



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA



CENTRO TECNOLÓGICO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTRUTURAS DE MADEIRA

Prof.^a Ângela do Valle
Prof.^a Poliana Dias de Moraes
Prof. Carlos Alberto Szücs
Prof. Rodrigo Figueiredo Terezo

Florianópolis, setembro de 2012.

Ângela do Valle

Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Pontifícia Universidade Católica-RS
Mestre em Engenharia Civil pela Escola Politécnica da USP
Doutor em Engenharia Civil na área de estruturas pela Escola Politécnica da USP em 2000.
Pós-doutorado na Universidade do Minho, Portugal, em técnicas de ensaios não destrutivos em 2005.
Pós-doutorado na Universidade de Coimbra, Portugal, em modelagem de estruturas de madeira a altas temperaturas em 2011.

Poliana Dias de Moraes

Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em janeiro de 1988
Mestre em Engenharia Mecânica pela Universidade Federal de Santa Catarina em fevereiro de 1993
Doutor em Ciências da Madeira pela Université Henri Poincaré-Nancy I, França, em novembro de 2003

Carlos Alberto Szücs

Professor Titular aposentado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em julho de 1976
Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenharia de São Carlos em julho de 1979
Doutor em Ciências da Madeira pela Faculté des Sciences de l'Université de Metz, França, em outubro de 1991

Rodrigo Figueiredo Terezo

Professor Adjunto do Centro de Ciências Agroveterinárias da Universidade do Estado de Santa Catarina
Engenheiro Civil pela Universidade Federal do Pará em fevereiro de 2001
Mestre em Engenharia Civil pela Universidade Federal de Santa Catarina em março de 2004
Doutor em Engenharia Civil na área de estruturas na Universidade Federal de Santa Catarina

Agradecimentos

Agradecimentos especiais aos que
colaboraram na realização deste trabalho:

Andréa M. Frazzon
Ângela Linhares
Arthur Pergher
Cherli M. Domighini
Graziele Giombelli
Joana G. Velloso
Karine Galliani
Ricardo Junckes
Rômulo Ceretta
Ugo Mourão
Viviane Teixeira Iwakiri

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Gimnosperma, Araucária. REPRODUÇÃO..., 2003.....	12
Figura 2: Angiosperma, Jatobá. ÁRVORES..., 2003.....	13
Figura 3: Seção transversal do tronco de uma árvore (LEPAGE, 1986)	14
Figura 4: Nutrição da árvore. (RODRIGUES <i>apud</i> HELLMEISTER, 1983).	15
Figura 5: Planos fundamentais da madeira: (P ₁) Plano transversal, (P ₂) Plano tangencial, (P ₃) Plano radial. (LEPAGE, 1986).....	16
Figura 6: Estrutura das madeiras: (a) Coníferas, 1- canal resinífero, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel de crescimento, 5- raio medular e (b) Dicotiledôneas, 1- poros, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel anual, 5- raio medular, 6- seção transversal, 7- seção radial, 8-seção tangencial. (LEPAGE, 1986).	17
Figura 7: Formação de madeira de reação. (WILCOX <i>et al.</i> ,1991).....	18
Figura 8: Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta. (WILCOX <i>et al.</i> ,1991).	18
Figura 9: Aparência de um nó em formação dentro de um tronco. (WILCOX <i>et al.</i> ,1991).	19
Figura 10: Características de retração e distorção de peças de madeiras afetadas conforme posicionamento dos anéis de crescimento. (WILCOX <i>et al.</i> ,1991).	20
Figura 11: Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras. (WILCOX <i>et al.</i> , 1991).	22
Figura 12: Umidade na madeira (CALIL <i>apud</i> RITTER, 1990).....	22
Figura 13: Retração na madeira.	24
Figura 14: Madeira carbonizada (CALIL <i>et al.</i> , 2000.).	25
Figura 15: Estrutura após um incêndio (WILCOX <i>et al.</i> , 1991).....	26
Figura 16: Gráfico resistência da madeira x teor de umidade (ALMEIDA, 1998).....	27
Figura 17: Curvas de equilíbrio higrotérmico da madeira (CRUZ, MACHADO e NUNES, 1994).	28
Figura 18: Principais tipos de defeitos em peças de madeira após secagem (Junta Del Acuerdo de Cartagena, 1980).	29
Figura 19: Peças sujeitas a esforços de compressão (RITTER, 1990).....	31
Figura 20: Peças sujeitas a esforços de tração (RITTER,1990).....	32
Figura 21: Cisalhamento na madeira (RITTER,1990).....	32
Figura 22: Flexão na madeira (RITTER, 1990)	33
Figura 23: Organograma de ações e carregamentos.....	49
Figura 24: Geometria e identificação dos nós da treliça	57
Figura 25: Viga submetida a carregamentos permanentes e variáveis.....	58
Figura 26: Diagrama de esforços internos.....	59
Figura 27: Dimensões transversais mínimas de peças isoladas	62
Figura 28: Dimensões transversais mínimas de peças múltiplas	62
Figura 29: Tipos de arruelas.....	63
Figura 30: Desenho de conjunto com os detalhes de contraventamento vertical (NBR 7190:1997).	65
Figura 31: Detalhes dos nós de ligação de uma tesoura (NBR 7190:1997).....	65
Figura 32: Esquema geral da treliça e detalhes das emendas dos banzos superior e inferior (NBR 7190:1997).	66
Figura 33: Seção transversal de uma barra tracionada	68
Figura 34: Seção transversal reta	68
Figura 35: Distância s entre furos adjacentes ao longo das fibras	69
Figura 36: Critério da norma norte americana NDS-2005 para cálculo da área líquida de peça tracionada. Fonte: PFEIL (2003).....	69
Figura 37: Esquema da ligação	70

Figura 38: Detalhe do nó da ligação.....	71
Figura 39: Peça comprimida	74
Figura 40: Pilar de peroba rosa	78
Figura 41: Pilar de peroba rosa	79
Figura 42: Pilar de peroba rosa	82
Figura 43: Tensões atuantes em peça seção T.....	87
Figura 44: Variação de seção devido a entalhe (NBR 7190:1997).	90
Figura 45: Variação de seção duplo T devido a entalhe (NBR 7190:1997).	90
Figura 46: Viga biapoiada	93
Figura 47: Ripas	96
Figura 48: Ações atuantes na ripa	97
Figura 49: Diagrama de esforços da ripa	98
Figura 50: Pilar em madeira	107
Figura 51: Secções compostas.....	110
Figura 52: Peças solidarizadas descontinuamente (NBR 7190:1997)	112
Figura 53: Seções compostas por dois ou três elementos iguais (NBR 7190:1997).....	113
Figura 54: Formas de transmissão de esforços nas ligações de estruturas de madeira (LE GOVIC, 1995).....	121
Figura 55: Exemplos de ligações entre vigas e pilares classificadas segundo o tipo de transmissão de esforços (LE GOVIC, 1995).....	122
Figura 56: Comportamento de ligações por justaposição solicitadas à compressão (LE GOVIC, 1995).....	123
Figura 57: Ligação por entalhe com um dente	124
Figura 58: Exemplo de entalhe com dente duplo	127
Figura 59: Pinos em corte simples (NBR 7190:1997).	130
Figura 60: Pinos em corte duplo (NBR 7190:1997).	130
Figura 61: Espaçamentos em ligações com pinos (NBR 7190:1997).....	133
Figura 62: Ligações com pregos (NBR 7190:1997)	133
Figura 63: Ligação com parafuso «tirafond» e de rosca soberba (NBR 7190:1997).....	134
Figura 64: Ligação com parafuso prisioneiro (NBR 7190:1997)	134
Figura 65: Ligação com parafuso passante (NBR 7190:1997)	134
Figura 66: Ligações com anéis (NBR 7190:1997).....	134
Figura 67: Ligações com chapas de dentes estampados (NBR 7190:1997)	134
Figura 68: Ligação por entalhe de um nó de uma tesoura	135
Figura 69: Nova configuração da ligação	139
Figura 70: Detalhe final do nó por entalhe.....	140
Figura 71: Esquema estático do nó da ligação	140
Figura 72: Tesoura de cobertura.....	142
Figura 73: Ligação de tesoura com montante duplo	143
Figura 74: Espaçamento mínimo para a ligação	144
Figura 75: Esquema da ligação	145
Figura 76: Planos de corte da ligação.....	147
Figura 77: Vista lateral da ligação.....	147
Figura 78: Ligação entre o montante e o banzo inferior de uma tesoura	148
Figura 79: Espaçamentos dos parafusos.....	151
Figura 80: Esquema estático da ligação de uma peça do montante	152
Figura 81: Seção transversal do montante.....	153
Figura 82: Esquema do processo de fabricação de elementos de MLC.....	160
Figura 83: Evolução ocorrida nas emendas longitudinais entre as tábuas.	162
Figura 84: Ferramenta utilizada para a usinagem dos entalhes múltiplos.....	164
Figura 85: Pressão de colagem em função do comprimento dos entalhes.	165

Figura 86: Pavilhão de exposições de Avignon, França – 112 m de diâmetro.	169
Figura 87: Treliça para cálculo esforços	170
Figura 88: Treliça para determinação carregamento de cálculo	171
Figura 89: Treliça para determinação carregamento de cálculo	171
Figura 90: Detalhes	171
Figura 91: Treliça para verificação	172
Figura 92: Treliça para verificação do banzo inferior.....	172
Figura 93: Arranjos das ligações da treliça	173
Figura 94: Treliça de ponte	174
Figura 95: Estrutura de cobertura.....	175
Figura 96: Viga biapoiada	176
Figura 97: Viga engastada em balanço	176
Figura 98: Viga biapoiada com dois balanços	177
Figura 99: Viga biapoiada em dois pilares compostos.....	178
Figura 100: Esquema estático dos elementos estruturais da Figura 99.....	178

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Composição orgânica das madeiras (HELLMEISTER, 1983)	16
Tabela 2: Classes de resistência coníferas.....	37
Tabela 3: Classes de resistência dicotiledôneas.	37
Tabela 4: Classes de umidade	38
Tabela 5: Valores de k_{mod1}	39
Tabela 6: Valores de k_{mod2}	39
Tabela 7: Valores de k_{mod3}	39
Tabela 8: Classes de duração de carregamentos	49
Tabela 9: situações de projeto	53
Tabela 10: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade	54
Tabela 11: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade.....	54
Tabela 12: Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (incluem os efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais).....	54
Tabela 13: Coeficientes de ponderação para ações variáveis.	55
Tabela 14: Fatores de combinação	55
Tabela 15: Esforços Solicitantes nas barras da treliça	57
Tabela 16: Momentos fletores atuantes na seção B	59
Tabela 17: Coeficientes de fluência Φ	75
Tabela 18: Coeficiente de correlação β_M	88
Tabela 19: Valores de α_n	126
Tabela 20: Valores do coeficiente α_e	129
Tabela 21: Medidas equivalentes entre os padrões de prego no mercado. Fonte: www.comercialgerdau.com.br (2012).....	132
Tabela 22: Escolha da cola em função do tipo de uso previsto para a estrutura.....	159
Tabela 23: Características geométricas dos entalhes múltiplos	164
Tabela 24: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para $U = 12\%$).....	182
Tabela 25: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento (valores médios para $U = 12\%$).....	183

SUMÁRIO

Agradecimentos	3
Lista de figuras	4
LISTA DE TABELAS	7
Sumário	8
1. ESTRUTURA DA MADEIRA	12
1.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES	12
1.2 FISILOGIA DA ÁRVORE	13
1.3 ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO	16
1.4 ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS DA MADEIRA	18
2. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA	21
2.1 TEOR DE UMIDADE	22
2.2 DENSIDADE	23
2.3 RETRATIBILIDADE	23
2.4 RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO	24
2.5 DURABILIDADE NATURAL	26
2.6 RESISTÊNCIA QUÍMICA	26
3. SECAGEM DA MADEIRA	27
3.1 PROCESSO DE SECAGEM E SEUS EFEITOS	27
3.2 DEFEITOS DEVIDO À SECAGEM	28
4. CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS ESPÉCIES	30
4.1 IDENTIFICAÇÃO BOTÂNICA	30
4.2 TIPOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	30
4.1.1. Caracterização completa da resistência da madeira	33
4.1.2. Caracterização simplificada da resistência	34
4.1.3. Caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas	34
4.1.4. Caracterização mínima de rigidez das madeiras	35
4.1.5. Caracterização simplificada rigidez das madeiras	35
4.1.6. Caracterização por meio de ensaio de flexão	35
4.3 PROCEDIMENTOS PARA CARACTERIZAÇÃO	36
4.3.1. Ensaios	36
4.3.2. Valores representativos das propriedades do material	36
4.4 CLASSES DE RESISTÊNCIA	37
4.5 CLASSES DE UMIDADE	38
4.6 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO	38
4.7 EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CÁLCULO A PARTIR DA RESISTÊNCIA MÉDIA 40	
4.8 RESISTÊNCIAS USUAIS DE CÁLCULO	41
5. MODELO DE SEGURANÇA DA NORMA BRASILEIRA	43
5.1 SEGURANÇA DE UMA ESTRUTURA	43
5.2 SITUAÇÕES DE PROJETO	46
6. AÇÕES ATUANTES E COMBINAÇÕES DE PROJETO	47
6.1 TIPOS DE AÇÕES	47
6.2 TIPOS DE CARREGAMENTOS	48
6.3 CLASSES DE DURAÇÃO DE CARREGAMENTOS	49
6.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	49

6.4.1.	<i>Combinação para Estado Limite Último</i>	50
6.4.1.1.	<i>Combinações últimas normais</i>	50
6.4.1.2.	<i>Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção</i>	50
6.4.2.	<i>Combinação para Estados Limites de Utilização</i>	50
6.4.2.1.	<i>Combinação de longa duração</i>	51
6.4.2.2.	<i>Combinação de média duração</i>	51
6.4.2.3.	<i>Combinações de curta duração</i>	52
6.4.2.4.	<i>Combinações de duração instantânea</i>	52
6.5	COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E FATORES DE COMBINAÇÃO	53
6.5.1.	<i>Coeficiente de ponderação para ações permanentes</i>	54
6.5.2.	<i>Coeficientes de ponderação para ações variáveis</i>	54
6.5.3.	<i>Fatores de combinação em estados limites últimos (ψ_0)</i>	55
6.5.4.	<i>Fatores de combinação em estados limites utilização (ψ_1, ψ_2)</i>	55
6.6	EXEMPLOS	56
6.6.1.	<i>Combinações de projeto de ações em uma treliça</i>	56
6.6.2.	<i>Combinação de ações em uma viga</i>	58
7.	CONSIDERAÇÕES BÁSICAS PARA PROJETO DE CONSTRUÇÕES EM MADEIRA	61
7.1	DURABILIDADE DA MADEIRA	61
7.2	EXECUÇÃO DAS ESTRUTURAS	61
7.3	DIMENSÕES MÍNIMAS	61
7.3.1.	<i>Seções transversais mínimas</i>	62
7.3.2.	<i>Espessura mínima das chapas</i>	62
7.3.3.	<i>Dimensões mínimas das arruelas</i>	62
7.3.4.	<i>Diâmetros mínimos de pinos e cavilhas</i>	63
7.4	ESBELTEZ MÁXIMA	63
7.5	PROJETO EXECUTIVO	64
8.	DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS	67
8.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	67
8.1.1.	<i>Determinação da área líquida em ligações com pinos</i>	67
8.1.2.	<i>Seção transversal reta</i>	68
8.1.3.	<i>Seção transversal com espaçamentos desconto do critério americano</i>	68
8.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	69
8.3	EXEMPLO	70
8.3.1.	<i>Verificação da seção útil linha de tesoura (continua no Exemplo 13.7.3)</i>	70
8.3.2.	<i>Verificação do banzo inferior de uma tesoura</i>	70
9.	DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS	72
9.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	72
9.1.1.	<i>Peças curtas: $\lambda \leq 40$</i>	72
9.1.2.	<i>Peças semi-esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$</i>	72
9.1.3.	<i>Peças esbeltas: $\lambda > 80$</i>	74
9.2	EXEMPLOS	75
9.2.1.	<i>Verificação de barra esbelta retangular</i>	75
9.2.2.	<i>Verificação de pilar curto de seção retangular</i>	77
9.2.3.	<i>Verificação de pilar medianamente esbelto de seção quadrada</i>	79
9.2.4.	<i>Verificação de pilar esbelto de seção retangular</i>	82
10.	DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS FLETIDAS	86

10.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA MOMENTO FLETOR.....	86
10.1.1.	<i>Flexão simples reta</i>	86
10.1.2.	<i>Flexão simples oblíqua</i>	87
10.1.3.	<i>Estado limite último de instabilidade lateral</i>	88
10.2	ESTADOS LIMITES ÚLTIMO PARA SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS.....	89
10.2.1.	<i>Estado limite último para esforço cortante na flexão simples reta</i>	89
10.2.2.	<i>Estado limite último para esforço cortante na flexão oblíqua</i>	90
10.3	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	91
10.3.1.	<i>Estados limites de deformações</i>	91
10.3.1.1.	Deformações limites para construções correntes	91
10.3.1.2.	Deformações limites para construção com materiais frágeis não estruturais	91
10.3.1.3.	Deformações limites para construções especiais.	92
10.4	ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES.....	92
10.5	EXEMPLOS.....	92
10.5.1.	<i>Dimensionamento de viga submetida à flexão simples</i>	92
10.5.2.	<i>Verificação de viga submetida à flexão simples</i>	94
10.5.3.	<i>Dimensionamento do vão de uma ripa</i>	95
10.5.4.	<i>Dimensionamento de terça</i>	102
10.5.5.	<i>Verificação de terça</i>	103
11.	DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS EM FLEXÃO COMPOSTA	105
11.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMO.....	105
11.1.1.	<i>Flexo-tração</i>	105
11.1.2.	<i>Flexo-compressão</i>	105
11.1.2.1.	Condições de resistência	105
11.1.2.2.	Condições de estabilidade	106
11.2	ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO.....	107
11.3	EXEMPLO	107
12.	PEÇAS COMPOSTAS	109
12.1	PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO T, I OU CAIXÃO LIGADAS POR PREGOS	110
12.2	PEÇAS COMPOSTAS COM ALMA EM TRELIÇA OU DE CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA OU OSB	110
12.3	PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO RETANGULAR LIGADAS POR CONECTORES METÁLICOS ..	111
12.4	ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS	111
12.4.1.	<i>Peças solidarizadas continuamente</i>	111
12.4.2.	<i>Peças solidarizadas descontinuamente</i>	111
12.5	EXEMPLOS.....	114
12.8.1.	<i>Determinação da distância entre espaçadores de um pilar</i>	114
12.8.2.	<i>Verificação de barra de treliça</i>	116
12.8.3.	<i>Verificação do banzo da treliça</i>	118
13.	LIGAÇÕES.....	121
13.1	LIGAÇÕES POR ENTALHE OU SAMBLADURA	123
13.1.1.	<i>Verificação da segurança de ligação com dente único</i>	124
13.1.2.	<i>Verificação do estado limite último de cisalhamento direto</i>	124
13.1.3.	<i>Verificação do estado limite último de compressão normal às fibras</i>	125
13.1.4.	<i>Verificação do estado limite último de compressão inclinada em relação às fibras</i> 126	
13.1.5.	<i>Ligações por entalhe com dois dentes</i>	127
13.1.6.	<i>Disposições construtivas das ligações por entalhe</i>	128
13.2	CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES POR PINOS	128

13.3	RESISTÊNCIA DE EMBUTIMENTO DA MADEIRA	129
13.4	RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS PINOS	129
13.4.1.	<i>Embutimento da madeira</i>	<i>129</i>
13.4.2.	<i>Flexão do pino.....</i>	<i>129</i>
13.4.3.	<i>Disposições construtivas das ligações por pinos.....</i>	<i>131</i>
13.5	ESPAÇAMENTO ENTRE PINOS	133
13.6	DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES	133
13.7	EXERCÍCIOS	135
13.7.1.	<i>Verificação de ligação por entalhe</i>	<i>135</i>
13.7.2.	<i>Dimensionamento de montante com ligação parafusada</i>	<i>142</i>
13.7.3.	<i>Emenda de uma linha de tesoura (continuação do Exemplo 8.2).....</i>	<i>144</i>
13.7.4.	<i>Dimensionamento e detalhe de montante com ligação parafusada.....</i>	<i>148</i>
14.	MADEIRA LAMINADA COLADA.....	154
14.1	DEFINIÇÃO DE MADEIRA LAMINADA COLADA.....	154
14.2	HISTÓRICO	154
14.3	COMPOSIÇÃO DA MADEIRA LAMINADA COLADA.....	155
14.4	OPÇÃO PELA TÉCNICA DA MADEIRA LAMINADA COLADA	155
14.5	VANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM MADEIRA LAMINADA COLADA	156
14.6	ESCOLHA E COLAGEM DA MADEIRA.....	157
14.7	ESCOLHA DA COLA	158
14.8	PROCESSO DE FABRICAÇÃO	159
14.9	CUIDADOS QUE DEVEM SER OBSERVADOS NA FABRICAÇÃO.....	160
14.10	POSSIBILIDADES DE UTILIZAÇÃO DA MADEIRA LAMINADA COLADA	167
14.11	CONSIDERAÇÕES FINAIS	168
15.	LISTA DE EXERCÍCIOS	170
15.1	RECOMENDAÇÕES NA HORA DE FAZER OS EXERCÍCIOS	170
15.2	DETERMINAÇÃO DE ESFORÇO DE CÁLCULO	170
15.2.1.	<i>Esforço de cálculo para situação duradoura.....</i>	<i>170</i>
15.2.2.	<i>Carregamento de cálculo.....</i>	<i>170</i>
15.2.3.	<i>Carregamento de cálculo.....</i>	<i>171</i>
15.3	TRELIÇA.....	171
15.3.1.	<i>Verificação de montante de treliça</i>	<i>171</i>
15.3.2.	<i>Verificação de banzo de treliça 1.....</i>	<i>172</i>
15.3.3.	<i>Verificação de banzo de treliça 2</i>	<i>172</i>
15.3.4.	<i>Dimensionamento de diagonal de treliça.....</i>	<i>173</i>
15.3.5.	<i>Dimensionamento de linha de tesoura.....</i>	<i>173</i>
15.3.6.	<i>Treliça de ponte.....</i>	<i>173</i>
15.3.7.	<i>Treliça de cobertura.....</i>	<i>174</i>
15.4	VIGAS	175
15.4.1.	<i>Verificação de viga biapoiada</i>	<i>175</i>
15.4.2.	<i>Dimensionamento de viga engastada.....</i>	<i>176</i>
15.4.3.	<i>Dimensionamento de viga com dois balanços</i>	<i>177</i>
15.4.4.	<i>Dimensionamento de viga e pilar.....</i>	<i>177</i>
16.	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA.....	179
	Anexo A - Valores médios de resistência de algumas madeiras.....	181
	Anexo B - Fórmulas para peças tracionadas e comprimidas	184
	Anexo C – Tabelas de pregos comercializados.....	186

1. ESTRUTURA DA MADEIRA

1.1 CLASSIFICAÇÃO DAS ÁRVORES

Pela Botânica as árvores são classificadas como vegetais superiores, denominados de fanerógamas, que apresentam complexidade anatômica e fisiológica. Elas são subdivididas em gimnospermas e angiospermas.

O termo gimnospermo vem do grego *gymno*, 'nu', 'descoberto', e *sperma*, 'semente'. As árvores gimnospermas não apresentam frutos.

A principal ordem das gimnospermas são as coníferas, cujas flores são 'cones' ou 'estróbilos'. A maioria possui folhagem em forma de agulha, denominadas como aciculifoliadas e raízes pivotantes. Essas árvores apresentam madeira mole e são designadas internacionalmente por *softwoods*. Aparecem principalmente no hemisfério norte, constituindo grandes florestas plantadas e fornecem madeiras empregadas na indústria e na construção civil. Na América do Sul destacam-se o pinus e a araucária. A gimnosperma tipicamente brasileira é o pinheiro-do-Paraná (*Araucaria angustifolia*).



Figura 1: Gimnosperma, Araucária. REPRODUÇÃO..., 2003.

O termo angiosperma também vem do grego: *aggeoin* significando 'vaso' ou 'urna' e *sperm*, 'semente'. São vegetais mais evoluídos. Possuem raiz (tuberosa na maioria), caule, folhas (latifoleadas), flores e frutos. Os frutos protegem as sementes e fornecem substâncias nutritivas que enriquecem o solo onde as sementes germinarão.

De acordo com o número de cotilédones existentes nas sementes, as angiospermas são divididas em duas grandes classes: as monocotiledôneas e as dicotiledôneas. O cotilédone é a folha seminal ou embrionária, a primeira que surge

quando da germinação da semente, e cuja função é nutrir a planta quando jovem nas primeiras fases de seu crescimento.



Figura 2: Angiosperma, Jatobá. ÁRVORES..., 2003.

Na classe das monocotiledôneas encontram-se as palmas e gramíneas. As palmas são madeiras que não são duráveis, mas podem ser empregadas em estruturas temporárias como escoramentos e cimbramentos. Nas gramíneas destaca-se o bambu, que tendo boa resistência mecânica e pequeno peso específico, tem aplicação como material estrutural.

As dicotiledôneas são designadas como madeira dura e internacionalmente denominada de *hardwoods*. Nesta categoria encontram-se as principais espécies utilizadas na construção civil no Brasil.

1.2 FISILOGIA DA ÁRVORE

Fisiologia é a parte da biologia que investiga as funções orgânicas, processos ou atividades vitais como o crescimento, a nutrição, a respiração, etc. Nesta seção são apresentadas as principais informações sobre os processos vitais das árvores.

A árvore cresce inicialmente no sentido vertical. Em cada ano há um novo crescimento vertical e a formação de camadas sucessivas vai se sobrepondo ao redor das camadas mais antigas. Num corte transversal do tronco, essas camadas aparecem como anéis de crescimento, porque as características das células do fim de cada

aumento e do início do próximo são suficientes para diferenciar as camadas anuais de crescimento.

Cada anel de crescimento é formado por duas camadas. A madeira formada no período de primavera-verão tem coloração mais clara, com células dotadas de paredes mais finas. Nessa fase, dá-se o crescimento rápido da madeira. A madeira formada no período de outono-inverno tem coloração escura, células pequenas e crescimento lento. É possível avaliar a idade da árvore contando os anéis de crescimento.

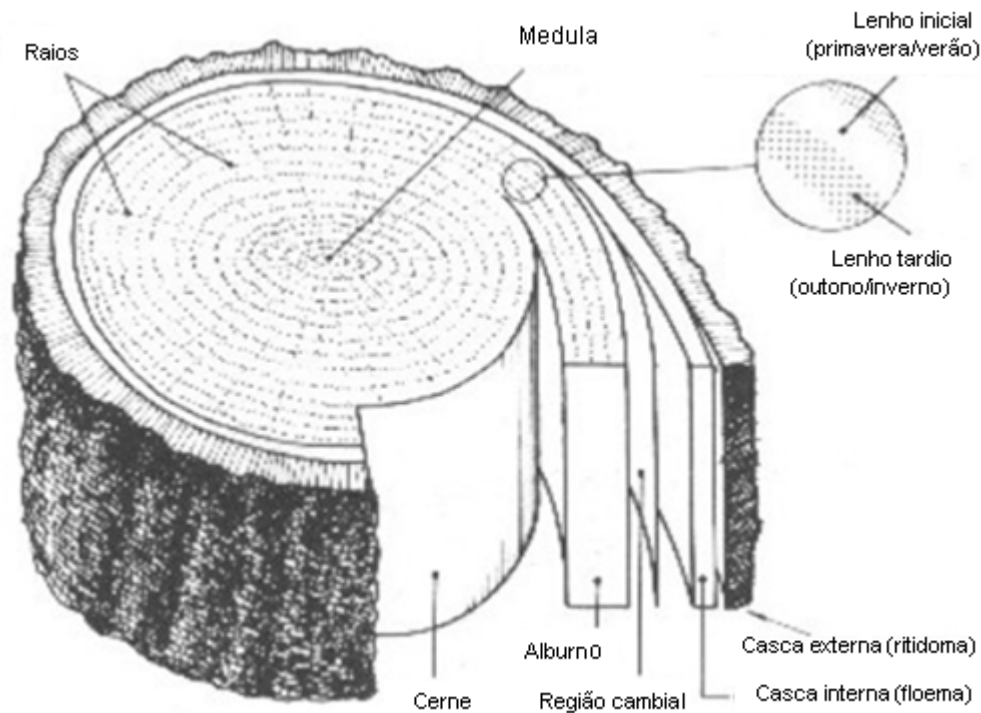


Figura 3: Seção transversal do tronco de uma árvore (LEPAGE, 1986)

Observando uma seção transversal (Figura 3) do tronco percebem-se as seguintes partes: casca, lenho, medula, e raios medulares.

A casca protege a árvore contra agentes externos e é dividida em duas partes: camada externa (camada cortical), composta de células mortas e camadas internas, formadas por tecidos vivos moles úmidos.

O lenho é a parte resistente do tronco, apresenta as seguintes partes: alburno e cerne. O alburno é formado de madeira jovem, mais permeável, menos denso, e mais sujeito ao ataque de fungos apodrecedores e insetos e com menor resistência mecânica, enquanto que o cerne é formado das modificações do alburno, onde ocorre a madeira mais densa mais resistente que a do alburno.

A medula é parte central que resulta do crescimento vertical, onde ocorre madeira de menor resistência.

Os raios medulares ligam as diferentes camadas entre si e também transportam e armazenam a seiva.

Entre a casca e o lenho existe uma camada delgada, visível com o auxílio de lentes, aparentemente fluida, denominada *câmbio*. Ela é a parte viva da árvore. Todo o aumento de diâmetro da árvore vem dela, por adição de novas camadas e não do desenvolvimento das mais antigas.

O processo de nutrição da árvore está esquematizado na Figura 4.

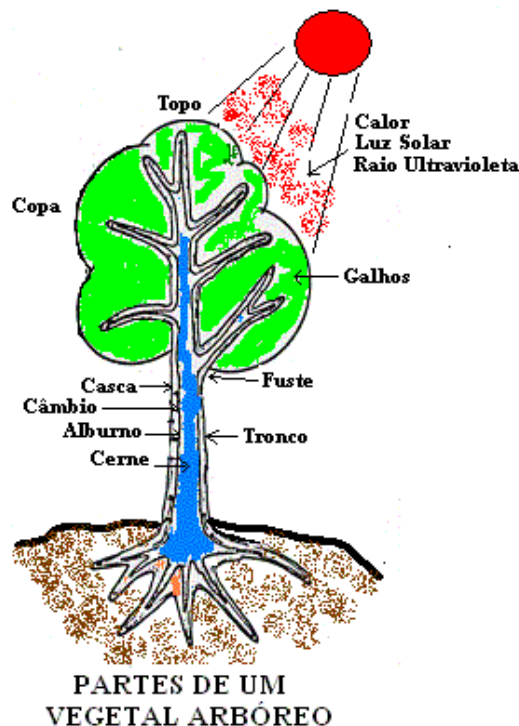


Figura 4: Nutrição da árvore. (RODRIGUES *apud* HELLMEISTER, 1983).

A seiva bruta retirada do solo sobe pelo albúrnio até as folhas, onde se processa a fotossíntese. Durante a fotossíntese é produzida a seiva elaborada que desce pela parte interna da casca, o floema, até as raízes. Parte desta seiva elaborada é conduzida radialmente até o centro do tronco por meio dos raios medulares.

A madeira apresenta o radical monossacarídeo CH_2O como seu componente orgânico elementar, formado a partir da fotossíntese que ocorre nas folhas pela combinação do gás carbônico do ar com a água do solo e absorção de energia calorífica:



Na sequência, ocorrem reações que originam os açúcares que formam a maioria das substâncias orgânicas vegetais. A madeira apresenta três componentes orgânicos

principais que são: celulose, hemicelulose e lignina. O teor de cada um desses elementos na madeira varia de acordo com a espécie da árvore (Tabela 1).

Tabela 1: Composição orgânica das madeiras (HELLMEISTER, 1983)

substância	coníferas	dicotiledôneas
celulose	48% a 56%	46% a 48%
hemicelulose	23% a 26%	19% a 28%
Lignina	26% a 30%	26% a 35%

A celulose é um polímero constituído por várias centenas de glucoses. É encontrada nas paredes das fibras, vasos e traqueídeos. Já a lignina age na madeira como um cimento ligando as cadeias de celulose dando rigidez e dureza ao material.

As substâncias não utilizadas como alimento pelas células são lentamente armazenadas no lenho. A parte do lenho modificada por essas substâncias é o cerne.

1.3 ANATOMIA DO TECIDO LENHOSO

A madeira é constituída principalmente por células de forma alongada apresentando vazio interno, tendo tamanhos e formas variadas de acordo com a função. São encontrados nas madeiras os seguintes elementos: traqueídeos, vasos, fibras e raios medulares (BRUGER e RICHTER, 1991).

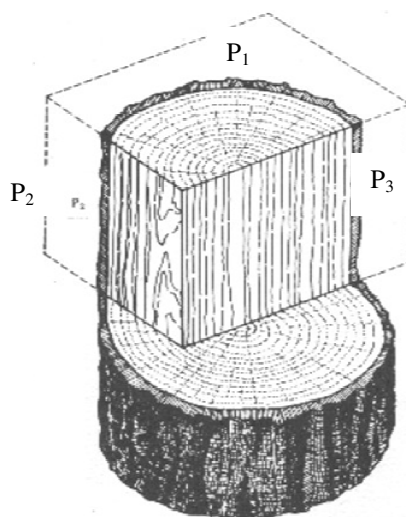


Figura 5: Planos fundamentais da madeira: (P₁) Plano transversal, (P₂) Plano tangencial, (P₃) Plano radial. (LEPAGE, 1986).

As coníferas são constituídas principalmente por traqueídeos e raios medulares (Figura 6a), já as dicotiledôneas são constituídas principalmente por fibras, parênquima, vasos e raios (Figura 6b).

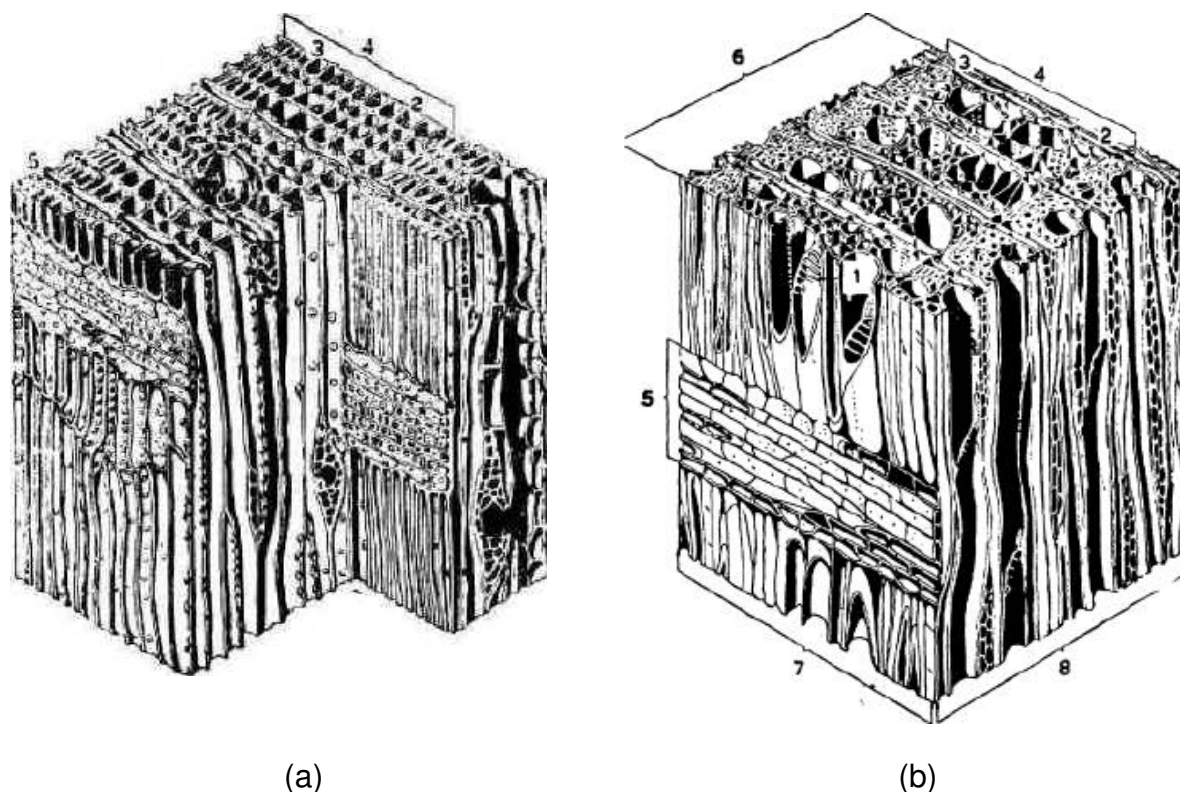


Figura 6: Estrutura das madeiras: (a) Coníferas, 1- canal resinífero, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel de crescimento, 5- raio medular e (b) Dicotiledôneas, 1- poros, 2- madeira primavera-verão, 3- madeira outono-inverno, 4- anel anual, 5- raio medular, 6- seção transversal, 7- seção radial, 8- seção tangencial. (LEPAGE, 1986).

Os traqueídeos são células alongadas, fechadas e pontiagudas e têm comprimento de 3 a 4 mm e diâmetro de 45 μ . Entre traqueídeos adjacentes formam-se válvulas especiais que regulam a passagem da seiva de uma célula para a seguinte. Essas válvulas são denominadas como pontuações areoladas.

Os vasos aparecem nos cortes transversais como poros na fase inicial de vida são formados de células alongadas fechadas, na fase final ocorre a dissolução das paredes. Podem ser simples ou múltiplos e ter diâmetros de 20 μ até 500 μ .

As fibras são formadas de células com paredes grossas e pequenos vazios internos conhecidos como lúmen. O comprimento das fibras pode variar de 500 μ a 1500 μ .

Os raios medulares são compostos de células de mesmo diâmetro ou de paralelepipedais, que contém pontuações simples. Tem função de armazenagem e distribuição de substâncias nutritivas.

1.4 ALGUNS TIPOS DE DEFEITOS DA MADEIRA

Quando se trata da madeira, é pouco provável a obtenção da matéria-prima isenta de defeitos, que por fim possa ser aproveitada em sua totalidade. Por ser um material biológico, este guarda consigo uma carga genética que determina suas características físicas e mecânicas e, como muitos seres vivos, possui particularidades que são acentuadas ou abrandadas conforme as condições ambientais. A Figura 7 ilustra um caso comum em florestas onde há a formação da madeira de reação quando uma árvore, em busca da irradiação solar, é suprimida por outras, crescendo de maneira excêntrica. Este fenômeno ocorre devido à reorientação do tecido lenhoso para manter a árvore em posição favorável a sua sobrevivência. Em uma parte do tronco é formada uma madeira mais resistente a esforços de compressão e a outra, a esforços de tração, como ilustra a Figura 8. Assim, pode-se obter na mesma tora, pranchas com propriedades bem distintas, aumentando as chances de problemas futuros de secagem ou mesmo na sua utilização pela construção civil.

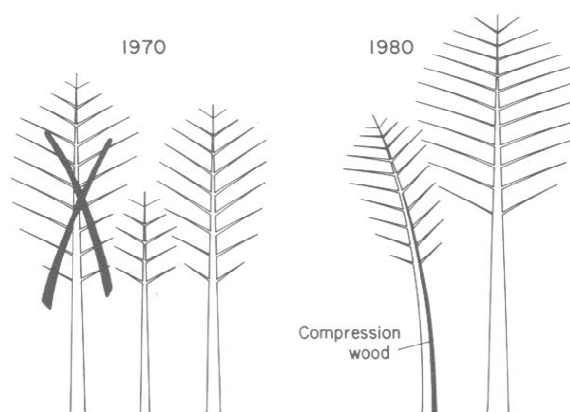


Figura 7: Formação de madeira de reação. (WILCOX *et al.*,1991).

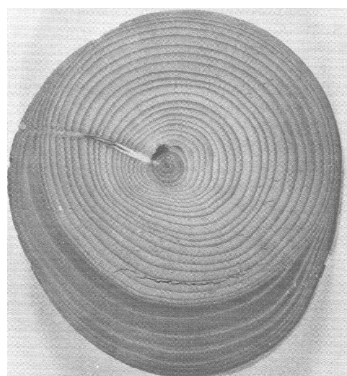
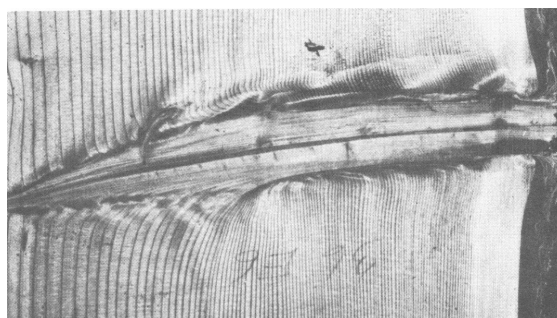


Figura 8: Seção transversal de um tronco com madeira de compressão distinta. (WILCOX *et al.*,1991).

Um dos defeitos constantes em muitas espécies de madeira é a presença de nós (Figura 9). É imprescindível um controle sistemático da poda para a redução desse problema. O corte de galhos durante o crescimento da árvore diminui o surgimento de nós, sendo estes, gradualmente incorporados da superfície ao centro do tronco. A sua existência dificulta o processo de desdobro, aplainamento, colagem e acabamento, propiciando assim o surgimento de problemas patológicos, como por exemplo, fissuras em elementos estruturais de madeira.



Nó de pinho (vista frontal)



Nó de carvalho (vista lateral)

Figura 9: Aparência de um nó em formação dentro de um tronco. (WILCOX *et al.*, 1991).

Um manejo bem planejado e executado produz madeira com um grau satisfatório de homogeneidade de suas propriedades, tornando menores as chances de defeitos em etapas futuras do seu beneficiamento e utilização. Não obstante, fraturas, fendas, machucaduras e cantos quebrados podem igualmente ocorrer por ocasião do desdobro. Mendonça, Santiago e Leal (1996) definem desdobro como a etapa que consiste na transformação das toras em peças de madeira com dimensões previamente definidas, normalmente conhecidas como pranchões sendo executado normalmente em serrarias com o auxílio de serras-fita. Esta fase, como as demais, merece cuidados, principalmente com as ferramentas que devem sempre estar afiadas.

A correta identificação botânica de árvores retiradas de florestas nativas é também importante, pois permite o conhecimento das características biofísicas da madeira associadas à sua espécie. Este conhecimento é fundamental para a especificação técnica deste material na construção. No Brasil, devido à grande diversidade de espécies florestais e a similaridade entre muitas destas, é comum acontecer a utilização de outra madeira do que aquela especificada no projeto. Este fato pode acarretar uma deficiência no desempenho da construção, já que a madeira empregada não correspondente à especificação em projeto.

As deficiências ocasionadas por variações dimensionais significativas na madeira são relativamente frequentes na construção civil, assumindo com maior gravidade em caixilharias.

Sendo um material higroscópico, a madeira tem capacidade de reagir às condições termo-higrométricas ambientais, procurando sempre manter um teor de equilíbrio.

Dado que o ambiente é geralmente variável, em maior ou menor grau dependendo da situação de aplicação, podem ocorrer alterações graves nas dimensões e deformações dos elementos (Figura 10). A deficiente especificação do material, concepção e fabrico elevam as chances do aparecimento de fendas.

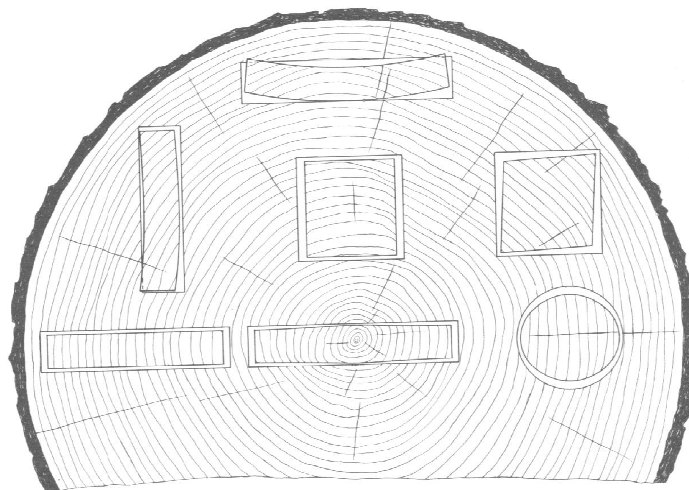


Figura 10: Características de retração e distorção de peças de madeiras afetadas conforme posicionamento dos anéis de crescimento. (WILCOX *et al.*, 1991).

Para Cruz, Machado e Nunes (1994) estas condições conduzem a alteração do teor de umidade das madeiras. Na hipótese dos materiais obterem um teor de água muito superior ao previsto para seu funcionamento em obra e, se a secagem da madeira empregada não se processar rapidamente, além das conseqüentes variações dimensionais, podem conduzir a degradação da madeira por agentes biológicos, levando, por exemplo, ao desenvolvimento de bolores ou fungos manchadores e/ou apodrecedores, depreciando o material.

2. PROPRIEDADES FÍSICAS DA MADEIRA

Conhecer as propriedades físicas da madeira é de grande importância porque estas propriedades podem influenciar significativamente no desempenho e resistência da madeira utilizada estruturalmente.

Podem-se destacar os seguintes fatores que influem nas características físicas da madeira:

- espécie da árvore;
- o solo e o clima da região de origem da árvore;
- fisiologia da árvore;
- anatomia do tecido lenhoso;
- variação da composição química.

Devido a este grande número de fatores, os valores numéricos das propriedades da madeira, obtidos em ensaios de laboratório, oscilam apresentando uma ampla dispersão, que pode ser adequadamente representada pela distribuição normal de Gauss.

Entre as características físicas da madeira, cujo conhecimento é importante para sua utilização como material de construção, destacam-se:

- umidade;
- densidade;
- retratibilidade;
- resistência ao fogo;
- durabilidade natural;
- resistência química.

Outro fator a ser considerado na utilização da madeira é o fato de se tratar de um material ortotrópico, ou seja, com comportamentos diferentes em relação à direção de crescimento das fibras. Devido à orientação das fibras da madeira e à sua forma de crescimento, as propriedades variam de acordo com três eixos perpendiculares entre si: longitudinal, radial e tangencial (Figura 11).

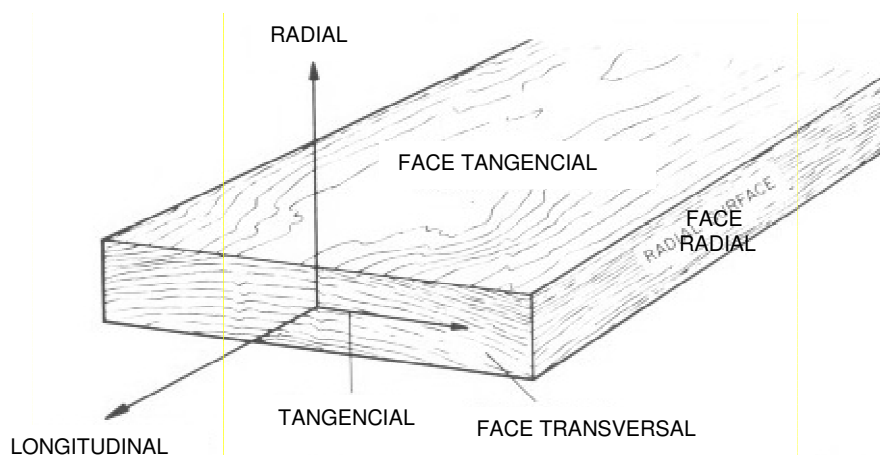


Figura 11: Eixos principais da madeira em relação à direção das fibras. (WILCOX *et al.*, 1991).

