1 \geq t + 28 \end{cases}$$

Para pinos metálicos cuja distância de fixação a_2 seja igual a a_1 , o fator η deve ser determinado da mesma forma supracitada, desde que t seja substituído por $1,25 t$. Em ambos os casos, a_3 deve ser maior ou igual a $a_1 + 20$ mm.

11.4 Dimensionamento de elementos com revestimento de proteção

11.4.1 O tempo necessário para iniciar a carbonização (t_{carb}) é o momento em que a estrutura de madeira inicia o processo de queima, que ocorre após o colapso dos revestimentos dos painéis.

11.4.2 Para revestimentos de proteção ao fogo que consistem de uma ou mais camadas de painéis a base de madeira ou painéis de madeira, o tempo de início da carbonização, t_{carb} , do elemento protegido é calculado conforme a seguinte equação;

$$t_{carb} = \frac{h_p}{\beta_0}$$

onde

h_p é a espessura da camada (e no caso de múltiplas camadas será a soma de todas as camadas);

β_0 é a taxa de carbonização unidirecional do material.

11.4.3 Para revestimentos que consistem em uma camada de placa de gesso do tipo A, F ou H de acordo com a EN 520, e localizações remotas das juntas de painel, ou adjacente a cavidades preenchidas ou não com largura de no máximo 2 mm, t_{carb} é calculado conforme a seguinte equação;

$$t_{carb} = 2,8 \cdot h_p - 14$$

11.4.4 Em locais adjacentes à junta com cavidades sem preenchimentos e com largura de no mínimo 2 mm, t_{carb} é calculado conforme a seguinte equação;

$$t_{carb} = 2,8 \cdot h_p - 23$$

11.4.5 Para revestimentos que consistem de duas camadas de placa de gesso do tipo A ou H, o tempo de início de carbonização deve ser determinado de acordo com 11.4.3, onde a espessura h_p é considerada como a espessura da camada externa e 50 % da espessura da camada interna. A distância dos parafusos na camada interna não pode ser maior do que o espaço dos parafusos da camada externa.

11.4.6 Para revestimentos que consistem de duas camadas de placa de gesso do tipo F, o tempo de inicio de carbonização deve ser determinado de acordo com 11.4.3, onde a espessura h_p é considerada como a soma da espessura da camada externa e 80% da espessura da camada interna. A distância dos parafusos na camada interna não pode ser maior do que o espaço dos parafusos da camada externa.

12 Durabilidade da madeira

12.1 Generalidades

A madeira é um material orgânico e deve receber análise prévia das condições em que é aplicada, para identificar a necessidade de tratamento preservativo específico, buscando obter durabilidade e resistência aos agentes biodeterioradores da madeira, como fungos e insetos xilófagos e perfuradores marinhos.

12.2 Preservação da madeira - Sistema de categorias de uso

A preservação de madeiras é o conjunto de medidas preventivas e curativas adotadas para controle de agentes biológicos (fungos e insetos xilófagos e perfuradores marinhos), físicos e químicos que afetam as propriedades da madeira, adotadas no desenvolvimento e na manutenção dos componentes de madeira no ambiente construído.

O propósito do Sistema de Categorias de Uso é oferecer uma ferramenta simplificada para a tomada de decisão quanto ao uso racional e inteligente da madeira, por meio de uma abordagem sistêmica ao produtor e usuário, que assegure maior durabilidade das construções.

O sistema consiste no estabelecimento de seis categorias de uso baseadas nas condições de exposição ou uso da madeira, na expectativa de desempenho do componente e nos possíveis agentes biodeterioradores presentes (ver Tabela 24).