2.1 TEOR DE UMIDADE

A umidade da madeira é determinada pela expressão

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2} \times 100, \quad (2.1)$$

onde m_1 é a massa úmida, m_2 é a massa seca e w é a umidade (%).

A norma brasileira para estruturas de madeira (NBR 7190/1997), apresenta, em seu anexo B, um roteiro detalhado para a determinação da umidade de amostras de madeira.

A água é importante para o crescimento e desenvolvimento da árvore, constituindo uma grande porção da madeira verde.

Na madeira, a água apresenta-se de duas formas: como água livre contida nas cavidades das células (lumens), e como água impregnada contida nas paredes das células.

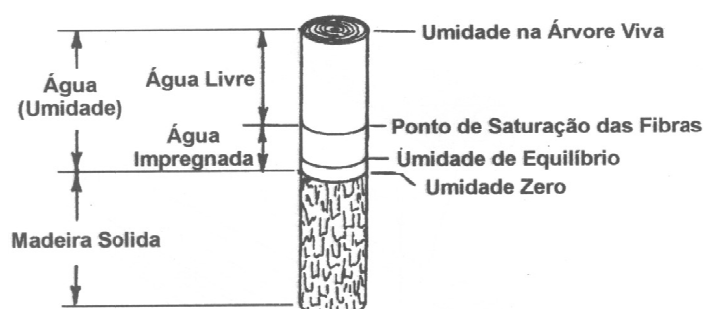


Figura 12: Umidade na madeira (CALIL *apud* RITTER, 1990).

Quando a árvore é cortada, ela tende a perder rapidamente a água livre existente em seu interior para, a seguir, perder a água de impregnação mais lentamente. A umidade na madeira tende a um equilíbrio em função da umidade e temperatura do ambiente em que se encontra.

O teor de umidade correspondente ao mínimo de água livre e ao máximo de água de impregnação é denominado de ponto de saturação das fibras (PSF). Para as madeiras brasileiras esta umidade encontra-se em torno de 25%. A perda de água na madeira até o ponto de saturação das fibras se dá sem a ocorrência de problemas para a estrutura da madeira. A partir deste ponto a perda de umidade é acompanhada pela retração (redução das dimensões) e aumento da resistência, por isso a secagem deve ser executada com cuidado para se evitarem problemas na madeira.

Para fins de aplicação estrutural da madeira e para classificação de espécies, a norma brasileira especifica a umidade de 12% como de referência para a realização de ensaios e valores de resistência nos cálculos.

É importante destacar ainda que a umidade apresenta grande influência na densidade da madeira.

2.2 DENSIDADE

A norma brasileira apresenta duas definições de densidade a serem utilizadas em estruturas de madeira: a densidade básica e a densidade aparente. A densidade básica da madeira é definida como a massa específica convencional obtida pelo quociente da massa seca pelo volume saturado e pode ser utilizada para fins de comparação com valores apresentados na literatura internacional.

$$\rho = \frac{m_s}{V_{sat}}, \quad (2.2)$$

A densidade aparente é determinada para uma umidade padrão de referência de 12%, pode ser utilizada para classificação da madeira e nos cálculos de estruturas.

$$\rho = \frac{m}{V}, \quad (2.3)$$

sendo m e V a massa e o volume da madeira à 12% de umidade.

2.3 RETRATIBILIDADE

Define-se retratibilidade como sendo a redução das dimensões em uma peça da madeira pela saída de água de impregnação.

Como visto anteriormente a madeira apresenta comportamentos diferentes de acordo com a direção em relação às fibras e aos anéis de crescimento. Assim, a

retração ocorre em porcentagens diferentes nas direções tangencial, radial e longitudinal.

Em ordem decrescente de valores, encontra-se a retração tangencial com valores de até 10% de variação dimensional, podendo causar também problemas de torção nas peças de madeira. Na seqüência, a retração radial com valores da ordem de 6% de variação dimensional, também pode causar problemas de rachaduras nas peças de madeira. Por último, encontra-se a retração longitudinal com valores de 0,5% de variação dimensional.

Apresenta-se a seguir um gráfico qualitativo para ilustrar a retração nas peças de madeira (Figura 13).

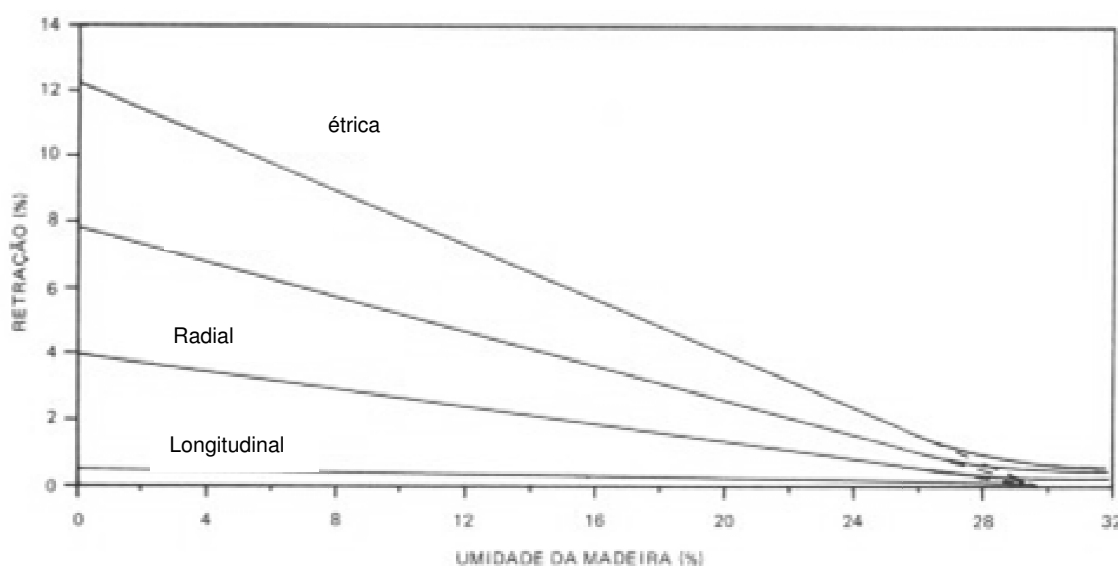


Figura 13: Retração na madeira.

Um processo inverso também pode ocorrer, o inchamento, que se dá quando a madeira fica exposta a condições de alta umidade ao invés de perder água ela absorve, provocando um aumento nas dimensões das peças.

2.4 RESISTÊNCIA DA MADEIRA AO FOGO

Erroneamente, a madeira é considerada um material de baixa resistência ao fogo. Isto se deve, principalmente, à falta de conhecimento das suas propriedades de resistência quando submetida a altas temperaturas e quando exposta à chama, pois, sendo bem dimensionada ela apresenta resistência ao fogo superior à de outros materiais estruturais.

Uma peça de madeira exposta ao fogo torna-se um combustível para a propagação das chamas, porém, após alguns minutos, uma camada mais externa da

madeira se carboniza tornando-se um isolante térmico, que retém o calor, auxiliando, assim, na contenção do incêndio, evitando que toda a peça seja destruída. A proporção da madeira carbonizada com o tempo varia de acordo com a espécie e as condições de exposição ao fogo. Entre a porção carbonizada e a madeira sã encontra-se uma região intermediária afetada pelo fogo, mas, não carbonizada, porção esta que não deve ser levada em consideração na resistência.



Figura 14: Madeira carbonizada (CALIL *et al.*, 2000.).

Ao contrário, por exemplo, de uma estrutura metálica que é de reação não inflamável, mas que perde a sua resistência mecânica rapidamente (cerca de 10 minutos) quando em presença de temperaturas elevadas, ou seja, acima de 500 °C.

Isto tem levado o corpo de bombeiros de muitos países a preferirem as construções com estruturas de madeira, devido o seu comportamento perfeitamente previsível quando da ação de um incêndio, ou seja, algumas normas preveem uma propagação do fogo, em madeiras do tipo coníferas, da ordem de 0,7 mm/min.

É, portanto com base nas normas de comportamento da madeira ao fogo, já existentes em alguns países, que se pode prever, levando em consideração um maior ou menor risco de incêndio e a finalidade de ocupação da construção, uma espessura a mais nas dimensões da seção transversal da peça de madeira. Com isso, sabe-se que mesmo que a madeira venha a ser queimada em 2 cm, por exemplo, o núcleo restante é suficiente para continuar resistindo mecanicamente o tempo que se quiser estimar. Isto faz com que a madeira tenha comportamento perfeitamente previsível. As coníferas, por exemplo, queimam até 2 cm em 30 minutos e 3,5 cm em 60 minutos.

A Figura 15 apresenta os perfis metálicos retorcidos devido à perda de resistência sob alta temperatura, apoiados sobre uma viga de madeira que, apesar de carbonizada, ainda possui resistência.

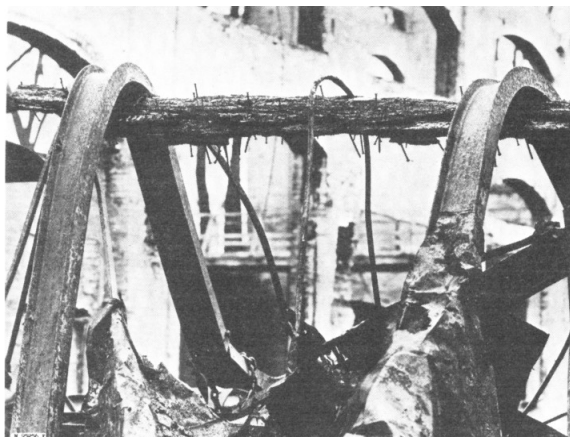


Figura 15: Estrutura após um incêndio (WILCOX *et al.*, 1991)

2.5 DURABILIDADE NATURAL

A durabilidade da madeira, com relação a biodeterioração, depende da espécie e das características anatômicas. Certas espécies apresentam alta resistência natural ao ataque biológico enquanto outras são menos resistentes.

Outro ponto importante que deve ser destacado é a diferença na durabilidade da madeira de acordo com a região da tora da qual a peça de madeira foi extraída, pois, como visto anteriormente, o cerne e o alburno apresentam características diferentes, incluindo-se aqui a durabilidade natural, com o alburno sendo muito mais vulnerável ao ataque biológico.

A baixa durabilidade natural de algumas espécies pode ser compensada por um tratamento preservativo adequado às peças, alcançando-se assim melhores níveis de durabilidade, próximos dos apresentados pelas espécies naturalmente resistentes.

2.6 RESISTÊNCIA QUÍMICA

A madeira, em linhas gerais, apresenta boa resistência a ataques químicos. Em muitas indústrias, ela é preferida em lugar de outros materiais que sofrem mais facilmente o ataque de agentes químicos. Em alguns casos, a madeira pode sofrer danos devidos ao ataque de ácidos ou bases fortes. O ataque das bases provoca aparecimento de manchas esbranquiçadas decorrentes da ação sobre a lignina e a hemicelulose da madeira. Os ácidos também atacam a madeira causando uma redução no seu peso e na sua resistência.

3. SECAGEM DA MADEIRA

Em face da constituição anatômica das árvores que retêm grande quantidade de líquidos, a madeira extraída deve passar por processos de secagem antes de ser utilizada.

3.1 PROCESSO DE SECAGEM E SEUS EFEITOS

O início da secagem começa com a evaporação da água localizada no lúmen das células (vasos, traqueídeos, fibras, etc.), denominada de água livre ou água de capilaridade. A madeira perde de forma rápida a água de capilaridade sem sofrer contrações volumétricas significativas ou alterações nas suas propriedades resistentes.

Após a perda de água de capilaridade, permanece na madeira a água contida nas paredes celulares, denominada de água de adesão. O teor de umidade relativo a este estágio é denominado de ponto de saturação das fibras (PSF), estando este valor em torno de 20% do peso seco. Alterações na umidade abaixo do PSF acarretam o aumento das propriedades resistentes da madeira e contrações volumétricas (Figura 16).

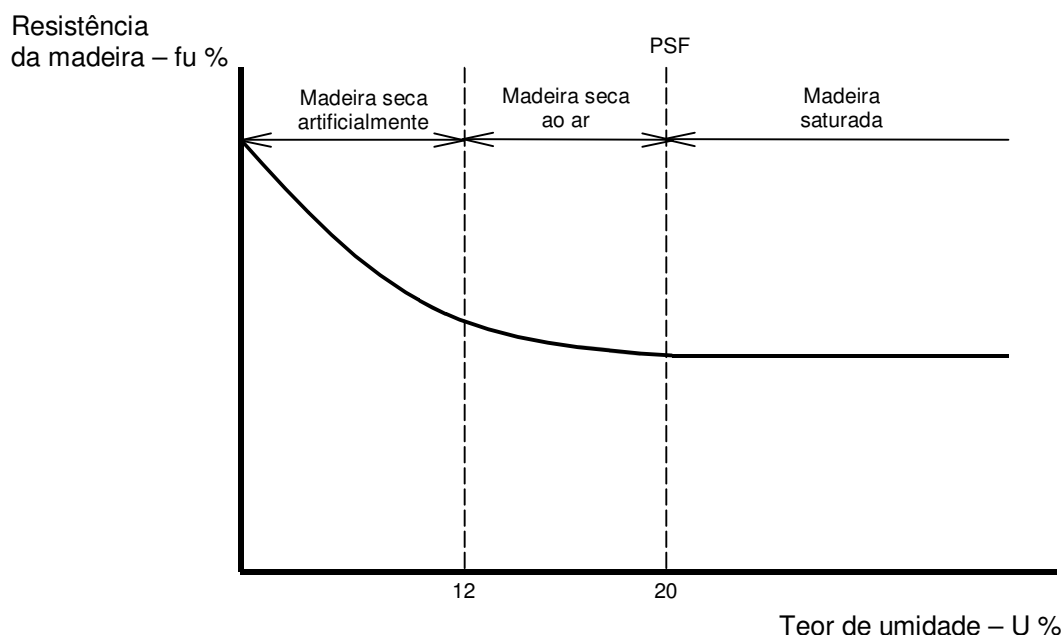


Figura 16: Gráfico resistência da madeira x teor de umidade (ALMEIDA, 1998).

Ao final do processo de secagem há um equilíbrio dinâmico entre a umidade relativa do ar, em que a madeira se encontra exposta, e a umidade da madeira, denominado de umidade de equilíbrio (UE). A umidade de equilíbrio é, então, função da umidade do ar e da temperatura ambiente, portanto, podendo ser especificada para cada região onde será empregada (Figura 17).

Alterações no teor de umidade abaixo do ponto de saturação acarretam variações dimensionais na madeira, bem como nas propriedades de resistência. Por isso, para a utilização da madeira em estruturas é necessário o conhecimento prévio da umidade relativa do ar e temperatura ambiente, onde a estrutura será implantada.

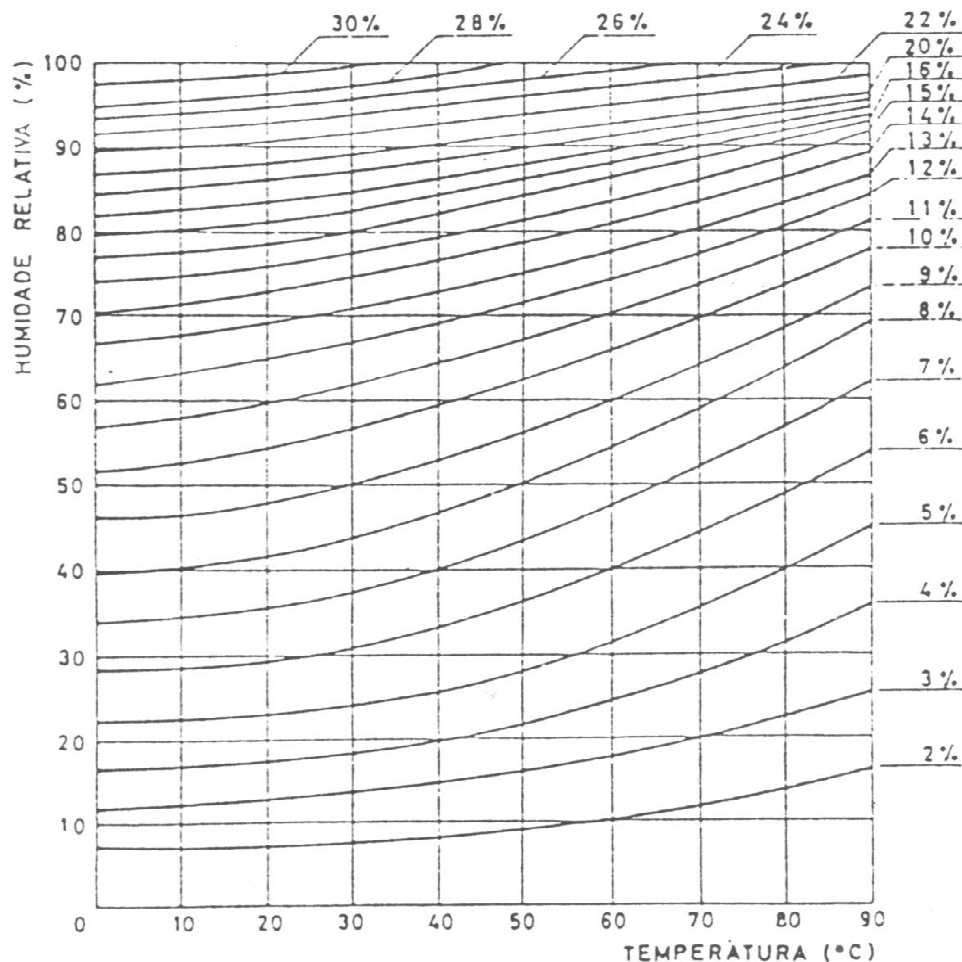


Figura 17: Curvas de equilíbrio higrotérmico da madeira (CRUZ, MACHADO e NUNES, 1994).

3.2 DEFEITOS DEVIDO À SECAGEM

Os defeitos mais comuns que se estabelecem durante a secagem são: (1) fendas e rachaduras, geralmente devido a uma secagem rápida nas primeiras horas; (2) colapso, que se origina nas primeiras etapas da secagem e muitas vezes acompanhado de fissuras internas; (3) abaulamento, que se deve a tensões internas as quais apresenta a árvore combinada a uma secagem irregular. No caso 3, a deformação é causada pela contração diferenciada nas três direções do corte da madeira, originando defeitos do tipo arqueamento, encanoamento, encurvamento e torcedura, como ilustra a Figura 18.

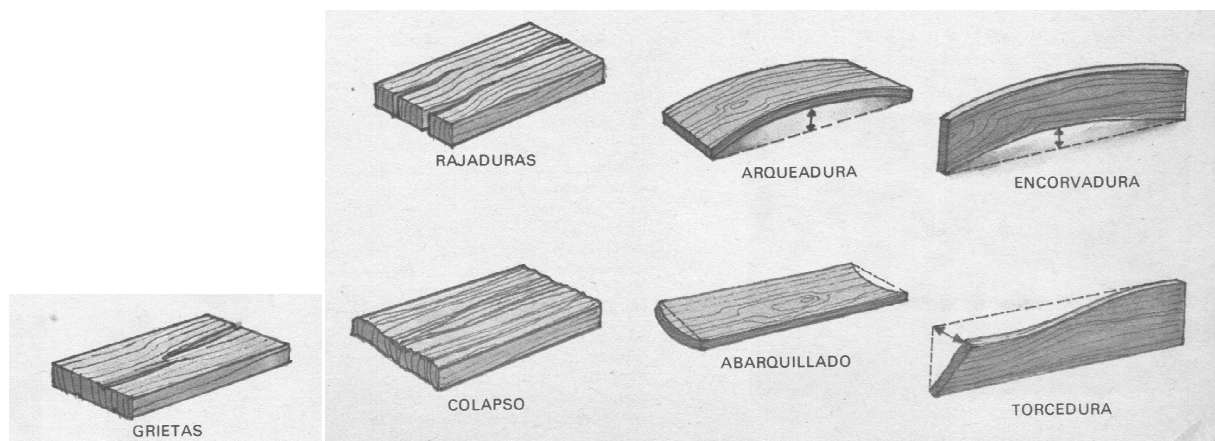


Figura 18: Principais tipos de defeitos em peças de madeira após secagem (Junta Del Acuerdo de Cartagena, 1980).

4. CARACTERIZAÇÃO E IDENTIFICAÇÃO DAS ESPÉCIES

4.1 IDENTIFICAÇÃO BOTÂNICA

O método mais comumente empregado para a identificação tanto macro como microscópica de madeiras é o de chaves de identificação, as quais podem levar a determinação da madeira ao nível de família, gênero ou até espécie.

As chaves são apresentadas em forma de fluxograma com as características anatômicas de diversas madeiras. Esta identificação deve ser sempre confirmada pela comparação com amostras de xiloteca e/ou laminário de identidade.

A propriedade físico-mecânica da madeira e sua aptidão para o uso comercial estão relacionadas com a estrutura anatômica do material. Estas características, também são influenciadas pelas condições ecológicas do local onde o vegetal cresce. Portanto, por meio da identificação da estrutura anatômica da madeira, pode-se obter algumas informações sobre suas propriedades tecnológicas e de utilização. Vale ressaltar que este assunto em questão é muito amplo e complexo, e necessita de um aprofundamento bem mais especializado.

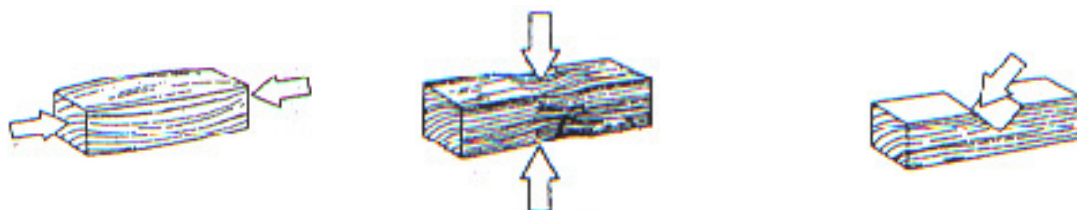
4.2 TIPOS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

A madeira pode sofrer solicitações de compressão, tração, cisalhamento e flexão. Ela tem resistências com valores diferentes conforme variar a direção da solicitação em relação às fibras e também em função do tipo de solicitação. Isso significa que, mesmo mantida uma direção da solicitação segundo às fibras, a resistência à tração é diferente da resistência à compressão.

A compressão na madeira pode ocorrer segundo três orientações: paralela, normal e inclinada em relação às fibras. Quando a peça é solicitada por compressão paralela às fibras, as forças agem paralelamente ao comprimento das células. As células reagindo em conjunto conferem uma grande resistência da madeira à compressão. No caso de solicitação normal ou perpendicular às fibras, a madeira apresenta resistências menores que na compressão paralela, pois a força é aplicada na direção normal ao comprimento das células, direção na qual possuem baixa

resistência. Os valores de resistência à compressão normal às fibras são da ordem de $\frac{1}{4}$ dos valores de resistência à compressão paralela.

A compressão paralela tem a tendência de encurtar as células da madeira ao longo do seu eixo longitudinal (Figura 19a). A compressão normal comprime as células da madeira perpendicularmente ao eixo longitudinal (Figura 19b). E a compressão inclinada: age tanto paralela como perpendicularmente às fibras (Figura 19c).



(a) compressão paralela às fibras (b) compressão perpendicular às fibras (c) compressão inclinada em relação às fibras

Figura 19: Peças sujeitas a esforços de compressão (RITTER, 1990)

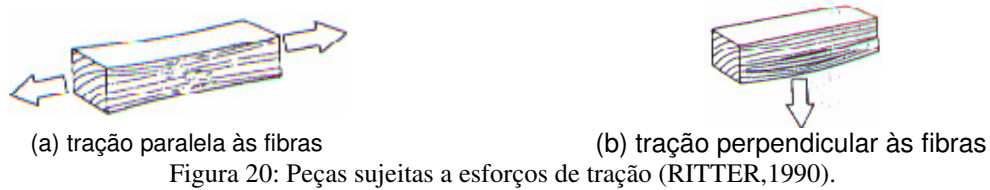
Nas solicitações inclinadas em relação às fibras da madeira, a NBR 7190:1997 especifica o modelo de Hankinson para estimativa dos valores intermediários.

$$f_{c\theta} = \frac{f_{c0} \cdot f_{c90}}{f_{c0} \cdot \sin^2 \theta + f_{c90} \cdot \cos^2 \theta}, \quad (4.1)$$

sendo f_{c0} a resistência à compressão paralela às fibra; f_{c90} a resistência à compressão perpendicular às fibras e θ o ângulo da força em relação às fibras da madeira.

Na madeira, A tração pode ocorrer com orientação paralela ou normal às fibras. As propriedades referentes às duas solicitações diferem consideravelmente. A ruptura por tração paralela pode ocorrer por deslizamento entre as células ou por ruptura das paredes das células. Em ambos casos, a ruptura ocorre com baixos valores de deformação, o que caracteriza como frágil, e com elevados valores de resistência. A resistência de ruptura por tração normal às fibras apresenta baixos valores de deformação. A solicitação age na direção normal ao comprimento das fibras, tendendo a separá-las, afetando a integridade estrutural e apresentando baixos valores de deformação. Pela baixa resistência apresentada pela madeira sob este tipo de solicitação, essa deve ser evitada nas situações de projeto.

A tração paralela provoca alongamento das células ao longo do eixo longitudinal (Figura 20a), enquanto que a tração normal tende a separar as células da madeira perpendicular aos seus eixos (Figura 20b), onde a resistência é baixa, devendo ser evitada.



O cisalhamento na madeira pode ocorrer sob três formas. A primeira seria quando a ação é perpendicular às fibras (Figura 21a), porém este tipo de solicitação não é crítico, pois, antes de romper por cisalhamento, a peça apresentará problemas de esmagamento por compressão normal. As outras duas formas de cisalhamento ocorrem com a força aplicada no sentido longitudinal às fibras (cisalhamento horizontal) e à força aplicada perpendicular às linhas dos anéis de crescimento (cisalhamento *rolling*). O caso mais crítico é o cisalhamento horizontal que rompe por escorregamento entre as células da madeira. Na Figura 21a é ilustrada a deformação das células perpendicularmente ao eixo longitudinal. Normalmente não é considerada, pois outras falhas ocorrem antes. Na Figura 21b é ilustrada a tendência das células da madeira separarem e escorregarem longitudinalmente. Na Figura 21c é ilustrada a tendência das células da madeira rolaem umas sobre as outras de forma transversal em relação ao eixo longitudinal.

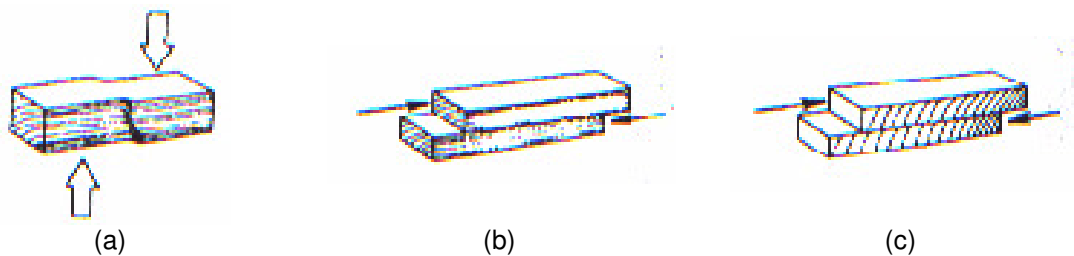


Figura 21: Cisalhamento na madeira (RITTER,1990).

Na solicitação à flexão simples, ocorrem quatro tipos de esforços: compressão paralela às fibras, tração paralela às fibras, cisalhamento horizontal e, nas regiões dos apoios, compressão normal às fibras.

A ruptura em peças solicitadas à flexão ocorre com a formação de minúsculas falhas de compressão seguidas pelo esmagamento macroscópico na região comprimida. Este fenômeno gera o aumento da área comprimida na seção e a redução da área tracionada, causando acréscimo de tensões nesta região, podendo romper por tração.

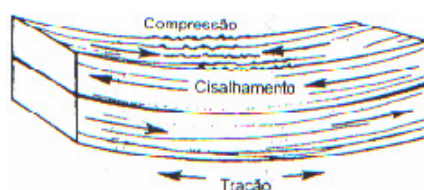


Figura 22: Flexão na madeira (RITTER, 1990)

O comportamento da madeira, quando solicitada por torção, é pouco investigado. A NBR 7190:1997 recomenda evitar a torção de equilíbrio em peças de madeira em virtude do risco de ruptura por tração normal às fibras decorrente do estado múltiplo de tensões atuante.

A resistência ao choque é a capacidade do material absorver rapidamente energia pela deformação. A madeira é considerada um material de ótima resistência ao choque. Existem várias formas de quantificar a resistência ao choque. A NBR 7190:1997 prevê o ensaio de flexão dinâmica para determinação desta propriedade.

A resistência da madeira é identificada pela letra **f** acompanhada de índices que identificam a solicitação à qual se aplica a propriedade. Em casos onde é evidente que o material ao qual se refere à resistência é a madeira, é dispensável o primeiro índice **w** (wood). O índice seguinte indica a solicitação: **c** (compressão), **t** (tração), **v** (cisalhamento), **M** (flexão) e **e** (embutimento). Os índices após a vírgula indicam o ângulo entre a solicitação e as fibras: **0** (paralela), **90** (normal) ou **θ** (inclinada). Por exemplo, a resistência $f_{wc,90}$ identifica a resistência da madeira à compressão normal às fibras. Podem ainda ser usados índices para identificar se o valor de referência é médio (**m**) ou característico (**k**). Assim, a resistência média da madeira à compressão normal às fibras pode ser representada pelo símbolo $f_{wcm,90}$, ou $f_{cm,90}$.

Segundo a NBR 7190:1997, a caracterização da madeira pode ser completa, simplificada ou mínima, as quais serão especificadas a seguir.

4.1.1. Caracterização completa da resistência da madeira

A NBR 7190:1997 define como caracterização completa da resistência da madeira a determinação das resistências à compressão (f_{wc} ou f_c), à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$), à compressão normal às fibras ($f_{wc,90}$ ou $f_{c,90}$), à tração normal às fibras ($f_{wt,90}$ ou $f_{t,90}$), ao cisalhamento (f_{wv} ou f_v), ao embutimento paralelo às fibras ($f_{we,0}$ ou $f_{e,0}$); ao embutimento normal às fibras ($f_{we,90}$ ou $f_{e,90}$) e densidade básica.

4.1.2. Caracterização simplificada da resistência

A caracterização simplificada das resistências da madeira de espécies usuais se faz a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras. As demais resistências são determinadas em função da resistência à compressão paralela admitindo-se um coeficiente de variação de 18% para os esforços normais e um coeficiente de variação de 28% para as resistências a esforços tangenciais.

Para espécies usuais de madeiras, a NBR 7190 admite as seguintes relações:

$$\frac{f_{c0,k}}{f_{t0,k}} = 0,77, \quad (4.2)$$

$$f_{tM,k} = f_{t0,k}, \quad (4.3)$$

$$\frac{f_{e0,k}}{f_{c0,k}} = 1,0, \quad (4.4)$$

$$\frac{f_{c90,k}}{f_{c0,k}} = 0,25. \quad (4.5)$$

Para coníferas:

$$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}} = 0,15 \quad (4.6)$$

Para dicotiledôneas:

$$\frac{f_{v0,k}}{f_{c0,k}} = 0,12 \quad (4.7)$$

4.1.3. Caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas

A caracterização mínima da resistência de espécies pouco conhecidas consiste na determinação da resistência à compressão paralela às fibras ($f_{wc,0}$ ou $f_{c,0}$); resistência à tração paralela às fibras ($f_{wt,0}$ ou $f_{t,0}$); resistência ao cisalhamento paralelo às fibras ($f_{wv,0}$ ou $f_{v,0}$); densidade básica; densidade aparente.

4.1.4. Caracterização mínima de rigidez das madeiras

A caracterização mínima da rigidez das madeiras consiste em determinar o módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras ($E_{c0,m}$) e na compressão perpendicular ($E_{c90,m}$) com pelo menos dois ensaios cada.

4.1.5. Caracterização simplificada rigidez das madeiras

A caracterização simplificada da rigidez das madeiras consiste na determinação da determinação da rigidez na compressão paralelas às fibras $E_{c0,m}$, sendo $E_{c0,m}$ o valor médio de pelo menos dois ensaios.

A rigidez da madeira é identificada pela letra E acompanhada de índices que identificam a direção à qual se aplica a propriedade. A caracterização da rigidez também é feita para teor de umidade $U = 12\%$ (Anexo B, NBR 7190/1997).

A correção da rigidez para teor de umidade $U\%$ diferente do valor padrão de 12%, sendo $U\%$ menor ou igual a 20% é dada por

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \quad (4.8)$$

A rigidez na compressão normal às fibras ($E_{c90,m}$) é dada por

$$E_{c90,m} = \frac{E_{c0,m}}{20}, \quad (4.9)$$

sendo $E_{c0,m}$ da rigidez na compressão paralelas às fibras.

A rigidez na tração paralela às fibras ($E_{t0,m}$) é dada por

$$E_{t0,m} = E_{c0,m}, \quad (4.10)$$

sendo $E_{c0,m}$ da rigidez na compressão paralelas às fibras.

4.1.6. Caracterização por meio de ensaio de flexão

A rigidez na madeira na flexão (E_M) para as coníferas é dado por

$$E_M = 0,85E_{co} \text{ e} \quad (4.11)$$

para dicotiledôneas por

$$E_M = 0,90E_{co}, \quad (4.12)$$

sendo E_{c0} o módulo de elasticidade na compressão paralela às fibras.

4.3 PROCEDIMENTOS PARA CARACTERIZAÇÃO

A norma NBR 7190:1997 adota como condição padrão de referência a classe 1 de umidade, ou seja, umidade de equilíbrio igual a 12%.

Qualquer resistência ou rigidez determinada no intervalo de 10% a 20% podem ser corrigidas para umidade padrão através das expressões:

$$f_{12\%} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3 \cdot (U\% - 12)}{100} \right] \quad (4.13)$$

$$E_{12\%} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2 \cdot (U\% - 12)}{100} \right] \quad (4.14)$$

A NBR 7190:1997 convencionou que o Ponto de Saturação das Fibras (PSF) ocorre para teor de umidade $U\%=20\%$ para todas as espécies. Com base nesta condição, para fins de correção da resistência e do módulo de elasticidade, com as equações anteriores, o teor de umidade da madeira que se encontre em estado verde pode ser admitido como 20%.

4.3.1. Ensaios

Os métodos de ensaios para caracterização física e mecânica da madeira encontram-se descritos no anexo B da NBR 7190.

4.3.2. Valores representativos das propriedades do material

As propriedades mecânicas da madeira podem ser empregadas no projeto com valores característicos ou médios. Se a propriedade é representada por \mathbf{X} , onde X pode ser resistência ou rigidez, os valores representativos são o valor médio (X_m) e o valor característico (X_k). O valor característico tem um limite inferior ($X_{k,inf}$) e outro superior ($X_{k,sup}$). $X_{k,inf}$ tem 5% de probabilidade de não ser ultrapassado; $X_{k,sup}$ tem 5% de probabilidade de ser ultrapassado. Para resistência e rigidez, usa-se, de modo geral, o $X_k = X_{k,inf}$.

A obtenção da resistência característica f_k com base no valor médio f_m pode ser feita a partir de uma distribuição de probabilidades do tipo normal, com coeficientes de variação δ , por relações estatísticas.

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1,645 \cdot \delta) . \quad (4.15)$$

Para resistência a esforços normais (compressão, tração e embutimento) $\delta=18\%$ e a relação é dada por

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1,645 \cdot 0,18) = 0,70 f_{m,12} ; \quad (4.16)$$

para a resistência a esforços tangenciais (cisalhamento) $\delta=28\%$ e a relação é dada por

$$f_{k,12} = f_{m,12} \cdot (1 - 1,645 \cdot 0,28) = 0,54 f_{m,12} , \quad (4.17)$$

sendo $f_{m,12}$ o valor médio da resistência com a unidade padrão de 12%.

4.4 CLASSES DE RESISTÊNCIA

A NBR 7190/1997 definiu classes de resistência para possibilitar o emprego de madeiras com propriedades padronizadas, mesmo que de espécies florestais diferentes, orientando a escolha do material para a elaboração de projetos estruturais (Tabela 2 e Tabela 3).

Tabela 2: Classes de resistência coníferas.

Coníferas (Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	(*) $\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	$\rho_{aparente}$ (kg/m ³)
C 20	20	4	3 500	400	500
C 25	25	5	8 500	450	550
C30	30	6	14.500	500	600
(*) como definida em 5.1.2					

Tabela 3: Classes de resistência dicotiledôneas.

Dicotiledôneas (Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classes	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	(*) $\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	$\rho_{aparente}$ (kg/m ³)
C 20	20	4	9 500	500	650
C 30	30	5	14.500	650	800
C 40	40	6	19.500	750	950
C 60	60	8	24.500	800	1000
(*) como definida em 5.1.2					

4.5 CLASSES DE UMIDADE

A NBR 7190/1997 estabelece que o projeto das estruturas de madeira deve ser feito considerando o teor de umidade de equilíbrio da madeira do local onde será implantada a obra. Para isso, foram definidas as classes de umidade especificadas na Tabela 4. Estas classes também podem ser utilizadas para a escolha de métodos de tratamentos preservativos das madeiras.

Tabela 4: Classes de umidade

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

4.6 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

Os valores de cálculos das resistências são dados por:

$$f_{wd} = k_{mod} \cdot \frac{f_{wk}}{\gamma_w}, \quad (4.18)$$

onde f_{wk} é o valor característico da resistência; k_{mod} é o coeficiente de modificação que leva em consideração os efeitos da duração do carregamento, da umidade do meio ambiente e da qualidade do material; γ_w é o coeficiente de ponderação de segurança do material.

Os coeficientes de modificação, k_{mod} , afetam os valores de cálculo das propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade admitida, e do eventual emprego de madeira de 2ª qualidade.

O coeficiente de modificação k_{mod} é formado pelo produto:

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} \quad (4.19)$$

O coeficiente parcial de modificação k_{mod1} , que leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado, é dado pela Tabela 5, devendo ser escolhido conforme a situação de projeto em que se estiver fazendo a comprovação da segurança.

Tabela 5: Valores de k_{mod1}

Classes de carregamento	Tipos de madeira	
	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
Permanente	0,60	0,30
Longa duração	0,70	0,45
Média duração	0,80	0,65
Curta duração	0,90	0,90
Instantânea	1,10	1,10

O coeficiente parcial de modificação k_{mod2} , que leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado, é dado na Tabela 6.

Tabela 6: Valores de k_{mod2}

Classes de umidade	Madeira serrada Madeira laminada colada Madeira compensada	Madeira recomposta
(1) e (2)	1,0	1,0
(3) e (4)	0,8	0,9

O coeficiente parcial de modificação k_{mod3} , que leva em conta a qualidade da madeira quanto a presença de defeitos, é dado na Tabela 7.

Tabela 7: Valores de k_{mod3}

Classes	1ª Categoria	2ª Categoria
Coníferas	0,8	0,8
Dicotiledôneas	1,0	0,8

Os coeficientes de ponderação nos estados limites últimos, de acordo com a solicitação são:

$\gamma_{wc} = 1,4$ para tensões de compressão paralelas às fibras;

$\gamma_{wt} = 1,8$ para tensões de tração paralelas às fibras e

$\gamma_{wv} = 1,8$ para tensões de cisalhamento paralelas às fibras

Nos estados limites de utilização, os coeficientes de ponderação possuem o valor básico de $\gamma_w = 1,0$.

O coeficiente de modificação $k_{mod,3}$ é definido em função da categoria da madeira utilizada: primeira categoria ou segunda categoria. Madeira de **primeira categoria** é aquela que passou por classificação visual para garantir a isenção de

defeitos e por classificação mecânica para garantir a homogeneidade da rigidez. Para este caso $k_{\text{mod},3} = 1,0$. Madeira de **segunda categoria** é considerada os demais casos. Para estes $k_{\text{mod},3} = 0,8$.

Para madeira de coníferas, deve **sempre se adotar $k_{\text{mod},3} = 0,8$** para considerar a presença de nós não detectáveis pela inspeção visual.

Para madeira laminada colada o coeficiente parcial de modificação, $K_{\text{mod}3}$, leva em consideração a curvatura da peça, valendo $K_{\text{mod}3} = 1$ para peças retas e para peças curvas a expressão:

$$K_{\text{mod}3} = 1 - 1200 \cdot \left(\frac{t}{r} \right)^2, \quad (4.20)$$

onde t é a espessura das lâminas, r é o menor raio de curvatura.

Nas verificações de segurança que dependem da rigidez da madeira, o módulo de elasticidade na direção paralela às fibras deve ser tomado como:

$$E_{c0,ef} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3} \cdot E_{c0,m} \quad (4.21)$$

4.7 EXEMPLO DE DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE CÁLCULO A PARTIR DA RESISTÊNCIA MÉDIA

Como exemplo, considere-se o Jatobá (*Hymenaea spp*), uma espécie de madeira muito empregada na construção de pontes. Os resultados experimentais mostram que a resistência média à compressão paralela para madeira verde é

$$f_{\text{com,mv}} = 70 \text{ MPa}.$$

Transformando esta resistência para a condição padrão, tem-se

$$f_{\text{com},12\%} = f_{\text{com},20} \left[1 + \frac{3(20-12)}{100} \right] = (70)(1,24) = 86,8 \text{ MPa}$$

.

Deste modo, resulta a resistência característica

$$f_{\text{cok},12} = (0,7)(86,8) = 60,8 \text{ MPa}.$$

Todavia, admite-se que na estrutura haja pontos menos resistentes. A resistência em ensaio rápido destes pontos seria de

$$\frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = \frac{60,8}{1,4} = 43,4 \text{ MPa}.$$

Sob ação de cargas de longa duração, em ambiente seco ou parcialmente úmido, para estruturas construídas com madeira de 2ª categoria, a resistência de tais pontos deve ser admitida com o valor

$$f_{co,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c},$$

sendo $k_{\text{mod},1} = 0,7$ madeira serrada, para cargas de longa duração; $k_{\text{mod},2} = 1,0$ madeira serrada, para classe de umidade (1) ou (2); $k_{\text{mod},3} = 0,8$ madeira de 2ª categoria.

Logo,

$$f_{co,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = (0,7)(1,0)(0,8)(43,4) = 24,3 \text{ MPa}$$

Uma tensão com este valor poderá levar à estrutura à ruptura.

4.8 RESISTÊNCIAS USUAIS DE CÁLCULO

Para peças estruturais de madeira serrada de segunda qualidade e de madeira laminada colada submetidas a carregamentos de longa duração, na ausência de determinação experimental específica, permite-se a adoção de critérios simplificados para a determinação da resistência de cálculo em função da resistência de cálculo na compressão paralela às fibras. Nestas condições a NBR 7190:1997 admite que:

- a resistência de cálculo na tração paralela às fibras seja dada por $f_{to,d} = f_{co,d}$;
- a resistência de cálculo na compressão perpendicular às fibras seja dada por $f_{c90,d} = 0,25 f_{co,d} \cdot \alpha_n$;
- resistência de cálculo no embutimento paralelo às fibras seja dada por $f_{eo,d} = f_{co,d}$;
- resistência de cálculo no embutimento perpendicular às fibras seja dada por $f_{e90,d} = 0,25 f_{co,d} \cdot \alpha_e$;

-
- resistência de cálculo no cisalhamento paralelo às fibras seja dada por $f_{v0,d}=0,12f_{co,d}$, para as coníferas, e $f_{v0,d}=0,10f_{co,d}$, para as dicotiledôneas.

Quando a carga atuar na extremidade da peça, ou de modo distribuído na totalidade da superfície de peças de apoio, ou no caso da extensão da carga, medida na direção das fibras, ser maior ou igual a 15 cm, admite-se $\alpha_n = 1,0$. Quando a extensão da carga, medida na direção das fibras, for menor que 15 cm e a carga estiver afastada pelo menos de 7,5 cm da extremidade da peça, o coeficiente α_n é fornecido pela Tabela 19

5. MODELO DE SEGURANÇA DA NORMA BRASILEIRA

5.1 SEGURANÇA DE UMA ESTRUTURA

O conceito de segurança de uma estrutura é a capacidade que ela apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, continuando a satisfazer as condições funcionais a que se destinava por ocasião de sua construção (ZAGOTTIS, 1981). Este conceito de segurança é qualitativo. Para que seja quantificada a segurança estrutural, utilizam-se processos analíticos, numéricos, gráficos ou experimentais, que determinam os esforços internos, as deformações e os deslocamentos nas estruturas, permitindo a comparação destes valores aos critérios de resistência dos materiais estruturais.

A edição da NBR7190/82 verificava a segurança estrutural pela aplicação do Método das Tensões Admissíveis. A hipótese fundamental desse modelo considera o comportamento estrutural de um certo corpo determinístico. Isto significa que, para um mesmo corpo, com as mesmas vinculações, a aplicação de uma certa solicitação, de acordo com uma certa lei de variação ao longo do tempo, caso pudesse ser repetida diversa vezes, produziria em todas elas os mesmos esforços internos, as mesmas deformações e os mesmos deslocamentos. A condição a ser satisfeita para que uma estrutura apresente segurança em relação a um tipo de solicitação era:

$$\sigma_s \leq \frac{R}{\gamma_i} = \bar{R} \text{ com } \gamma_i > 1, \quad (5.1)$$

onde σ_s são as tensões máximas que aparecem por ocasião da utilização da estrutura e \bar{R} é a tensão admissível do material, resultante do quociente entre as tensões de ruptura ou escoamento do material (R) e o coeficiente de segurança interno (γ_i).

O Método das Tensões Admissíveis estabelece uma distância entre as tensões de serviço e as tensões de ruptura e não entre o carregamento de serviço e o carregamento de ruptura ou colapso. Esta característica deste modelo de segurança é limitante quando a estrutura deixa de apresentar um comportamento linear. Isto só vale quando a relação tensão-deformação do material permanece linear (linearidade física) ou enquanto a geometria é pouco alterada pelos deslocamentos produzidos pelo carregamento (linearidade geométrica). A maioria das estruturas apresenta comportamento linear para uma faixa de carregamento, mas ao aproximar-se da

ruptura perde a linearidade. Nestes casos, o coeficiente de segurança interno γ_i passa a não ser mais representativo da segurança da estrutura.

A atual edição da NBR 7190:1997, Projeto de estruturas de madeira, adota outro modelo de verificação da segurança estrutural, o Método dos Estados Limites. Quando uma estrutura deixa de preencher qualquer uma das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite, ou, que ela atingiu a ruína. De acordo com o conceito de segurança, esta é a capacidade que a estrutura apresenta de suportar as diversas ações que vierem a solicitá-la durante a sua vida útil, sem atingir qualquer estado limite.

Os estados limites podem ser classificados em duas categorias: estados limites últimos e estados limites de utilização.

Os estados limites últimos são aqueles correspondentes ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, podendo ser originados por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- perda de estabilidade do equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura, considerando esta semelhante a um corpo rígido;
- ruptura de seções críticas da estrutura;
- colapso da estrutura, ou seja, transformação da estrutura original em uma estrutura parcial ou totalmente hipostática, por plastificação;
- perda de estabilidade do equilíbrio de uma parte ou do conjunto da estrutura por deformação;
- deterioração por efeito de fadiga;
- deformações elásticas ou plásticas, deformação lenta (fluência) e trincas que provoquem uma mudança de geometria que exija uma substituição da estrutura.

O estado limite último também pode ser atingido devido à sensibilidade da estrutura aos efeitos de repetição das ações, do fogo, de uma explosão etc.

Os estados limites de utilização são aqueles correspondentes a exigências funcionais e de durabilidade da estrutura, podendo ser originados, em geral, por um ou vários dos seguintes fenômenos:

- deformações excessivas para uma utilização normal da estrutura;

- deslocamentos excessivos sem perda do equilíbrio;
- vibrações excessivas.

A introdução da segurança no projeto estrutural relativa aos estados limites de utilização recai em uma simples verificação do comportamento da estrutura, sujeita às ações correspondentes à sua utilização, comparando-o ao comportamento desejável para as condições funcionais e de durabilidades especificadas.

O Método dos Estados Limites introduz a segurança estrutural através dessas verificações relativamente aos estados limites. Para os estados limites últimos, a condição de segurança a ser satisfeita segundo a NBR 7190:1997 é:

$$S_d \leq R_d, \quad (5.2)$$

$$R_d = k_{\text{mod}} \frac{R_k}{\gamma_w}, \quad (5.3)$$

sendo S_d as tensões máximas que aparecem por ocasião da utilização de coeficientes de segurança externos, relativamente aos estados limites últimos. R_d é a resistência de cálculo, R_k é a resistência característica, γ_w é o coeficiente de ponderação (minoração) das propriedades da madeira, conforme o tipo de solicitação em análise e k_{mod} é o coeficiente de modificação que leva em conta as influências não consideradas em γ_w .

A vantagem do método dos estados limites é que cada um dos fatores que influenciam a segurança são levados em conta separadamente. Mesmo considerando empiricamente os fatores, o método é mais racional que uma simples adoção de um coeficiente de segurança.

A deficiência que o método dos estados limites não consegue contornar é a consideração dos parâmetros de resistência como fenômenos determinísticos. Pode-se até admitir que o comportamento estrutural seja um fenômeno determinístico, mas os resultados experimentais comprovam que a resistência dos materiais é uma variável aleatória contínua que pode ser associada a uma lei de distribuição de densidades de probabilidade.

Entretanto, não é possível normalizar racionalmente um método probabilístico, ou semi-probabilístico, para o uso corrente em projetos de estruturas. Portanto, o método dos estados limites, com coeficientes de ponderação internos para a resistência e externos para as ações, tratando separadamente os diversos fatores

intervenientes, representa uma abordagem mais racional que os outros métodos adotados anteriormente.

5.2 SITUAÇÕES DE PROJETO

A NBR 7190:1997 estabelece que toda estrutura deve ser projetada e construída de modo a satisfazer os requisitos básicos de segurança, permanecendo adequada ao uso previsto e suportando todas as ações e outras influências que podem agir durante a construção e durante a sua utilização.

Para cada estrutura devem ser especificadas as situações de projeto a considerar. A NBR 7190:1997 define basicamente três situação de projeto a serem consideradas: situações duradouras, situações transitórias e situações excepcionais.

As **situações duradouras** são consideradas no projeto de todas as estruturas e são definidas como aquelas que têm duração igual ao período de referência da estrutura. Para estas situações duradouras, a verificação da segurança é efetuada em relação aos estados limites últimos e de utilização. Quanto ao estado limite último consideram-se as combinações últimas normais de carregamento. Quanto ao estado limite de utilização consideram-se as combinações de longa ou as de média duração. Estas combinações serão detalhadas no Capítulo 6.

A NBR 7190:1997 define as **situações transitórias** como sendo aquelas que têm duração muito menor que o período de vida da construção. Estas situações são consideradas para construções que podem estar sujeitas a algum carregamento especial e, em geral, nela é a verificação da segurança é feita quanto aos estados limites últimos. Em casos especiais, é exigida a verificação da segurança em relação a estados limites de utilização considerando combinações de ações de curta ou média duração. Estas combinações serão detalhadas no Capítulo 6.

As **situações excepcionais** são aquelas que têm duração extremamente curta. Para estas situações é verificada a segurança somente em relação aos estados limites últimos.

6. AÇÕES ATUANTES E COMBINAÇÕES DE PROJETO

Ao se conceber uma estrutura deve-se entender que seu funcionamento reflete a atuação de todas as forças externas presentes na mesma. Assim, o peso próprio de uma viga, veículos em uma ponte, o vento sobre um telhado representam forças externas agindo em uma estrutura.

As ações são definidas pela NBR 8681:2004 “Ações e segurança nas estruturas – procedimento” como “as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.” A natureza e a duração das ações possuem influência relevante na verificação da segurança estrutural.

Para elaboração dos projetos, as ações devem ser combinadas com a aplicação de coeficientes, sobre cada uma delas, para levar em consideração a probabilidade de ocorrência simultânea.

A fim de levar em conta o bom comportamento estrutural da madeira para cargas de curta duração, na verificação da segurança em relação aos estados limites últimos, a NBR 7190:1997 permite a redução em até 75% das solicitações dessa natureza. Observa-se que esta redução não deve ser aplicada nas combinações de verificação das peças metálicas, inclusive dos elementos de ligação como parafusos, por exemplo.

6.1 TIPOS DE AÇÕES

As ações são classificadas segundo duas formas:

- quanto ao modo de atuação e
- quanto às variações de seus valores e tempo de atuação.

Quanto ao modo de atuação, podem ser diretas ou indiretas que correspondem respectivamente às forças e às deformações impostas (Figura 23).

Quanto às variações de seus valores e tempo de atuação podem ser

- permanentes,
-

- variáveis ou
- excepcionais.

As ações permanentes (g) são as que possuem valores constantes, ou de pequena variação em torno da média, atuantes em praticamente toda a vida da construção. Ex.: peso próprio.

As ações variáveis (q) são aquelas que possuem valores com variação significativa atuantes em praticamente toda a vida da construção. Ex.: sobrecarga.

As ações excepcionais são aquelas que independem da variação dos seus valores, pois atuam em curto espaço de tempo. Devido à sua baixa probabilidade de ocorrência são consideradas apenas em determinadas estruturas. Ex.: abalos sísmicos.

6.2 TIPOS DE CARREGAMENTOS

Um conjunto de ações com probabilidade de ocorrência simultânea determinam vários casos de carregamento, dependendo das diferentes formas de combinação destas ações. O caso mais desfavorável será adotado como carregamento de projeto.

Um carregamento é classificado segundo a natureza das ações atuantes (Figura 23) e pode ser:

- normal,
- especial ou de construção
- excepcional

O carregamento é normal quando inclui somente as ações decorrentes do uso previsto para a construção. Ex.: peso e sobrecarga.

O carregamento é especial quando inclui ações variáveis de natureza ou intensidade especiais, cujos efeitos sejam preponderantes aos produzidos pelo carregamento normal. Ex.: área de estocagem de um supermercado.

O carregamento é excepcional quando inclui ações excepcionais e cujos efeitos podem ser catastróficos. Ex.: ventos fortes, abalo sísmico.

O carregamento de construção cessa com a conclusão da obra sendo portanto de caráter transitório. Deve ser considerado quando há probabilidade de ocorrência de estados limites últimos durante a fase de construção. Ex.: peças protendidas, estacas.

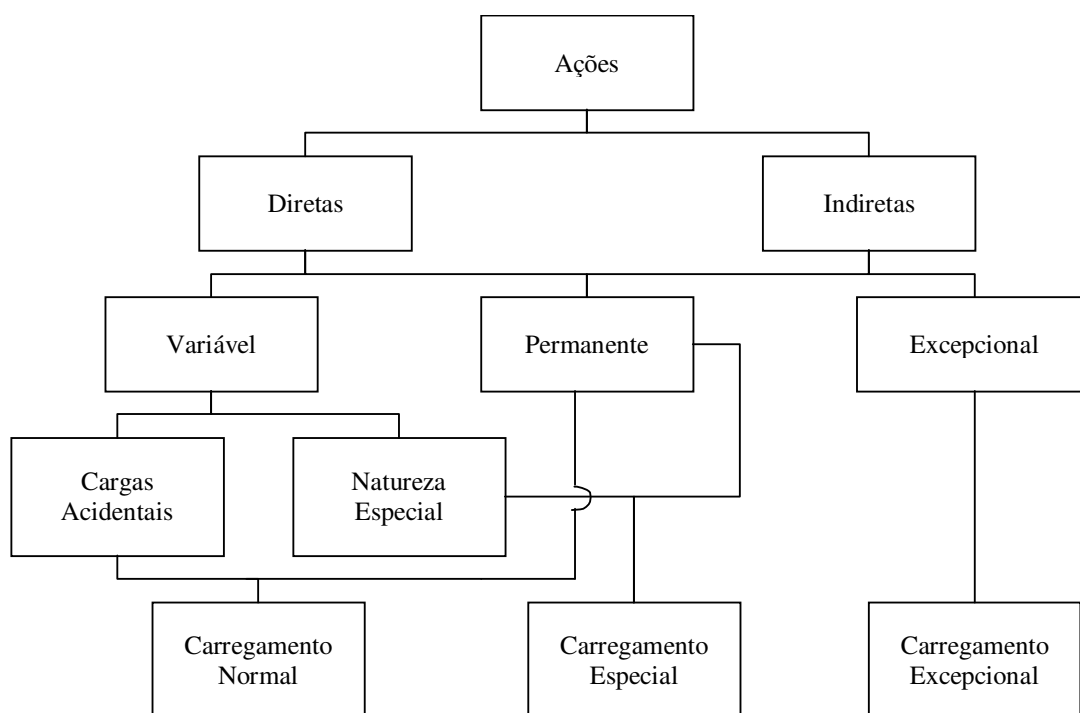


Figura 23: Organograma de ações e carregamentos

6.3 CLASSES DE DURAÇÃO DE CARREGAMENTOS

As classes de duração do carregamento são determinadas em função da duração acumulada prevista para a ação variável tomada como principal na combinação considerada. Segundo a norma NBR 7190:1997, elas podem ser permanentes, de longa, de média ou curta duração e duração instantânea (Tabela 8).

Tabela 8: Classes de duração de carregamentos

Classe de carregamento	Ação variável principal da combinação	
	Duração acumulada	Ordem de grandeza da duração acumulada da ação característica
Permanente	Permanente	vida útil da construção
Longa duração	Longa duração	mais de 6 meses
Média duração	Média duração	1 semana a 6 meses
Curta duração	Curta duração	menos de 1 semana
Duração instantânea	Duração instantânea	muito curta

6.4 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações empregam coeficientes diferentes, conforme a probabilidade de ocorrência durante a vida da estrutura. São diferentes os carregamentos a serem empregados na verificação do estado limite último e de utilização.

6.4.1. Combinação para Estado Limite Último

Em Estados Limites Últimos, os formatos de combinações correspondem as ações combinadas segundo sua natureza. Têm-se combinações para ações normais, especiais e de construção.

6.4.1.1. Combinações últimas normais

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right], \quad (6.1)$$

onde $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal em um determinado caso de carregamento, $\psi_{0j} \times F_{Qj,k}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis e ψ_{0j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das ações variáveis.

Tendo em vista que a condição de segurança é para uma situação duradoura, portanto classe de carregamentos de longa duração e que a resistência de projeto leva em conta um tempo grande de atuação da solicitação, as ações variáveis de curta duração $F_{Q1,k}$ deverão ser reduzidas pelo fator de 0,75.

6.4.1.2. Combinações últimas especiais e combinações últimas de construção

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \times F_{Gi,k} + \gamma_Q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} \times F_{Qj,k} \right], \quad (6.2)$$

onde $F_{Gi,k}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal em um determinado caso de carregamento, $\psi_{0j,ef}$ é igual ao fator ψ_{0j} , adotado nas combinações normais, salvo quando a ação principal $F_{Q1,k}$ tiver um tempo de atuação muito pequeno, caso em que $\psi_{0j,ef}$ pode ser tomado como correspondente a ψ_2 .

6.4.2. Combinação para Estados Limites de Utilização

As combinações em estados limites de utilização são determinadas a partir do grau de deformação que a estrutura considerada deva suportar, permitindo sua

utilização prevista. Estando as deformações relacionadas à duração do carregamento existirão formatos diferentes para combinações de longa, média e curta duração e de duração instantânea.

6.4.2.1. Combinação de longa duração

As combinações de longa duração são as utilizadas quando o uso previsto para a estrutura permite deformações máximas normativas.

Para estas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.3)$$

onde $F_{d,uti}$ é o valor de cálculo das ações para estados limites de utilização, $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis, ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis, $\psi_{2j} F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

6.4.2.2. Combinação de média duração

As combinações de média duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer limites de deformações menores que os máximos normativos.

Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor correspondente a classe de média duração e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + \psi_1 F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.4)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis; $\psi_{2j} F_{qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis; $F_{Q1,K}$ é o valor característico da ação variável considerada principal; ψ_1 é fator de combinação correspondente a ação variável principal.

6.4.2.3. Combinações de curta duração

As combinações de curta duração são utilizadas quando o uso previsto para a estrutura requer valores desprezíveis de deformação.

Nestas combinações, a ação variável principal atua com seu valor característico e as demais ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de média duração.

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + F_{Q1,K} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.5)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; $F_{Q1,K}$ é o valor característico da ação variável considerada principal; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis; $\psi_{1j} F_{Qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

6.4.2.4. Combinações de duração instantânea

As combinações de duração instantânea são utilizadas quando se considera a existência de uma ação variável especial pertinente à classe de duração imediata. As demais ações variáveis são consideradas com seus prováveis valores atuando simultaneamente à ação variável especial, valores estes de longa duração salvo a existência de outro critério que os determine.

Tais combinações são expressas por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + F_{Q,esp} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,K}, \quad (6.6)$$

onde $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes; $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis; $F_{Q,esp}$ é o valor característico da ação variável especial; ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis, $\psi_{2j} F_{Qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis.

A Tabela 9 identifica as verificações de segurança para os estados limites e as combinações de carregamento para cada situação de projeto a ser considerada

Tabela 9: situações de projeto

Situação	Verificação	Combinação de ações
Duradoura: devem ser consideradas sempre Duração igual ao período de referência da estrutura	Estado limite último	Normais $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$
	Estado limite de utilização	Longa (def. normativas) ou média (limite < normativas) duração $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$ $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$
Transitória: deve ser verificada quando existir carregamento especial para a construção. Duração muito menor que o período de vida da estrutura.	Estado limite último	Especial ou de construção $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k} \right]$
	Estado limite de utilização (caso necessário)	Média ou curta duração $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$ $F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$
Excepcional: Duração extremamente curta.	Estado limite último	Excepcional $F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + F_{Q,exc} + \gamma_Q \sum_{j=1}^n \psi_{0j,ef} F_{Qj,k}$

6.5 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO E FATORES DE COMBINAÇÃO

As combinações de ações empregam coeficientes diferentes, conforme a probabilidade de ocorrência de cada uma durante a vida da estrutura. Estão apresentados a seguir os coeficientes a serem empregados nas combinações para verificação dos estados limites último e de utilização.

Os coeficientes de ponderação são os fatores pelos quais se multiplicam os valores característicos das ações para se obter os valores de cálculo. São utilizados em virtude da necessidade de se considerar a ocorrência de fatores que possam interferir na segurança da estrutura, seja por variabilidade das ações, por erros de avaliação dos efeitos destas, por problemas construtivos ou ainda por deficiência do método de cálculo empregado.

Em Estados Limites de Utilização o coeficiente de ponderação é sempre considerado igual a 1, salvo algumas situações definidas por normas especiais.

Em Estados Limites Últimos o coeficiente de ponderação varia de acordo com o tipo de ação considerada; assim, podem existir coeficientes de ponderação para ações permanentes (γ_g), para ações variáveis (γ_q) e para deformações impostas (γ_ε).

6.5.1. Coeficiente de ponderação para ações permanentes

Todas as partes de uma ação permanente são ponderadas pelo mesmo coeficiente e tais valores dependem do tipo de ação e da combinação (Tabela 10 à Tabela 13).

Tabela 10: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de pequena variabilidade

Combinações	para efeitos(*)	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 1,0$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$
(*) podem ser usados indiferentemente os símbolos γ_g ou γ_G		

Tabela 11: Coeficiente de ponderação para ações permanentes de grande variabilidade

Combinações	para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_g = 1,4$	$\gamma_g = 0,9$
Especiais ou de Construção	$\gamma_g = 1,3$	$\gamma_g = 0,9$
Excepcionais	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Tabela 12: Coeficientes de ponderação para ações permanentes indiretas (incluem os efeitos de recalque de apoio e de retração dos materiais)

Combinações	para efeitos	
	desfavoráveis	favoráveis
Normais	$\gamma_\varepsilon = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Especiais ou de Construção	$\gamma_\varepsilon = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 0$
Excepcionais	$\gamma_\varepsilon = 0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

6.5.2. Coeficientes de ponderação para ações variáveis

Em uma estrutura são ponderados apenas as ações variáveis que produzem efeitos desfavoráveis para a segurança, majorando-se seus valores característicos conforme a Tabela 13.

Tabela 13: Coeficientes de ponderação para ações variáveis.

Combinações	ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_Q = 1,4$	$\gamma_E = 1,2$
Especiais ou de Construção	$\gamma_Q = 1,2$	$\gamma_E = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_Q = 1,0$	$\gamma_E = 0$

6.5.3. Fatores de combinação em estados limites últimos (ψ_0)

São utilizados levando-se em consideração que existe probabilidade remota de que as ações variáveis consideradas atuem simultaneamente (Tabela 14).

Desta forma, toma-se uma ação variável como principal com o seu valor característico e reduzem-se os valores das demais ações multiplicando-os pelo fator de combinação correspondente.

6.5.4. Fatores de combinação em estados limites utilização (ψ_1, ψ_2)

São utilizados visando minorar os valores das ações variáveis para que correspondam às condições de serviço, considerando a duração destas ações.

Para combinações de média duração emprega-se o fator ψ_1 enquanto que para longa duração emprega-se o fator ψ_2 .

Os fatores de combinação têm seus valores indicados na Tabela 14.

Tabela 14: Fatores de combinação

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas acidentais dos edifícios	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas	0,4	0,3	0,2
- Locais onde há predominância de pesos de equipamentos fixos, ou de elevadas concentrações de pessoas	0,7	0,6	0,4
- Bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2*
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2*
- Pontes ferroviárias (ferrovias não especializadas)	0,8	0,6	0,4*
* Admite-se $\Psi_2=0$ quando a ação variável principal corresponde a um efeito sísmico			

6.6 EXEMPLOS

6.6.1. Combinações de projeto de ações em uma treliça

A treliça da Figura 24 está submetida a carregamentos permanentes e variáveis causados pelo efeito do vento. Os esforços causados nas barras por esses carregamentos estão indicados na Tabela 15. Determinar os esforços de cálculo para o estado limite último, na situação mais crítica (tração ou compressão axiais) em cada uma das barras.

Resolução:

A estrutura está submetida a carregamento normal (uso previsto na construção), logo de longa duração. A situação de projeto é duradoura, o que exige a verificação de estado limite último e de utilização. No estado limite último, são consideradas as **combinações normais de carregamento**.

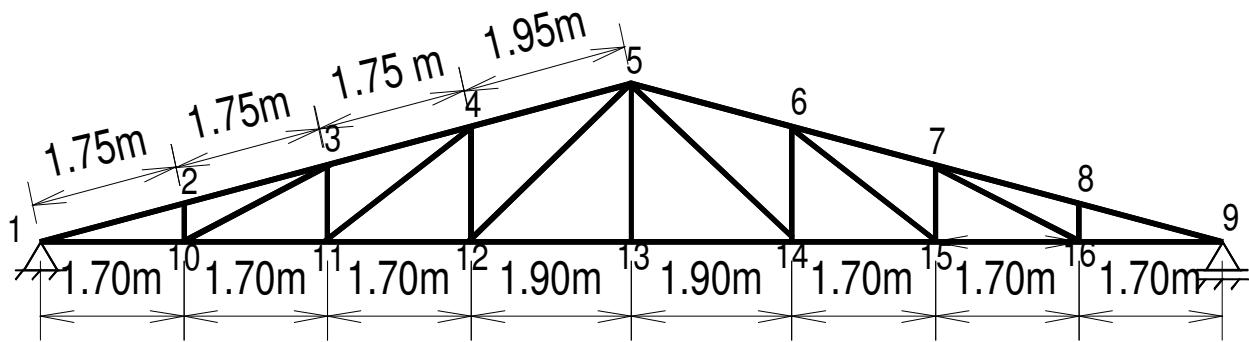
A ação permanente deve ser verificada com efeito favorável e desfavorável, por meio do coeficiente γ_g . Há somente uma ação variável, o efeito do vento, $F_{q1,k}$, que é a ação variável principal. Para cargas variáveis de curta duração consideradas como ação variável principal, a NBR 7190:1997 permite a redução para 75% da solicitação no estado limite último. Logo, a combinação última normal é

$$F_d = \gamma_g F_{G,k} + \gamma_Q \cdot 0,75 \cdot F_{Q,k}$$

Determinação dos coeficientes de ponderação das ações:

- Ação permanente de grande variabilidade ($F_{G,k}$):
 - Combinação desfavorável $\gamma_g = 1,4$ (Tabela 11, comb. normais)
 - Combinação favorável $\gamma_g = 0,9$ (Tabela 11, comb. normais)
- Ação variável – vento ($F_{Q,k}$): $\gamma_Q = 1,4$ (Tabela 13, comb. normais)

Os valores dos esforços majorados pelos coeficientes estão apresentados Tabela 15.



Dimensões em metros

Figura 24: Geometria e identificação dos nós da treliça
Tabela 15: Esforços Solicitantes nas barras da treliça

Barra	Ação Permanente	Ação Variável (vento)		Ação Perm.+Vento Pressão			Ação Perm.+Vento Sucção			Situação crítica	
		Sobrepressão	Sucção	$\gamma_g \cdot A.Perm.$	$\gamma_q \cdot 0,75 \cdot V.Press.$	Combinação	$\gamma_g \cdot A.Perm.$	$\gamma_q \cdot 0,75 \cdot V.Press.$	Combinação	Tração	Compr.
	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN	daN
1-2	-2649	-1267	6731	-3709	-1330	-5039	-2384	7068	4683	4683	-5039
1-10	2386	1235	-6558	3340	1297	4637	2147	-6886	-4739	4637	-4739
3-4	-2156	-1129	5994	-3018	-1185	-4204	-1940	6294	4353	4353	-4204
4-5	-1830	-965	5126	-2562	-1013	-3575	-1647	5382	3735	3735	-3575
4-11	404	234	-1243	566	246	811	364	-1305	-942	811	-942
4-12	-350	-197	1041	-490	-207	-697	-315	1093	778	778	-697
5-12	507	285	-1513	710	299	1009	456	-1589	-1132	1009	-1132
5-13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12-13	1401	662	-3522	1961	695	2657	1261	-3698	-2437	2657	-2437

(+) Tração (-) Compressão

6.6.2. Combinação de ações em uma viga

A viga da Figura 25 está submetida a carregamentos permanentes de grande variabilidade (g), cargas acidentais (q) de longa duração e pressão do vento (w). Sabe-se que as ações valem $g = 40 \text{ daN/m}$, $q = 10 \text{ daN/m}$ e $w = 20 \text{ daN/m}$. Pede-se:

- a) a avaliação das combinações para estado limite de utilização;
- b) a determinação do valor do momento de cálculo ($M_{B,d}$) na seção B, para estado limite último.

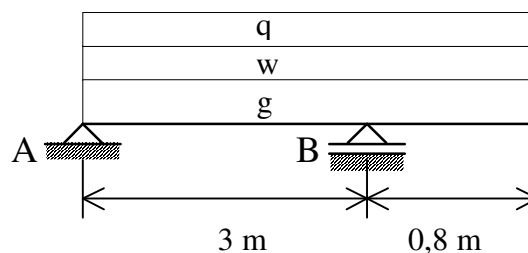


Figura 25: Viga submetida a carregamentos permanentes e variáveis

- a) a avaliação das combinações para estado limite de utilização

Para se determinar a combinação de cálculo das ações para o estado limite de utilização é necessário fazer a avaliação das ações para se determinar a mais crítica. Para situações normais de projeto, a norma NBR 7190 considera que todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração, dado por

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,K} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \times F_{Qj,K},$$

onde $F_{d,uti}$ é o valor de cálculo das ações para estados limites de utilização, $F_{Gi,K}$ é o valor característico das ações permanentes, $F_{Qj,K}$ é o valor característico das demais ações variáveis, ψ_{2j} é o fator de combinação correspondente a cada uma das demais ações variáveis, $\psi_{2j} F_{Qj,K}$ é o valor reduzido de combinação de cada uma das ações variáveis. Da Tabela 14, para ações devidas ao vento $\psi_{2j} = 0$ e para locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos fixos, nem de elevadas concentrações de pessoas $\psi_{2j} = 0,2$. Assim, substituindo-se os valores na expressão anterior, tem-se

$$F_{d,uti} = 40 \text{ daN/m} + 0,2(10 \text{ daN/m}) + 0 \cdot (20 \text{ daN/m}) = 42 \text{ daN/m}$$

,

b) Combinação última normal para $M_{B,d}$

Para a determinação do momento de cálculo na seção B, tem-se que determinar o momento fletor em B devido a cada ação, utilizando o método das seções. O diagrama de esforços para a viga com um carregamento p uniformemente distribuído é ilustrado pela Figura 26. Os valores dos momentos fletores na seção B devidos às ações q , g e w são apresentados na Tabela 16.

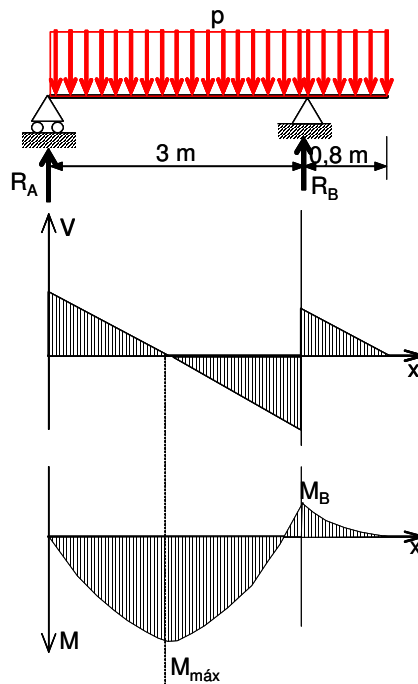


Figura 26: Diagrama de esforços internos

Tabela 16: Momentos fletores atuantes na seção B

	Ações		p (daN/m)	$M_B = p \cdot l^2 / 2$ (daN.m)
Análise Estrutural	Ação permanente	g_k	40	12,8
	Vento	w_k	20	6,4
	Ação acidental	q_k	10	3,2

De posse do valor do momento fletor interno, passa-se a efetuar as combinações das ações dada pela equação da combinação última normal para momento:

$$M_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} M_{Gi,k} + \gamma_Q \left[M_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} M_{Qj,k} \right]$$

Para as ações variáveis para combinações normais últimas, o coeficiente de ponderação é $\gamma_Q = 1,4$. Para a ação de vento, quando considerada principal, pode ser minorada por um coeficiente de 0,75. A ação permanente é de grande variabilidade, logo o coeficiente de ponderação γ_G para combinações normais e para efeitos

desfavoráveis é 1,4, Para locais que não há predominâncias de pesos de equipamentos fixos e nem de elevadas concentrações de pessoas $\psi_0=0,4$ e para pressão dinâmica de vento $\psi_0=0,5$. Assim sendo, considerando o vento como ação variável principal, tem-se:

$$M_d = 1,4(12,8 \text{ daN.m}) + 1,4[0,75 \cdot (6,4 \text{ daN.m}) + (0,4 \cdot 3,2 \text{ daN.m})] = 26,43 \text{ daN.m}$$

Agora, considerando-se a ação accidental como variável principal, tem-se:

$$M_d = 1,4(12,8 \text{ daN.m}) + 1,4[3,2 \text{ daN.m} + (0,5 \cdot 6,4 \text{ daN.m})] = 26,88 \text{ daN.m}$$

Portanto o valor crítico de $M_{B,d}$ no Estado Limite Último é $M_{B,d} = 26,9 \text{ daN.m}$.

7. CONSIDERAÇÕES BÁSICAS PARA PROJETO DE CONSTRUÇÕES EM MADEIRA

A norma brasileira NBR 7190:1997 aborda alguns tópicos relacionados a durabilidade da madeira, cuidados na execução das estruturas, dimensões mínimas de elementos estruturais e dos conectores, e características do próprio projeto estrutural.

7.1 DURABILIDADE DA MADEIRA

Segundo a norma brasileira NBR 7190:1997, o projeto de estruturas de madeira deve garantir a durabilidade da madeira, facilitando o escoamento das águas, prevendo a ventilação das faces vizinhas e paralelas às peças em madeira e utilizando madeira com tratamento preservativo adequado. Além disso, o projeto deve ser desenvolvido visando permitir a inspeção e os trabalhos de conservação.

7.2 EXECUÇÃO DAS ESTRUTURAS

De acordo com NBR 7190:1997, todo trabalho de carpintaria deve ser desenvolvido por profissional qualificado, capaz de executar as sambladuras, encaixes, ligações de juntas e articulações perfeitamente ajustadas em todas as superfícies. Toda as perfurações, escareações, ranhuras e fresagens para meios de ligações devem ser feitos à máquina e perfeitamente ajustados. Por ventura, as peças que, na montagem, não se adaptarem perfeitamente às ligações ou que se tenham empenado prejudicialmente devem ser substituídas.

7.3 DIMENSÕES MÍNIMAS

A norma brasileira NBR 7190:1997 estabelece dimensões mínimas para seções transversais dos elementos estruturais, arruelas, espessura de chapas de aço e diâmetros de pinos e cavilhas.

7.3.1. Seções transversais mínimas

Nas peças principais isoladas, como vigas e barras longitudinais de treliças, a área mínima das seções transversais será de 50 cm^2 e a espessura mínima de 5 cm. Nas peças secundárias esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 2,5 cm.

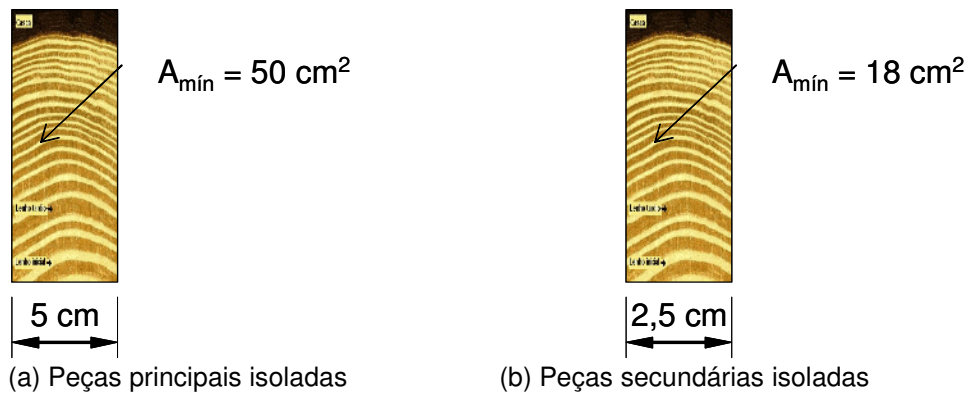


Figura 27: Dimensões transversais mínimas de peças isoladas

Nas peças principais múltiplas, a área mínima da seção transversal de cada elemento componente será de 35 cm^2 e a espessura mínima de 2,5 cm. Nas peças secundárias múltiplas esses limites reduzem-se respectivamente a 18 cm^2 e 1,8 cm.

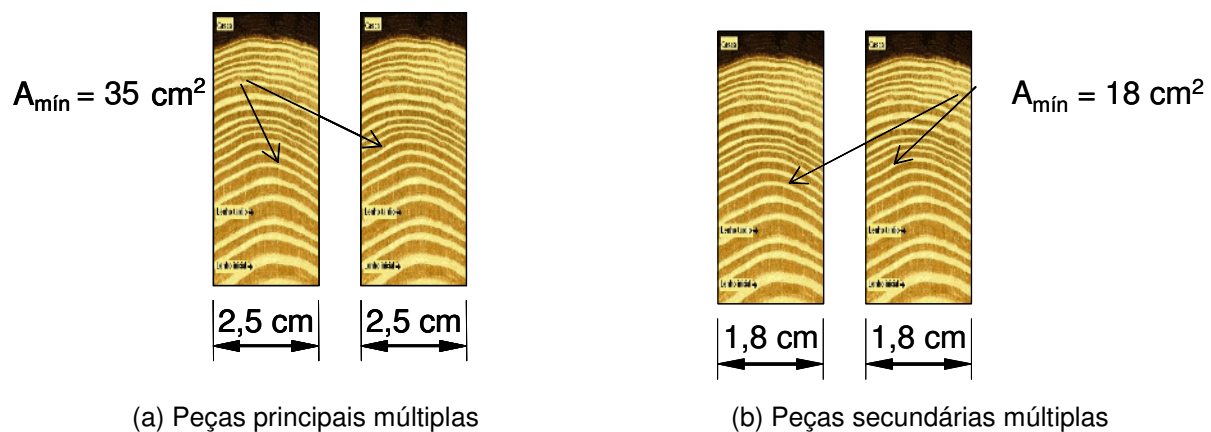


Figura 28: Dimensões transversais mínimas de peças múltiplas

7.3.2. Espessura mínima das chapas

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

7.3.3. Dimensões mínimas das arruelas

A NBR 7190:1997 estabelece, que 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 (Figura 29). As arruelas devem estar em contato total com as peças de madeira.

A espessura mínima das arruelas de aço será de 9 mm nas pontes, de 6 mm em outras estruturas, não devendo em caso algum 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 ser tal que permita utilizar todo o esforço de tração admissível no parafuso, sem exceder a resistência à compressão normal da madeira.



Figura 29: Tipos de arruelas

7.3.4. Diâmetros mínimos de pinos e cavilhas

O diâmetro dos pregos estruturais deve ser de 3 mm, respeitando a resistência característica de escoamento $f_{yk} = 600$ MPa, enquanto que o dos parafusos estruturais deve ser de 10 mm, respeitando a resistência característica de escoamento $f_{yk} = 240$ MPa. As cavilhas estruturais são admitidas somente com diâmetros de 16, 18 e 20 mm.

7.4 ESBELTEZ MÁXIMA

Deve-se impor limitação máxima na esbeltez de barras comprimidas correspondente ao comprimento máximo de 40 vezes a menor dimensão da seção transversal. No caso de seções retangulares implica em considerar

$$\lambda_{\max} = \frac{L_f}{r} = \frac{40b\sqrt{12}}{b} = 138,5 \approx 140.$$

Para barras tracionadas o limite da esbeltez das barras é dado por

$$\lambda_{\max} = \frac{L_f}{r} = \frac{50b\sqrt{12}}{b} \approx 173.$$

7.5 PROJETO EXECUTIVO

De acordo com a NBR 7190:1997, o projeto de estruturas de madeira é constituído de memorial justificativo e de desenhos. Quando necessário deve-se apresentar um plano de montagem.

O memorial justificativo deve conter:

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

Os desenhos de projeto são constituídos pelos desenhos de conjunto, de detalhes e de montagem.

Os desenhos de conjunto representam o arranjo geral da estrutura por meio de plantas, de elevações, de seções e de cortes (Figura 30). Eles devem ser feitos em escalas adequadas ao tamanho da obra a ser representada, para que não haja dúvidas na identificação das partes. Para obras correntes, empregam-se as escalas 1:10, 1:50 e 1:100.

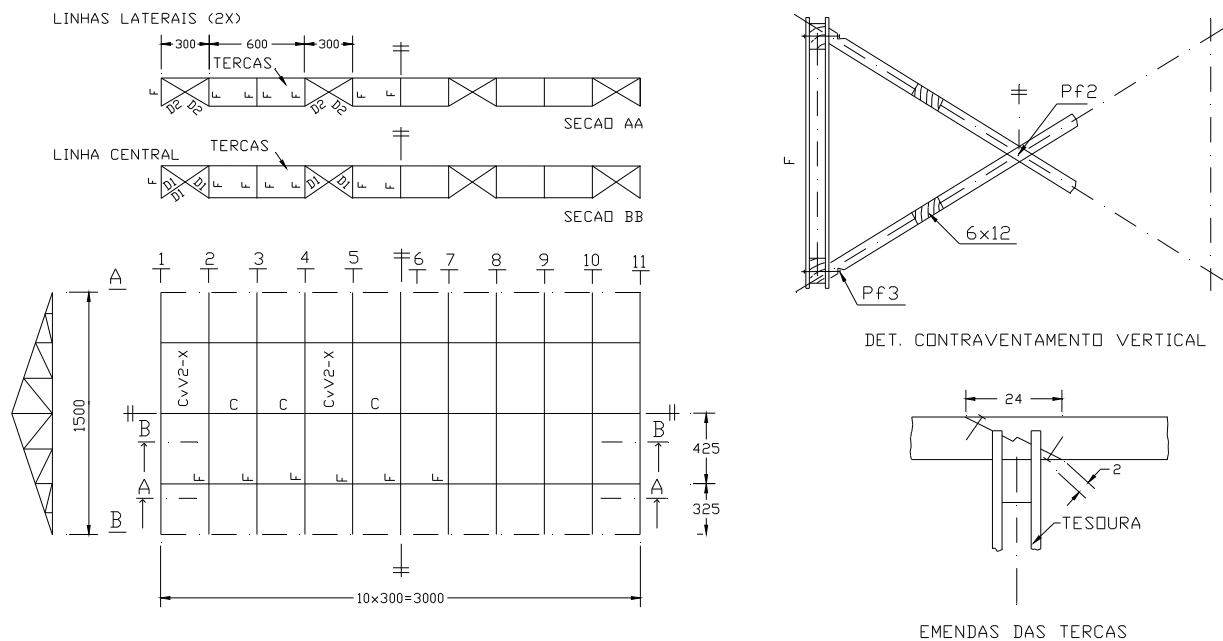


Figura 30: Desenho de conjunto com os detalhes de contraventamento vertical (NBR 7190:1997).

Os desenhos de detalhes são utilizados para representar minúcias necessárias à execução e arranjo de componentes (Figura 31). Eles podem incluir plantas, elevações, seções e cortes, recomendando-se as escalas 1:1, 1:5, 1:10, 1:20 para a sua expressão gráfica.

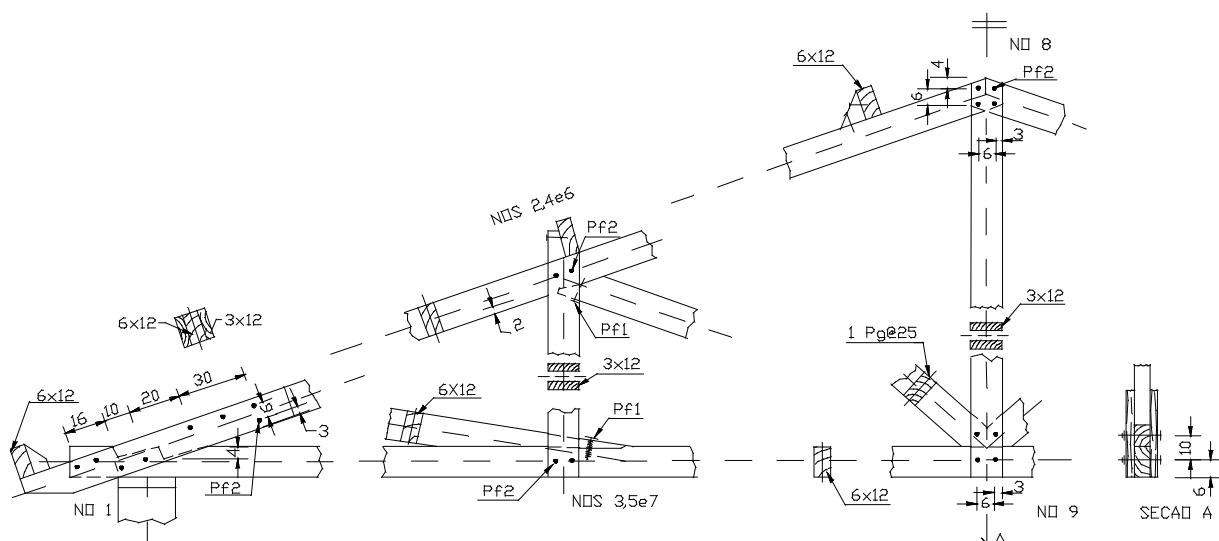


Figura 31: Detalhes dos nós de ligação de uma tesoura (NBR 7190:1997).

Os desenhos de montagem indicam as operações de construção da estrutura. Incluem um esquema geral do conjunto, em escala adequada à complexidade do arranjo (Figura 32).

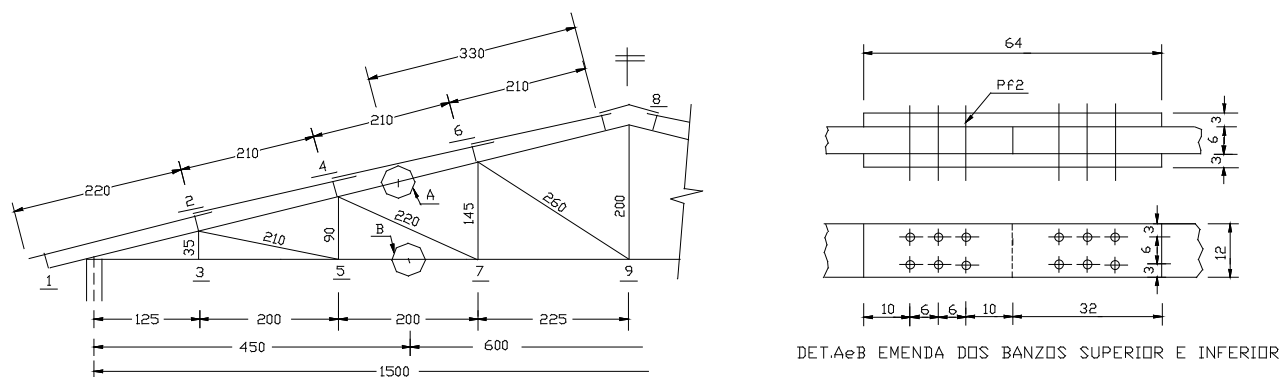


Figura 32: Esquema geral da treliça e detalhes das emendas dos banzos superior e inferior (NBR 7190:1997).

Os desenhos de projeto devem conter, de modo bem destacado, a identificação dos materiais a serem empregados (madeira, parafusos, pregos, arruelas, chapas metálicas) e as suas classes de resistências.

As peças estruturais devem ter a mesma identificação nos desenhos e no memorial justificativo. Devem conter também o desenho de conjunto com detalhes das ligações e contraventamentos.

8. DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS

As peças de madeira submetidas a um esforço axial de tração apresentam comportamento elasto-frágil até à ruptura, sem a ocorrência de valores significativos de deformações antes do rompimento. Nas estruturas, a tração paralela às fibras ocorre principalmente nas treliças e nos tirantes de madeira.

8.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nas barras tracionadas axialmente os estados limites últimos se configuram por ruptura das fibras na seção líquida, ou na seção bruta quando não houver furos, com o material seguindo um comportamento elasto-frágil e a condição de segurança é expressa por

$$\sigma_{t,d} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} \leq f_{t,d}, \quad (8.1)$$

onde $\sigma_{t,d}$ é a tensão solicitante de cálculo decorrente do esforço de tração; $f_{t,d}$ a resistência de cálculo à tração; A_{wn} é a área líquida da seção; N_{sd} o esforço normal solicitante de cálculo.

$$f_{t,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{t,k}}{1,8}, \quad (8.2)$$

sendo $f_{td} = f_{t0,d}$ para fibras com inclinação em relação ao eixo da barra; $f_{td} = f_{t\alpha,d}$ para fibras com inclinação em relação ao eixo da peça, com a redução da resistência dada pela fórmula de Hankinson:

$$f_{t\varphi\varphi} = \frac{f_{t0,d} \cdot f_{t90,d}}{f_{t0,d} \cdot \sin^2 \alpha + f_{t90,d} \cdot \cos^2 \alpha}. \quad (8.3)$$

O item 10.3 da NBR 7190:1997 limita a esbeltez máxima de peças tracionadas em $\lambda = 173$.

8.1.1. Determinação da área líquida em ligações com pinos

A área útil deve considerar a redução por furos ou entalhes na seção quando a redução da área resistente for superior a 10% da peça íntegra. Considera-se neste item somente as barras de seção retangular $h \times t$ (Figura 33)

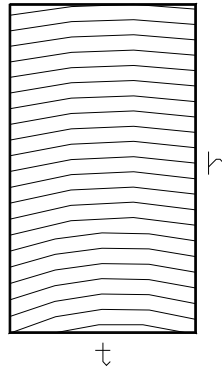


Figura 33: Seção transversal de uma barra tracionada

8.1.2. Seção transversal reta:

$$A_{wr} = A_w - n \cdot A_f, \quad (8.4)$$

sendo A_w = área bruta da seção = $h \times t$; n = número de furos da seção; A_f = área de um furo (Figura 34).

$$A_f = t \cdot df. \quad (8.5)$$

$$df = \begin{cases} d + 0,5 \text{ mm}, & \text{para parafusos} \\ d, & \text{para pregos} \end{cases}$$

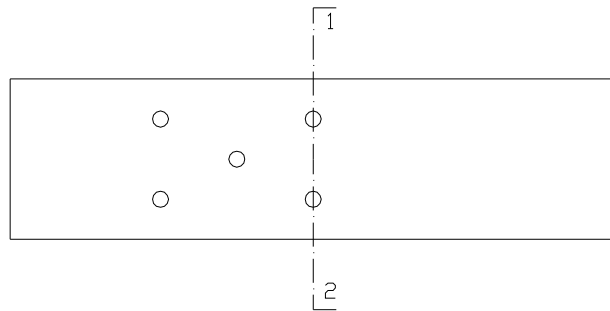
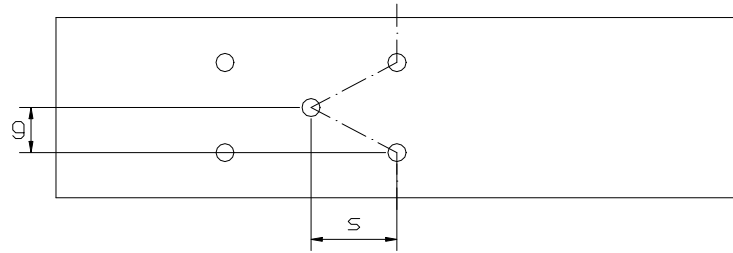


Figura 34: Seção transversal reta

8.1.3. Seção transversal com espaçamentos desconto do critério americano

No caso de furos espaçados ao longo das fibras de uma distância s menor que $4d$, a proximidade dos furos pode causar interferência na resistência de cada elemento de ligação, reduzindo a capacidade de carga do elemento tipo pino metálico. Para considerar esta redução, são descontadas da área bruta da seção transversal da peça (A_w) as áreas da projeção dos n furos (A_f) espaçados com uma distância s ao longo das fibras menor que $4d$ (Figura 35).