Tabela 24 – Categorias de uso da madeira

Categoría de uso	Condição de uso da madeira	Organismo xilófago
1	Interior de construções, fora de contato com o solo, fundações ou alvenaria, protegidos das intempéries, das fontes internas de umidade e locais livres do acesso de cupins-subterrâneos ou arborícolas.	Cupim-de-madeira-seca Broca-de-madeira
2	Interior de construções, em contato com a alvenaria, sem contato com o solo ou fundações, protegidos das intempéries e das fontes internas de umidade.	Cupim-de-madeira-seca Broca-de-madeira Cupim-subterrâneo Cupim-arborícola
3	Interior de construções, fora de contato com o solo e protegidos das intempéries, que podem, ocasionalmente, ser expostos a fontes de umidade.	Cupim-de-madeira-seca Broca-de-madeira Cupim-subterrâneo Cupim-arborícola
4	Uso exterior, fora de contato com o solo e sujeitos as intempéries.	Fungo embolorador/manchador Fungo apodecedor
5	Contato com o solo, água doce e outras situações favoráveis à deterioração, como engaste em concreto e alvenaria.	Perfurador marinho Fungo embolorador/manchador Fungo apodecedor
6	Exposição à água salgada ou salobra.	Perfurador marinho Fungo embolorador/manchador Fungo apodecedor

12.3 Aplicação do sistema de categorias de uso

O sistema de categorias de uso define medidas que devem ser adotadas durante a fase de elaboração de projeto de uma construção com componentes de madeira, auxiliando na escolha do tratamento preservativo da madeira - produto e processo. Este processo de decisão é representado pelo fluxograma na Figura 34.

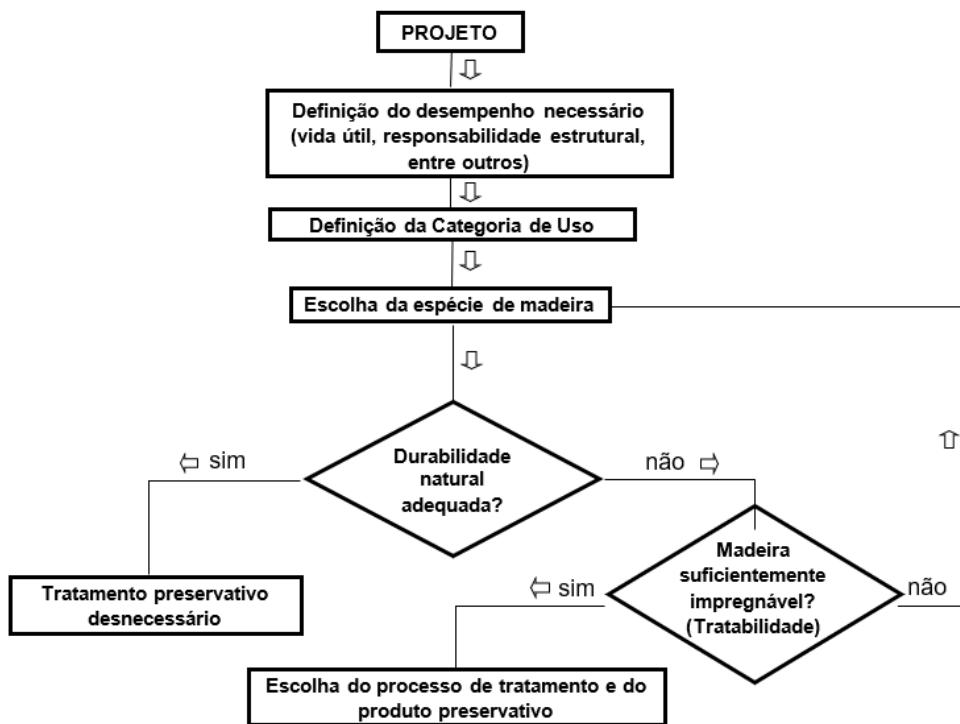


Figura 34 – Fluxograma de preservação

Desta forma, ao se utilizar a madeira como material de engenharia, as seguintes etapas devem ser realizadas:

- definição do nível de desempenho necessário para o componente ou estrutura de madeira, como: vida útil, responsabilidade estrutural e garantias comerciais e legais;
- avaliação dos riscos biológicos aos quais as madeiras são submetidas durante a sua vida útil – ataque de fungos e insetos xilófagos e/ou perfuradores marinhos;
- definição da espécie de madeira adequada ao uso e da necessidade do tratamento preservativo considerando: durabilidade natural da espécie, tratabilidade, processo de tratamento e produtos preservativos disponíveis. O tratamento preservativo faz-se necessário se a espécie escolhida não for naturalmente durável para a categoria de uso considerada e/ou se a madeira contém alburno, porção naturalmente suscetível ao ataque de organismos xilófagos;
- escolha do processo de tratamento da madeira e do produto preservativo adequados.