Figura 35: Distância s entre furos adjacentes ao longo das fibras

No caso do exemplo de ligação da Figura 35, o número n de A_f a ser descontado da área bruta A_w da seção tracionada será:

Para $s \geq 4d$, $n = 2$

$$A_{wn} = A_w - n \cdot A_f \quad (8.6)$$

Para $s < 4d$, $n = 3$

$$A_f = t \cdot df$$

sendo s = espaçamento entre furos ao longo das fibras da madeira; d = diâmetro do pino metálico; n = número de furos a serem considerados na redução da seção bruta da peça tracionada; A_{wn} = área líquida ou útil da seção; A_w = área bruta da seção e A_f = área da projeção de um furo.

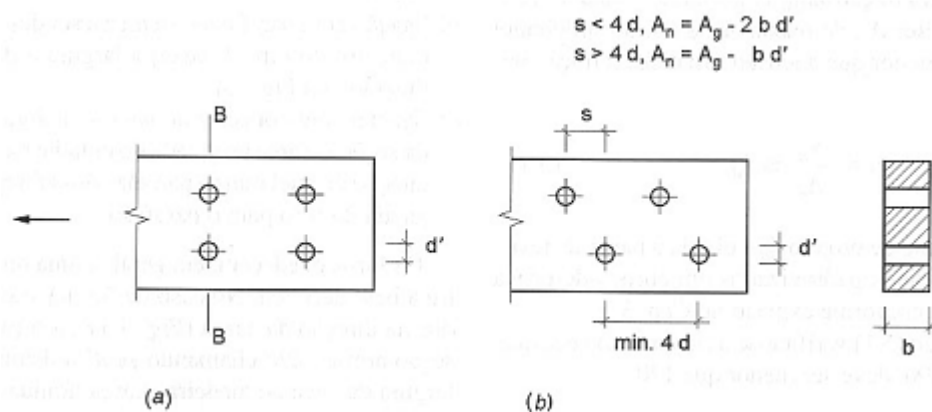


Figura 36: Critério da norma norte americana NDS-2005 para cálculo da área líquida de peça tracionada.
Fonte: PFEIL (2003)

8.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Além das verificações das deformações da estrutura completa, recomenda-se limitar a esbeltez da peça tracionada correspondente ao comprimento máximo de 50 vezes a menor dimensão da seção transversal:

$$\lambda_{\max} = \frac{L}{r} = \frac{50t}{t/\sqrt{12}} = 50\sqrt{12} \cong 173, \quad (8.7)$$

Evita-se, com esta limitação, o aparecimento de vibrações excessivas em consequência de ações transversais não previstas no dimensionamento da barra.

8.3 EXEMPLO

8.3.1. Verificação da seção útil linha de tesoura (continua no Exemplo 13.7.3)

A linha de uma tesoura está submetida ao esforço solicitante de cálculo $N_{sd} = 50$ kN, considerando uma situação duradoura de projeto, verifique se a seção 7,5 cm x 10 cm atende a este esforço (Figura 37), considerando: conífera classe C-30; carregamento de longa duração; classe 4 de umidade; peças de 2ª categoria; parafusos de diâmetro 12,5 mm com tensão de escoamento $f_y = 250$ MPa.

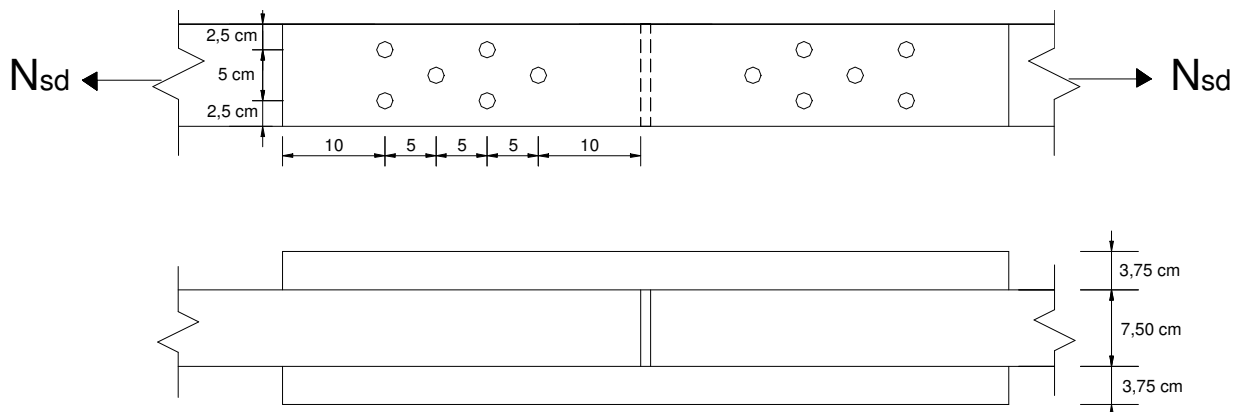


Figura 37: Esquema da ligação

Solução:

$$k_{mod} = k_{mod1} \cdot k_{mod2} \cdot k_{mod3} = 0,7 \cdot 0,8 \cdot 0,8 \cong 0,45$$

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c0,k}}{\gamma_{wc}} = 0,45 \times \frac{30}{1,4} = 9,64 \text{ MPa}$$

$$d_r = d + 0,5 \text{ mm} = 12,5 + 0,5 = 13 \text{ mm}$$

$$A_r = t \cdot d_r = 7,5 \times 1,3 = 9,75 \text{ cm}^2$$

Seção reta

$$A_w = A_w - A_f = (7,5 \cdot 10) - (2 \cdot 9,75) = 55,5 \text{ cm}^2$$

Seção ziguezague

$$A_{wn} = A_w - A_f \left\{ 1 + (n-1) \left[\left(\frac{4}{3} - \frac{s}{g} \right) \right] \right\} = 75 - 9,5 \left\{ 1 + 2 \left[\left(\frac{4}{3} - \frac{5}{2,5} \right) \right] \right\} = 78,25 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{N_{sd}}{A_{wn}} = \frac{50}{55,5} = 9,0 \text{ MPa} \leq f_{t0,d} = 9,64 \text{ MPa}$$

8.3.2. Verificação do banco inferior de uma tesoura

O detalhe da figura representa a ligação entre o banco superior e inferior, chamada ligação de extremidade, para uma treliça de **Jatobá** (Figura 38). Os esforços

normais de cálculo nas peças estão identificados a seguir. Pede-se a verificação do estado limite último para a barra tracionada da ligação de extremidade. Considerar carregamento de longa duração, a madeira de 2ª categoria, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,m} = 93,3 \text{ MPa}$; Esforços Barra 1-10: $N_{gk} = + 2.386 \text{ daN (perm.)}$; $N_{qk} = + 1.235 \text{ daN (vento)}$; $\theta = 23^\circ$.

Resposta: $\sigma_{t0,d} = 85,9 \text{ daN/cm}^2 \leq f_{t0,d} = 261 \text{ daN/cm}^2 \text{ OK!}$

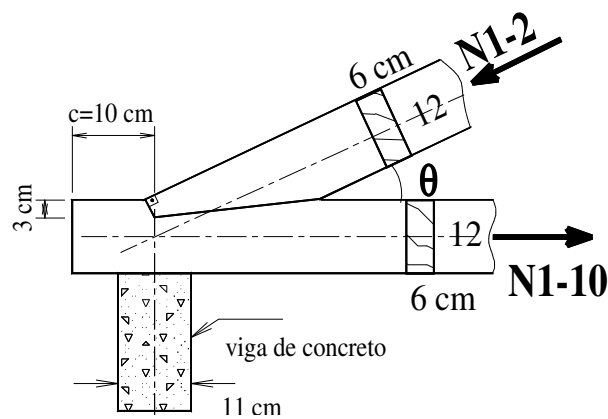


Figura 38: Detalhe do nó da ligação

9. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPRIMIDAS

9.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nas barras comprimidas axialmente os estados limites últimos se configuram pelo esmagamento das fibras, como nas barras denominadas de curtas, ou por instabilidades associadas a efeitos de segunda ordem provocados por flambagem típica de Euler, também conhecida como flambagem por flexão, no caso das peças esbeltas e semi-esbeltas.

9.1.1. Peças curtas: $\lambda \leq 40$

Uma peça é denominada de curta quando apresenta índice de esbeltez menor ou igual a 40. A forma de ruptura caracteriza-se por esmagamento da madeira e a condição de segurança da NBR 7190:1997 é expressa por:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A_w} \leq f_{c0,d}, \quad (9.1)$$

onde $\sigma_{c0,d}$ é a tensão de cálculo devida à solicitação dos esforços de compressão; A_w é a área bruta da seção transversal; N_d o esforço normal solicitante de cálculo; $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo aos esforços de compressão paralela às fibras.

O índice de esbeltez de barra de barra comprimida é definido por

$$\lambda = \frac{L_0}{r_{\min}}, \quad (9.2)$$

onde λ é o índice de esbeltez; L_0 é o comprimento de flambagem; r_{\min} é o raio de giração mínimo.

O comprimento de flambagem L_0 é igual ao comprimento efetivo da barra, não se permitindo reduções em peças com extremidades indeslocáveis, no caso de peças engastadas em uma extremidade e livres na outra $\rightarrow L_0 = 2L$

9.1.2. Peças semi-esbeltas: $40 < \lambda \leq 80$

A forma de ruptura das peças medianamente esbeltas pode ocorrer por esmagamento da madeira ou por flexão decorrente da perda de estabilidade.

A NBR 7190:1997 não considera, para peças medianamente esbeltas, a verificação de compressão simples, sendo exigida a verificação de flexo-compressão

no elemento mesmo para carga de projeto centrada. É um critério que estabelece a consideração de possíveis excentricidades na estrutura, não previstas no projeto. A verificação deve ser feita isoladamente nos planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural.

A condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade impõe a relação para o ponto mais comprimido da seção transversal, aplicada isoladamente nos planos de rigidez mínima e de rigidez máxima do elemento estrutural.

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1, \quad (9.3)$$

onde σ_{Nd} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida à força normal de compressão e σ_{Md} é o valor de cálculo da tensão de compressão devida ao momento fletor M_d , calculado pela excentricidade e_d prescrita pela norma.

σ_{nd} é definido como sendo o valor de cálculo da tensão devido ao esforço normal de compressão $\frac{N_d}{A_w}$.

σ_{Md} é definido como sendo o valor de cálculo da tensão de compressão devido ao momento fletor $\frac{M_d}{W}$, expresso por

$$M_d = N_d \cdot e_d, \quad (9.4)$$

onde e_d é definida como sendo a excentricidade de cálculo expressa por

$$e_d = e_1 \left(\frac{N_E}{N_E - N_d} \right), \quad (9.5)$$

e e_1 é a excentricidade de primeira ordem, expressa por

$$e_1 = e_i + e_a, \quad (9.6)$$

sendo e_a uma excentricidade accidental em virtude das imperfeições geométricas da barra, com valor máximo dado por

$$e_a = \frac{L_0}{300} \geq \frac{h}{30}, \quad (9.7)$$

e e_i uma excentricidade decorrente dos valores de cálculo M_{1d} e N_d ;

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \geq \frac{h}{30}. \quad (9.8)$$

h é a altura seção transversal na direção referente ao plano de verificação.

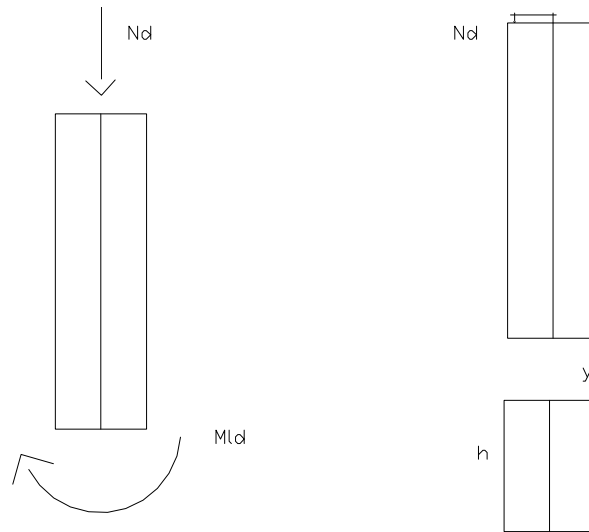


Figura 39: Peça comprimida

N_E é a força crítica de Euler expressa por

$$N_E = \frac{\pi^2 E_{co,ef} \cdot I}{L_0^2}, \quad (9.9)$$

sendo I o momento de inércia da seção transversal da peça relativo ao plano de flexão em que se está verificando a condição de segurança.

9.1.3. Peças esbeltas: $\lambda > 80$

A forma de ruptura das peças esbeltas ocorre por flexão causada pela perda de estabilidade lateral. Neste caso, a condição de segurança relativa ao estado limite último de instabilidade impõe a relação

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1, \quad (9.10)$$

definindo-se

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{N_E}{N_E - N_d} \right), \quad (9.11)$$

onde $e_{1,ef}$ é a excentricidade efetiva de 1ª ordem, expressa por

$$e_{1,ef} = e_1 + e_c = e_i + e_a + e_c, \quad (9.12)$$

e_a é a excentricidade accidental mínima com valor $\geq h/30$ ou $L_0 / 300$; e_c é a excentricidade suplementar de primeira ordem que representa a fluência da madeira, expressa por:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[\frac{\Phi (N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk})}{N_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) N_{qk}]} \right] - 1 \right\}, \quad (9.13)$$

$\Psi_1 + \Psi_2 \leq 1$, com Ψ_1 e Ψ_2 da tabela Tabela 14.

$$e_{ig} \leq \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

N_{gk} e N_{qk} são valores característicos da força normal devidos às cargas permanentes e variáveis, respectivamente; $M_{1g,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor devido apenas às ações permanentes; Φ é o coeficiente de fluência relacionado às classes de carregamento e de umidade, exposto na Tabela 17.

Tabela 17: Coeficientes de fluência Φ

Classes de Carregamento	Classes de Umidade	
	1 e 2	3 e 4
Permanente ou de Longa Duração	0,8	2,0
Média Duração	0,3	1,0
Curta Duração	0,1	0,5

9.2 EXEMPLOS

9.2.1. Verificação de barra esbelta retangular

Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo construída em local de classe de umidade 1, $L_0 = 169$ cm, seção transversal 6 cm x 16 cm, é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente = -2.400 daN

Vento de pressão = -564 daN

Considerar: Madeira: Dicotiledônea – classe C 60

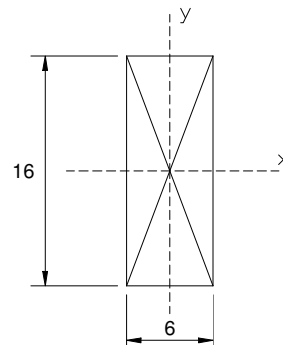
Propriedades geométricas:

$$A = 96 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 288 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 1,73 \text{ cm}$$

$$\lambda = 98 > 80 \rightarrow \text{Peça esbelta}$$



Combinação das ações: Permanente + Vento = Comb.última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k} \right)$$

Não existe ação variável secundária

Coeficientes:

$\gamma_G = 1,4$ (Ação permanente de grande variabilidade)

$\gamma_Q = 1,4$ (Ação variável – normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

$$F_d = 1,4 \times 2400 + 0,75 \times 1,4 \times 564 = 3952 \text{ daN}$$

Propriedades da madeira:

Cálculo de $f_{c0,d}$:

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

$$k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3}$$

$k_{\text{mod},1}$ = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração $\rightarrow k_{\text{mod},1} = 0,70$

$k_{\text{mod},2}$ = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada $\rightarrow k_{\text{mod},2} = 1,0$

$k_{\text{mod},3}$ = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria $\rightarrow k_{\text{mod},3} = 0,8$

$$k_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$ Função do tipo de solicitação

Compressão (E.L.U.) $\rightarrow \gamma_{wC} = 1,4$

Madeira classe C 60 $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c,0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c,0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensões atuantes:

Devido à força normal:

$$\sigma_{Nd} = \frac{F_d}{A} = \frac{3952}{96} \Rightarrow \sigma_{Nd} = 41 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Devido ao momento (função de excentricidades que podem ocorrer na peça)

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I_y} x \Rightarrow M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{N_E}{N_E - N_d} \right)$$

O valor da excentricidade é:

$$e_{1,ef} = e_i + e_c = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = 0$$

$$e_a = L_0/300 = 0,56 \text{ cm}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a)(e^c - 1)$$

$$c = \frac{\phi[N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]}{N_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2) \cdot N_{qk}]}$$

$$N_E = 13654 \text{ daN}$$

$$c = \frac{0,8 \cdot [2400 + (0,2 + 0) \cdot 564]}{13654 - [2400 + (0,2 + 0) \cdot 564]} = 0,18 \Rightarrow e_c = 0,11 \Rightarrow e_{1,ef} = 0 + 0,56 + 0,11 = 0,67 \text{ cm}$$

$$M_d = 3952 \cdot 0,67 \left(\frac{13654}{13654 - 3952} \right) = 3726 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_{Md} = 39 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Verificação da estabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{41}{240} + \frac{39}{240} = 0,33 < 1 \text{ v}$$

9.2.2. Verificação de pilar curto de seção retangular

Qual a força máxima acidental que pode ser aplicada no pilar de peroba rosa da Figura 40, sabendo que a força permanente vale $N_{gk} = 16.000 \text{ daN}$? Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,k} = 295 \text{ daN/cm}^2$ (peroba rosa)

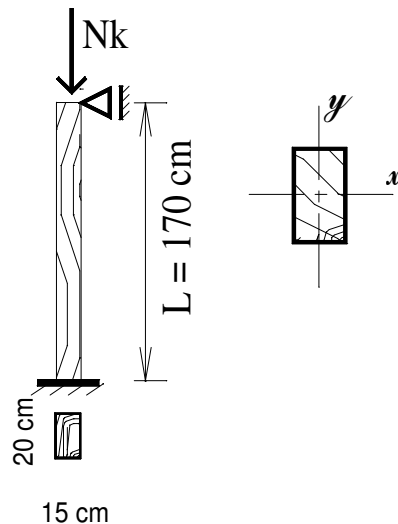


Figura 40: Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de Estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta

Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{L_0}{i_x} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_x}{A}}} = \frac{170\text{cm}}{\sqrt{\frac{15 \cdot 20^3}{12}}} = 29,4$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_y}{A}}} = \frac{170\text{cm}}{\sqrt{\frac{20 \cdot 15^3}{12}}} = 39,3$$

Índice de esbeltez mais crítico: $\lambda_y > \lambda_x$ $\lambda_y = 39,3$

Classificação da esbeltez: Peça curta $0 < \lambda \leq 40$

Critério de verificação para peça curta: $\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d}$

Combinação de carregamentos normal para estado limite último:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

$N_{gk} = 16.000 \text{ daN}$ ação permanente ($\gamma_g = 1,4$)

$N_{qk} = ?$ ação variável ($\gamma_q = 1,4$)

$$N_d = \gamma_g N_{gk} + \gamma_q N_{qk}$$

$$N_d = 1,4 \cdot 16.000 \text{ daN} + 1,4 \cdot N_{qk}$$

Cálculo de $f_{c0,d}$:

$$f_{co,d} = k_{mod} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot \frac{295}{1,4} = 148 \text{ daN/cm}^2$$

sendo

$k_{mod,1} = 0,7$ madeira serrada, para cargas de longa duração ;

$k_{mod,2} = 1,0$ madeira serrada, para classe de umidade (2) ;

$k_{mod,3} = 0,8$ madeira de 2ª categoria (não submetida a ensaio específico) ;

$\gamma_c = 1,4$ solicitação de compressão

Aplicação do critério da NBR 7190:1997:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{N_d}{A} = \frac{1,4 \cdot (16.000 \text{ daN} + N_{qk})}{15 \cdot 20 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d}$$

$$\frac{1,4 \cdot (16.000 + N_{qk})}{300} \leq 118 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_{qk} \leq 9.285,7 \text{ daN Carga acidental máxima}$$

Resposta: Força máxima acidental no pilar é **9.285 daN**.

9.2.3. Verificação de pilar medianamente esbelto de seção quadrada

Verificar pilar de peroba rosa da Figura 41, sabendo que a ação permanente vale $N_{gk} = 2080 \text{ daN}$ e a ação variável causada pelo efeito do vento vale $N_{qk} = 520 \text{ daN}$. Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. A resistência e a rigidez da madeira são: $f_{c0,k} = 295 \text{ daN/cm}^2$ $E_{c0,m} = 146.740 \text{ daN/cm}^2$.

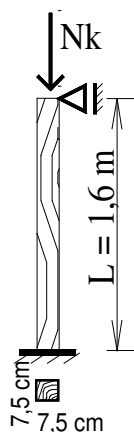


Figura 41: Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta?

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{L_0}{\sqrt{I/A}} = \frac{160cm}{\sqrt{\frac{7,5^4}{12}/7,5^2}} = 74$$

Peça medianamente esbelta $40 < \lambda \leq 80$

Critério de verificação para peça medianamente esbelta:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,$$

onde $M_d = N_d \cdot e_d$

Excentricidade e_d :

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right),$$

onde $e_1 = e_i + e_a$

e_i (excentricidade inicial) e e_a a excentricidade accidental.

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} \geq \frac{h}{30},$$

para casos em que M_{1d} é diferente de zero, sendo h a altura da seção transversal referente ao plano de verificação.

e_a é dada por

$$e_a = \frac{L_0}{300},$$

A carga crítica de Euler é dada por

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2},$$

Cálculo de $f_{c0,d}$ e $E_{c0,ef}$:

$$f_{c0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = (0,7) \cdot (1,0) \cdot (0,8) \frac{295}{1,4} = 118 daN / cm^2$$

,
sendo

$k_{\text{mod},1} = 0,7$ madeira serrada, para cargas de longa duração

$k_{\text{mod},2} = 1,0$ madeira serrada, para classe de umidade (2) ;

$k_{\text{mod},3} = 0,8$ madeira de 2ª categoria

$\gamma_c = 1,4$ solicitação de compressão

Cálculo do módulo de elasticidade

$$E_{c0,ef} = k_{\text{mod}1} k_{\text{mod}2} k_{\text{mod}3} ,$$

$$E_{c0,m} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times 146740 \text{ daN} / \text{cm}^2 = 82174 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Combinação de carregamentos normal:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right],$$

$N_{gk} = 2080 \text{ daN}$ - ação permanente ($\gamma_g = 1,4$)

$N_{qk} = 520 \text{ daN}$ - ação variável causada pelo efeito do vento (ação variável de curta duração) ($\gamma_q = 1,4$)

$$N_d = \gamma_g N_{gk} + 0,75 \gamma_q N_{qk} ,$$

$N_d = 3458 \text{ daN}$

No caso em análise, M_{1d} é nulo pois a força de compressão está centrada na seção do

pilar.
$$e_i = \frac{h}{30} = \frac{7,5 \text{ cm}}{30} = 0,25 \text{ cm}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2} ,$$

Carga crítica $F_E = 8.353 \text{ daN}$

$$e_1 = e_i + e_a = 0,25 + 0,53 = 0,78 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,53 \text{ cm} ,$$

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 1,33 \text{ cm}$$

$$M_d = N_d \cdot e_d = 3.458 \text{ daN} \cdot 1,33 \text{ cm} = 4.599 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{3.458 \text{ daN}}{7,5^2} = 61,5 \text{ daN} / \text{cm}^2 ,$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d \cdot y}{I_x} = \frac{4.599 \text{ daN.cm} \times 7,5 \text{ cm} / 2}{7,5^4 / 12} = 65,4 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{61,5}{118} + \frac{65,4}{118} = 1,07 > 1$$

Não verifica! Para que a coluna atenda o critério de segurança da norma brasileira é preciso aumentar a seção transversal.

9.2.4. Verificação de pilar esbelto de seção retangular

Verificar o pilar de peroba rosa submetida às cargas conforme ilustra a Figura 42. Considerar o carregamento de longa duração, a madeira usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. A resistência e a rigidez da madeira são: $f_{c0,k} = 295 \text{ daN/cm}^2$; $E_{c0,m} = 146740 \text{ daN/cm}^2$; $N_{gk} = 1300 \text{ daN}$ (ação permanente); $N_{qk} = 340 \text{ daN}$ (ação variável)

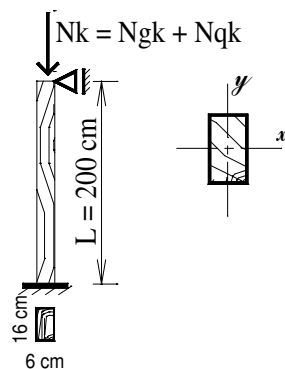


Figura 42: Pilar de peroba rosa

Resolução:

Verificação de Estado limite último de estabilidade: peça curta, medianamente esbelta ou esbelta.

Índice de esbeltez:

$$\lambda_x = \frac{L_0}{i_x} = \frac{L_0}{\sqrt{I_x/A}} = \frac{200\text{cm}}{\sqrt{\frac{6 \cdot 16^3}{12} / 6.16}} = 43,3$$

$$\lambda_y = \frac{L_0}{i_y} = \frac{L_0}{\sqrt{I_y/A}} = \frac{200\text{cm}}{\sqrt{\frac{16 \cdot 6^3}{12} / 6.16}} = 115,5$$

Índice de esbeltez mais crítico: $\lambda_y > \lambda_x$ $\lambda_y = 115,5$

Classificação da esbeltez: Peça esbelta $80 < \lambda \leq 140$

Critério de verificação:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,$$

sendo

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right),$$

onde F_E é a carga crítica de Euler ; $e_{1,ef}$ é excentricidade efetiva.

$$F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I}{L_0^2},$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c,$$

e_i é a excentricidade inicial ; e_a é a excentricidade accidental e e_c é a excentricidade devida à fluência.

$$e_i = \frac{M_{1,d}}{N_d} = \frac{M_{1g,d} + M_{1q,d}}{N_d} \geq \frac{h}{30}$$

$M_{1g,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor devido às ações permanentes

$M_{1q,d}$ é o valor de cálculo do momento fletor devido às ações variáveis.

A excentricidade accidental é dada por $e_a = \frac{L_0}{300}$.

A excentricidade devida à fluência é dada por

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \{e^c - 1\} \text{ com}$$

$$e^c = \frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}$$

$$\psi_1 + \psi_2 \leq 1$$

N_{gk} valor característico da força normal devida às cargas permanentes

N_{qk} valor característico da força normal devida às cargas variáveis

$$e_{ig} = \frac{M_{1g,d}}{N_{gd}}$$

Cálculo de $f_{c0,d}$ e $E_{c0,ef}$:

$$f_{co,d} = k_{mod} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = k_{mod,1} \cdot k_{mod,2} \cdot k_{mod,3} \frac{f_{co,k}}{\gamma_c} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times \frac{295}{1,4} = 118 \text{ daN / cm}^2$$

sendo

$k_{mod,1} = 0,7$ madeira serrada, para cargas de longa duração

$k_{\text{mod},2} = 1,0$ madeira serrada, para classe de umidade (2)

$k_{\text{mod},3} = 0,8$ madeira de 2ª categoria

$\gamma_c = 1,4$ solicitação de compressão

$$E_{c0,ef} = k_{\text{mod}1} k_{\text{mod}2} k_{\text{mod}3} E_{c0,m}$$

$$E_{c0,ef} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 \times 146740 \text{ daN/cm}^2 = 82174 \text{ daN/cm}^2$$

Combinação de carregamentos normal:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right]$$

$N_{gk} = 1300 \text{ daN}$ ação permanente ($\gamma_g = 1,4$)

$N_{qk} = 340 \text{ daN}$ ação variável ($\gamma_q = 1,4$)

$$N_d = \gamma_g N_{gk} + \gamma_q N_{qk}$$

$N_d = 2296 \text{ daN}$

No caso em análise, M_{1d} é nulo pois a força de compressão está centrada na seção do

pilar. Logo $e_i = \frac{h}{30} = \frac{6 \text{ cm}}{30} = 0,20 \text{ cm}$

Como está sendo verificada a esbeltez λ_y : $F_E = \frac{\pi^2 E_{c0,ef} I_y}{L_0^2}$

Carga crítica $F_E = 5.839,4 \text{ daN}$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c = 0,20 + 0,67 + 0,21 = 1,08 \text{ cm}$$

$$e_a = \frac{L_0}{300} = 0,67 \text{ cm}$$

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \{e^c - 1\} = (0 + 0,67) \{e^{0,27} - 1\} = 0,21 \text{ cm}$$

$$c = \frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) N_{qk}]} = 0,27$$

$\psi_1 = 0,3$ $\psi_2 = 0,2$ $\phi = 0,8$ Classe de umidade (2) ação de longa duração

$$M_d = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right) = 4086,4 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_{Nd} = \frac{N_d}{A} = \frac{2296 \text{ daN}}{6 \times 16} = 23,9 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d \cdot x}{I_y} = \frac{4086,4 \text{ daN.cm} \times 3 \text{ cm}}{\frac{16 \times 6^3}{12}} = 42,6 \text{ daN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} = \frac{23,9}{118} + \frac{42,6}{118} = 0,56 \leq 1 \text{ OK !}$$

Resposta: A coluna de peroba rosa nas condições indicadas satisfaz o critério de segurança de estado limite último da norma brasileira.

10. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS FLETIDAS

A verificação da segurança de peças fletidas consiste nas verificações dos estados limites últimos e dos estados limites de utilização. Nos estados limites últimos, são verificadas as tensões normais de tração e compressão, as tensões cisalhantes e a estabilidade lateral para vigas esbeltas. Nos estados limites de utilização, são verificadas as deformações e vibrações limites.

10.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS PARA MOMENTO FLETOR

10.1.1. Flexão simples reta

Nas peças submetidas à flexão simples, o plano de incidência do carregamento coincide com um dos eixos principais de inércia e não sofrem efeito do esforço normal. Para peças com pelo menos um eixo de simetria, um eixo principal de inércia coincide com o eixo de simetria.

A verificação dos estados limites últimos de esmagamento da borda comprimida e ruptura da borda tracionada ficam garantidos respectivamente pelas condições:

$$\sigma_{c0,d} = \frac{M_{sd}}{W_c} \leq f_{c0,d} \text{ e} \quad (10.1)$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{M_{sd}}{W_t} \leq f_{t0,d}, \quad (10.2)$$

onde $\sigma_{c0,d}$ e $\sigma_{t0,d}$ são, respectivamente, as tensões atuantes de cálculo nas bordas comprimida e tracionada da seção transversal considerada conforme a Figura 43 com W_c e W_t correspondentes aos respectivos módulos de resistência da seção transversal da peça, definidos por:

$$W_c = \frac{I}{y_c} \text{ e} \quad (10.3)$$

$$W_t = \frac{I}{y_t}, \quad (10.4)$$

I é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo central de inércia perpendicular ao plano de ação do momento fletor atuante; $f_{c0,d}$ e $f_{t0,d}$ são as resistências de cálculo à compressão e à tração paralela às fibras, respectivamente.

Para cálculos das barras fletidas, adota-se para o vão teórico L o menor dos valores definidos a seguir:

$L \leq \left\{ \begin{array}{l} - \text{distância entre eixos apoiados;} \\ - \text{vão-livre acrescido da altura da seção transversal da peça no meio do vão;} \\ - \text{não se consideram acréscimo maior que 10 cm.} \end{array} \right.$

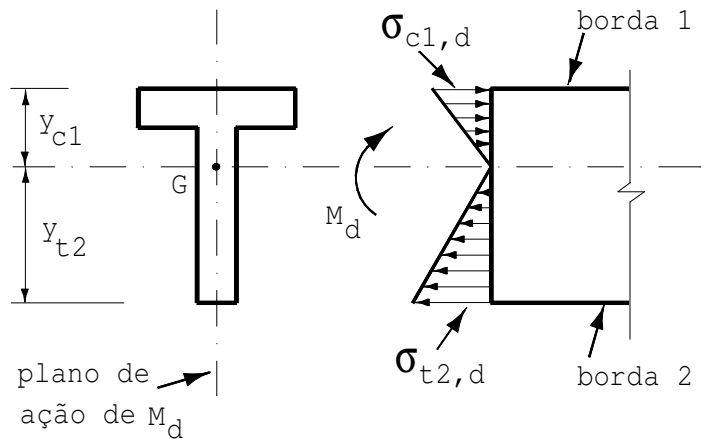


Figura 43: Tensões atuantes em peça seção T.

10.1.2. Flexão simples oblíqua

Verifica-se a condição de segurança nas peças submetidos à flexão simples oblíqua observando-se a mais rigorosa das condições expressas a seguir:

$$\frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1 \text{ e} \tag{10.5}$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1, \tag{10.6}$$

onde σ_{Mxd} e σ_{Myd} são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo às direções principais de seção transversal da peça; f_{wd} é a resistência de cálculo que, conforme a borda verificada, corresponde à tração ou à compressão; k_M é um coeficiente de correção correspondente à forma geométrica da seção transversal considerada:

Seção Retangular:	$k_M = 0,5$
Outras Seções:	$k_M = 1,0$

10.1.3. Estado limite último de instabilidade lateral

A estabilidade lateral de peças fletidas deve ser verificada por teoria cuja validade tenha sido comprovada experimentalmente.

Nas vigas de seção retangular garante-se esta verificação quando:

- os apoios de extremidade da viga impedirem a rotação de suas seções externas em torno do eixo longitudinal da peça;
- existir um conjunto de elementos de travamento ao longo do comprimento L da viga, afastados de uma distância menor ou igual a L_1 , que também impeçam a rotação dessas seções transversais em torno do eixo longitudinal da peça;
- atender a condição

$$\lambda_b = \frac{L_b}{b} \leq \lambda_o = \frac{E_{co,ef}}{\beta_M \cdot f_{co,d}}, \quad (10.7)$$

onde L_b é a distância entre os elementos de travamento; b é a largura da seção transversal da viga; β_M é um coeficiente de correção expresso por

$$\beta_M = \frac{1}{0,26\pi} \cdot \frac{\beta_E}{\gamma_{wc}} \cdot \frac{\left(\frac{h}{b}\right)^{3/2}}{\left(\frac{h}{b} - 0,63\right)^{1/2}}, \quad (10.8)$$

onde h é a altura da seção transversal da viga; β_E é um coeficiente de correção; γ_{wc} é um coeficiente de ponderação de resistência à compressão.

Para $\gamma_{wc} = 1,4$ e $\beta_E = 4$, a norma explicita os valores de β_M dados na

Tabela 18.

Nas peças em que

$$\lambda_b = \frac{L_b}{b} > \lambda_o = \frac{E_{co,ef}}{\beta_M \cdot f_{co,d}}, \quad (10.9)$$

devem ser satisfeitas as verificações de segurança para flexão simples reta com valor de $\sigma_{c0,d}$, atendendo a

$$\sigma_{c0,d} \leq \frac{E_{co,ef}}{\lambda_b \beta_M}. \quad (10.10)$$

Tabela 18: Coeficiente de correlação β_M

h/b	β_M
1	6,0
2	8,8
3	12,3
4	15,9
5	19,5
6	23,1
7	26,7
8	30,3
9	34,0
10	37,6
11	41,2
12	44,8
13	48,5
14	52,1
15	55,8
16	59,4
17	63,0
18	66,7
19	70,3
20	74,0

10.2 ESTADOS LIMITES ÚLTIMO PARA SOLICITAÇÕES TANGENCIAIS

10.2.1. Estado limite último para esforço cortante na flexão simples reta

A condição de segurança em relação às tensões cisalhantes em peças submetidas à flexão com força cortante é expressa por

$$\tau_d \leq f_{v0,d}, \quad (10.11)$$

onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça; $f_{v0,d}$ é a resistência ao cisalhamento paralelo as fibras.

Em vigas com seção retangular de largura b e altura h , τ_d é expresso por

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{bh}, \quad (10.12)$$

onde V_d é o esforço cortante de cálculo.

Em vigas de altura h que recebem cargas concentradas e por sua vez geram tensões de compressão nos planos longitudinais, o calculo de τ_d utiliza um valor reduzido para o esforço cortante expresso por

$$V_{red} = V \cdot \frac{a}{2h}, \quad (10.13)$$

onde a é a distância do ponto de aplicação da carga ao eixo do apoio limitada por $a \leq 2h$.

Em vigas cuja seção transversal sofre bruscas variações decorrentes de entalhes (Figura 44), τ_d é dado por

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{bh} \cdot \left(\frac{h}{h_1} \right), \quad (10.14)$$

onde h_1 é a altura da seção mais fraca, ou seja, que sofreu redução por entalhe;

h/h_1 é um fator de amplificação para τ_d , cujo valor se restringe $h/h_1 \leq 4/3$.

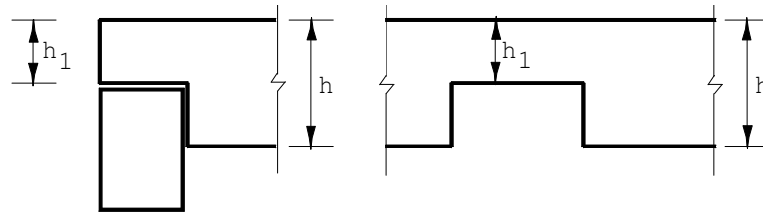


Figura 44: Variação de seção devido a entalhe (NBR 7190:1997).

Nos casos em que $h/h_1 \leq 4/3$, recomenda-se utilizar parafusos verticais dimensionados à tração axial obtida pela totalidade do esforço cisalhante atuante ou adotar variações de seção através do emprego de mísulas cujo comprimento seja maior ou igual a três vezes a altura do entalhe, contudo, deve-se respeitar o limite absoluto $h/h_1 \leq 2$.

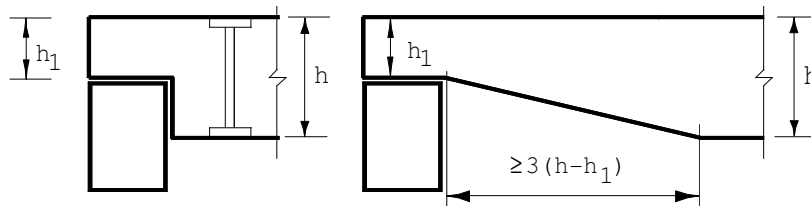


Figura 45: Variação de seção duplo T devido a entalhe (NBR 7190:1997).

10.2.2. Estado limite último para esforço cortante na flexão oblíqua

Recomenda-se, neste caso, determinar para o mesmo ponto as tensões cisalhantes para cada componente de esforço cortante V_{dx} e V_{dy} de acordo com a fórmula de Zuravisch, calculando em seguida a tensão tangencial resultante

$$\tau_{dy} = \frac{V_{dy} S_x}{I_x t}, \quad (10.15)$$

$$\tau_{dx} = \frac{V_{dx} S_y}{I_y t} e \quad (10.16)$$

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{dx}^2 + \tau_{dy}^2}. \quad (10.17)$$

10.3 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

10.3.1. Estados limites de deformações

10.3.1.1. Deformações limites para construções correntes

É verificado o estado limite de deformações excessivas que possam afetar a utilização normal da construção ou seu aspecto estético.

Para as ações permanentes, as flechas podem ser compensadas por contra-flechas dadas na construção. A flecha efetiva obtida com a combinação de ações do item 6.4.2.1 deve atender às seguintes limitações.

$$f_d \leq \begin{cases} \frac{1}{200} & \text{do vão} \\ \frac{1}{100} & \text{comprimento do balanço} \end{cases}$$

No caso de flexão oblíqua, permite-se atender os limites anteriores para cada plano de flexão isoladamente.

10.3.1.2. Deformações limites para construção com materiais frágeis não estruturais

É verificado o estado limite de deformações que possam causar danos aos materiais frágeis não estruturais ligados à estrutura.

As flechas totais, obtidas com a combinação de média ou curta duração (itens 6.4.2.2 e 6.4.2.3), incluindo efeito da fluência, têm seus valores limitados por

$$f \leq \begin{cases} \frac{1}{350} & \text{do vão} \\ \frac{1}{175} & \text{comprimento do balanço} \end{cases}$$

As flechas que correspondem somente às ações variáveis têm seus limites fixados em

$$f \leq \begin{cases} \frac{1}{300} \text{ do vão} \\ 1,5 \text{ cm} \\ \frac{1}{150} \text{ do comprimento do balanço} \end{cases}$$

10.3.1.3. Deformações limites para construções especiais.

As deformações têm seus limites estabelecidos pelo proprietário da construção ou por normas especiais referentes às mesmas.

10.4 ESTADOS LIMITES DE VIBRAÇÕES

Devem ser evitadas as vibrações excessivas nas estruturas através das disposições construtivas adequadas, de modo que assegure o conforto e a segurança dos usuários na utilização das mesmas;

Estruturas regularmente utilizadas, tais como pisos de residências e de escritórios, deve ser obedecido o limite de frequência natural de vibração igual a 8 Hz. Em construções correntes, tal condição é satisfeita se a aplicação do carregamento correspondente à combinação de curta duração resultar uma flecha imediata que não exceda o valor de 1,5 cm.

10.5 EXEMPLOS

10.5.1. Dimensionamento de viga submetida à flexão simples

Uma viga biarticulada de 6 cm de largura está submetida a um carregamento permanente distribuído de 65 daN/m e uma carga concentrada permanente de 130 daN, no ponto médio do vão de 420 cm. Calcular a altura necessária da viga, considerando madeira da classe C 40 e ações permanentes de grande variabilidade, considerando situação duradoura de projeto, com carregamento de longa duração, e a classe de umidade igual a 2.

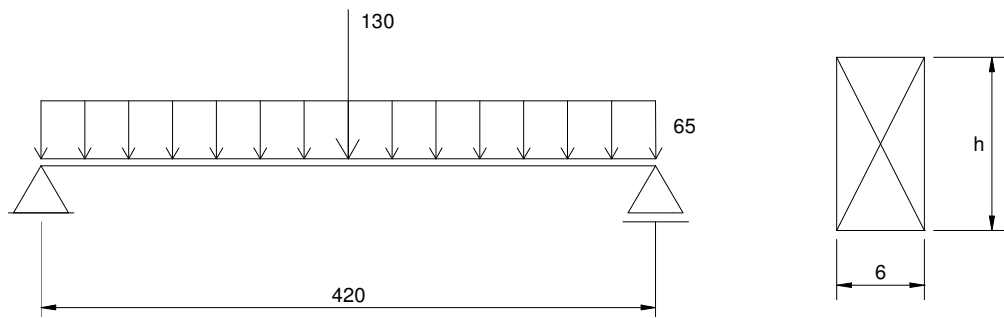
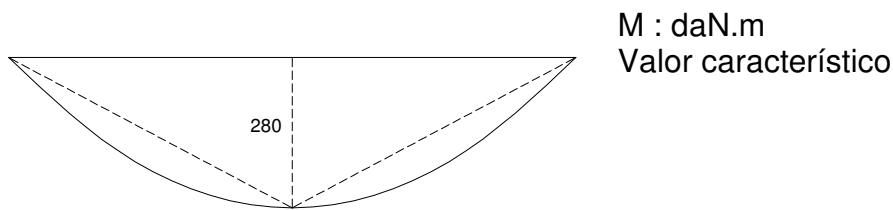


Figura 46: Viga biapoiada

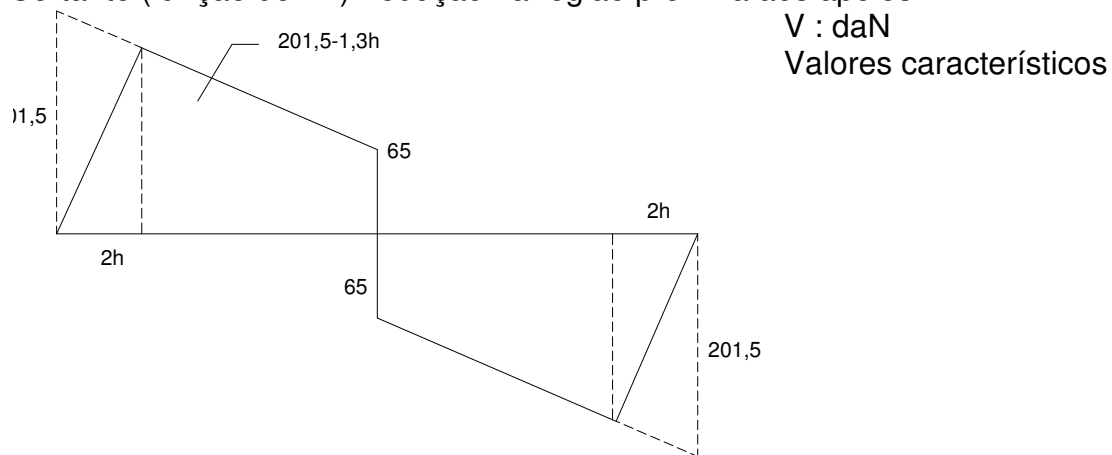
Esforços atuantes:

Momento fletor:



M : daN.m
Valor característico

Cortante (função de "h"): redução na região próxima aos apoios



V : daN
Valores característicos

Redução da força cortante na região do apoio:

Valores de cálculo:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} \cdot F_{Gi,k} + \gamma_Q \cdot \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \cdot F_{Qj,k} \right]$$

$$M_d = 1,4 \cdot 28000 \Rightarrow M_d = 39200 \text{ daN.cm}$$

$$V_d = 1,4 \cdot 201,5 \text{ daN} = 282,1 \text{ daN}$$

$$E_{c0,ef} = 0,56 \cdot \left(19500 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) = 109200 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensões:

$$\sigma_{M_d} = \frac{M_d \cdot y_c}{I} = \frac{(39200 \text{ daN} \cdot \text{cm}) \cdot 12 \cdot h}{2 \cdot (6 \text{ cm}) h^3} = \frac{39200 \text{ daN}}{h^2}$$

$$\tau_{V_d} = \frac{3 V_d}{2 b h} = \frac{3 (282,1 \text{ daN})}{2 (6 \text{ cm}) h} = \frac{70,5 \text{ daN}}{h \text{ cm}} \Rightarrow h \geq 3,77 \text{ cm}$$

Condições de segurança

$$f_{wd} = k_{mo,d} \cdot \frac{f_{wk}}{\gamma_w}$$

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{400}{1,4} = 160 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão normal

$$\sigma_{c1,d} = \sigma_{t1,d} = \frac{39200 \text{ daN}}{h^2}$$

$$\sigma_{c0,d} \leq f_{c0,d} \Rightarrow \frac{39200 \text{ daN}}{h^2} \leq 160 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow h \geq 15,6 \text{ cm}$$

Cisalhamento

$$f_{v0,d} = 0,56 \cdot \frac{60 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}}{1,8} = 18,7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$\tau_{vd} = \frac{70,5 \text{ daN}}{h \text{ cm}}$$

$$\tau_{vd} \leq f_{v0,d} \Rightarrow \frac{70,5 \text{ daN}}{h \text{ cm}} \leq 18,7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \Rightarrow h \geq 3,77 \text{ cm}$$

Flecha

$$u_{d,util} = \Sigma u_g + \Sigma \psi_2 u_q$$

$$u_{d,util} = \Sigma u_g$$

$$\frac{5 F_{g1} L^4}{384 E_{c0,ef} I} + \frac{F_{g2} L^3}{48 E_{c0,ef} I} \leq \frac{L}{200}$$

$$\frac{5 \cdot (0,65 \text{ daN/cm})(420 \text{ cm})^4}{384 \cdot \left(109200 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}\right) \left(\frac{(6 \text{ cm}) h^3}{12}\right)} + \frac{(130 \text{ daN})(420 \text{ cm})^3}{48 \cdot \left(109200 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}\right) \left(\frac{(6 \text{ cm}) h^3}{12}\right)} \leq \frac{420 \text{ cm}}{200}$$

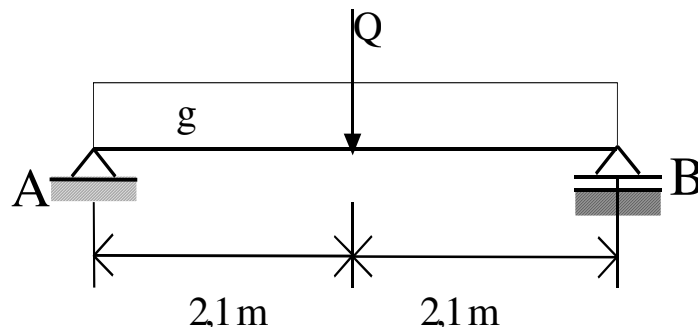
$$h \geq 15,94 \text{ cm}$$

Adota-se a maior altura encontrada, ou seja, $h \geq 15,94 \text{ cm}$.

10.5.2. Verificação de viga submetida à flexão simples

Verificar a viga em angelim pedra que será executada em local com classe de umidade 2, sabendo que a ação permanente é de grande variabilidade e que as ações variáveis são causadas por sobrecargas acidentais. Angelim pedra ($f_{c0,k} =$

59,8 MPa; $E_{c0,m} = 12.912 \text{ MPa}$), a seção transversal é de 6 cm x 16 cm, os carregamentos atuantes são dados pelo peso próprio e o piso ($g = 65 \text{ daN/m}$) e a sobrecarga ($Q = 130 \text{ daN}$). $k_{mod} = 0,56$.



Roteiro:

Cálculo da combinação de carregamentos normais para estado limite último e estado limite de utilização

Verificação de cada um dos três critérios de projeto de peças submetidas à flexão simples:

Tensões normais

$$\sigma_{c1,d} \leq f_{c0,d}$$

$$\sigma_{t2,d} \leq f_{t0,d}$$

$\gamma_c = 1,4$ solicitação de compressão;

Tensão de cisalhamento:

$$\tau_d \leq f_{v0,d}$$

$\gamma_v = 1,8$ solicitação de cisalhamento;

Deformações limites: u_{ef} = combinação de estado limite de utilização entre $u_G + u_Q \leq u_{lim}$, onde u_{lim} é dado por $L/200$ nos vãos e $L/100$ nos balanços;

Uma vez que todas as condições de segurança para flexão simples sejam atendidas (tensões normais, tensões de cisalhamento e deformações limites), a peça pode ser classificada como segura de acordo com a NBR 7190:1997.

10.5.3. Dimensionamento do vão de uma ripa

Para uma cobertura em madeira serrada localizada em uma região de classe de umidade 2, determinar o vão l de uma ripa de 60 mm x 30 mm em *Pinus taeda* de 25 anos considerando-a isostática e submetida ao seguinte carregamento: peso de telha de 0,1856 N/mm, peso da ripa de 0,0079 N/mm e sobrecarga de 0,0897 N/mm. Considerar as combinações últimas normais.

As características físico-mecânicas da madeira são as seguintes:

$$\rho_{ap} = 440 \text{ kg/m}^3 \quad E_{co,m} = 8550 \text{ MPa} \quad f_{co,k} = 33 \text{ MPa} \quad f_{to,k} = 57 \text{ MPa} \quad f_{vo,k} = 2,84 \text{ MPa} \quad f_{M,k} = 47 \text{ MPa}$$

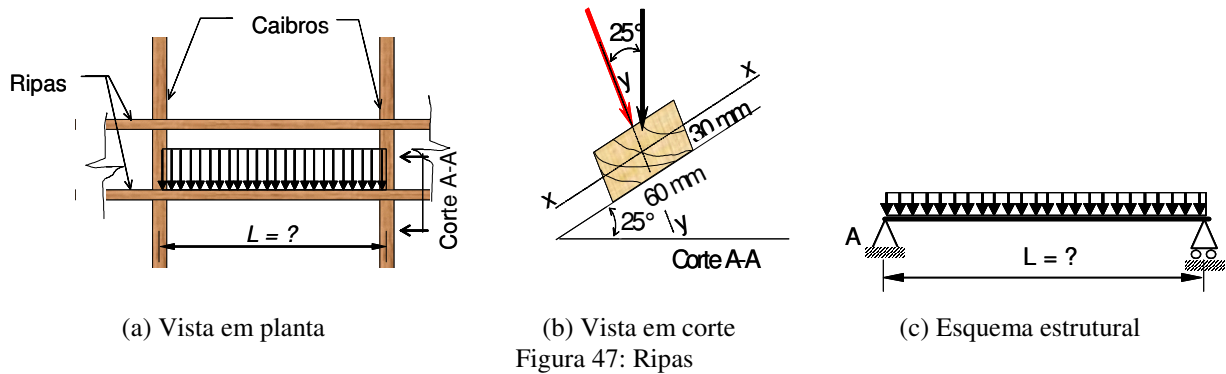


Figura 47: Ripas

A ripa ilustrada na Figura 47, está submetida à flexão oblíqua e para determinar-se o máximo vão a que ela pode estar submetida, devem ser observados os critérios de segurança para os estados limites de último e de utilização simultaneamente. Quanto ao estado limite último, têm-se os critérios de segurança às tensões normais em flexão oblíqua e ao cisalhamento paralelo às fibras. Quanto ao estado limite de utilização tem-se a verificação da flecha nas direções x e y da ripa, considerando uma combinação de longa duração, visto que não foi especificada a existência de materiais frágeis fixados às ripas.

Estado limite último

$$\text{Tensões normais} \quad \frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1 \quad (1)$$

$$k_M \cdot \frac{\sigma_{Mxd}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{Myd}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$\text{Tensões cisalhantes} \quad \tau_d \leq f_{v0,d} \quad (2)$$

Estado limite de utilização

$$f_{\max} \leq f_{\lim} \quad (3)$$

Inicialmente, determinar-se-ão as resistências de cálculo do *Pinus taeda*. A resistência de cálculo é dada por

$$f_{d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{k}}{\gamma}, \quad (4)$$

sendo k_{mod} o produto de vários coeficientes modificativos determinados em função da duração do carregamento, da classe de umidade do local e da categoria da madeira utilizada.

$$k_{\text{mod}} = k_{\text{mod}1} \cdot k_{\text{mod}2} \cdot k_{\text{mod}3} \cdot \quad (5)$$

Para combinações últimas normais, a NBR 7190:1997 prescreve que as ações variáveis devem ser consideradas de longa duração, portanto $k_{\text{mod}1} = 0,7$. Para classe de umidade 2, $k_{\text{mod}2} = 1,0$ e para coníferas $k_{\text{mod}3} = 0,8$. Substituindo esses valores na eq. (5), tem-se:

$$k_{\text{mod}} = 0,56. \quad (6)$$

Dessa forma, as resistências de cálculo são:

$$f_{c0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c}, \quad (7)$$

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{33 \text{ MPa}}{1,4} = 13,2 \text{ MPa} = 13,2 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \quad (8)$$

$$f_{v0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{v0,k}}{\gamma_v}, \quad (9)$$

$$f_{c0,d} = 0,56 \cdot \frac{2,84 \text{ MPa}}{1,8} = 0,883 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$E_{c0,ef} = k_{\text{mod}} \cdot E_{c0,m} \quad (11)$$

$$E_{c0,ef} = 0,56 \cdot 8550 \text{ MPa} = 4788 \text{ MPa} \quad (12)$$

A Figura 48 ilustra as ações atuantes sobre a ripa. A ação devida ao vento ($v = 0,144 \text{ N/mm}$) atua no plano principal y-y da ripa (Figura 48a) enquanto que as ações permanentes devidas ao peso da telha e da ripa ($g = 0,1935 \text{ N/mm}$) e a sobrecarga ($q = 0,0897 \text{ N/mm}$) atuam no plano vertical (Figura 48b). As ações verticais devem ser decompostas segundo as direções principais de inércia da ripa a fim de serem determinados os momentos fletores e esforços cisalhantes atuantes em cada plano (Figura 48b-c).

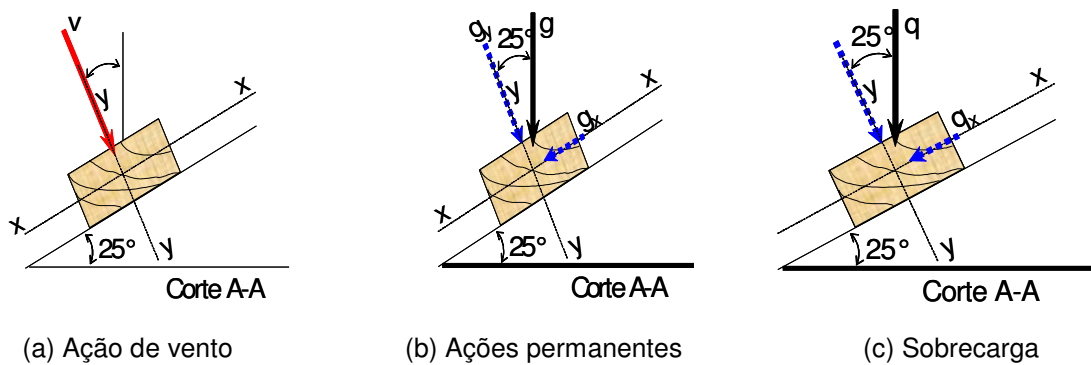


Figura 48: Ações atuantes na ripa

As componentes x e y das ações permanentes ($g = 193,5 \text{ N/m}$) (Figura 48-b) são

$$g_x = g \cdot \sin 25^\circ = (193,5 \text{ N/m}) \cdot \sin 25^\circ = 81,78 \text{ N/m} \text{ e} \quad (13)$$

$$g_y = g \cdot \cos 25^\circ = (193,5 \text{ N/m}) \cdot \cos 25^\circ = 175,37 \text{ N/m}, \quad (14)$$

enquanto que as componentes x e y da ação variável ($q = 89,7 \text{ N/m}$) (Figura 48-c) são:

$$q_x = q \cdot \sin 25^\circ = (89,7 \text{ N/m}) \cdot \sin 25^\circ = 37,91 \text{ N/m} \text{ e} \quad (15)$$

$$q_y = q \cdot \cos 25^\circ = (89,7 \text{ N/m}) \cdot \cos 25^\circ = 81,3 \text{ N/m}. \quad (16)$$

De posse das componentes das ações nas direções principais de inércia da ripa, podem ser determinados os esforços internos necessários para o dimensionamento. O esquema estrutural da ripa tanto na direção x quanto na direção y é o de uma viga biapoada com carregamento uniformemente distribuído, cujos diagramas de esforços internos estão ilustrados na Figura 49.

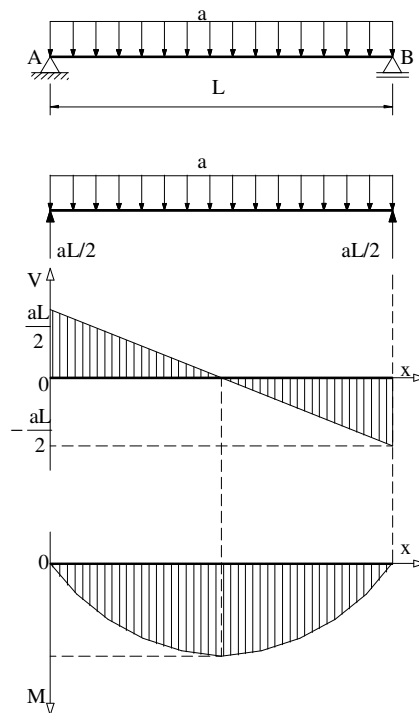


Figura 49: Diagrama de esforços da ripa

Os momentos fletores máximos atuantes nas ripas nas direções x e y devidos às ações permanentes (Figura 48-b) são

$$M_{y_g} = \frac{g_x l^2}{8} = \frac{(81,78 \text{ N/m})(l^2)}{8} = 10,23 \text{ N/m} \cdot l^2 \text{ e} \quad (17)$$

$$M_{x_g} = \frac{g_y l^2}{8} = \frac{(175,35 \text{ N/m})(l^2)}{8} = 21,92 \text{ N/m} \cdot l^2. \quad (18)$$

Os momentos fletores atuantes nas ripas devidos à sobrecarga (Figura 48-c) são:

$$M_{y_q} = \frac{q_x l^2}{8} = \frac{(37,91 \text{ N/m})(l^2)}{8} = 4,74 \text{ N/m} \cdot l^2 \text{ e} \quad (19)$$

$$M_{x_q} = \frac{q_y l^2}{8} = \frac{(81,3 \text{ N/m})(l^2)}{8} = 10,16 \text{ N/m} \cdot l^2. \quad (20)$$

O momento fletor devido ao vento (Figura 48-a) é

$$M_{x_v} = \frac{(144,0 \text{ N/m})(l^2)}{8} = (18,0 \text{ N/m}) \cdot l^2. \quad (21)$$

Os esforços cortantes máximos devidos às ações permanentes são:

$$V_{y_g} = \frac{(175,35 \text{ N/m}) \cdot l}{2} = (87,68 \text{ N/m})l \text{ e} \quad (22)$$

$$V_{x_g} = \frac{(81,78 \text{ N/m}) \cdot l}{2} = (40,89 \text{ N/m})l. \quad (23)$$

Os esforços cortantes máximos devidos à ação variável são:

$$V_{y_q} = \frac{(81,3 \text{ N/m}) \cdot l}{2} = (40,65 \text{ N/m})l \text{ e} \quad (24)$$

$$V_{x_q} = \frac{(37,91 \text{ N/m}) \cdot l}{2} = (18,96 \text{ N/m})l. \quad (25)$$

O esforço cortante máximo devido ao vento é

$$V_{x_g} = \frac{(144,0 \text{ N/m}) \cdot l}{2} = (72,0 \text{ N/m})l. \quad (26)$$

Para a determinação do vão L da ripa considerando-se os estados limites últimos, tem-se que verificar duas combinações possíveis de ações para uma situação duradoura de projeto: a combinação peso próprio e sobrecarga e a combinação peso próprio e vento, para as direções x e y. Assim sendo, obtém-se:

$$M_d = \gamma_G M_G + \gamma_Q M_Q, \quad (27)$$

$$M_d = \gamma_G M_G + 0,75 \cdot \gamma_Q M_V, \quad (28)$$

$$V_d = \gamma_G V_G + \gamma_Q V_Q, \quad (29)$$

$$V_d = \gamma_G V_G + 0,75 \cdot \gamma_Q V_V. \quad (30)$$

Portanto, as combinações nas direções x e y são dadas por:

$$M_{yd} = 1,4(10,23 \text{ N/m})l^2 + 1,4(4,74 \text{ N/m})l^2 = (20,96 \text{ N/m})l^2, \quad (31)$$

$$M_{xd} = 1,4(21,92 \text{ N/m})l^2 + 1,4(10,16 \text{ N/m})l^2 = (44,91 \text{ N/m})l^2, \quad (32)$$

$$M_{yd} = 1,4(10,23 \text{ N/m})l^2 + (0,75)(1,4)(0 \text{ N/m})l^2 = (14,32 \text{ N/m})l^2 \quad (33)$$

$$M_{xd} = 1,4(21,92 \text{ N/m})l^2 + (0,75) \cdot (1,4) \cdot (18,0 \text{ N/m})l^2 = (49,59 \text{ N/m})l^2 \quad (34)$$

,

$$V_{yd} = 1,4(87,68 \text{ N/m})l + 1,4(40,65 \text{ N/m})l = (179,66 \text{ N/m})l, \quad (35)$$

$$V_{xd} = 1,4(40,89 \text{ N/m})l + 1,4(18,96 \text{ N/m})l = (83,79 \text{ N/m})l, \quad (36)$$

$$V_{xd} = 1,4(40,89 \text{ N/m})l + (0,75)(1,4)(0 \text{ N/m})l = (57,25 \text{ N/m})l \quad (37)$$

$$V_{yd} = 1,4(87,68 \text{ N/m})l + (0,75)(1,4)(72,0 \text{ N/m})l = (198,37 \text{ N/m})l \quad (38)$$

A partir dos esforços de cálculo determinados, pode-se verificar os estados limites últimos. A verificação do estado limite último para as tensões normais às fibras para a flexão oblíqua é dada pela Equação (1). Portanto, determinar-se-ão as variáveis da equação.

$$\sigma_{M_{x,d}} = \frac{M_{x,d} \cdot y_{c1}}{I_{xx}} \quad (39)$$

$$I_{xx} = \frac{(0,06 \text{ m})(0,03 \text{ m})^3}{12} = 0,135 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (40)$$

$$I_{yy} = \frac{(0,03 \text{ m})(0,06 \text{ m})^3}{12} = 0,54 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \quad (41)$$

$$\sigma_{M_{x,d}} = \frac{(44,91 \text{ N/m}) \cdot l^2 (0,015 \text{ m})}{0,135 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} = (4,99 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 \quad (42)$$

$$\sigma_{M_{y,d}} = \frac{M_{y,d} \cdot x_{c1}}{I_{yy}} = \frac{(20,96 \text{ N/m}) \cdot l^2 (0,03 \text{ m})}{0,54 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4} = (1,164 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 \quad (43)$$

Para seções retangulares, a NBR 7190:1997 prescreve $k_M = 0,5$. Então substituindo as variáveis nas Eq. 1-a e b, têm-se duas inequações:

$$(4,99 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 + 0,5 \cdot (1,164 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 \leq f_{c0,d} \quad (44)$$

,

$$l^2 \leq \frac{13,2 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2}{5,572 \cdot 10^6 \text{ N/m}}, \quad (45)$$

$$l \leq 1,54 \text{ m} \quad (46)$$

e

$$0,5 \cdot (4,99 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 + (1,164 \text{ N/m}) \cdot 10^6 \cdot l^2 \leq f_{c0,d} \quad (47)$$

,

$$l^2 \leq \frac{13,2 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2}{3,659 \cdot 10^6 \text{ N/m}}, \quad (48)$$

$$l \leq 1,90 \text{ m}. \quad (49)$$

A condição de segurança do estado limite último de cisalhamento (Eq. 2) fornece outra inequação que também deve ser atendida. Para uma seção retangular, a tensão cisalhante máxima é dada por

$$\tau_d = f_{v0,d} = \frac{3 V_d}{2 A}. \quad (50)$$

A combinação mais desfavorável quanto ao cisalhamento é a do peso próprio e do vento. Dessa forma, efetuar-se-á, a verificação desta combinação. Para a direção y, tem-se

$$\tau_{yd} = \frac{3 V_{yd}}{2 A} = \frac{3 (198,37 N/m) \cdot l}{2 \cdot 0,0018 m^2} = (165308,3 N/m^3) l \text{ e} \quad (51)$$

para a direção x, tem-se

$$\tau_{xd} = \frac{3 V_{xd}}{2 A} = \frac{3 (57,25 N/m) \cdot l}{2 \cdot 0,0018 m^2} = (47708,3 N/m^3) l, \quad (52)$$

sendo a tensão cisalhante resultante é dada por:

$$\tau_d = \sqrt{\tau_{x,d}^2 + \tau_{y,d}^2} = (172055,0 N/m^3) l. \quad (53)$$

Substituído os valores na Eq. (2), tem-se

$$\tau_d = (172055,0 N/m^3) l \leq 0,883 \cdot 10^6 N/m^2, \quad (54)$$

$$l \leq 5,13 m. \quad (55)$$

Utilizando as condições de segurança para o estado limite de utilização para a combinação de longa duração, na qual a flecha limite é de

$$f_{lim} \leq \frac{l}{200}. \quad (56)$$

Esta condição tem que ser obedecida tanto na direção x como na direção y.

Empregando o princípio da superposição dos efeitos, a flecha máxima na ripa é obtida pela combinação ponderada das flechas originadas pelas ações permanentes e variável. A flecha máxima provocada por uma carga uniformemente distribuída é dada pela Eq. (3).

As flechas máximas originadas pelas ações permanentes nas direções x e y são:

$$f_{xG} = \frac{5}{384} \frac{(81,78 N/m) l^4}{(4788 \cdot 10^6 N/m^2)(0,54 \cdot 10^{-6} m^4)} = (4,12 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 \text{ e} \quad (57)$$

$$f_{yG} = \frac{5}{384} \frac{(175,37 N/m) l^4}{(4788 \cdot 10^6 N/m^2)(0,135 \cdot 10^{-6} m^4)} = (35,33 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4. \quad (58)$$

As flechas máximas originadas pela ação variável nas direções x e y são:

$$f_{xQ} = \frac{5}{384} \frac{(37,91 N/m) l^4}{(4788 \cdot 10^6 N/m^2)(0,54 \cdot 10^{-6} m^4)} = (1,91 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 \text{ e} \quad (59)$$

$$f_{yQ} = \frac{5}{384} \frac{(81,3 N/m) l^4}{(4788 \cdot 10^6 N/m^2)(0,135 \cdot 10^{-6} m^4)} = (16,38 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 \quad (60)$$

.

Comparando a flecha máxima na direção x com a flecha limite, tem-se

$$f_{xd} = f_{xG} + \psi \cdot f_{xQ}. \quad (61)$$

$$f_{xd} = (4,12 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 + 0,2 \cdot (1,91 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 \leq \frac{l}{200} \quad (62)$$

$$l^3 \leq 11,11 m^3 \quad (63)$$

$$l \leq 2,33 m \quad (64)$$

Comparando a flecha máxima na direção y com a flecha limite, tem-se

$$f_{yd} = f_{yG} + \psi \cdot f_{yQ}. \quad (65)$$

$$f_{yd} = (35,33 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 + 0,2 \cdot (16,38 \cdot 10^{-4} N/m^3) \cdot l^4 \leq \frac{l}{200}. \quad (66)$$

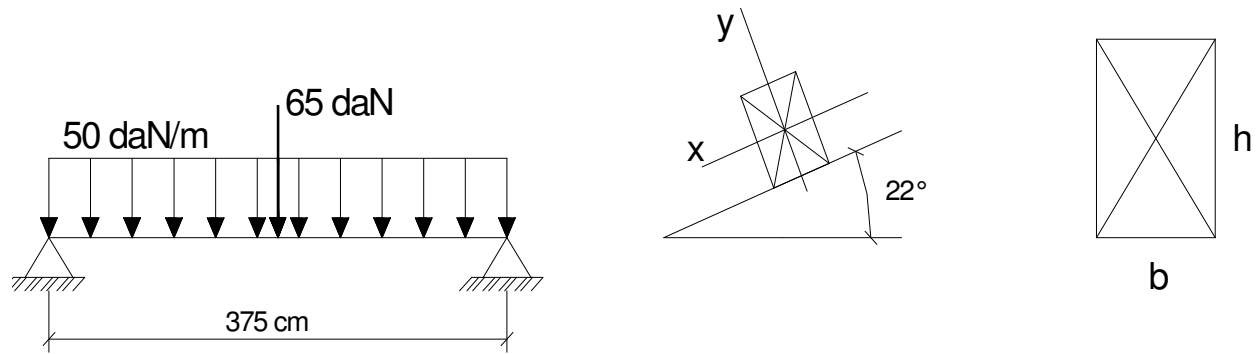
$$l^3 \leq \frac{10^4}{200 \cdot 38,606} m^3 \quad (67)$$

$$l \leq 1,09 m \quad (68)$$

O máximo vão da ripa é o menor valor de l encontrado pelas expressões (46), (49), (55), (64) e (68), ou seja, $l \leq 1,09$ m. Adotar-se-á, $l = 1,0$ m.

10.5.4. Dimensionamento de terço

Dimensionar uma terço submetida a uma carga permanente vertical distribuída de 50 daN/m e uma carga acidental vertical de 65 daN concentrada no ponto médio do vão livre de 3,75 m para situação duradoura de projeto. Considerar uma inclinação no telhado de 22°, madeira da classe C 60, classe de umidade igual a 2 e classe de carregamento de longa duração.



Esforços atuantes:

Na direção “x”:

$$M_{xd} = 1,4 \cdot (8149) + 1,4 \cdot (5650) \Rightarrow M_{xd} = 19319 \text{ daNcm}$$

$$\sigma_{xt} = \sigma_{xc} = \frac{19319 \cdot 12h}{bh^3 \cdot 2} = \frac{115914}{bh^2}$$

Na direção “y”:

$$M_{yd} = 1,4 \cdot (3292) + 1,4 \cdot (2283) \Rightarrow M_{yd} = 7805 \text{ daNcm}$$

$$\sigma_{M_{yt}} = \sigma_{M_{yc}} = \frac{7805 \cdot 12 \cdot b}{b^3 h \cdot 2} = \frac{115914}{b^2 h}$$

Valores de resistência:

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

Condições de segurança:

$$\frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + k_M \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1 \Leftrightarrow k_M \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{wd}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{wd}} \leq 1$$

$$\frac{483}{bh^2} + 0,5 \frac{195}{b^2 h} \leq 1 \Leftrightarrow 0,5 \frac{483}{bh^2} + \frac{195}{b^2 h} \leq 1$$

Adotando-se seção de 6 cm × 12 cm, tem-se

$$0,56 + 0,23 < 1 \Leftrightarrow 0,28 + 0,45 < 1 \text{ OK!}$$

10.5.5. Verificação de terça

Para a seção adotada no exemplo 2, verificar a terça para o estado limite de utilização.

Combinações para construção corrente:

$$F_{d,util} = \sum F_g + \sum \Psi_2 F_q,$$

onde $\Psi_2 = 0,2 \Rightarrow$ Não há predominância de pesos de equipamentos fixos.

$$F_{d,util} = F_g + 0,2 F_q \text{ (Separar na direção "x" e "y")}$$

$$F_x = 46,4 + 0,2 \cdot 60,3 = 46,4 + 12,1$$

$$F_y = 18,7 + 0,2 \cdot 24,2 = 18,7 + 4,9$$

$$v_{x,d} = \frac{5}{384} \frac{F_{gx,d} L^4}{E_{c0,ef} I} + \frac{1}{48} \frac{F_{qx,d} L^3}{E_{c0,ef} I} \leq \bar{v} = \frac{L}{200} \Rightarrow 1,03 + 0,19 = 1,14 \text{ cm} < 1,88 \text{ cm OK!}$$

$$v_{y,d} = \frac{F_{gy,d} \times 5 \times L^4}{384 \times E_{c0,ef} \times I} + \frac{F_{qy,d} \times L^3}{48 \times E_{c0,ef} \times I} \leq \bar{v} = \frac{L}{200} \Rightarrow 1,66 + 0,19 = 1,85 \text{ cm} < 1,88 \text{ cm OK!}$$

11. DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS EM FLEXÃO COMPOSTA

11.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMO

11.1.1. Flexo-tração

Nas barras submetidas à flexo-tração oblíqua, a segurança deve ser verificada por meio de duas condições de resistência aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais tracionada, considerando-se a influência linear para as tensões decorrentes do esforço normal de tração:

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Myd}}{f_{t0,d}} \leq 1 \text{ e} \quad (11.1)$$

$$\frac{\sigma_{Nt,d}}{f_{t0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{t0,d}} + \frac{\sigma_{Myd}}{f_{t0,d}} \leq 1, \quad (11.2)$$

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 paralelas às fibras; $\sigma_{Mx,d}$ e σ_{Myd} são as tensões máximas devidas às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais; K_M é o coeficiente de correção relacionado à forma geométrica da seção transversal da peça caracterizado no item referente à flexão simples oblíqua.

11.1.2. Flexo-compressão

11.1.2.1. Condições de resistência

A segurança de barras submetidas à flexo-compressão oblíqua é assegurada pelo atendimento de duas condições de resistências, aplicadas ao ponto mais solicitado da borda mais comprimida, considerando-se uma função quadrática para a influência das tensões devidas ao esforço normal:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Myd}}{f_{c0,d}} \leq 1 \text{ e} \quad (11.3)$$

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Myd}}{f_{c0,d}} \leq 1, \quad (11.4)$$

onde $\sigma_{Nc,d}$ é o valor de cálculo da parcela da tensão normal atuante em virtude apenas dos esforços de compressão; $f_{c0,d}$ é a resistência de cálculo à compressão

paralela às fibras; $\sigma_{Mx,d}$ e $\sigma_{My,d}$ são as tensões máximas devido às componentes de flexão atuantes segundo as direções principais; K_M é o coeficiente de correção relacionado à forma geométrica da seção transversal da peça caracterizada no item referente à flexão simples oblíqua.

11.1.2.2. Condições de estabilidade

Além das condições de resistências estabelecidas acima, as barras submetidas à flexão composta oblíqua devem atender duas condições de estabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1 \text{ e} \quad (11.5)$$

$$\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} + k_M \cdot \frac{\sigma_{Mx,d}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{My,d}}{f_{c0,d}} \leq 1, \quad (11.6)$$

Com as tensões normais devidas aos momentos fletores $M_{x,d}$ e $M_{y,d}$ amplificadas pelos efeitos de segunda ordem correspondentes as peças esbeltas e semi-esbeltas, de acordo com as definições estabelecidas no Capítulo 9 para o dimensionamento das barras axialmente comprimidas. Considerando-se naquelas expressões que:

$$e_1 = e_i + e_a, \text{ para peças semi-esbeltas} \quad (11.7)$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_c = e_a + e_c, \text{ para peças esbeltas} \quad (11.8)$$

onde

$$e_i = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}, \quad (11.9)$$

sendo M_{sd} o momento fletor de cálculo de primeira ordem, x ou y, dependendo do eixo que esteja sendo verificado, e N_{sd} o esforço normal solicitante de cálculo.

Em cada uma das expressões acima, somente a parcela não minorada pelo fator K_M deve ser amplificada pelo efeito de segunda ordem. No caso das peças esbeltas, a excentricidade de fluência é determinada pela expressão:

$$e_c = (e_{ig} + e_a) \left\{ \exp \left[\frac{\Phi(N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2)N_{qk})}{N_E - [N_{gk} + (\Psi_1 + \Psi_2)N_{qk}]} \right] - 1 \right\}, \quad (11.10)$$

com $e_{ig} = \frac{M_{gd}}{N_{gd}}$ e as demais exatamente como definidas no Capítulo 9.

11.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Resume-se nas limitações de deslocamentos, tal como visto no Capítulo 10

11.3 EXEMPLO

Um pilar com madeira da classe C 60, seção quadrada de 12 cm x 12 cm, altura de 360 cm, biarticulado, está submetido a uma ação permanente de grande variabilidade de 1285 daN, com excentricidade de 3 cm (como apresentado abaixo) e a uma ação variável distribuída (devida a vento) de 35 daN/m (Figura 50). Verificar se a seção é suficiente para resistir às tensões atuantes.

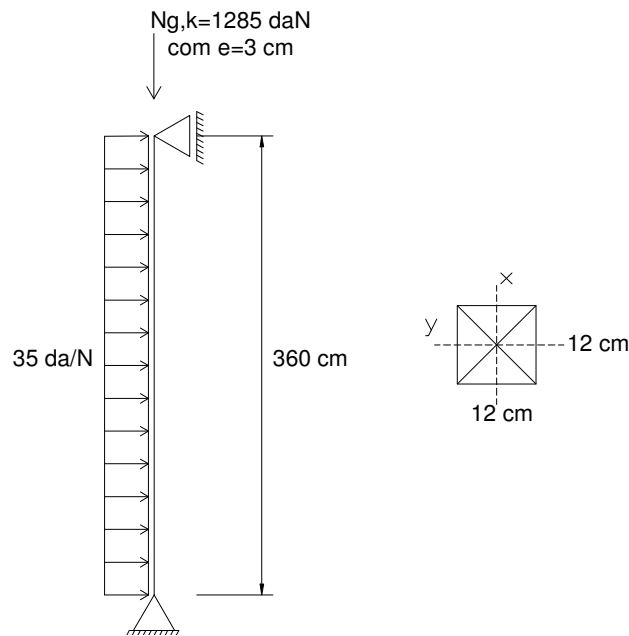


Figura 50: Pilar em madeira

Esforços atuantes:

Tensão normal

$$\sigma_d = \frac{N_d}{A} = \frac{1285 \cdot 1,4}{12 \cdot 12} \Rightarrow \sigma_d = 12,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão de flexão:

$$\text{Ação permanente: } M_{k_p} = 1285 \cdot 3 = 3855 \text{ daNcm}$$

$$\text{Ação variável: } M_{k_v} = \frac{0,35 \cdot 360^2}{8} = 5670 \text{ daNcm}$$

$$M_d = 1,4 \cdot 3855 + 0,75 \cdot 1,4 \cdot 5670 = 11351 \text{ daN.cm} \Rightarrow \sigma_{Md} = \frac{11351}{12^3} 6 = 39,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Verificação da resistência

Como $\sigma_{My,d} = 0$ e $K_M = 0,5$ para seções retangulares, a situação mais crítica é:

$$\left(\frac{\sigma_{Nc,d}}{f_{c0,d}} \right)^2 + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \Rightarrow \left(\frac{12,5}{240} \right)^2 + \frac{39,4}{240} \leq 1,0 \Rightarrow 0,33 < 1 \text{ OK!}$$

Verificação da estabilidade

Índice de esbeltez:

$$\lambda = \frac{L_0}{i_{\min}} = \frac{360 \cdot \sqrt{12}}{12} = 104 > 80 \text{ Peça esbelta}$$

As tensões atuantes são devidas ao esforço normal e à flexão. A devido ao esforço normal é

$$\sigma_{Nd} = 12,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

A devido à flexão apresenta uma parcela devida à carga distribuída e outra devido à carga concentrada. A parcela devida à carga distribuída é

$$M_{k,x} 5670 \text{ daN / cm}^2 \Rightarrow \sigma_{Mk,x} 20 \text{ daN / cm}^2.$$

A parcela devida à carga concentrada é

$$M_{d,x} = N_d \cdot e_{1,ef} \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right).$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot E_{c,0,ef} \cdot I}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 0,56 \cdot 245000 \cdot 12^3}{360^2} = 18055 \text{ daN}$$

$$e_{1,ef} = e_i + e_a + e_c$$

$$e_i = \frac{M_{1d}}{N_d} = \frac{M_{1g,d} + M_{1q,d}}{N_d} = \frac{11351}{1800} = 6,3 \text{ cm}$$

$$e_a = L_0/300 = 1,2 \text{ cm}$$

e_c = devido à fluência

$$e_c = (e_{ig} + e_a)(e^n - 1)$$

Com

$$n = \frac{\phi [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}{F_E - [N_{gk} + (\psi_1 + \psi_2) \cdot N_{qk}]}$$

$$e_{ig} = \frac{M_{ig,d}}{N_{g,d}} = \frac{1,4 \cdot 3855}{1800} = 3,0 \text{ cm}$$

$$n = \frac{0,8[1285 + (0 + 0,2) \cdot 0]}{18055 - [1285 + (0 + 0,2) \cdot 0]} = 0,06 \Rightarrow e_c = (3,0 + 1,2) \cdot (e^{0,06} - 1) = 0,3 \text{ cm}$$

$$e_{1,ef} = 6,3 + 1,2 + 0,3 = 7,8 \text{ cm}$$

$$M_{dx} = 1800 \cdot 7,8 \left(\frac{18055}{18055 - 1800} \right) = 15595 \text{ daN.cm} \Rightarrow \sigma_{Mdx} = \frac{15595}{12^3} 6 = 54 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Esforço crítico na direção “x”

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{13}{240} + \frac{54}{240} = 0,3 < 1 \text{ OK!}$$

12. PEÇAS COMPOSTAS

As seções comercialmente disponíveis de peças de madeira possuem dimensões limitadas. Esta limitação pode ser contornada com o uso de peças compostas que, ao serem solicitadas, atuam como um elemento único. O uso de peças compostas ou peças múltiplas, cuja seção é formada por duas ou mais peças, é usual em treliças, pilares ou vigas. A união entre as peças pode ser feita pelo uso de adesivo adequado ou por dispositivos de ligação tais como cavilhas, pinos metálicos (parafusos ou pregos) e conectores (anéis metálicos).

Os critérios de segurança para verificação dos estados limites são os mesmos apresentados anteriormente para elemento maciço, porém com redução da rigidez do elemento em função da deformabilidade das ligações entre as peças que compõem a seção transversal.

As peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente podem ser consideradas como se fossem peças maciças, com as restrições adiante estabelecidas.

12.1 PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO T, I OU CAIXÃO LIGADAS POR PREGOS

As peças compostas por peças serradas formando seção T, I ou caixão (Figura 51), solidarizadas permanentemente por ligações rígidas por pregos, dimensionadas ao cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça, solicitadas a flexão simples ou composta, podem ser dimensionadas como peças maciças, com seção transversal de área igual à soma das áreas das seções dos elementos componentes, e momento de inércia efetivo dado por:

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th}, \quad (12.1)$$

onde I_{th} é o momento de inércia da seção total da peça como se ela fosse maciça, sendo:

- para seções T: $\alpha_r = 0,95$ (Figura 51-a);
- para seções I ou caixão: $\alpha_r = 0,85$ (Figura 51-b,c,d);.

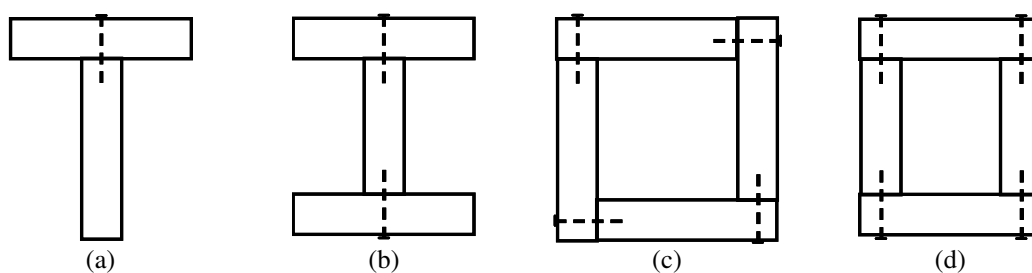


Figura 51: Seções compostas

Na falta de verificação específica da segurança em relação à estabilidade da alma, recomenda-se o emprego de enrijecedores perpendiculares ao eixo da viga, com espaçamento máximo de duas vezes a altura total da viga.

12.2 PEÇAS COMPOSTAS COM ALMA EM TRELIÇA OU DE CHAPA DE MADEIRA COMPENSADA OU OSB

As peças compostas com alma em treliça formada por tábuas diagonais, e as peças compostas com alma formada por chapa de madeira compensada ou por OSB (*Oriented Strand Board*) devem ser dimensionadas à flexão simples ou composta, considerando exclusivamente as peças dos banzos tracionadas e comprimido, sem redução de suas dimensões.

A alma dessas vigas e as suas ligações com os respectivos banzos devem ser dimensionadas ao cisalhamento como se a viga fosse de seção maciça.

12.3 PEÇAS COMPOSTAS DE SEÇÃO RETANGULAR LIGADAS POR CONECTORES METÁLICOS

As vigas compostas de seção retangular, ligadas por conectores metálicos, solicitadas à flexão simples ou composta, suposta uma execução cuidadosa e a existência de parafusos suplementares que solidarizem permanentemente o sistema, podem ser dimensionadas à flexão, em estado limite último, como se fossem peças maciças, reduzindo-se o momento de inércia da seção composta, adotando

$$I_{ef} = \alpha_r I_{th} \quad (12.2)$$

é o valor efetivo e I_{th} o seu valor teórico. Para dois elementos superpostos: $\alpha_r = 0,85$ e para três elementos superpostos: $\alpha_r = 0,70$.

Os conectores metálicos devem ser dimensionados para resistirem ao cisalhamento que existiria nos planos de contato das diferentes peças como se a peça fosse maciça.

12.4 ESTABILIDADE DE PEÇAS COMPOSTAS

12.4.1. Peças solidarizadas continuamente

A estabilidade das peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente pode ser verificada como se elas fossem maciças com as restrições impostas anteriormente.

12.4.2. Peças solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação (Figura 52) devem ter sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global.

Para as peças compostas por dois ou três elementos de seção transversal retangular, permite-se a verificação da estabilidade, como se elas fossem de seção maciça, nas condições adiante estabelecidas.

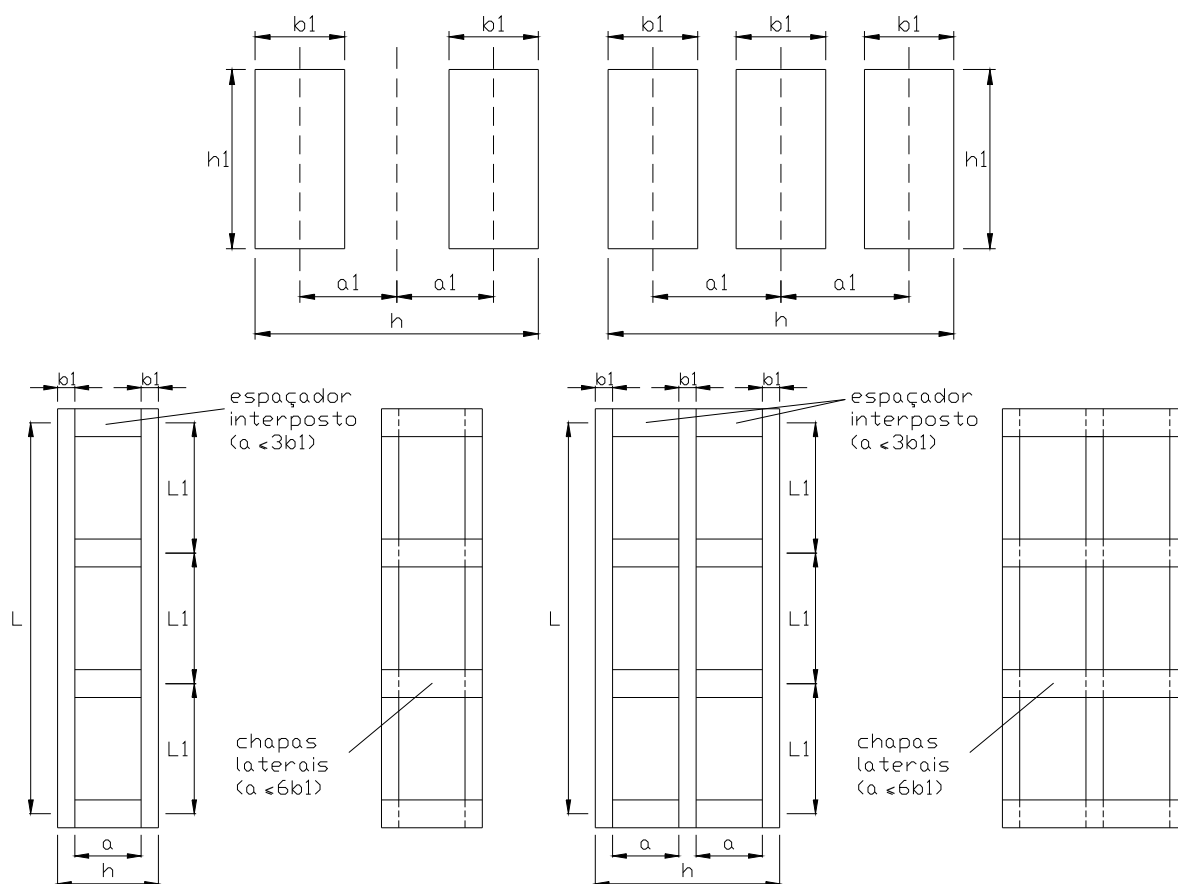


Figura 52: Peças solidarizadas descontinuamente (NBR 7190:1997)

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 rígidas com pregos ou parafusos.

Permite-se que estas ligações sejam feitas com apenas 2 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 do seja feito igual ao diâmetro d do parafuso.

Nessa verificação, para as seções mostradas na Figura 52, admitem-se as seguintes relações:

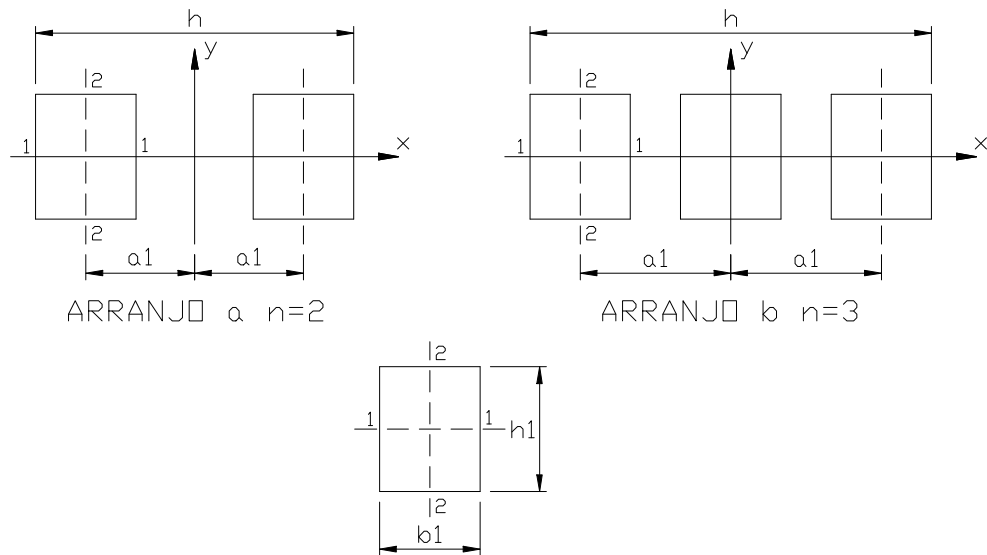


Figura 53: Seções compostas por dois ou três elementos iguais (NBR 7190:1997)

Seção do elemento componente:

$$A_1 = b_1 h_1 \quad (12.3)$$

$$I_1 = \frac{b_1 h_1^3}{12} \quad (12.4)$$

$$I_2 = \frac{h_1 b_1^3}{12}$$

Seção composta:

$$A = n A_1 \quad (12.5)$$

$$I_x = n I_1$$

$$I_y = n I_2 + 2 A_1 a_1^2, \text{ com}$$

$$I_{y,ef} = \beta_1 I_y$$

$$\beta_1 = \frac{I_2 m^2}{I_2 m^2 + \alpha_y I_y}, \quad (12.6)$$

Onde:

m = número de intervalos de comprimento L_1 em que fica dividido o comprimento L total da peça;

$\alpha_y = 1,25$ para espaçadores interpostos;

$\alpha_y = 2,25$ para chapas laterais de fixação.

$$m = \frac{L}{L_1}$$

A verificação deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área A e momentos de inércia I_x e $I_{y,ef}$.

Nessa verificação, as condições de segurança especificadas com relação à estabilidade são representadas por

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d I_2}{I_{y,ef} W_2} + \frac{M_d}{2 a_1 A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \leq f_{cod}, \quad (12.7)$$

Onde

$$W_2 = \frac{I_2}{b_1/2}, \quad (12.8)$$

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 dado por

$$V_d = A_1 f_{vo,d} \frac{L_1}{a_1}. \quad (12.9)$$

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

$$9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1;$$

$$a \leq 3b_1 \text{ peças interpostas};$$

$$a \leq 6b_1 \text{ peças com chapas laterais}.$$

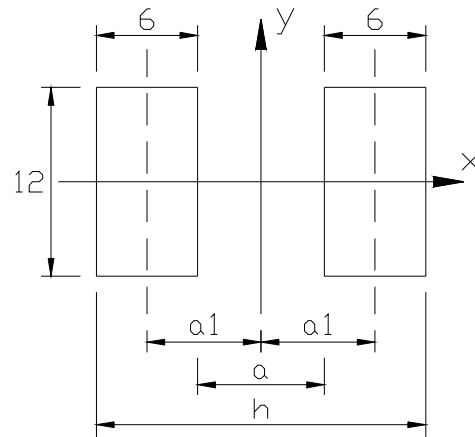
12.5 EXEMPLOS

12.8.1. Determinação da distância entre espaçadores de um pilar

Para o pilar esquematizado abaixo, pede-se: o posicionamento dos espaçadores e o cálculo da inércia mínima.

$$N_d = 1,4 \times 2140 = 2996 \text{ daN}$$

$$L = 300 \text{ x cm (altura do pilar)}$$



Disposição dos espaçadores:

De acordo com a NBR 7190: 1997:

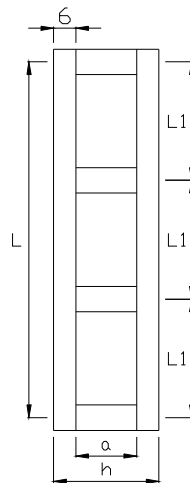
$$a \leq 3 \times b_1 \Rightarrow a \leq 3 \times 6 \Rightarrow a \leq 18 \text{ cm} \Rightarrow \text{Adotado : } a = 12 \text{ cm}$$

Se o valor de L_1 , estiver dentro do intervalo: $9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1$, pode-se dispensar a verificação da estabilidade local dos trechos de comprimento L_1 .

Com isso, tem-se:

$$9 \times 6 \leq L_1 \leq 18 \times 6 \Rightarrow 54 \text{ cm} \leq L_1 \leq 108 \text{ cm}$$

Portanto, adotando $L_1 = 100 \text{ cm}$, dispensa-se à verificação da estabilidade local de cada trecho.



Cálculo dos momentos de inércia:

$$I_x = \frac{2 \times 6 \times 12^3}{12} \Rightarrow I_x = 1728 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,ef} = \beta_1 \times I_y$$

$$I_y = \frac{2 \times 12 \times 6^3}{12} + 2 \times (6 \times 12 \times 9^2) = 12096 \text{ cm}^4$$

$$\beta_1 = \frac{I_2 \times m^2}{I_2 \times m^2 + \alpha_y \times I_y} = \frac{1944}{1944 + 15 \times 120} = 0,11$$

$$I_2 = \frac{6^3 \times 12}{12} = 216 \text{ cm}^4 \quad m = \frac{L}{L_1} = \frac{300}{100} = 3 \quad \alpha_y = 1,25$$

$$\beta_1 = 0,11 \Rightarrow I_{y,ef} = 0,11 \times 12096 = 1330,56 \text{ cm}^4$$

Portanto a direção crítica é a “y”, e a verificação da estabilidade é feita de acordo com os critérios apresentados no Capítulo 9 .

12.8.2. Verificação de barra de treliça

Verificar se uma barra de treliça, $L_0 = 133 \text{ cm}$, seção transversal de 2 (3 cm x 12 cm), é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente: - 675 daN

Vento de pressão: -294 daN

Considerar: Dicotiledônea – classe C 60.

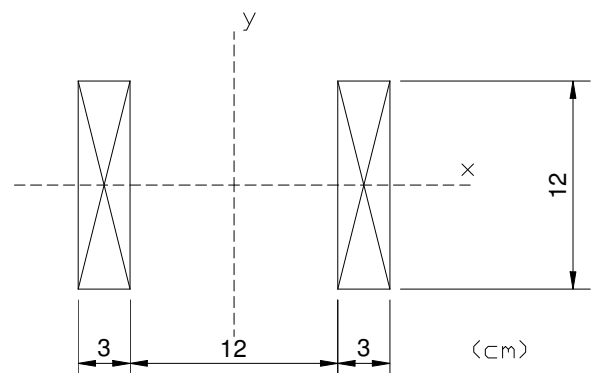
Propriedades geométricas:

$$A = 72 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 864 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 3,46 \text{ cm}$$

$$\lambda = 38 < 40 - \text{Peça curta}$$



Combinação das ações: Permanente + Vento = Comb. última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k} \right)$$

Não existe ação variável secundária

Coefficientes:

$\gamma_g = 1,4$ (Ação permanente de grande variabilidade)

$\gamma_Q = 1,4$ (Ação variável – normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

$$F_d = 1,4 \times 675 + 0,75 \times 1,4 \times 294 = 1254 \text{ daN}$$

Propriedades da madeira

Cálculo de $f_{c0,d}$

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

$$k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3}$$

$k_{\text{mod},1}$ = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração $\rightarrow k_{\text{mod},1} = 0,70$

$k_{\text{mod},2}$ = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada $\rightarrow k_{\text{mod},2} = 1,0$

$k_{\text{mod},3}$ = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria $\rightarrow k_{\text{mod},3} = 0,8$

$$k_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$ Função do tipo de solicitação

Compressão (E.L.U.) $\rightarrow \gamma_{wc} = 1,4$

Madeira classe C 60 $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c,0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c,0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensão atuante:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_d}{A} = \frac{1254}{72} \Rightarrow \sigma_{c,0,d} = 17,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Verificação:

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c0,d} \Rightarrow 17,4 \leq 240 \text{ OK!}$$

Como será apresentado mais adiante, seria necessária alguma verificação referente à peça composta.

12.8.3. Verificação do banzo da treliça

Verificar se a barra do banzo da treliça abaixo, $L_0 = 169$ cm, seção transversal 2 (6 cm x 12 cm), é suficiente para resistir a uma solicitação de:

Carga permanente = -7097 daN

Vento de pressão = -31148 daN

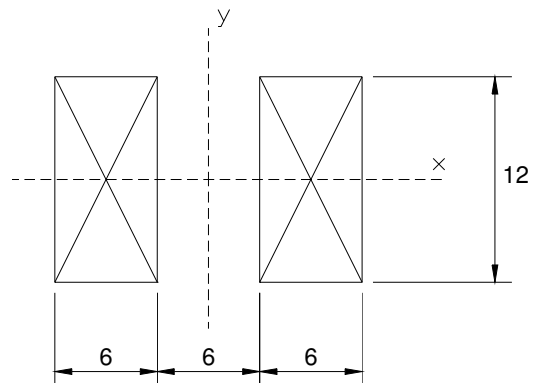
Considerar: Madeira: Dicotiledônea – classe C 60

Propriedades geométricas:

$$A = 144 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 1728 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = 3,46 \text{ cm}$$



Combinação das ações: Permanente + Vento = Comb. Última normal

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{gi,k} + \gamma_Q \left(F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} F_{Qj,k} \right)$$

Não existe ação variável secundária

Coeficientes:

$\gamma_g = 1,4$ (Ação permanente de grande variabilidade)

$\gamma_Q = 1,4$ (Ação variável – normal)

Ação variável de curta duração: redução = 0,75

$$F_d = 1,4 \times 7097 + 0,75 \times 1,4 \times 31148 = 13241 \text{ daN}$$

Propriedades da madeira:

Cálculo de $f_{c0,d}$:

$$f_{c,0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_w}$$

$$k_{\text{mod}} = k_{\text{mod},1} \cdot k_{\text{mod},2} \cdot k_{\text{mod},3}$$

$k_{\text{mod},1}$ = Função da ação variável principal e classe de carregamento

Vento: Longa duração $\rightarrow k_{\text{mod},1} = 0,70$

$k_{\text{mod},2}$ = Função da classe de umidade e tipo de material

Classe de umidade 1; Madeira serrada $\rightarrow k_{\text{mod},2} = 1,0$

$k_{\text{mod},3}$ = Categoria da madeira

Madeira de 2ª categoria $\rightarrow k_{\text{mod},3} = 0,8$

$$k_{\text{mod}} = 0,7 \times 1,0 \times 0,8 = 0,56$$

$\gamma_w \rightarrow$ Função do tipo de solicitação

Compressão (E.L.U.) $\rightarrow \gamma_{wc} = 1,4$

Madeira classe C 60 $\rightarrow f_{c0,k} = 600 \text{ daN/cm}^2$

$$f_{c,0,d} = 0,56 \frac{600}{1,4} \Rightarrow f_{c,0,d} = 240 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Tensões atuantes

Devido à força normal:

$$\sigma_{Nd} = \frac{F_d}{A} = \frac{13241}{144} \Rightarrow \sigma_{Nd} = 92 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Devido ao momento (função de excentricidades que podem ocorrer na peça)

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} y \Rightarrow M_d = N_d \cdot e_d$$

Portanto deve-se determinar o valor da excentricidade de cálculo " e_d ":

$$e_d = e_1 \left(\frac{F_E}{F_E - N_d} \right)$$

$e_1 = e_i + e_a$, Soma das excentricidades inicial e accidental.

F_E ; $N_d \rightarrow$ Carga crítica de Euler e carga atuante.

No caso de treliças: $e_i = 0$;

$$e_a = \frac{L_0}{300} = \frac{169}{300} = 0,56 \text{ cm} \Rightarrow e_i = 0 + 0,56 = 0,56 \text{ cm}$$

$$E_{c0,ef} = k_{mod} \cdot E_{c0,m} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 245000 = 137200 \frac{daN}{cm^2}$$

$$I = I_{min} = 1728 \text{ cm}^4 \text{ (Perda de estabilidade na direção de menor inércia)}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 \cdot 137200 \cdot 1728}{169^2} = 81926 \text{ daN}$$

$$e_d = 0,56 \left(\frac{81926}{81926 - 13241} \right) = 0,67 \text{ cm}$$

$$M_d = 13241 \cdot 0,67 = 8871 \text{ daN.cm}$$

$$\sigma_{Md} = \frac{8871}{1728} = 31 \frac{daN}{cm^2}$$

Verificação da estabilidade:

$$\frac{\sigma_{Nd}}{f_{c0,d}} + \frac{\sigma_{Md}}{f_{c0,d}} \leq 1,0 \Rightarrow \frac{92}{240} + \frac{31}{240} = 0,51 < 1 \text{ OK!}$$

13. LIGAÇÕES

As peças de madeira, em função da estrutura anatômica do material e das limitações de comprimento, principalmente da madeira serrada, exigem o uso de ligações para composição de elementos estruturais.

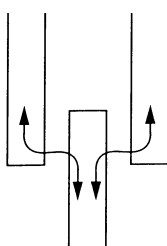
As ligações são todos os dispositivos que permitem assegurar a ligação e a transmissão de esforços entre os elementos de uma estrutura.

As ligações nas estruturas de podem ser feitas com o uso de conectores, pinos metálicos, encaixes na madeira ou adesivos, que são utilizados de forma simultânea ou individual. Considerando a forma pela qual os esforços são transmitidos entre as ligações, essas são classificadas em três grupos (LE GOVIC, 1995):

Transmissão direta ou por contato direto: não possuem dispositivos intermediários entre as peças de madeira. É o caso dos entalhes ou sambladuras. Transmitem esforços normais ou cortantes, desde que a resultante possua a tendência de aproximar as peças entre si (Figura 54a);

Transmissão por justaposição: Neste tipo existe uma superfície de traspasse comum às peças ligadas (Figura 54b). São feitas com o uso de conectores ou adesivos. Podem transmitir esforços normais (de tração ou compressão), cortantes ou momentos;

Transmissão indireta: As peças não possuem superfície de traspasse e os esforços são transmitidos por elementos intermediários (Figura 54c). Esses elementos podem ser metálicos ou adesivos. Assim como na transmissão por justaposição, podem transmitir esforços normais (de tração ou compressão), cortantes ou momentos.



(a) Transmissão direta ou por contato

(b) Transmissão por justaposição

(c) Transmissão indireta

Figura 54: Formas de transmissão de esforços nas ligações de estruturas de madeira (LE GOVIC, 1995)

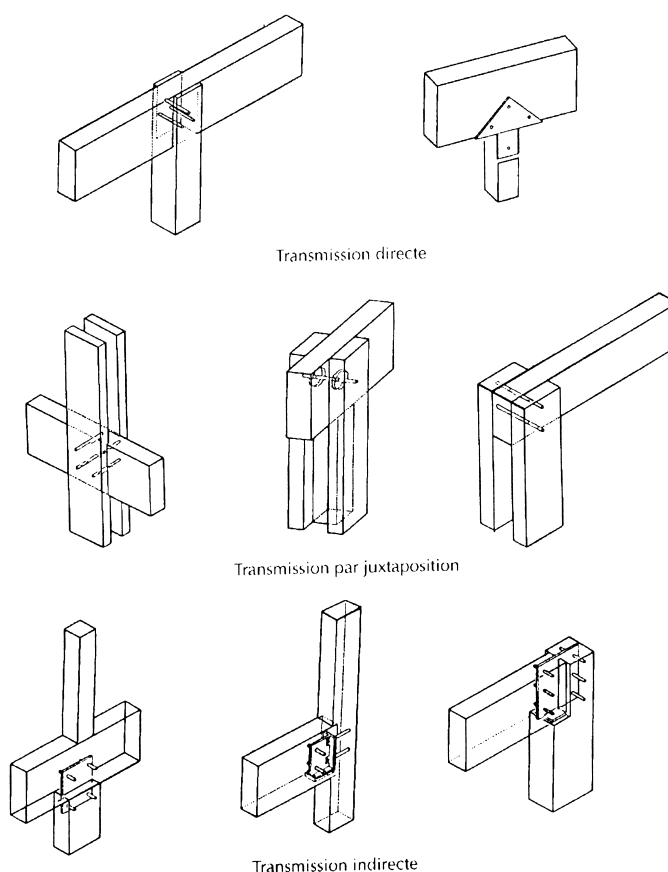


Figura 55: Exemplos de ligações entre vigas e pilares classificadas segundo o tipo de transmissão de esforços (LE GOVIC, 1995)

A Figura 56 apresenta vários diagramas força-deslocamento para ligações com diferentes arranjos. A ligação colada (curva 8) possui comportamento mais rígido, isto é, com menores deformações, quando comparadas às ligações parafusadas (curvas 3, 4 e 5). As ligações pregadas (curva 1) apresentam rigidez variável em função da concentração de pregos e do número de ciclos de carga na ligação. Quanto mais concentrados os pregos, mais frágil, e quanto menos concentrados, mais dúctil é seu comportamento. As ligações com cavilhas apresentam certa ductilidade, conforme a posição do elemento de conexão (curvas 2 e 7), e as ligações com chapas metálicas (curva 6) apresentam deformações significativas.

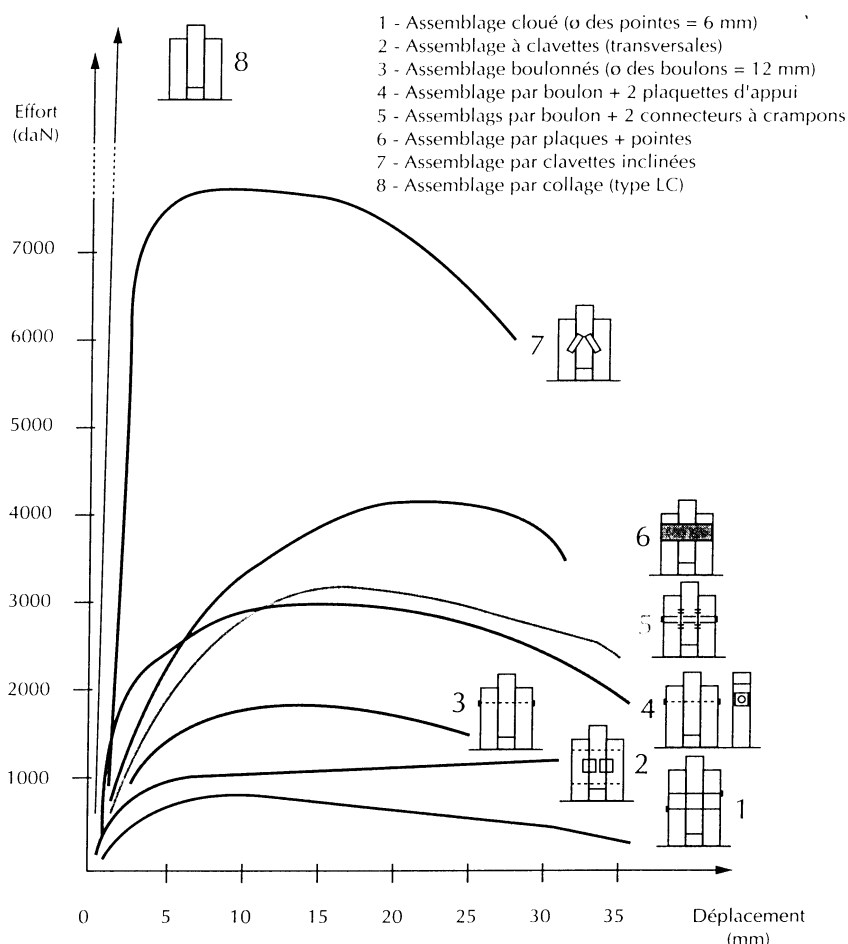


Figura 56: Comportamento de ligações por justaposição solicitadas à compressão (LE GOVIC, 1995)

As ligações com pinos metálicos são classificadas quanto à deformação em deformáveis e rígidas.

Com 2 ou 3 pinos as ligações são consideradas deformáveis e só podem ser empregadas em estruturas isostáticas, desde que se considere uma contra-flecha compensatória maior ou igual que $L/100$, sendo L o vão teórico da estrutura.

As ligações com 4 ou mais pinos são consideradas rígidas quando atendidos os limites de pré-furação estabelecidos pela norma.

Neste capítulo serão apresentados os critérios de dimensionamento das ligações por entalhe e por pinos metálicos.

13.1 LIGAÇÕES POR ENTALHE OU SAMBLADURA

Este tipo de ligação transmite esforços por contato (Figura 54-a), sendo o mais utilizado em estruturas simples em madeira. Como a transmissão de esforços

se dá por contato, este tipo de ligação somente pode ser empregado em peças comprimidas. Os deslocamentos laterais e os esforços devidos à montagem devem ser restringidos por pinos, estribos ou talas pregadas, os quais não são considerados nas ligações. O cisalhamento geralmente ocorre na região das ligações, junto aos entalhes ou aos parafusos. O plano de maior enfraquecimento coincide com a direção das fibras da madeira.

13.1.1. Verificação da segurança de ligação com dente único

A Figura 57-a ilustra uma ligação por entalhe com um dente. O dente pode ser executado no esquadro ou segundo a bissetriz do ângulo formado entre a peça comprimida. Nesta seção, considerar-se-á que o dente é cortado no esquadro, possuindo o comprimento mostrado na Figura 57-b.

Devem-se verificar as resistências das superfícies de esmagamento, ao cisalhamento direto, à compressão e tração paralelas, inclinadas e perpendiculares às fibras conforme o esforço nas peças.

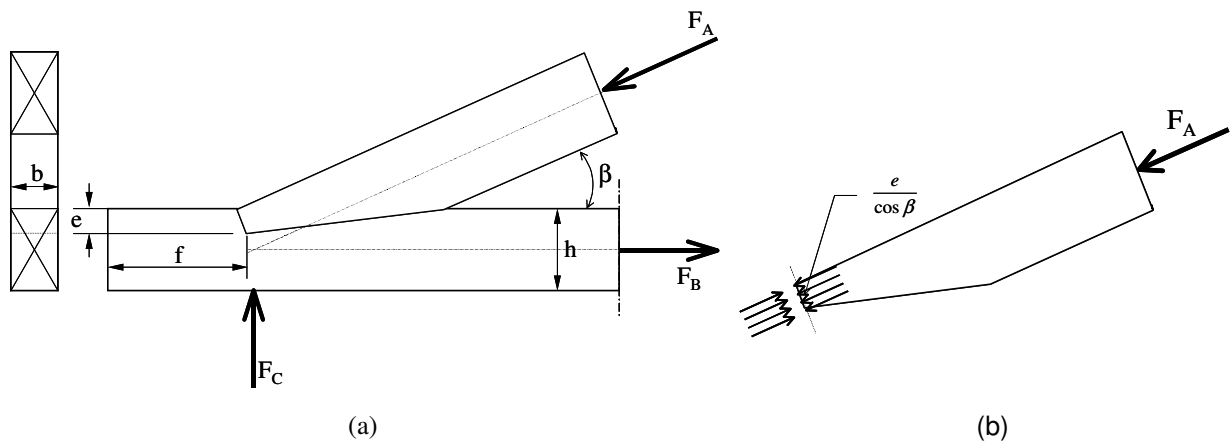


Figura 57: Ligação por entalhe com um dente

13.1.2. Verificação do estado limite último de cisalhamento direto

Quando há solicitações de cisalhamento, a verificação a ser feita para o estado limite último é expressa por

$$\tau_d \leq f_{v0,d}, \quad (13.1)$$

onde τ_d é a máxima tensão de cisalhamento atuando no ponto mais solicitado da peça e $f_{v0,d}$ é a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras.

$$f_{v0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{v0,k}}{\gamma_v}, \quad (13.2)$$

com $\gamma_v = 1,8$ caso exista o valor experimental de $f_{v0,k}$ ou com $f_{v0,d} = 0,12 f_{c0,d}$ (coníferas) ou $f_{v0,d} = 0,10 f_{c0,d}$ (dicotiledôneas).

A tensão cisalhante de cálculo é dada por:

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_{ci}}, \quad (13.3)$$

$$A_{ci} = f \cdot b, \quad (13.4)$$

sendo V_d esforço cortante de cálculo, A_{ci} seção que resiste ao cisalhamento, que deve coincidir com o plano na direção das fibras, b a largura da peça e f o comprimento resistente ao cisalhamento (Figura 57-a).

O esforço cortante de cálculo (V_d) é dado por

$$V_d = F_A \cdot \cos \beta, \quad (13.5)$$

sendo F_A e β a força de compressão na barra e o ângulo entre as duas peças (Figura 57-a)

13.1.3. Verificação do estado limite último de compressão normal às fibras

A solicitação de compressão normal às fibras geralmente ocorre em regiões de apoio dos elementos estruturais de madeira e nos locais de introdução de forças aplicadas com direção perpendicular às fibras. Como exemplo, citam-se os apoios das vigas.

Na verificação de esforços de compressão normal às fibras, deve ser considerada a extensão do carregamento, medida paralelamente à direção das fibras.

A condição de segurança é dada por

$$\sigma_{c90,d} \leq f_{c90,d}, \quad (13.6)$$

onde a tensão de cálculo de compressão normal às fibras é a relação

$$\sigma_{c90,d} = \frac{F_d}{A_c}, \quad (13.7)$$

F_d : força de cálculo de compressão normal às fibras; A_c : área de contato que pode estar submetida ao esmagamento. A resistência de cálculo normal às fibras é dada por

$$f_{c90,d} = 0,25 f_{c0,d} \cdot \alpha_n, \quad (13.8)$$

sendo o coeficiente α_n é igual a 1 (um) no caso de ser a extensão da carga “a”, medida na direção das fibras, maior ou igual a 15 cm. Quando esta extensão for menor que 15 cm, e a carga estiver afastada pelo menos de 7,5 cm da extremidade da peça, esse coeficiente é fornecido pela Tabela 19. Essa tabela aplica-se também ao caso de arruelas, tomando-se como extensão de carga “a” seu diâmetro ou lado.

Tabela 19: Valores de α_n

Extensão da carga normal às fibras, medida paralelamente a estas “a” (cm)	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
a > 15	1,00

13.1.4. Verificação do estado limite último de compressão inclinada em relação às fibras

A condição de segurança da tensão normal de compressão inclinada em relação às fibras é dada por

$$\sigma_{c\alpha,d} \leq f_{c\alpha,d}, \quad (13.9)$$

sendo $f_{c\alpha,d}$ a resistência a tensões normais de compressão inclinadas em relação às fibras.

Na avaliação da resistência a tensões normais de compressão inclinadas em relação às fibras da madeira, a NBR 7190:1997 permite ignorar a influência da inclinação β das tensões normais em relação às fibras da madeira até o ângulo $\beta = 6^\circ$ ($\arctg \beta = 0,10$). Para inclinações maiores é preciso considerar a redução de resistência, adotando-se a fórmula de Hankinson, expressa por

$$f_{c\beta,d} = \frac{f_{c0,d} \cdot f_{c90,d}}{f_{c0,d} \cdot \sin^2 \beta + f_{c90,d} \cdot \cos^2 \beta}, \quad (13.10)$$

A tensão normal de cálculo é dada por

$$\sigma_{c\alpha,d} = \frac{N_d}{A_c}, \quad (13.11)$$

$$A_c = b \cdot \frac{e}{\cos \beta}, \quad (13.12)$$

sendo N_d a força de cálculo atuante na barra na barra comprimida, ou seja, F_A (Figura 57-b) e A_c é área comprimida.

13.1.5. Ligações por entalhe com dois dentes

As ligações por entalhe com dois dentes asseguram maior superfície de contato, consequentemente maior capacidade de carga, porém este tipo de ligação possui maior dificuldade de execução. Para Natterer *et al.* (2004), o inconveniente desta ligação é a complexidade de sua execução, a qual deve assegurar o contacto das duas superfícies dos dentes previsto com este objetivo. Para evitar este inconveniente, os autores aconselham deixar uma pequena folga no entalhe do primeiro dente e assegurar unicamente o contacto com o segundo dente (Figura 58). Segundo Pfeil e Pfeil (2003), os dentes podem ser cortados no esquadro ou na bissetriz do ângulo e apresentar comprimentos de contato iguais ou diferentes.

O procedimento de cálculo para a verificação da segurança quanto às tensões cisalhantes, normais às fibras e inclinadas em relação às fibras é similar ao da Seção 13.1.1.

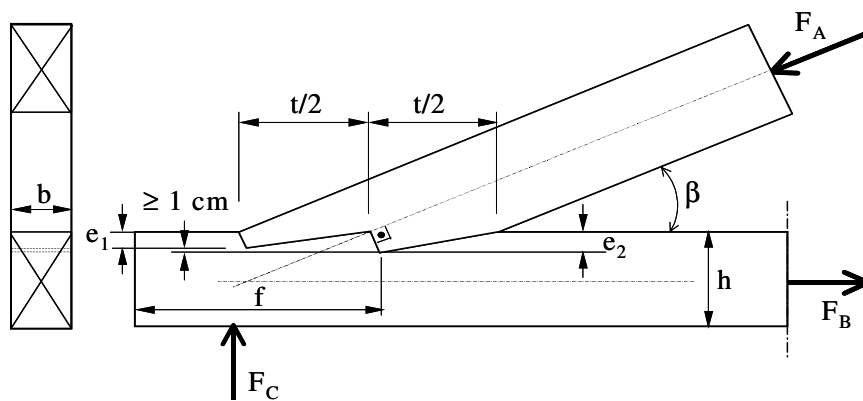


Figura 58: Exemplo de entalhe com dente duplo

A condição de segurança é a mesma dada pelas Eq. 13.1 a 13.5, porém o comprimento f deve ser considerado no entalhe do segundo dente (Figura 58)

13.1.6. Disposições construtivas das ligações por entalhe

Durante a execução das ligações por entalhe reduzir as imperfeições, assegurando-se o perfeito encaixe entre as peças.

A NBR 7190:1997 determina que a profundidade mínima do entalhe do dente seja de 2 cm e a máxima de $\frac{h}{4}$. Natterer *et al.* (2004) recomendam que o comprimento f que resiste ao cisalhamento nas extremidades dos elementos estruturais tenham um comprimento mínimo de 15 cm.

Quando a ligação apresentar dois dentes, deve-se assegurar que os planos de cisalhamento sejam suficientemente defasados. Natterer *et al.* (2004) determinam que sejam respeitados uma distância de, no mínimo, 1 cm entre os planos de cisalhamento e que $e_1 < e_2 - 10 \text{ mm}$ e que $e_1 < 0,8 \cdot e_2$.

13.2 CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO DAS LIGAÇÕES POR PINOS

O dimensionamento dos elementos de ligação deve obedecer a condições de segurança do tipo

$$S_d \leq R_d \quad (13.13)$$

onde R_d é o valor de cálculo da resistência dos elementos da ligação e S_d o valor de cálculo das solicitações nela atuantes.

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 de diferentes peças estruturais podem ser feitas pelos meios usuais das ligações de peças de madeira ou pelo emprego de elementos intermediários de aço. Para o dimensionamento das ligações, considera-se a resistência da madeira à tração, a compressão e ao embutimento e a tensão de escoamento do elemento metálico. A segurança desses elementos intermediários de aço deve ser verificada de acordo com a NBR 8800:2008 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios.

13.3 RESISTÊNCIA DE EMBUTIMENTO DA MADEIRA

Na falta de determinação experimental, conforme determina o anexo B da NBR 7190:1997, as relações a seguir podem ser usadas:

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \quad (13.14)$$

$$f_{e90,d} = 0,25 f_{c0,d} \cdot \alpha_e, \quad (13.15)$$

com α_e dado pela Tabela 20.

Tabela 20: Valores do coeficiente α_e

Diâmetro do pino (cm)	$\leq 0,62$	0,95	1,25	1,6	1,9	2,2
Coeficiente α_e	2,5	1,95	1,68	1,52	1,41	1,33
Diâmetro do pino (cm)	2,5	3,1	3,8	4,4	5,0	$\geq 7,5$
Coeficiente α_e	1,27	1,19	1,14	1,1	1,07	1,0

13.4 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO DOS PINOS

$R_{vd,1}$ expressa a resistência de cálculo de um pino correspondente a uma única seção de corte determinada em função dos parâmetros:

$$\beta = \frac{t}{d} \quad (13.16)$$

$$\beta_{lim} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{yd}}{f_{ed}}}, \quad (13.17)$$

onde t é a espessura convencional da madeira; d é o diâmetro do pino; f_{ed} é a resistência de cálculo ao embutimento para a inclinação α ; f_{yd} é a resistência de cálculo ao escoamento do pino metálico $= f_{yk} / \gamma_s$; $\gamma_s = 1,10$.

13.4.1. Embutimento da madeira

$$\beta \leq \beta_{lim} \quad (13.18)$$

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed}, \quad (13.19)$$

13.4.2. Flexão do pino

$$\beta > \beta_{lim} \quad (13.20)$$

$$R_{vd,1} = 0,625 \frac{d^2}{\beta_{lim}} f_{yd} \quad (\text{com } \beta = \beta_{lim}), \quad (13.21)$$

tomando-se $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ sendo $\gamma_s = 1,1$.

A espessura convencional t deve ser obtida segundo a configuração da ligação. No caso de duas peças de madeira, correspondente a corte simples, t será a menor das espessuras t_1 e t_2 das peças a serem unidas, de acordo com a Figura 59.

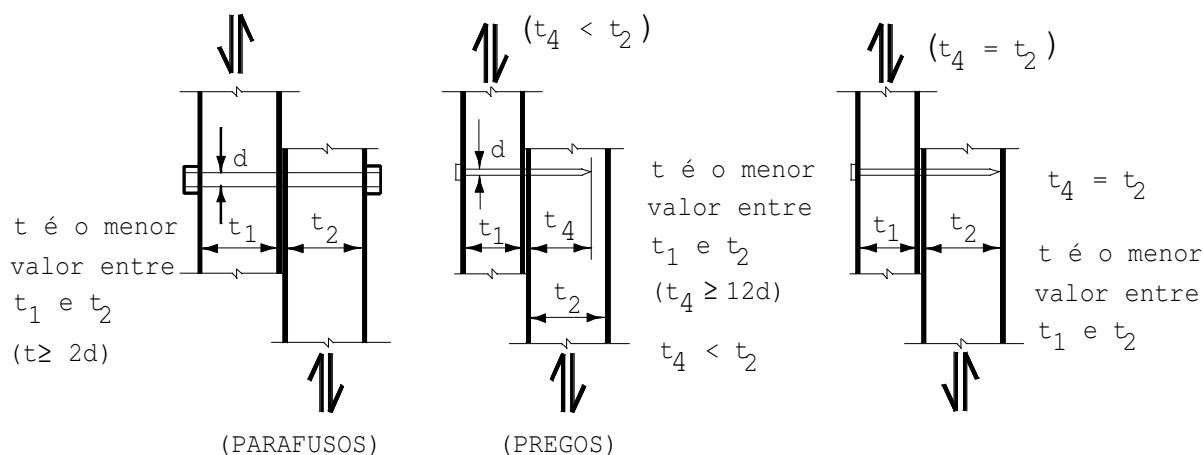


Figura 59: Pinos em corte simples (NBR 7190:1997).

No caso de três peças, correspondente a corte duplo, será adotado o menor dos valores entre t_1 , $t_2/2$ e t_3 , conforme indica a Figura 60.

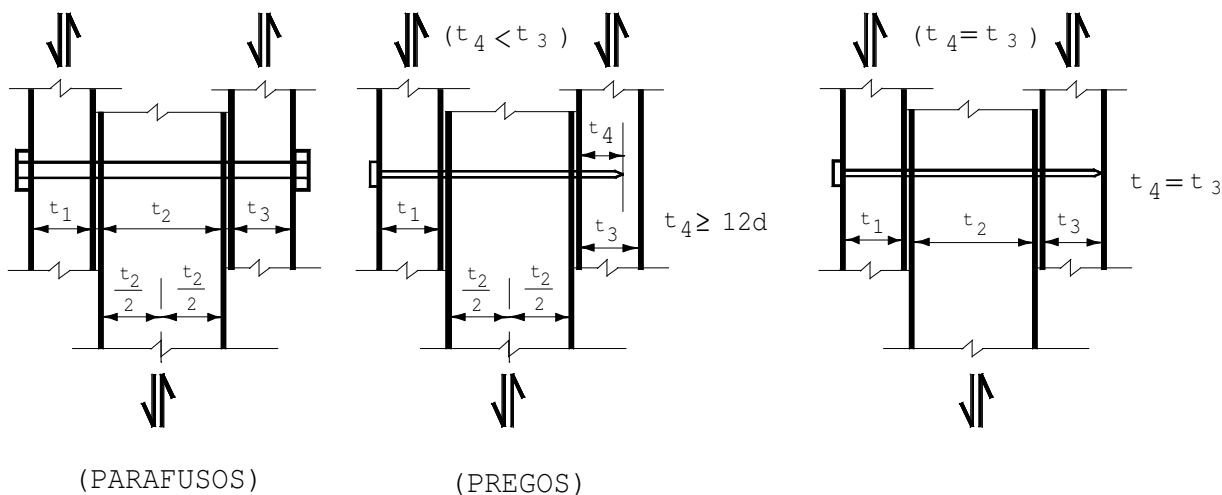


Figura 60: Pinos em corte duplo (NBR 7190:1997).

A resistência de um pino é obtida pela soma das resistências correspondentes às suas diferentes seções de corte.

13.4.3. Disposições construtivas das ligações por pinos

Não devem ser utilizadas ligações com um único pino, usar no mínimo dois.

As ligações pregadas devem ser obrigatoriamente pré-furadas, com um diâmetro d_f não maior que o diâmetro d do prego, atendendo aos valores:

$d_f = 0,85 d \rightarrow$ para as coníferas e

$d_f = 0,98 d \rightarrow$ para as dicotiledôneas.

As ligações parafusadas são consideradas rígidas quando o diâmetro de pré-furação não ultrapassar o limite:

$$d_f \leq d + 0,5 \text{ mm} \quad (13.22)$$

Nas ligações com mais de oito (8) pinos, os pinos adicionais devem ser considerados com apenas 2/3 de sua resistência individual.

$$n_o = 8 + \frac{2}{3}(n - 8) \quad (13.23)$$

Os pregos estruturais devem apresentar $f_{yk} \geq 600 \text{ MPa}$ e diâmetro $d \geq 3 \text{ mm}$.

Os parafusos estruturais devem ser de aço com resistência $f_{yk} \geq 240 \text{ MPa}$ e diâmetro $d \geq 10 \text{ mm}$.

Nas ligações parafusadas o diâmetro dos parafusos deve ser menor que $t/2$ e, nas pregadas, menor que $t/5$.

Para que seja garantida a durabilidade da ligação, recomenda-se especificar pregos galvanizados ou, em ambientes agressivos, aço inoxidável.

O padrão de pregos para construções disponíveis no mercado brasileiro usa uma especificação em escalas não muito amigáveis. Na prática são comuns os critérios:

- $JP \times LPP$: JP é o diâmetro do prego em JDP (*Jauge de Paris*); LPP é o comprimento do prego e significa Linha de Polegada Portuguesa, equivalente a 2,30 mm.
- $IN \text{ BWG}$: IN é o comprimento do prego em polegadas (*inches*) e BWG (*Birmingham Wire Gauge*) é o diâmetro do prego.

A próxima tabela apresenta as medidas equivalentes entre os dois padrões usuais do mercado.

Tabela 21: Medidas equivalentes entre os padrões de prego no mercado. Fonte: www.comercialgerdau.com.br (2012)**Prego com Cabeça***** Bitolas também na opção galvanizada**

Tamanho		Quant. aprox. de pregos por quilo	Utilização	Tamanho		Quant. aprox. de pregos por quilo	Utilização
JP x LPP	MDL x BWG			JP x LPP	MDL x BWG		
6 x 6	1/2" x 19	9310	Marcenaria e mobiliário	*18 x 27	*2.1/2" x 10	198	Cabeça/fôrmas para concreto; acromento; colares e alinhamento
6 x 7	5/8" x 19	7606		*18 x 30	*2.3/4" x 10	187	Emprego; colares e alinhamento
7 x 9	3/4" x 18	5050		18 x 33	3" x 10	171	
8 x 7	5/8" x 18	5718		*18 x 36	*3.1/4" x 10	155	Emprego; colares e alinhamento
8 x 8	—	4938		19 x 15	1.1/4" x 9	290	
8 x 10	7/8" x 18	4286	Hóveis; fundação armário	19 x 27	2.1/2" x 9	155	Cabeça/fôrmas para concreto
10 x 7	1" x 18	4292		19 x 30	2.3/4" x 9	143	Colares; acromento; colares e alinhamento de fôrmas
10 x 9	3/4" x 17	3378	Embedagem; marcenaria e acabamentos	19 x 33	3" x 9	136	
10 x 10	7/8" x 17	3250		*19 x 36	*3.1/4" x 9	121	Ponta; acromento; colares e alinhamento de fôrmas
10 x 11	1" x 17	2786		*19 x 39	*3.1/2" x 9	109	
10 x 12	1.1/8" x 17	2570		19 x 42	3.3/4" x 9	102	Colares; acromento; colares e alinhamento de fôrmas
11 x 11	1" x 16	2466		—	3" x 8	108	
11 x 12	1.1/16" x 16	2236	Colares para fôrmas e avarias	—	3.1/2" x 8	93	Colares
*12 x 12	—	1632		20 x 30	2.3/4" x 7	106	
12 x 14	—	1441		20 x 33	3" x 7	98	Emprego; colares e alinhamento de fôrmas
12 x 15	—	1320		20 x 36	3.1/4" x 7	89	
13 x 11	1" x 15	1456		20 x 39	3.1/2" x 7	85	
*13 x 15	1.1/4" x 15	1062		*20 x 42	*3.3/4" x 7	77	
13 x 18	1.1/2" x 15	922		20 x 48	4.1/4" x 7	67	
13 x 21	2" x 15	815	Rios; talhados e alvarios para fôrmas e avarias	21 x 33	3" x 6	77	Emprego; colares e alinhamento de fôrmas
14 x 11	1" x 14	1172		21 x 36	3.1/4" x 6	73	
14 x 15	1.1/4" x 14	814		21 x 45	4" x 6	59	
*14 x 18	1.1/2" x 14	708		21 x 48	4.1/4" x 6	54	
14 x 21	2" x 14	610		21 x 54	5" x 6	49	Ponta
14 x 24	2.1/4" x 14	566	Rios; talhados e alvarios para fôrmas e avarias	*22 x 42	*3.3/4" x 5	49	
14 x 27	2.1/2" x 14	490		22 x 45	4" x 5	46	
*15 x 15	1.1/4" x 13	672		*22 x 48	*4.1/4" x 5	48	
*15 x 18	1.1/2" x 13	582		22 x 54	5" x 5	38	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
*15 x 21	2" x 13	477	Lambris e carpintaria	23 x 45	4" x 4	40	
15 x 27	2.1/2" x 13	382		23 x 54	5" x 4	33	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
*16 x 18	1.1/2" x 12	476	Lambris e carpintaria	23 x 60	5.1/2" x 4	29	
*16 x 21	2" x 12	393		23 x 66	6" x 4	26	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
*16 x 24	2.1/4" x 12	354	Lambris e carpintaria	24 x 60	5.1/2" x 3	25	
16 x 27	2.1/2" x 12	312		24 x 66	6" x 3	23	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
*17 x 21	2" x 11	291	Lambris e carpintaria	25 x 72	6.1/2" x 2	18	
17 x 24	2.1/4" x 11	266		26 x 72	6.1/2" x 1	17	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
*17 x 27	2.1/2" x 11	242	Lambris e carpintaria	26 x 78	7" x 1	16	
17 x 30	2.3/4" x 11	210		26 x 84	7.1/2" x 1	14	Hercos de portas e vigas; madeiras talhadas
18 x 11	1" x 10	495	Lambris e carpintaria				
18 x 21	2" x 10	264					
*18 x 24	2.1/4" x 10	230	Lambris e carpintaria				



13.5 ESPAÇAMENTO ENTRE PINOS

Os espaçamentos mínimos entre pinos devem ser observados segundo a descrição mostrada na Figura 61.

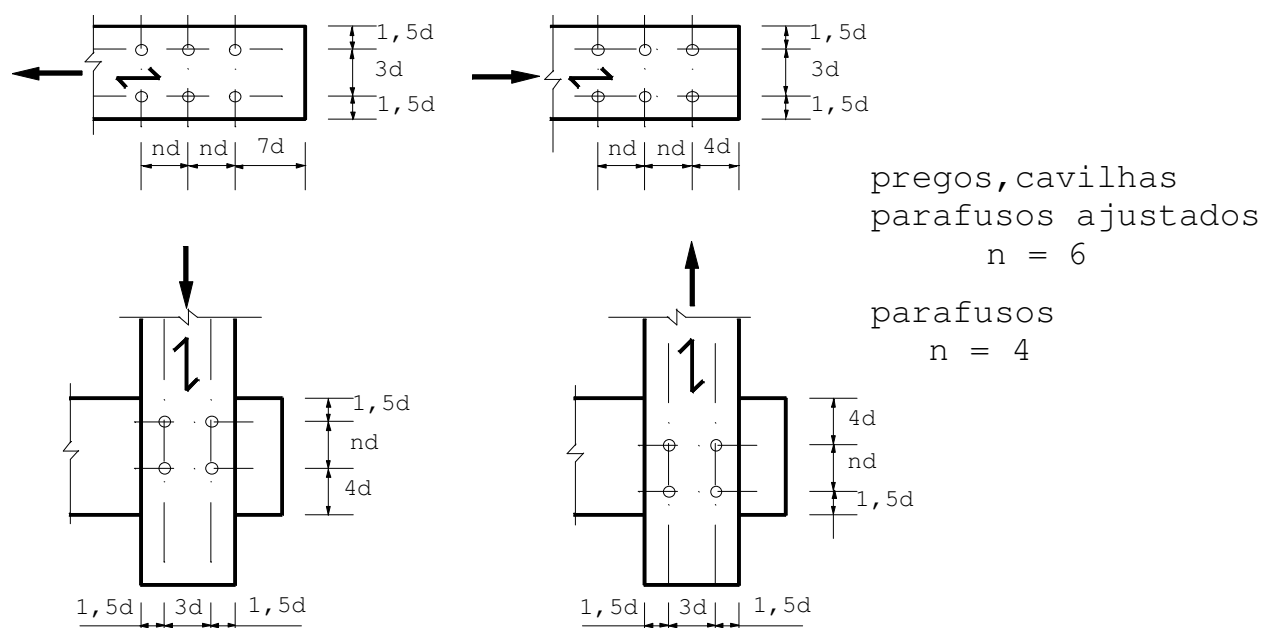


Figura 61: Espaços em ligações com pinos (NBR 7190:1997).

13.6 DETALHAMENTO DAS LIGAÇÕES

As figuras a seguir ilustram o detalhamento de ligações para os diversos tipos de conectores.

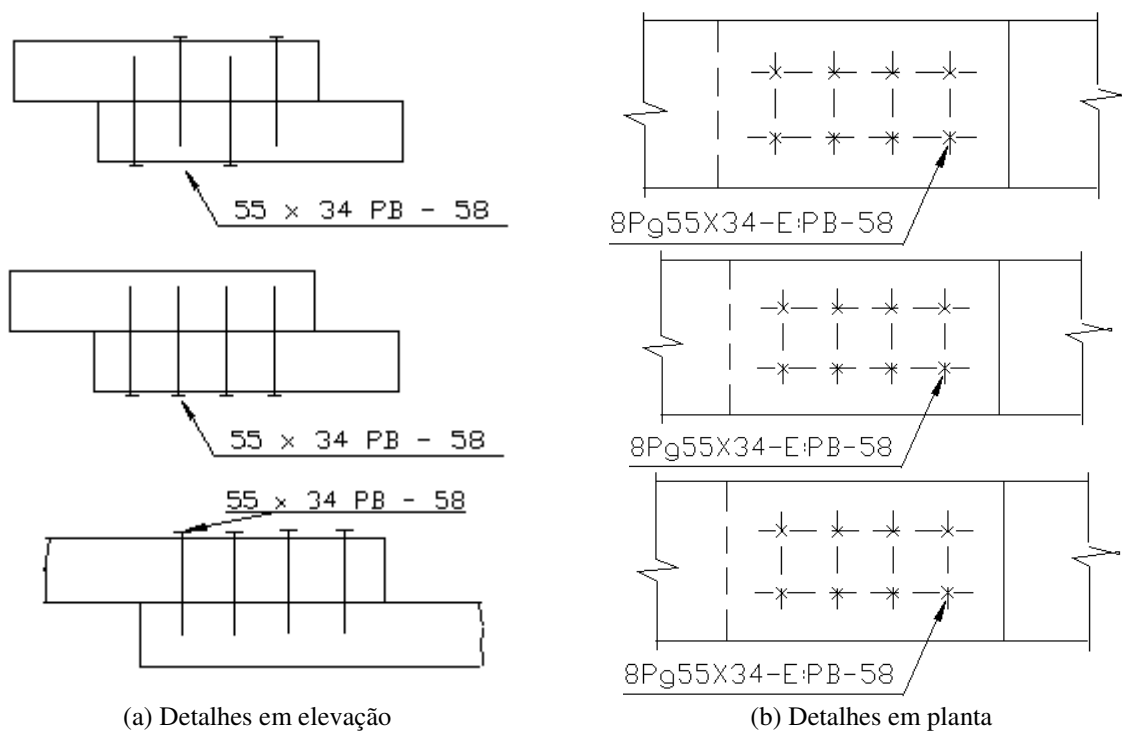
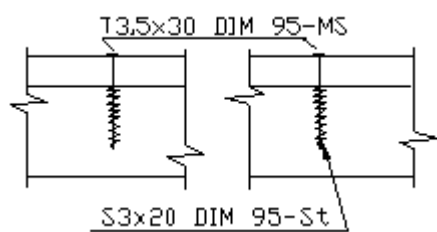
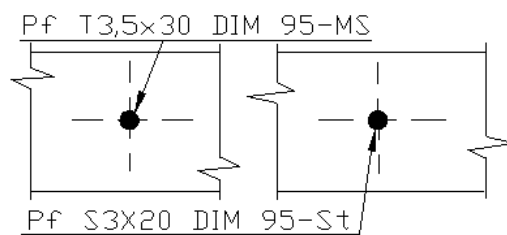


Figura 62: Ligações com pregos (NBR 7190:1997)

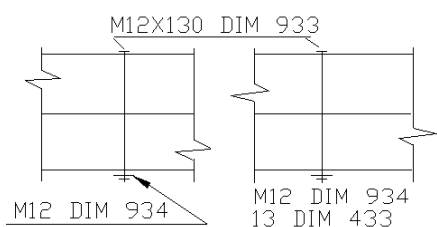


(a) Detalhes em elevação

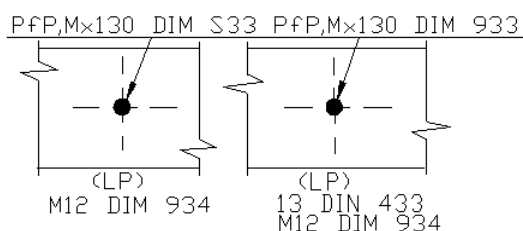


(b) Detalhes em planta

Figura 63: Ligação com parafuso «tirafond» e de rosca soberba (NBR 7190:1997)

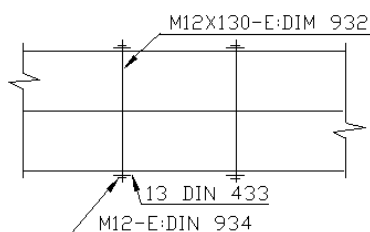


(a) Detalhes em elevação

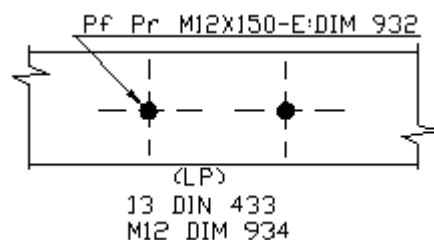


(b) Detalhes em planta

Figura 64: Ligação com parafuso prisioneiro (NBR 7190:1997)

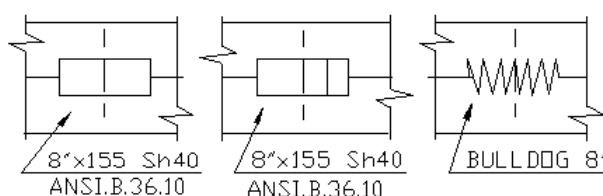


(a) Detalhes em elevação

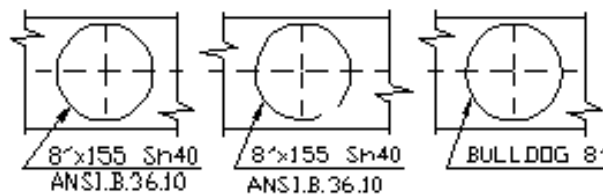


(b) Detalhes em planta

Figura 65: Ligação com parafuso passante (NBR 7190:1997)

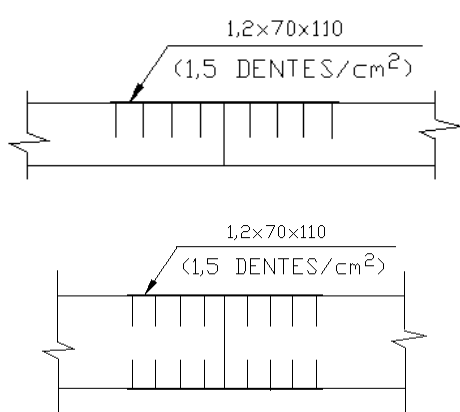


(a) Detalhes em elevação

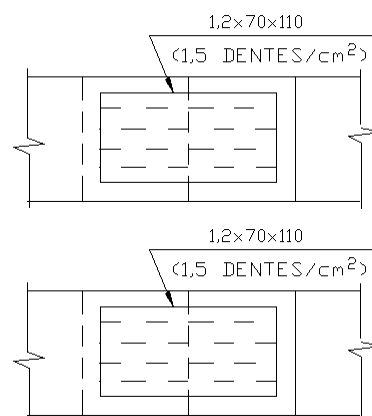


(b) Detalhes em planta

Figura 66: Ligações com anéis (NBR 7190:1997)



(a) Detalhes em elevação



(b) Detalhes em planta

Figura 67: Ligações com chapas de dentes estampados (NBR 7190:1997)

13.7 EXERCÍCIOS

13.7.1. Verificação de ligação por entalhe

Verificar se a ligação da Figura 68 na ligação de extremidade da treliça de **Jatobá** satisfaz o critério de segurança de norma NBR 7190:1997. Considere que o carregamento é de longa duração, a madeira é usual, a classe de umidade do local da construção é 2 e as cargas permanentes são de grande variabilidade. $f_{c0,m} = 93,3$ MPa; esforço de cálculo: $N_{1-2,d} = - 5.039$ daN (compressão) $N_{1-10,d} = +4.637$ daN (tração); $\theta = 23^\circ$.

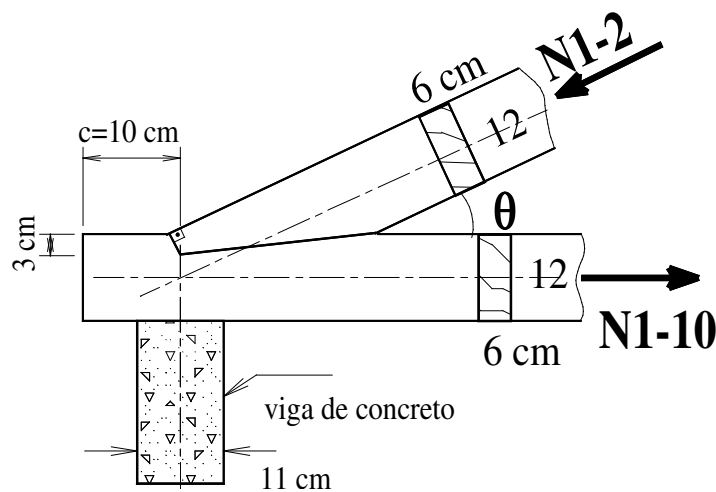


Figura 68: Ligação por entalhe de um nó de uma tesoura

Nesta ligação é necessária a verificação da segurança ao cisalhamento, à tensão de compressão inclinada em relação às fibras, à tensão de compressão perpendicular às fibras, às tensões de compressão e tração paralela às fibras. Para isso, inicialmente, determinar-se-ão as resistências de cálculo.

Como não foram dados valores experimentais, das resistências ao cisalhamento, da tração paralela às fibras e da compressão perpendicular às fibras, estas serão determinadas em função da resistência de cálculo à compressão paralela às fibras.

A resistência de cálculo à compressão paralela às fibras é dada por

$$f_{c\alpha,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c\alpha,k}}{\gamma_c} \text{ e}$$

$$f_{c\alpha,k} = 0,7 \cdot f_{c\alpha,m} = 0,7 \cdot (93,3 \text{ MPa}) = 65,31 \text{ MPa}$$

A determinação do k_{mod} dá-se a partir da classe de carregamento, da classe de umidade e da categoria da madeira. Para condições normais de projeto, segundo

a NBR 7190:1997, o carregamento deve sempre ser considerado de longa duração, portanto $k_{\text{mod}1} = 0,7$. A classe de umidade do local de construção é 2, portanto $k_{\text{mod}2} = 1,0$ e madeira não é classificada, portanto considera-se de 2ª categoria, logo $k_{\text{mod}3} = 0,8$. Dessa forma tem-se:

$$k_{\text{mod}} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 0,56.$$

Sendo o fator de minoração à compressão da madeira (γ_c) igual a 1,4, tem-se

$$f_{c0,d} = 0,56 \frac{65,31 \text{ MPa}}{1,4} = 26,124 \text{ MPa} = 261,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

.

Na ausência de dados experimentais, adotar-se-á a resistência de cálculo à tração paralela às fibras igual à resistência de cálculo à compressão paralela às fibras:

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = 261,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2},$$

e a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras, para as dicotiledôneas, igual a:

$$f_{v0,d} = 0,10 \cdot f_{c0,d} = 0,10 \cdot \left(261,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) = 26,12 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

.

Na região do entalhe do dente da ligação tem-se compressão inclinada em relação às fibras da madeira. A condição de segurança quanto à compressão inclinada é dada pela expressão:

$$\sigma_{c23,d} \leq f_{c23,d}, \text{ sendo}$$

$$f_{c23,d} = \frac{f_{c0,d} \cdot f_{c90,d}}{f_{c0,d} \cdot \sin^2 23^\circ + f_{c90,d} \cdot \cos^2 23^\circ}.$$

A resistência à compressão perpendicular às fibras é dada por:

$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_n, \text{ com } \alpha_n = 1,0.$$

$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot \left(261,2 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 1,0 = 65,2 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

Assim

$$f_{c23,d} = \frac{\left(261,2 \frac{daN}{cm^2}\right) \cdot \left(65,2 \frac{daN}{cm^2}\right)}{\left(261,2 \frac{daN}{cm^2}\right) \cdot \sin^2 23^\circ + \left(65,2 \frac{daN}{cm^2}\right) \cdot \cos^2 23^\circ} = 179,1 \frac{daN}{cm^2}$$

A tensão de cálculo à compressão inclinada às fibras é dada por:

$$\sigma_{c23,d} = \frac{N_{1-2,d}}{A_c}, \text{ sendo}$$

$$A_c = b \frac{e}{\cos 23^\circ}. \text{ Logo}$$

$$\sigma_{c23,d} = \frac{5039 \frac{daN}{cm}}{6 \frac{cm}{\cos 23^\circ}} = \frac{5039 \frac{daN}{cm}}{(6 \text{ cm})(3,26 \text{ cm})} = 257,69 \frac{daN}{cm^2}.$$

Como

$$257,69 \frac{daN}{cm^2} \geq 179,1 \frac{daN}{cm^2},$$

a profundidade de 3 cm não proporciona uma superfície inclinada capaz de garantir a condição de segurança para a tensão de cálculo à compressão inclinada. Deve-se procurar outra solução. Segundo a NBR 7190:1997, a profundidade mínima do entalhe deve ser 2 cm e a máxima $\frac{h}{4}$, ou seja, 3 cm

$$e \geq \frac{h}{4} = \frac{12 \text{ cm}}{4} = 3 \text{ cm}.$$

Dessa forma, a profundidade do entalhe não pode ser aumentada. A solução que se apresenta é a utilização de dente duplo. Determinar-se-á, então, a área inclinada de compressão inclinada às fibras que garanta a condição de segurança.

Sabe-se que:

$$\sigma_{c23,d} = \frac{N_{1-2,d}}{A_c} \leq 179,1 \frac{daN}{cm^2}.$$

$$\frac{N_{1-2,d}}{A_c} \leq 179,1 \frac{daN}{cm^2},$$

$$\frac{5039 \frac{daN}{cm}}{179,1 \frac{daN}{cm^2}} \leq A_c,$$

$$A_c \geq 28,14 \text{ cm}^2,$$

$$\frac{e}{\cos 23^\circ} \cdot b \geq 28,14 \text{ cm}^2,$$

$$e \geq \frac{(28,14 \text{ cm}^2) \cos 23^\circ}{6 \text{ cm}} = 4,32 \text{ cm}.$$

Sabe-se que

$$e = e_1 + e_2 \text{ e que}$$

$$e_1 < e_2 - 10 \text{ mm e}$$

$$e_1 < 0,8 \cdot e_2.$$

Se for adotado o valor máximo possível para e_2 , tem-se $e_2 = 3 \text{ cm}$, logo

$$e_1 < \begin{cases} 0,8 \cdot 3 \text{ cm} = 2,4 \text{ cm} \\ 3 \text{ cm} - 1,0 \text{ cm} = 2,0 \text{ cm} \end{cases}.$$

$$e_1 = 2,0 \text{ cm}.$$

$$e = 3,0 \text{ cm} + 2,0 \text{ cm} = 5 \text{ cm} \geq 4,32 \text{ cm}.$$

Assim, adotando-se dois dentes: o primeiro de 2 cm e o segundo 3 cm, atende-se a condição de segurança à tensão de compressão inclinada em relação às fibras.

A condição de segurança ao cisalhamento paralelo às fibras é dada pela expressão

$$\tau_d \leq f_{v0,d},$$

sendo a tensão cisalhante de cálculo (τ_d) causada pela componente horizontal da força atuante na barra comprimida (V_d).

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_{ci}}.$$

Inicialmente, o comprimento cisalhado era 10 cm (medido a partir do vértice do único dente Figura 68). Como foi necessário adotar uma ligação com dois dentes, o detalhe do nó passa a ser aquele ilustrado pela Figura 69, onde a superfície de cisalhamento é aquela considerada a partir do vértice do segundo dente até a extremidade da peça. Assim sendo, o novo valor de f passa a ser 25,78 cm.

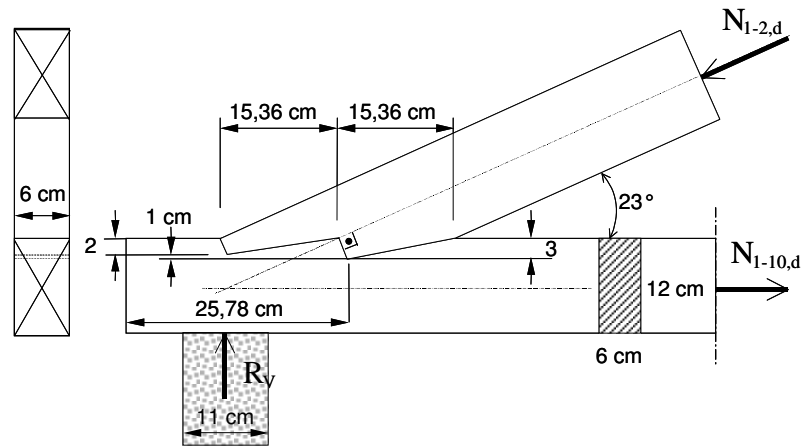


Figura 69: Nova configuração da ligação

Assim sendo:

$$V_d = N_{1-2} \cos 23^\circ = 5038 \text{ daN} \cos 23^\circ = 4638,4 \text{ daN} ,$$

$$A_{ci} = (25,78 \text{ cm})(6 \text{ cm}) = 154,68 \text{ cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{4638,4 \text{ daN}}{154,68 \text{ cm}^2} = 29,99 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} . \text{ Como}$$

$$29,99 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \geq 26,21 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} ,$$

a ligação não atende a condição de segurança de cisalhamento. Dessa forma, tem-se que determinar outro comprimento f que irá atender essa condição.

Sabe-se que a área cisalhada é dada por:

$$A_{ci} = f \cdot (6 \text{ cm}) \text{ e que}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{A_{ci}} \leq 26,12 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} . \text{ Logo}$$

$$A_{ci} \geq \frac{V_d}{26,12 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}} ,$$

$$f \cdot (6 \text{ cm}) \geq \frac{4638,4 \text{ daN}}{26,12 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}} ,$$

$$f \geq \frac{177,58 \text{ cm}^2}{6 \text{ cm}} ,$$

$$f \geq 29,6 \text{ cm} .$$

Adotar-se-á $f = 30 \text{ cm}$, contando a partir do vértice do 2º dente até a extremidade (Figura 70).

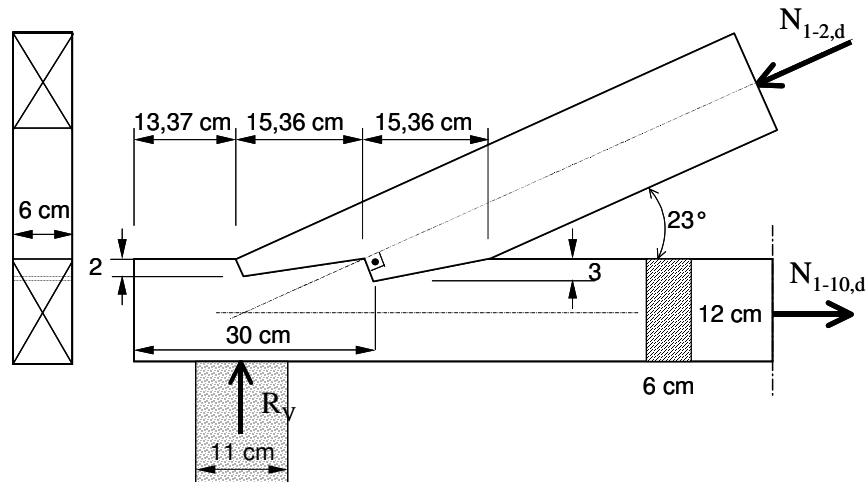


Figura 70: Detalhe final do nó por entalhe

Tem-se, também, que se efetuar a verificação da segurança quanto à compressão normal às fibras. A condição de segurança é dada pela expressão:

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

sendo

$$\sigma_{c90,d} = \frac{F_d}{A_c},$$

F_d é a força de compressão e A_c é a área comprimida.

O valor da força de compressão normal às fibras é obtido por equilíbrio de forças no nó na direção vertical (Figura 71).

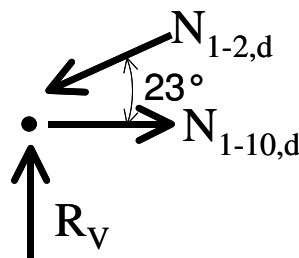


Figura 71: Esquema estático do nó da ligação

$$\sum F_V = 0 \quad \uparrow +.$$

$$-N_{1-2} \cdot \sin 23^\circ + R_V = 0$$

$$R_V = 5039 \text{ daN} \cdot \sin 23^\circ = 1968,9 \text{ daN}.$$

A resistência de cálculo à compressão perpendicular às fibras é dada por:

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

sendo o coeficiente α_n é igual 1,0 no caso da extensão de aplicação da carga, medida na direção das fibras, ser maior ou igual a 15 cm. Como a largura do apoio da treliça é 11 cm e a carga está a mais de 7,5 cm da extremidade da peça, o valor de α_n será dado por interpolação entre os valores de 1,1 e 1,0 da Tabela 19, como segue:

$$\frac{15 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{1,0 - 1,1} = \frac{11 \text{ cm} - 10 \text{ cm}}{\alpha_n - 1,1}.$$

$$\alpha_n = 1,08.$$

Dessa forma

$$f_{c90,d} = 0,25 \cdot \left(261,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) \cdot 1,08 = 70,53 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

$$\sigma_{c90,d} = \frac{1968,9 \text{ daN}}{(11 \text{ cm})(6 \text{ cm})} = 29,8 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

Como

$$29,8 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq 70,53 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

A ligação atende o critério de segurança quanto à tensão de compressão perpendicular às fibras.

Após a determinação da profundidade dos dentes empregados na ligação por entalhe, é necessário fazer a verificação da tensão de tração paralela às fibras, visto que a seção útil da peça tracionada sofreu uma redução devido ao entalhe. O critério de segurança à tração paralela às fibras é dado por

$$\sigma_{t0,d} = \frac{N_{1-10,d}}{A_{uti}},$$

$$A_{ui} = (h - e_2)b = (12 \text{ cm} - 3 \text{ cm})6 \text{ cm} = 54 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{4637 \text{ daN}}{54 \text{ cm}^2} = 85,87 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2},$$

$$85,87 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq 261,24 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

Portanto a peça satisfaz o critério de segurança de tensão de tração paralela às fibras.

13.7.2. Dimensionamento de montante com ligação parafusada

Dimensionar o montante mais solicitado da treliça da Figura 72, considerando: dicotiledônea, C40, classe 2, 1ª categoria; ligações de parafusos de 16 mm e $f_y = 300 \text{ MPa}$; $G = 6 \text{ kN}$ Peso Gravitacional Vertical; $Q = 4 \text{ kN}$ sobrecarga; $W = 6 \text{ kN}$ sucção.

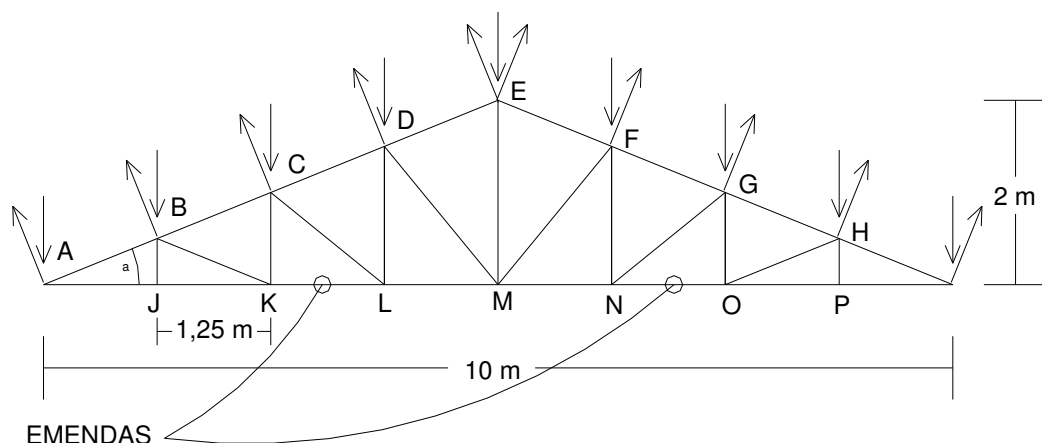


Figura 72: Tesoura de cobertura

Aplicando-se qualquer método de resolução de treliças, encontram-se os seguintes esforços internos para cada caso de carga em separado:

Posição	Barra	G(kN)	Q(kN)	W(kN)
BANZO SUPERIOR	A-B	-56,6	-37,7	60,3
	B-C	-48,5	-32,3	53,9
	C-D	-40,4	-26,9	47,6
	D-E	-32,3	-21,5	41,2
BANZO INFERIOR	A-J	52,5	35	-53,8
	J-K	52,5	35	-53,8
	K-L	45	30	-45,7
	L-M	37,5	25	-37,6
MONTANTES	B-J	0	0	0
	C-K	3	2	-3,2
	D-L	6	4	-6,5
	E-M	18	12	-19,4
DIAGONAIS	B-K	-8,1	-5,4	8,7
	C-L	-9,6	-6,4	10,4
	D-M	-11,7	-7,8	12,7

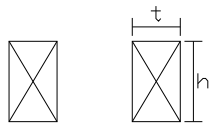
Como a treliça e o carregamento são simétricos, basta calcular esforços para metade das barras.

Examinando os valores das ações nos montantes, constata-se que o mais carregado é o montante E-M, para o qual se faz a combinação última normal de ações.

$$N_{sd} = \begin{cases} 1,4 \cdot N_G + 1,4 \cdot N_Q \\ 0,9 \cdot N_G + 1,4 \cdot 0,75 \cdot N_W \end{cases}$$

$$N_{sd} = \begin{cases} 1,4 \cdot 18 + 1,4 \cdot 12 = 42 \text{ kN} \\ 0,9 \cdot 18 - 1,4 \cdot 0,75 \cdot 19,4 = -4,2 \text{ kN} \end{cases}$$

Há duas situações: quando há carga accidental, o montante está tracionado ($N_{sd} = 42 \text{ kN}$) e quando há vento o montante está comprimido ($N_{sd} = 4,2 \text{ kN}$). As duas precisariam ser verificadas para assegurar-se a segurança do montante.



$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod}1} \cdot K_{\text{mod}2} \cdot K_{\text{mod}3}$$

$$K_{\text{mod}} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,7$$

$$f_{t0,d} = f_{c0,d} = K_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c0,k}}{1,4}$$

$$f_{t0,d} = 0,7 = \frac{40}{1,4} = 20 \text{ MPa}$$

$$A_w \geq \frac{N_{sd}}{f_{t0,d}} = \frac{42}{2} = 21 \text{ cm}^2$$

$$t \geq 2,5 \text{ cm}$$

$$A_{w\min} = 35 \text{ cm}^2 \quad (\text{tabela norma}) \quad \text{Esta será a área mínima da seção do montante}$$

$$t_{\min} = \frac{L}{500} = \frac{150}{50} = 3 \text{ cm} - \text{sendo } L \text{ o comprimento da barra}$$

$$L_{\max} = 50t \rightarrow \lambda_{\max} = 173$$

Seções comerciais: dimensões múltiplas de 2,5 cm

Utilizada duas peças de 5x5:

$$2 \cdot (5 \times 5) = 50 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

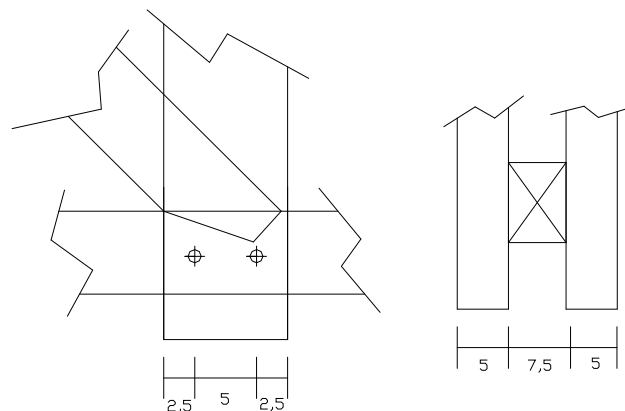


Figura 73: Ligação de tesoura com montante duplo

Nova concepção:

$$A_{w1} = 5 \times 10 = 50 \text{ cm}^2$$

$$A_{w2} = 5 \times 10 = 50 \text{ cm}^2$$

$$d_f = d + 0,5 = 16 + 0,5 = 16,5 \text{ mm}$$

$$A_f = t \cdot d_f = 5 \cdot 1,65 = 8,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{Wu} = 2 \cdot (A_{W1} - 2 \cdot A_f)$$

$$A_{Wu} = 2 \cdot (50 - 2 \cdot 8,25) = 67 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{Ad} = \frac{N_{Ad}}{A_{Wu}} = \frac{14}{67} = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2,1 \text{ MPa} < f_{to,d}$$

Parafusos:

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{7,5/2}{1,6} = 2,34$$

$$\beta_{lim} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e90,d}}}$$

$$\beta_{lim} = 1,25 \cdot \sqrt{\frac{272,72}{7,6}} = 7,49$$

$$f_{y,d} = \frac{300}{1,1} = 272,72 \text{ MPa}$$

$$f_{e90,d} = 0,25 \cdot \alpha_e \cdot f_{co,d}$$

$$f_{e90,d} = 0,25 \cdot 1,52 \cdot 20 = 7,6 \text{ MPa}$$

$$\beta_{lim} > \beta_{lim \text{ embutimento}}$$

$$R_{vd} = 0,80 \cdot \frac{t^2}{e} \cdot f_{e90,d} = 0,80 \cdot \frac{(3,75)^2}{2,34} \cdot 0,76 = 3,64 \text{ kN}$$

$$n_p = \frac{N_{sd}}{R_{vd}} = \frac{42}{3,65} = 12 \phi 16 \text{ mm}$$

Este número de parafusos precisa ser disposto na região da ligação respeitando-se os espaçamentos mínimos de norma. Caso não seja possível dispor os parafusos necessários, deve ser proposto outro tipo de arranjo para a ligação, por exemplo, uso de chapas metálicas com parafusos.

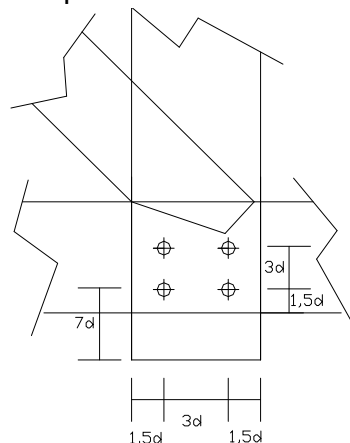


Figura 74: Espaçamento mínimo para a ligação

13.7.3. Emenda de uma linha de tesoura (continuação do Exemplo 8.2)

A linha de uma tesoura está submetida ao esforço solicitante de cálculo $N_{sd} = 50 \text{ kN}$, considerando uma situação duradoura de projeto, verifique se a quantidade de parafusos é suficiente (Figura 37), considerando: conífera classe C-30;

carregamento de longa duração; classe 4 de umidade; peças de 2ª categoria; parafusos de diâmetro 12,5 mm com tensão de escoamento $f_y = 250 \text{ MPa}$.

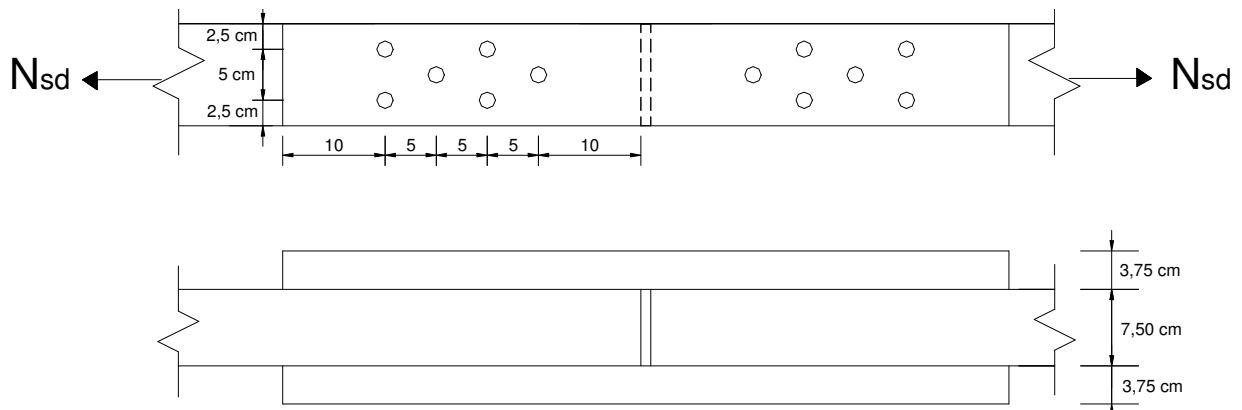


Figura 75: Esquema da ligação

Para se efetuar a verificação do número de parafusos, inicialmente é necessário determinar qual o tipo de falha que ocorrerá: plastificação da madeira ou plastificação do parafuso. Se $\beta \leq \beta_{\text{lim}}$ ocorrerá plastificação da madeira, portanto a determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento do parafuso se dará pelo critério do embutimento da madeira. Porém, se $\beta > \beta_{\text{lim}}$, ocorrerá a plastificação do parafuso e a determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento se dará pela tensão de escoamento do parafuso. Logo, precisa-se determinar β_{lim} .

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e,d}}},$$

sendo $f_{y,d}$ a tensão de escoamento de cálculo do parafuso e $f_{e,d}$ a resistência ao embutimento da madeira. A tensão de escoamento de cálculo do parafuso é dada por

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_s} = \frac{250 \text{ MPa}}{1,1} = 227,27 \text{ MPa} = 2272,7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

A NBR 7190:1997 especifica que o diâmetro dos parafusos empregados deve estar situado entre

$$10 \text{ mm} \leq d \leq \frac{t}{2},$$

onde t é definido como ilustrado na Figura 60:

$$t \leq \begin{cases} t_1 = t_3 = 3,75 \text{ cm} \\ \frac{t_2}{2} = \frac{7,5 \text{ cm}}{2} = 3,75 \text{ cm} \end{cases}, \text{ ou seja,}$$

$$t = 3,75 \text{ cm}.$$

Assim sendo, o diâmetro do parafuso deve estar contido no intervalo

$$10 \text{ mm} \leq d \leq t/2 = 18,75 \text{ mm},$$

o que é verdadeiro, visto que o diâmetro adotado é de 1,25 cm.

Para se determinar o parâmetro β_{lim} , tem-se que estimar a resistência de embutimento da madeira. Para este exemplo, a madeira está solicitada paralelamente às fibras. Logo, precisa-se do valor da resistência de cálculo ao embutimento paralelo às fibras ($f_{e0,d}$). A NBR 7190:1997 permite que, na ausência de dados experimentais, seja adotada a relação

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} \cdot e$$

$$f_{c0,d} = k_{\text{mod}} \frac{f_{c0,k}}{\gamma_c},$$

Como a madeira é serrada e o carregamento é de longa duração, $k_{\text{mod}1} = 0,7$. Sendo a classe de umidade igual a 4 e as peças de madeira de 2ª categoria, isso implica, respectivamente, em $k_{\text{mod}2} = 0,8$ e $k_{\text{mod}3} = 0,8$.

$$k_{\text{mod}} = (0,7) \cdot (0,8) \cdot (0,8) = 0,448,$$

$$f_{c0,d} = 0,448 \frac{30 \text{ MPa}}{1,4} = 9,6 \text{ MPa} = 96 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{e0,d} = 96 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

O β_{lim} é dado por

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{2272,7 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}}{96 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}}} = 6,08$$

e o β da ligação será dado por

$$\beta = \frac{t}{d} = \frac{3,75 \text{ cm}}{1,25 \text{ cm}} = 3$$

Como

$$\beta = 3 \leq \beta_{\text{lim}} = 6,08,$$

a resistência do pino vai ser determinada pela resistência ao embutimento da madeira. O valor da resistência de cálculo ao cisalhamento de um plano de corte do parafuso ($R_{vd,1}$) pelo critério do embutimento da madeira é dado por:

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed},$$

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{(3,75 \text{ cm})^2}{3} \left(96 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) = 180 \text{ daN}$$

Os parafusos da ligação estão submetidos a corte em dois planos (Figura 76). Então a resistência de um parafuso é dada por:

$$R_{vd} = 2 \cdot R_{vd,1} = 2 \cdot (180 \text{ daN}) = 360 \text{ daN}.$$

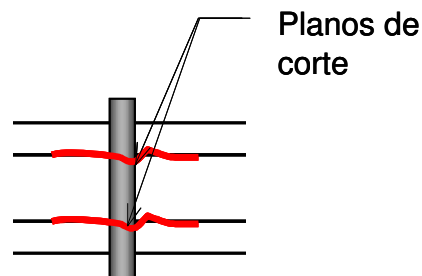


Figura 76: Planos de corte da ligação

A resistência da ligação é

$$N_{Rd} = (n^{\circ} \text{ paraf.}) \cdot R_{vd} = 6 \cdot (360 \text{ daN}) = 2160 \text{ daN}$$

Constata-se que a resistência de cálculo $N_{Rd} = 2160 \text{ daN}$ é menor que a solicitação de cálculo $N_{sd} = 5000 \text{ daN}$. Portanto, é necessário aumentar o número de parafusos da ligação.

O número de parafusos da ligação é dado por

$$N^{\circ} \text{ paraf.} = \frac{N_{sd}}{R_{vd}} = \frac{5000 \text{ daN}}{360 \text{ daN}} = 13,9 \approx 14.$$

Adotar-se-ão 14 parafusos de 12,5 mm (Figura 77).

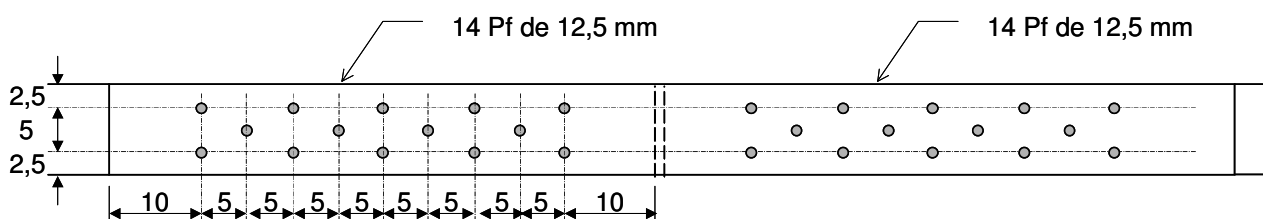


Figura 77: Vista lateral da ligação

É necessário verificar a possibilidade de execução da emenda com esse comprimento (120 mm). Pode-se optar por aumentar o diâmetro dos parafusos para 16 mm e assim diminuir o comprimento da emenda.

13.7.4. Dimensionamento e detalhe de montante com ligação parafusada

Dimensionar a ligação entre o montante e o banzo inferior de uma treliça de tatajuba que será executada em local com classe de umidade 2 (Figura 78). Sabe-se que a ação permanente é de grande variabilidade e que as ações variáveis são causadas por sobrecargas acidentais. Tatajuba ($f_{c0,k} = 56$ MPa, $f_{c0,d} = 22,4$ MPa); parafusos comuns com $f_{yk} = 240$ MPa; esforços de cálculo: $N_{1,d} = 1.020$ daN (montante) e $N_{2,d} = N_{3,d} = 2.888$ daN (banzo inferior)

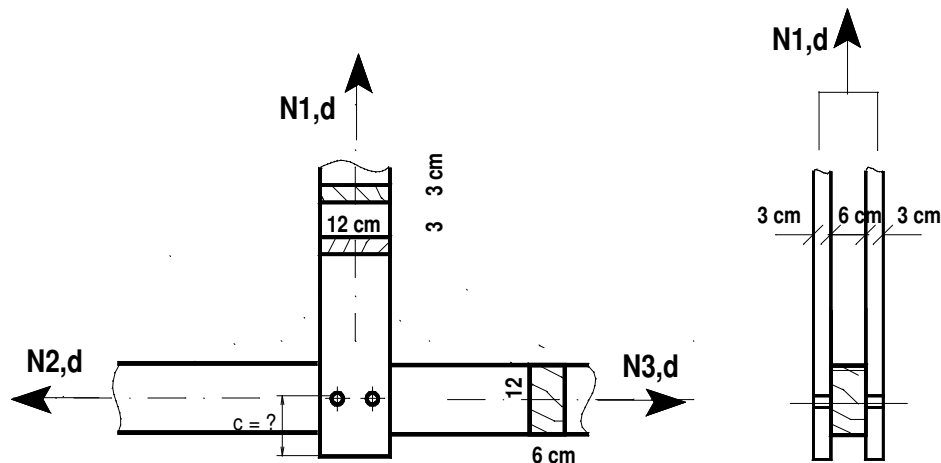


Figura 78: Ligação entre o montante e o banzo inferior de uma tesoura

Para se dimensionar a ligação da Figura 78, inicialmente é necessário determinar o diâmetro do parafuso a ser empregado. Essa determinação é feita em função da espessura das peças de madeira que compõem a ligação. A NBR 7190:1997 prescreve que o diâmetro mínimo dos parafusos é 10 mm e o máximo é dado por:

$$d \leq \frac{t}{2},$$

sendo

$$t \leq \begin{cases} t_1 = 3 \text{ cm} \\ \frac{t_2}{2} = \frac{6 \text{ cm}}{2} = 3 \text{ cm} \end{cases}, \text{ ou seja,}$$

$$t = 3 \text{ cm}.$$

conforme ilustrado pela Figura 60. Logo o diâmetro máximo que se pode utilizar é

$$d \leq \frac{3 \text{ cm}}{2} = 1,5 \text{ cm} ,$$

assim sendo

$$1,0 \text{ cm} \leq d \leq 1,5 \text{ cm} .$$

Adotar-se-á, então, o diâmetro mínimo de 1,0 cm. Este diâmetro atende a relação recomendada pela boa prática

$$\beta = \frac{t}{d} = 3 ,$$

que assegura ligações pouco deformáveis.

A fim de determinar a resistência do parafuso, deve-se saber qual é o tipo de falha que irá ocorrer. A falha pode ocorrer por plastificação da madeira ou do parafuso. Se $\beta \leq \beta_{\text{lim}}$ ocorrerá plastificação da madeira, portanto a determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento do parafuso se dará pelo critério do embutimento da madeira. Porém, se $\beta > \beta_{\text{lim}}$, ocorrerá a plastificação do parafuso e a determinação da resistência de cálculo ao cisalhamento se dará pela tensão de escoamento do parafuso. Logo, precisa-se determinar β_{lim} .

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{f_{y,d}}{f_{e,d}}} ,$$

sendo $f_{y,d}$ a tensão de escoamento de cálculo do parafuso e $f_{e,d}$ a resistência ao embutimento da madeira. A tensão de escoamento de cálculo do parafuso é dada por

$$f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_s} = \frac{240 \text{ MPa}}{1,1} = 218,2 \text{ MPa} = 2182 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

, enquanto que a determinação da resistência ao embutimento da madeira merece uma análise mais detalhada.

Nessa ligação, o parafuso está solicitando a resistência ao embutimento paralelo às fibras no montante, e a resistência ao embutimento perpendicular às fibras no banzo inferior. Para o cálculo da resistência do parafuso, deve-se considerar o valor mais desfavorável de resistência ao embutimento, ou seja, o menor valor.

No montante, tem-se resistência ao embutimento paralela às fibras, dada por

$$f_{e0,d} = f_{c0,d} ,$$

$$f_{e0,d} = 22,4 \text{ MPa} = 224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} .$$

No banzo inferior, tem-se resistência ao embutimento perpendicular às fibras, dada por

$$f_{e90,d} = 0,25 \cdot f_{c0,d} \cdot \alpha_e ,$$

sendo α_e determinado em função do diâmetro do parafuso adotado (Tabela 20).

Neste caso o diâmetro é 10 mm, então $\alpha_e = 1,95$. Então

$$f_{e90,d} = 0,25 \cdot \left(224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) \cdot (1,95) = 109,2 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} .$$

A situação mais desfavorável é a definida pela resistência ao embutimento perpendicular às fibras. Dessa forma, calcular-se-á o β_{lim} com ela.

$$\beta_{\text{lim}} = 1,25 \sqrt{\frac{2182 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}}{109,2 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}}} = 5,6 .$$

Como

$$\beta = 3 \leq \beta_{\text{lim}} = 5,6 ,$$

o dimensionamento vai ser realizado pelo critério do embutimento da madeira.

O valor da resistência de cálculo ao cisalhamento de um plano de corte do parafuso ($R_{vd,1}$) pelo critério do embutimento da madeira é dado por:

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{t^2}{\beta} f_{ed} ,$$

$$R_{vd,1} = 0,40 \frac{(3\text{cm})^2}{3} 109,2 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} = 131 \text{ daN} .$$

Como o parafuso está submetido a dois planos de corte, a resistência de um único parafuso é dada por:

$$R_{vd} = 2 \cdot R_{vd,1} = 2 \cdot (131 \text{ daN}) = 262 \text{ daN} .$$

Portanto, o número de parafusos necessários para resistir o esforço de tração no montante é dado por

$$N^{\circ} \text{ de paraf} = \frac{\text{Esforço no montante}}{R_{vd}} = \frac{1020 \text{ daN}}{262 \text{ daN}} = 3,9$$

Adotar-se-ão 4 parafusos de 10 mm.

A distribuição dos parafusos deve obedecer aos quesitos de espaçamento exigidos pela NBR 7190:1997, os quais são ilustrados pela Figura 61 e resumidos na Figura 79-a. A partir dessas especificações, adotou-se a configuração ilustrada na Figura 79-b.

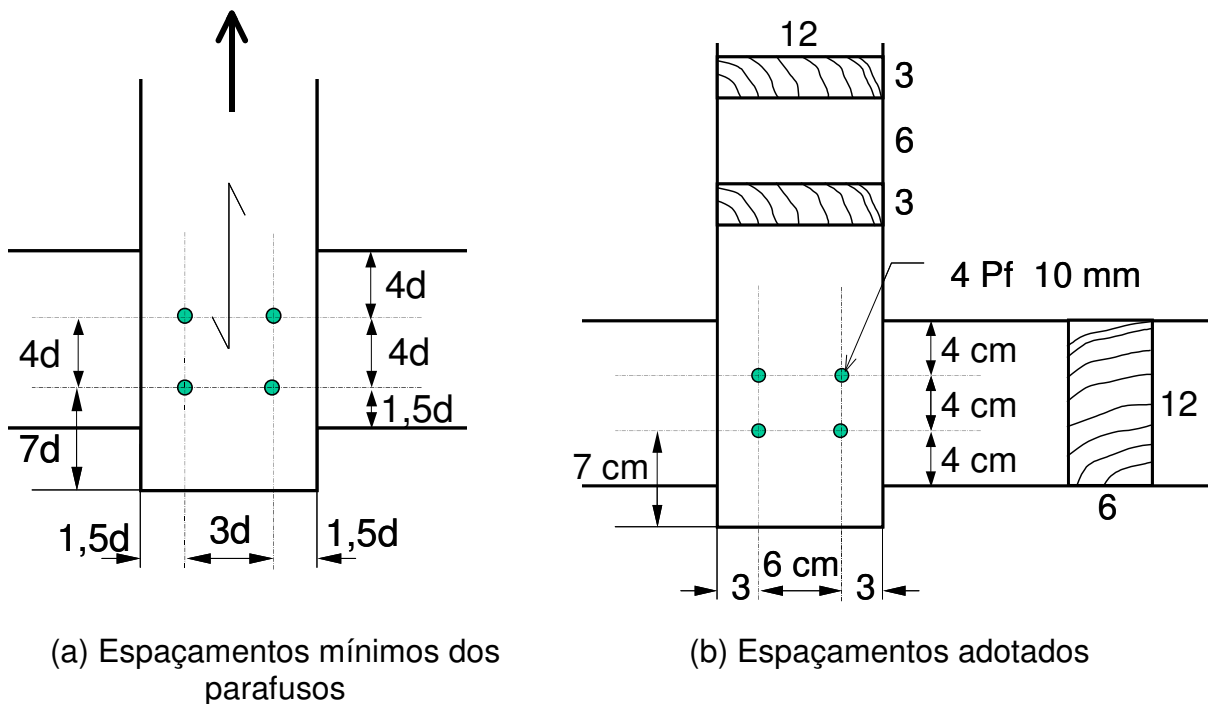


Figura 79: Espaços dos parafusos

O detalhamento apresentado na Figura 79-b atendo os espaçamentos mínimos prescritos pela NBR 7190:1997, porém é necessário verificar se a distância de 7 cm entre o último parafuso e a extremidade do montante atende o critério de segurança quanto ao cisalhamento puro:

$$\tau_{v0,d} \leq f_{v0,d} \cdot$$

Para a tatajuba (dicotiledônea), a resistência de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras é dada por

$$f_{v0,d} = 0,10 \cdot f_{c0,d} = 0,10 \left(224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \right) = 22,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \cdot$$

A tensão de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras é causada pela força exercida pelo parafuso sobre a madeira. Nesse caso, o seu valor corresponde ao valor da força de cisalhamento que atua em cada plano de corte do parafuso.

A Figura 80 ilustra o esquema estático da ligação, onde F_d é o esforço em cada plano de corte e é a força que vai solicitar ao cisalhamento a extremidade da peça do montante. F_d é dado por

$$F_{d} = \frac{1020 \text{ daN}}{8};$$

a área cisalhada é dada por

$$A_{ci} = 2 \cdot (7 \text{ cm})(3 \text{ cm}) = 42 \text{ cm}^2.$$

Logo a tensão de cálculo ao cisalhamento paralelo às fibras é

$$\tau_{v0,d} = \frac{127,5 \text{ daN}}{42 \text{ cm}^2} = 3,04 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

$$3,04 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq f_{v0,d} = 22,4 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}.$$

A comprimento de 7 cm atende o critério de segurança ao cisalhamento.

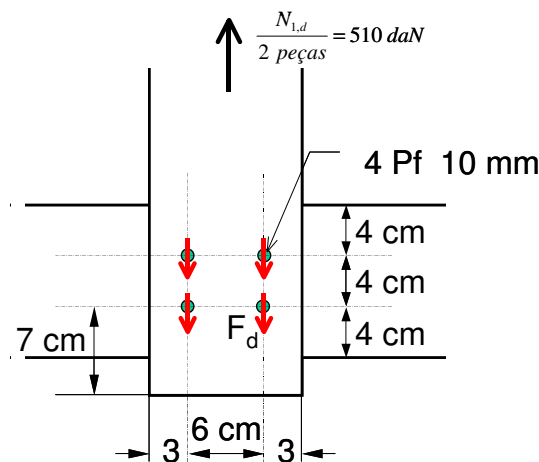


Figura 80: Esquema estático da ligação de uma peça do montante

Como o montante sofreu uma redução de sua seção transversal devido aos furos dos parafusos (Figura 81), é necessária a verificação da resistência à tração paralela às fibras.

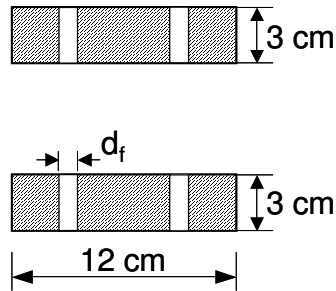


Figura 81: Seção transversal do montante

O critério de segurança é dado por:

$$\sigma_{t0,d} \leq f_{t0,d} \cdot$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{N_{1,d}}{A_{ui}}$$

$$d_f = d + 0,5 \text{ mm} = 10 \text{ mm} + 0,5 \text{ mm} = 10,5 \text{ mm}$$

$$A_{ui} = 2 \cdot [(12 \text{ cm})(3 \text{ cm}) - 2 \cdot (1,05 \text{ cm})(3 \text{ cm})] = 59,4 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{1020 \text{ daN}}{59,4 \text{ cm}^2} = 17,17 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

Na ausência de dados experimentais sobre a resistência característica à tração paralela às fibras, a NBR 7190:1997 permite utilizar $f_{t0,d} = f_{c0,d}$. Assim

$$f_{t0,d} = 224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}. \text{ Como}$$

$$17,17 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq 224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2},$$

conclui-se que o montante atende o critério de segurança.

O mesmo procedimento deve ser efetuado para o banzo inferior, no qual se encontrará:

$$A_{ui} = (12 \text{ cm})(6 \text{ cm}) - 2 \cdot (1,05 \text{ cm})(6 \text{ cm}) = 59,4 \text{ cm}^2,$$

$$\sigma_{t0,d} = \frac{2888 \text{ daN}}{59,4 \text{ cm}^2} = 48,62 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2},$$

$$48,62 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2} \leq 224 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2},$$

concluindo-se que os banzo atende o critério de segurança de tração paralela às fibras.

Uma vez todas as condições de segurança atendidas, a ligação pode ser considerada segura de acordo com a NBR 7190:1997.

14. MADEIRA LAMINADA COLADA

14.1 DEFINIÇÃO DE MADEIRA LAMINADA COLADA

Chama-se "madeira laminada colada" peças de madeira reconstituída a partir de lâminas de madeira (tábuas), que são de dimensões relativamente reduzidas se comparadas às dimensões da peça final assim constituída. Essas lâminas, que são unidas por colagem, ficam dispostas de tal maneira que as suas fibras fiquem paralelas entre si.

14.2 HISTÓRICO

Na realidade, a aplicação da madeira segundo o processo do laminado-colado reúne duas técnicas bastante antigas. Como o próprio nome indica, a madeira laminada colada foi concebida a partir da técnica da colagem aliada à técnica da laminação, ou seja, da reconstituição da madeira a partir de lâminas (tábuas).

No que diz respeito à colagem, pelo que se tem conhecimento é uma técnica muito antiga, pois se pode citar como exemplo o de certos baús de madeira encontrados nas pirâmides do Egito, onde os cantos foram unidos por colas orgânicas. A descoberta desses baús mostra ainda, a eficiência e durabilidade, tanto da madeira como da colagem.

Por outro lado, a técnica da laminação é bem mais recente, pois pelo que se tem conhecimento a sua aplicação concreta teve início no século XIX. O exemplo mais marcante que pode ser citado é o de arcos compostos por lâminas (tábuas) encurvadas e sobrepostas, mantidas unidas por ligações mecânicas. Essa técnica foi, portanto introduzida pelo coronel Emy no final do século passado.

No entanto, a junção das duas técnicas, para dar origem à madeira laminada colada (MLC) empregada na fabricação de elementos estruturais a serem utilizados na construção civil, só foi possível, com o surgimento de colas de alta resistência. Foi, portanto, em 1906, com o aparecimento da cola de caseína (derivada do leite) que o mestre carpinteiro suíço Otto Hetzer teve a ideia de substituir pela cola, as ligações metálicas de braçadeiras e parafusos, utilizadas pelo coronel Emy. Com isso, obteve-se uma seção mais homogênea e sem a ocorrência de deslizamentos entre uma lâmina e outra. Daí para frente, a MLC evoluiu em paralelo com o progresso ocorrido

com as colas, as quais foram se tornando cada vez mais eficientes. No entanto, foi em 1940, com o aparecimento das colas sintéticas que o sistema laminado-colado conheceu o seu grande progresso.

Essa técnica, que de alguma maneira surgiu também da necessidade de utilização da madeira de reflorestamento, basicamente formada por "pinus" e que se apresentava em abundância em países principalmente europeus, teve nessa madeira de fácil trabalhabilidade, a sua grande aliada.

Portanto, o emprego da madeira sob a técnica do laminado-colado, pouco conhecida no Brasil, é marcante em países do hemisfério norte.

14.3 COMPOSIÇÃO DA MADEIRA LAMINADA COLADA

Os elementos estruturais compostos de MLC compreendem, portanto a união das lâminas de madeira pela cola.

Logo, sob o ponto de vista estritamente técnico, a cola age como um aglomerante das lâminas. Sua função é a de realizar entre dois planos de fibras, uma ligação mecânica o mais próximo possível da ligação existente naturalmente entre as fibras do material de origem. Já, quimicamente, os grupos de oxidrilas livres das cadeias de celulose da madeira se unem por pontes de hidrogênio com os grupos de oxidrilas livres da cola, ou seja, exatamente como acontece na união entre as cadeias de celulose da madeira, onde as oxidrilas livres de cadeias de celulose adjacentes se unem diretamente umas às outras por pontes de hidrogênio, ou através de moléculas d'água no caso da madeira estar com certo teor de umidade (água de impregnação).

14.4 OPÇÃO PELA TÉCNICA DA MADEIRA LAMINADA COLADA

A escolha da MLC para as estruturas pode ser de fundamental importância principalmente quando se tratar de estruturas que ficarão expostas a um meio corrosivo, ou então, quando existir o risco de incêndio.

Primeiramente, porque a madeira devido à sua grande inércia química, não apresenta problema de deterioração quando aplicada em meio corrosivo, logo, torna-se o material ideal para tal finalidade.

Por outro lado, quando se trata de construções sujeitas a riscos de incêndio, a utilização da MLC na composição estrutural é a mais aconselhada, pois a madeira, que é um material de reação inflamável, queima rapidamente a camada superficial da peça e em seguida diminui consideravelmente a velocidade de propagação do fogo para o interior da mesma. Isto porque, com a formação de uma camada de carvão nessa parte externa, o acesso do oxigênio para o interior da peça fica bastante dificultado e conseqüentemente a propagação do fogo perde a sua velocidade. Com isso, o núcleo interno que resta da peça, é muitas vezes suficiente para resistir mecanicamente por cerca de 30 - 40 minutos. Tempo esse, suficiente para a evacuação da edificação e retirada dos bens de maior valor. Em resumo, as estruturas de madeira são consideradas de reação inflamável, mas que guarda "alta" resistência mecânica em presença do fogo.

Por outro lado, em termos de comparação do comportamento mecânico da madeira com outros materiais, temos que para elementos estruturais previstos para a mesma finalidade de uso, como por exemplo, uma viga de madeira e uma de aço, com massa que dê o mesmo peso para as duas, a viga de madeira possui o mesmo poder de resistência da viga de aço. De outra maneira, se for feita a comparação entre uma viga de madeira e uma de concreto, pode se dizer que uma viga de madeira com o mesmo volume de uma viga de concreto armado comum, possui o mesmo poder de resistência, sendo no entanto, aproximadamente cinco vezes mais leve. Isto significa economia nas fundações.

14.5 VANTAGENS DAS ESTRUTURAS EM MADEIRA LAMINADA COLADA

Como já foi dito inicialmente, além de todas essas vantagens do material madeira, a técnica do laminado-colado confere ainda às estruturas de madeira, as seguintes vantagens:

- Em comparação com as estruturas de madeira feitas com peças maciças, os elementos concebidos em MLC exigem um número bem menor de ligações, uma vez que são previstos para grandes dimensões;
 - A possibilidade de realizar seções de peças, não limitadas pelas dimensões e geometria do tronco das árvores;
 - A possibilidade de fabricar peças de comprimento limitado apenas pelas circunstâncias de transporte;
-

- A possibilidade de obter peças com raio de curvatura reduzido, variável e até mesmo em planos diferentes;
- A possibilidade de vencer grandes vãos livres;
- A eliminação inicial de defeitos naturais, o que permite uma reconstituição que conduz a uma distribuição aleatória dos defeitos residuais, no interior do produto final;
- Uma melhoria das tensões médias de ruptura e uma redução na dispersão estatística de seus valores;
- Sob o ponto de vista "normalização" permite ainda a atribuição aos elementos estruturais de MLC, de uma tensão admissível ligeiramente superior às da madeira maciça de qualidade equivalente (cerca de 10%);
- A vantagem da pré-fabricação, o que pode ser traduzido em racionalização da construção e ganho de tempo na montagem e entrega da obra;
- É de uma qualidade estética indiscutível, o que pode ser largamente explorado pelos arquitetos e engenheiros, na composição de um conjunto agradável e perfeitamente integrado ao ambiente;
- A leveza dessas estruturas oferece também maior facilidade de montagem, desmontagem e possibilidade de ampliação. Além disso, o peso morto sendo menor, se comparado com outros materiais, pode significar economia nas fundações.

14.6 ESCOLHA E COLAGEM DA MADEIRA

É praticamente possível colar todas as madeiras. Entretanto, algumas espécies possuem características físicas e químicas que exigem o emprego de colas especiais ou a modificação das colas normalmente comercializadas para a colagem das madeiras.

Por outro lado, é recomendável colar apenas madeiras de mesma espécie. Isto, para evitar problemas de retração diferente entre uma lâmina e outra, na superfície de união pela cola. Caso contrário, poderá ocorrer o surgimento de tensões adicionais de cisalhamento nessa região da junta colada.

Normalmente, as espécies mais aconselhadas para o emprego em MLC são as das coníferas com massa volumétrica entre 0,40 e 0,75 g/cm³. De qualquer maneira, devem ser evitadas as madeiras com alta taxa de resina ou gordura.

As dicotiledôneas de baixa massa volumétrica também podem ser consideradas para a aplicação em MLC, pois são facilmente coláveis.

Em todo caso, como o processo da MLC é pouco utilizado no Brasil, é evidente que estudos devem ser realizados no sentido de se proceder em cada região ou estado, uma investigação botânica, física e mecânica para a caracterização das madeiras que melhor possam se adaptar a essa técnica. Devem ter destaque nessa investigação, principalmente as madeiras de reflorestamento.

14.7 ESCOLHA DA COLA

Na maioria dos casos a escolha da cola, entre as de caseína, resorcina, resorcina-fenol-formol, uréia-formol, etc, depende mais das condições de uso da estrutura do que do tipo da madeira. Logo, é preciso levar em consideração principalmente o meio a que a estrutura vai estar submetida, ou seja, temperatura e teor de umidade.

Isto posto, é necessário se observar também que a durabilidade da cola seja de no mínimo o mesmo tempo previsto para a durabilidade do elemento estrutural concebido em MLC.

Portanto, se a estrutura vai estar abrigada no interior da edificação ou exposta à variação das condições atmosféricas, como, alternância de sol e chuva, são fatores determinantes na escolha da cola.

Logo, tomando por base estudos realizados em laboratórios de países europeus e também norte-americanos, vemos no quadro da Tabela 22 que a escolha da cola deve ser feita em função do tipo de uso previsto para a estrutura.

Tabela 22: Escolha da cola em função do tipo de uso previsto para a estrutura

	boas condições atmosféricas	más condições atmosféricas	
	umidade da madeira		exposição em atmosfera contendo produtos químicos ou exposição direta às intempéries
	< 18 %	≥ 18 %	
temperatura elevada	resorcina caseína	resorcina	resorcina
temperatura normal	resorcina caseína uréa-formol	resorcina uréa-formol	resorcina
obs: As colas de resorcina-fenol devem oferecer as mesmas condições das colas de resorcina pura. Na dúvida, devem ser realizados ensaios de laboratório.			

14.8 PROCESSO DE FABRICAÇÃO

A produção de elementos de MLC de alta qualidade necessita de uma indústria especialmente organizada para tal finalidade. Por outro lado, desde que não sejam muitos os elementos a serem fabricados e que não sejam de grandes dimensões, é também possível a sua composição no próprio canteiro de obras.

Em se tratando, no entanto, de uma fabricação industrial, três grandes etapas devem ser observadas no processo de fabricação das estruturas em MLC.

1ª etapa • A preparação da madeira antes da colagem compreende a recepção, a classificação visual, a eliminação dos grandes defeitos, a estocagem, a secagem, a união longitudinal entre as tábuas e a estocagem antes da colagem, se for o caso.

2ª etapa • Essa etapa compreende a aplicação da cola, a composição do elemento, a conformação do elemento sobre um gabarito (também chamado berço) e a aplicação da pressão de colagem.

3ª etapa • É a fase do acabamento que compreende aplainar lateralmente, recortar as extremidades do elemento estrutural, executar certos furos e encaixes previstos nas ligações e a aplicação final de um preservativo ou simplesmente um selador ou verniz.

Um esquema visando o cumprimento dessas três etapas é mostrado na Figura 82.

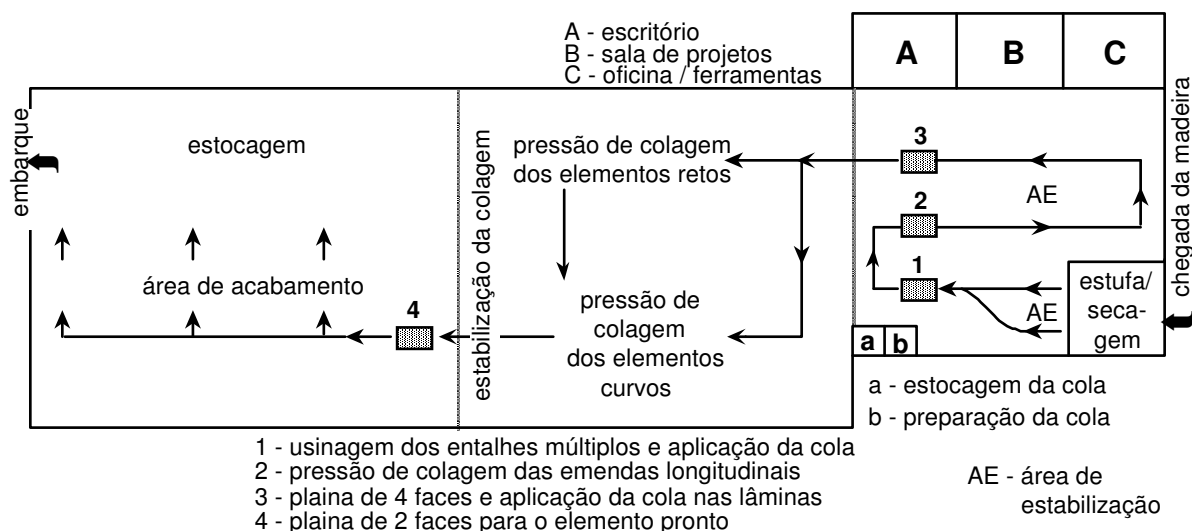


Figura 82: Esquema do processo de fabricação de elementos de MLC.

14.9 CUIDADOS QUE DEVEM SER OBSERVADOS NA FABRICAÇÃO

A classificação inicial, que em alguns países é feita em observância às normas específicas para a fabricação da MLC, deve compreender a verificação da espessura dos anéis de crescimento da madeira, a inclinação das fibras com relação às arestas laterais da tábua e o diâmetro dos nós. Esse trabalho é realizado geralmente na saída da estufa, onde as tábuas encontram-se nas mesmas condições de teor de umidade, o que favorece a comparação entre as resistências mecânicas das mesmas, que deve também ser verificada nessa etapa de classificação do material de base.

A espessura de cada lâmina depende do raio de curvatura a ser empregado, ou seja, quanto maior o raio de curvatura menor é a necessidade de se ter uma lâmina de pequena espessura. No entanto, é evidente que existe um limite em termos de espessura máxima para cada lâmina. Essa observação deve ser feita mesmo no caso da composição de vigas retas.

Segundo as recomendações de normas como, por exemplo, a do Canadá, a espessura máxima das lâminas deve ser de 50 mm. Já, a normalização norte-americana e suíça, recomendam uma espessura máxima de 20 a 25 mm. Por outro lado, a recomendação da norma francesa leva em consideração, não só a espessura, mas também a área máxima que deve ter a seção transversal de cada lâmina. Neste caso, além de se considerar uma espessura máxima, existe igualmente uma limitação em termos da largura da seção transversal. A norma francesa recomenda então uma espessura máxima de 50 mm, desde que se observe simultaneamente uma área

máxima de 60 cm^2 para a seção transversal da lâmina de madeira de baixa densidade, ou seja, menor ou igual a 0,5 e de 40 cm^2 no caso de madeira com densidade mais elevada, ou seja, acima de 0,5 e inferior a 0,75. Esse limite superior da densidade se deve à dificuldade da colagem de madeiras de alta densidade. Já, a recomendação de não ultrapassar a espessura de 50 mm, além do fato de lâminas espessas apresentarem rigidez elevada, está ligada também ao problema da secagem, pois acima desse valor torna-se mais difícil uma secagem uniforme, sem a ocorrência de certos defeitos.

No caso da composição de elementos curvos, a determinação da espessura das lâminas "e" está diretamente ligada ao raio de curvatura "R" a ser empregado. Neste caso deve-se observar o seguinte:

- madeiras com massa volumétrica de até $0,5 \text{ g/cm}^3$, utilizar $e \leq R160$
- madeiras com massa volumétrica acima de $0,5 \text{ g/cm}^3$, utilizar $e \leq R200$, onde "R" deve ser considerado em "cm" para se obter "e" em "cm".

No entanto, muitas vezes torna-se um quebra-cabeça a definição da espessura das lâminas, pois se sabe que quanto maior o número de lâminas utilizadas na composição de um elemento estrutural, maior será o custo do produto final, uma vez que necessita de mais mão de obra, mais uso de máquinas e maior número de superfície colada. É preciso, portanto, saber conciliar a espessura da lâmina com o raio de curvatura, mas também com a espécie de madeira a ser empregada, pois umas são mais elásticas que outras e conseqüentemente proporcionam uma maior facilidade no encurvamento.

A secagem das tábuas é necessária, para se conseguir um melhor efeito na etapa da colagem. Nesse sentido, é preciso que as tábuas estejam com um teor de umidade entre 7 e 14%. No caso de se ter um ambiente não climatizado no local onde será realizada a colagem, esse teor de umidade da madeira pode estar compreendido entre 12 e 16%. De qualquer maneira, é importante que não haja uma diferença entre teor de umidade de tábuas adjacentes, de mais de 5%, por exemplo, uma tábua com 10% e outra com 15%.

O mais aconselhável, no entanto, é, após a saída da estufa, deixar as tábuas empilhadas e airadas, no próprio ambiente onde vai ocorrer a colagem. Isto, para que haja uma estabilização do teor de umidade da madeira com o ar atmosférico. Feito isto, é normalmente suficiente esperar um período de quatro dias, antes de se proceder a

colagem, para que as tábuas atinjam uma boa uniformidade entre seus teores de umidade.

A preparação da superfície das tábuas deve ser feita de maneira correta para se obter um bom resultado na colagem. Isto significa que as tábuas devem ser passadas na desempenadeira de dupla face de ação, para uniformizar a espessura das mesmas. É necessário se obter uma superfície suficientemente lisa, sem deixar "pelugens", queimas, ondulações, marcas oleosas de dedos (é aconselhável o uso de luvas), etc. É necessário também se observar um período de no máximo 48 horas entre a preparação das lâminas e a aplicação da cola.

No caso da composição dos elementos estruturais de MLC, uma das grandes vantagens, é trabalhar com lâminas cujo comprimento não está limitado pelas dimensões do tronco da árvore.

No entanto, para se conseguir grandes comprimentos, é necessária a execução de emendas longitudinais entre as tábuas, que sejam extremamente eficientes.

Essas emendas, que na época do surgimento da técnica da MLC eram executadas apenas de topo, sem nenhuma garantia de continuidade, evoluíram para as emendas em diagonal, depois em cunha e atualmente as mais eficientes, que são as realizadas por entalhes múltiplos. A representação das mesmas é mostrada na Figura 83.

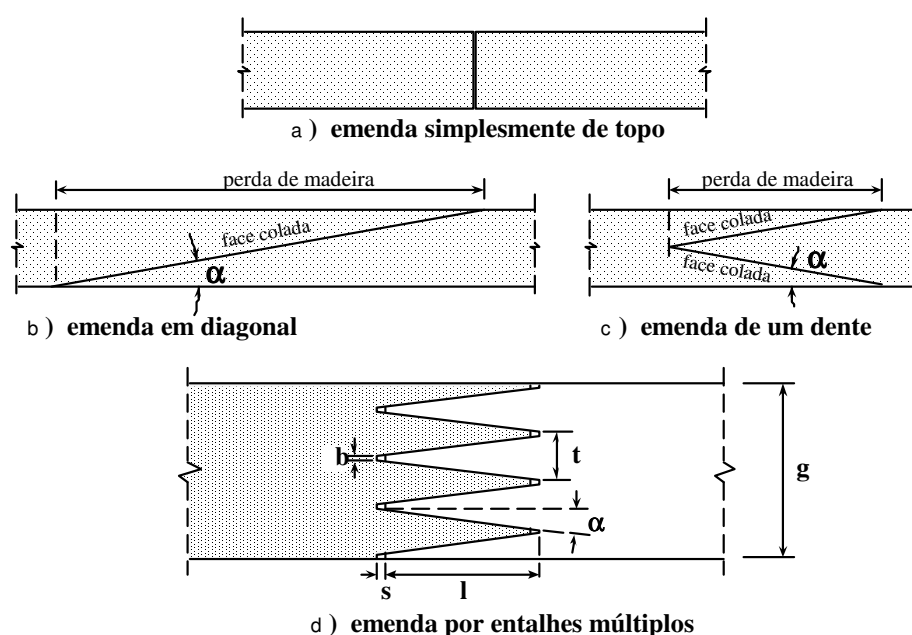


Figura 83: Evolução ocorrida nas emendas longitudinais entre as tábuas.

A emenda por entalhes múltiplos, que aparece na Figura 83-d tem as seguintes características geométricas, definidas pela norma DIN 68 140 (1971) :

- l = comprimento dos entalhes.
- g = largura total da emenda.
- t = passo dos dentes.
- b = espessura da extremidade de um dente.
- s = folga do fundo da emenda.
- α inclinação da face do dente.
- $e = s/l$; folga relativa no comprimento da emenda
- $v = b/t$; grau de enfraquecimento.

Como a usinagem desses entalhes onera bastante o custo final do elemento estrutural fabricado em MLC, é possível se pensar em utilizar emendas simplesmente de toponas regiões onde se sabe que os esforços são praticamente nulos. Como exemplo, pode-se citar a região da linha neutra de uma viga a ser submetida ao esforço de flexão simples.

Uma alternativa é a utilização das emendas em diagonal, que são menos onerosas. Neste caso, é preciso guardar a proporção entre o comprimento da emenda e a espessura da lâmina, na ordem de 10 vezes.

No caso do emprego das emendas por entalhes múltiplos é preciso ainda se obter um bom equilíbrio geométrico, conseguido através da proporção entre as dimensões da base dos dentes e os comprimentos dos mesmos. Essa definição das dimensões dos entalhes depende do grau de eficiência que se deseja para a emenda. Nesse particular, a norma DIN 68 140 (1971) prevê, através do grau de enfraquecimento " v ", o emprego dos entalhes múltiplos para aplicação de esforços elevados (elementos estruturais de grande porte) e de esforços compatíveis com a utilização sob esforços menores como no exemplo de ligações empregadas em mobiliários.

Na Tabela 23, são apresentados de forma resumida os valores recomendados para a geometria dos entalhes múltiplos, compatíveis com esforços elevados (categoria I). Notar que neste caso a norma considera em média, um grau de enfraquecimento " v " da ordem de 18%. No caso de esforços compreendidos na categoria II o grau de enfraquecimento passaria para 25%.

Ainda no caso dos entalhes múltiplos, existe outra grande vantagem que é a de serem autopressionados lateralmente no momento da colagem. Isto, devido o efeito de cunha imprimido pela forma dos dentes.

A usinagem dos entalhes é feita com uma ferramenta especial e que deve proporcionar a geometria compatível com as características geométricas mostrada no quadro da Tabela 23. Um exemplo dessa ferramenta é apresentado na Figura 84.

Tabela 23: Características geométricas dos entalhes múltiplos

CATEGORIA	I	I	α	T	b	v	v
I	≤ 10	7,5	$\leq 7,5^\circ$	2,5	0,2	0,08	$\leq 0,18$
		10		3,7	0,6	0,16	
	> 10	20	$\leq 7,1^\circ$	6,2	1	0,16	
		50		12	2	0,17	
		60		15	2,7	0,18	

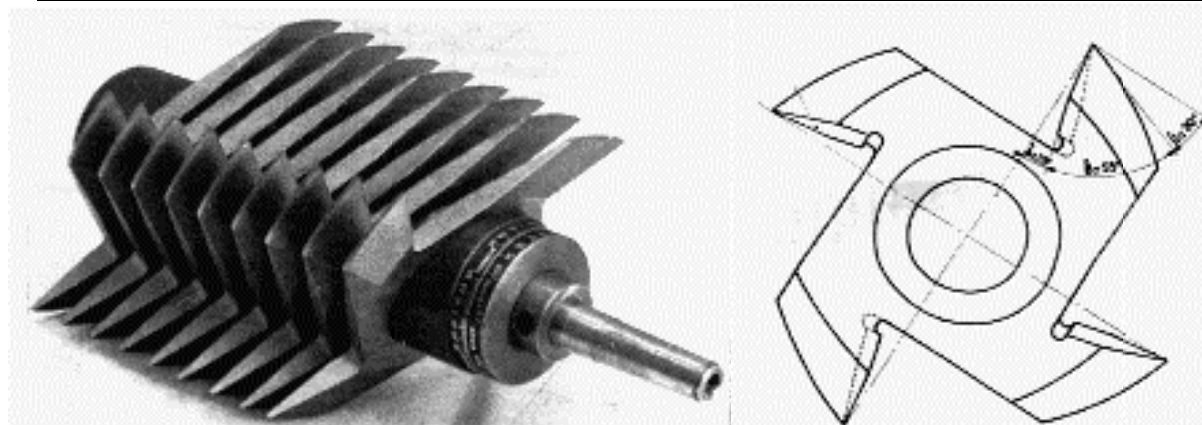


Figura 84: Ferramenta utilizada para a usinagem dos entalhes múltiplos.

Essa ferramenta é instalada em uma tupa de alta rotação e deve estar sempre com um bom corte para evitar superaquecimento ou até mesmo a queima da madeira durante o processo de usinagem.

Uma vez usinados os entalhes múltiplos, é necessário se proceder a colagem dessa emenda longitudinal quase que imediatamente após a usinagem. Isto, para evitar variações na geometria dos dentes devidas ao movimento de retração ou inchamento da madeira.

A cola empregada é a mesma da colagem entre as lâminas.

A pressão de colagem a ser empregada na emenda por entalhes múltiplos, também é definida pela DIN 68 140 (1971) e está apresentada no gráfico da Figura 85. Este gráfico foi estabelecido pelo *Centre Technique du Bois e de l'Ameublement* - CTBA (França), com base na norma alemã.

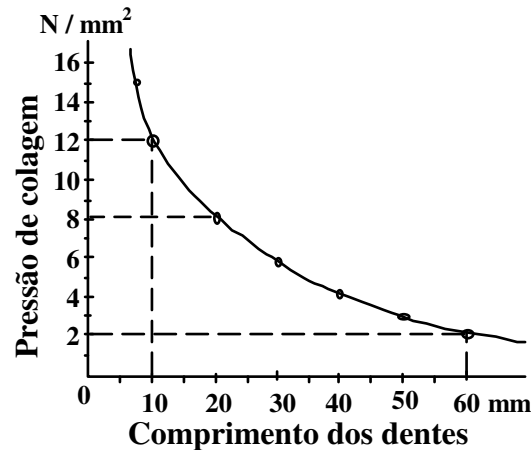


Figura 85: Pressão de colagem em função do comprimento dos entalhes.

No que diz respeito à composição de um elemento estrutural concebido em laminado-colado, deve-se observar que apesar da grande eficiência das emendas realizadas por entalhes múltiplos, é recomendável se respeitar a seguinte distribuição das mesmas no interior da peça:

- considerando as lâminas mais externas, ou seja, que se encontram na quarta parte externa da altura da seção transversal da peça, devem-se espaçar as emendas de lâminas vizinhas de no mínimo 20 vezes a espessura da lâmina.
- na metade central da peça o espaçamento entre emendas de lâminas vizinhas deve ser de no mínimo 12 vezes a espessura da lâmina.
- num comprimento de 305 mm o número de emendas não deve ser superior ao número total de lâminas, dividido por 4.

No caso de utilização da cola de resorcina, o consumo é de aproximadamente 300 a 500 g/m² com aplicação nas duas faces das lâminas.

Uma vez as lâminas estando coladas e justapostas, dando, portanto a composição e conformação do elemento estrutural, a aplicação da pressão de colagem deve seguir o que recomenda o fabricante da cola.

No entanto, estudos realizados em alguns países, mostram que para a cola de caseína, a França e a Suíça recomendam uma pressão entre 5 e 8 kg/cm². Para a cola de uréia-formol, a França recomenda 7 a 10 kg/cm² no caso de junta fina e 3 a 5 kg/cm²

no caso de junta espessa. Para a cola de resorcina, os norte-americanos recomendam uma pressão de 13 kg/cm^2 e os franceses entre 15 e 17 kg/cm^2 . Já, o Canadá recomenda a aplicação de 7 kg/cm^2 em todos os casos.

No que diz respeito à fabricação de elementos estruturais de MLC, no próprio canteiro de obra, é possível se empregar uma pressão de colagem através de pregos. Neste caso, é preciso observar que a madeira esteja seca, ou seja, entre 12 e 15% de teor de umidade e que os pregos tenham um comprimento de duas vezes a espessura das lâminas. A pressão deve se dar na base de um prego para cada 20 cm^2 de superfície colada.

Durante o processo de colagem, é necessário se observar também o tempo de "colagem aberta" e o tempo de "colagem fechada".

- tempo de colagem aberta, é o tempo entre a aplicação da cola na lâmina e a sua colocação em contato com a lâmina adjacente.
- tempo de colagem fechada, é o tempo entre a colocação da lâmina em contato com a adjacente e a aplicação da pressão de colagem.
- tempo total, compreende o tempo decorrido desde a aplicação da cola na primeira lâmina até o momento da aplicação da pressão de colagem.

O tempo de colagem aberta deve ser reduzido ao mínimo uma vez que nessas condições a cola seca rapidamente devido a evaporação do solvente.

O tempo total, que depende evidentemente da cola empregada, não deve, por exemplo, no caso da resorcina, ultrapassar uma hora. Isto, considerando um tempo máximo de colagem fechada, da ordem de 45 minutos.

Uma vez aplicada a pressão de colagem, deve-se aguardar um período de 16 a 24 horas, para a retirada da pressão.

Essa retirada da pressão deve ser feita de forma gradual em toda a extensão do elemento estrutural, ou seja, não deve ser brusca e nem localizada.

Uma vez retirada a pressão de colagem, é necessário aguardar um período de sete dias, antes de se proceder ao acabamento final do elemento estrutural. Este período é necessário para que a cola atinja a sua resistência máxima, após a polimerização.

A etapa final de preparação do elemento estrutural compreende o acabamento. Nessa etapa, a peça é aplainada lateralmente, tem as extremidades recortadas para

dar a sua forma final, assim como, são realizados os furos e entalhes necessários para as ligações entre peças e também entre a peça e o apoio.

O aspecto final depende do produto empregado como proteção fungicida e inseticida, assim como, da aplicação de produtos de impregnação decorativa.

14.10 POSSIBILIDADES DE UTILIZAÇÃO DA MADEIRA LAMINADA COLADA

São inúmeras as possibilidades arquitetônicas de aplicação da MLC. No entanto, em termos de Brasil, devemos reconhecer que a forma mais conhecida está apenas na composição de arcos.

Por outro lado, pode-se dizer que de uma maneira geral, em países onde o emprego dessa técnica é bastante difundido, as estruturas de MLC são bastante conhecidas pela sua característica de vencer grandes vãos.

No que diz respeito à fabricação industrial, vemos que em termos de Brasil são bem poucas as indústrias que trabalham na fabricação de estruturas de MLC. No entanto, é vasto o campo de aplicação e imensa as possibilidades dos projetistas explorarem esteticamente a sua composição no conjunto estrutural.

Em outros países, a técnica da MLC tem sido empregada sob as mais variadas formas. A sua aplicação em edificações, cuja finalidade de uso é das mais diversificadas, tem sido enorme. Existem estruturas na forma de suporte de viadutos, localizados sobre autoestradas, coberturas de grande vãos na forma de cascas finas, estádios olímpicos, arquibancadas de grandes dimensões, além de edificações onde o projetista procura explorar ao máximo as formas estéticas possíveis de serem realizadas, como no caso de projetos de igrejas, escolas e teatros.

De uma forma geral, pode-se dizer que a solução de aplicação de elementos estruturais em MLC nas edificações deve ser selecionada em função da intensidade de solicitação a que o elemento vai estar submetido.

Neste caso, observa-se que para vigas simplesmente apoiadas é possível se prever em geral, um vão da ordem de 15 m. No entanto, se a viga for contínua ou do tipo "Gerber", os vãos livres podem chegar a 20 m.

Na função de arco, cujo funcionamento é bastante favorável ao emprego da MLC, podem-se atingir vãos de 100 m ou mais. Isto, em soluções isostáticas com

triarticulado ou hipóteses de duas articulações. Neste último, é possível ainda a composição de arcos com vigas retas.

Na hipótese de ser necessário deixar um dos lados da estrutura, totalmente livre, como nos casos de coberturas de arquibancada, é possível se atingir vãos de 15 a 20 m em balanço. Isto, na forma de arcos fixos ao nível do solo ou na forma de vigas retas apoiadas sobre pilares de concreto.

No caso de "*sheds*", podem-se vencer vãos de 8 a 12 m repousando sobre pórticos também de MLC que cobrem vãos de até 20 m na direção em que os mesmos estão posicionados.

Enfim, cada concepção estrutural pode ser solucionada de forma adequada com o emprego da técnica da MLC.

14.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo em vista o indiscutível potencial da madeira aplicada sob a técnica do laminado colado, é preciso que desapertemos no Brasil o interesse por essas estruturas.

Devemos desde já, iniciar o estudo e caracterização das madeiras que melhor possam se adequar a essa forma de emprego desse material nobre e que é de fonte renovável.

O campo de pesquisa é enorme, e pode incluir desde a parte botânica e de manejo florestal, até a fase de desdobro da madeira de forma racional no sentido da fabricação de peças de MLC.

Não se podem ignorar também as pesquisas que podem correr paralelamente, no sentido de se conceber elementos de ligações visando facilitar a composição do conjunto estrutural.

Enfim, não podemos deixar passar despercebido que o uso do material madeira como elemento estrutural, concebido sob a forma de MLC, vem ganhando lugar de destaque em diversos países e que a indústria das madeiras laminadas coladas estão com um mercado bastante próspero.

O que é preciso, em termos de Brasil, é antes de tudo mudar a mentalidade a respeito da madeira como material de emprego estrutural, mas acima de tudo, deixar

de continuar empregando a madeira sem o menor cuidado ou até mesmo, sem o menor conhecimento da potencialidade de suas características físicas e mecânicas.

É sem dúvida, o mau emprego de um material, o que mais contribui para a sua depreciação.



Figura 86: Pavilhão de exposições de Avignon, França – 112 m de diâmetro.

15. LISTA DE EXERCÍCIOS

15.1 RECOMENDAÇÕES NA HORA DE FAZER OS EXERCÍCIOS

Responder os exercícios sempre mostrando de onde foram retirados os valores de coeficientes e porque eles possuem este valor;

Nem sempre, nas respostas em anexos a estes exercícios, vai estar explícita a origem dos coeficientes, mas na avaliação será cobrada esta recomendação.

Todas as dimensões estão em cm.

15.2 DETERMINAÇÃO DE ESFORÇO DE CÁLCULO

15.2.1. Esforço de cálculo para situação duradoura

Determinar o esforço de cálculo para o estado limite último na barra BC da treliça, Figura 87, considerando situação duradoura de projeto. Dados os esforços internos: $G_{BC} = 10 \text{ kN}$; $Q_{BC} = 5 \text{ kN}$ (sobrecargas); $W_{BC} = -20 \text{ kN}$ (vento de sucção). As dimensões estão em cm.

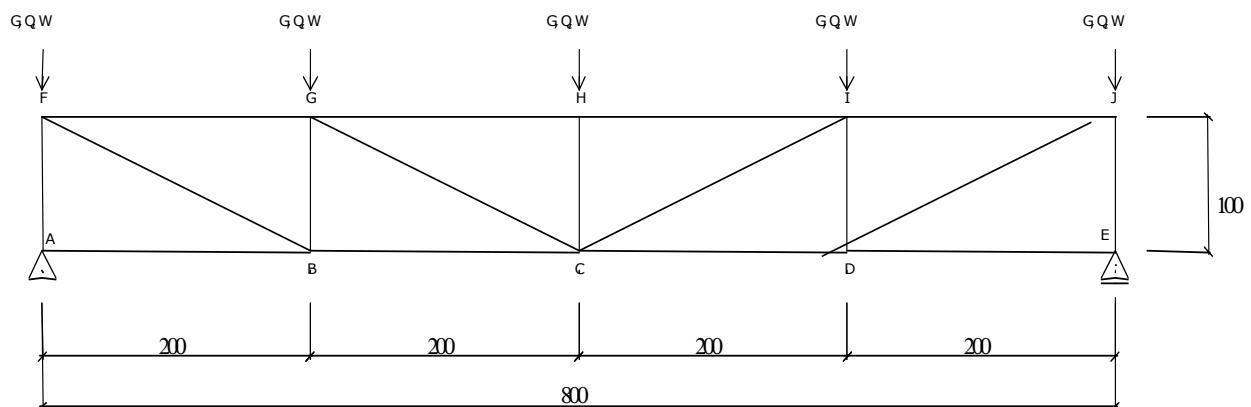


Figura 87: Treliça para cálculo esforços

Resposta: $N_{BC} = 21 \text{ kN}$, -12 kN .

15.2.2. Carregamento de cálculo

Determine o carregamento de cálculo (Q_d) de longa duração a ser aplicado na treliça da Figura 88, para atender a capacidade resistente dos montantes. Dados: $f_{co,m} = 95,2 \text{ MPa}$; sucupira de 2ª categoria; local: Belém, PA; Classe 4; seção das barras: banzos superior e inferior $2(7,5 \times 10 \text{ cm})$; montantes e diagonais $(7,5 \times 7,5 \text{ cm})$.

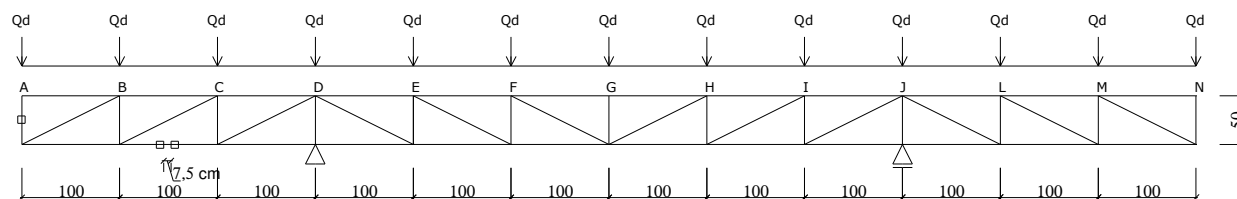


Figura 88: Treliça para determinação carregamento de cálculo

Resposta: $Q_d < 18,54 \text{ kN}$

15.2.3. Carregamento de cálculo

Determinar o carregamento de cálculo Q_d para estado limite último que pode ser aplicado na treliça da Figura 89. Dados: classe 4, 1ª categoria; dicotiledônia C-60; diâmetro dos parafusos = 16 mm.

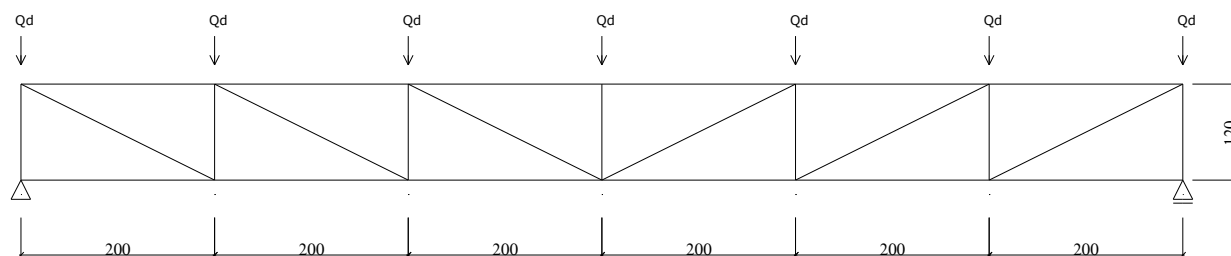
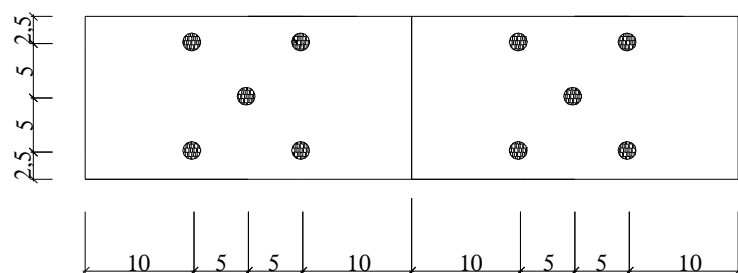
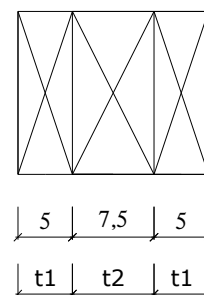


Figura 89: Treliça para determinação carregamento de cálculo



(a) Ligação aparafusada



(b) Seção transversal da barra

Figura 90: Detalhes

Resposta: $Q_{dm\acute{a}x} < 8,65 \text{ kN}$

15.3 TRELIÇA

15.3.1. Verificação de montante de treliça

Verificar o montante mais solicitado da treliça (Figura 91). Dados: dicotiledônea; C 40, classe 2, 1ª categoria; ligações com parafusos de 16 mm; $f_y = 300 \text{ MPa}$; cargas permanentes de grande variabilidade ($G = 6 \text{ kN}$); sobrecarga ($Q = 4 \text{ kN}$); vento de sucção ($W = 3 \text{ kN}$); ss dimensões estão em cm. Seção simples.

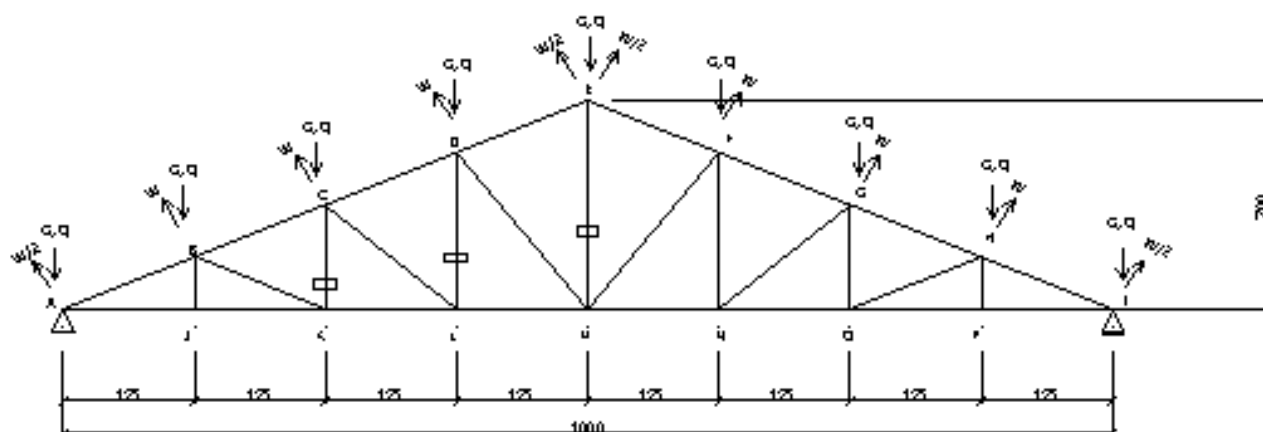


Figura 91: Treliça para verificação

Resposta: $(5 \times 10) = 50 \text{ cm}^2$, OK!

15.3.2. Verificação de banzo de treliça 1

Verifique o banzo inferior da treliça (Figura 88). Dados: contraventamentos a cada 3,0 m; seção composta $2 \times (7,5 \times 10 \text{ cm})$; cargas permanentes de grande variabilidade ($G = 5 \text{ kN}$); sobrecarga ($Q = 6 \text{ kN}$), onde não há equipamentos fixos nem multidões; $E_{co,m} = 21724 \text{ MPa}$.

Resposta: OK ! A seção $2 (7,5 \times 10) \text{ cm}$, $L_1 = 100 \text{ cm}$ verifica.

15.3.3. Verificação de banzo de treliça 2

Verificar se o banzo inferior da treliça está adequadamente dimensionado (Figura 92). Dados: dicotiledônea, C 60, classe 4, 2ª categoria; cargas permanentes de grande variabilidade ($G = 5 \text{ kN}$); sobrecarga ($Q = 4 \text{ kN}$); vento de sucção ($W = 3 \text{ kN}$); $E_{co,m} = 24500 \text{ MPa}$; contraventamento a cada 2,0m.

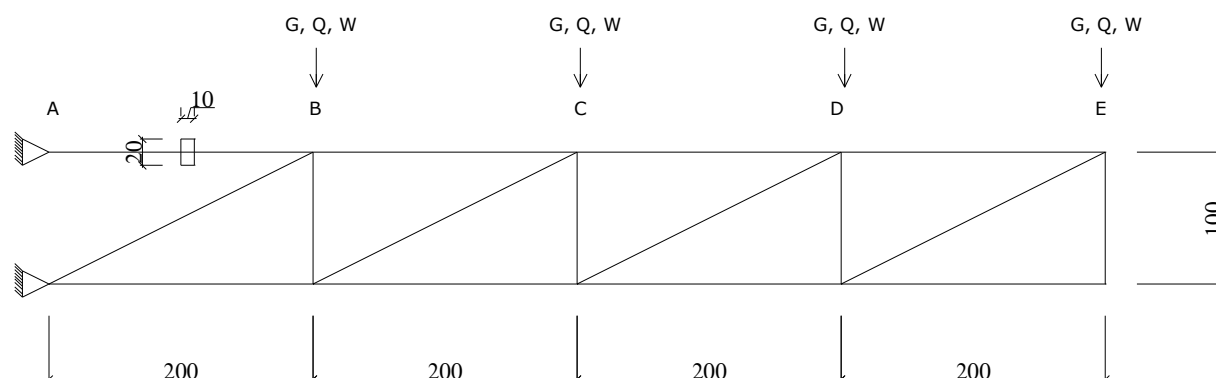


Figura 92: Treliça para verificação do banzo inferior

Resposta: $0,63 < 1$, OK!

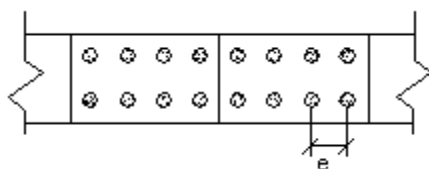
15.3.4. Dimensionamento de diagonal de treliça

Dimensionar a diagonal mais solicitada da treliça (Figura 92).

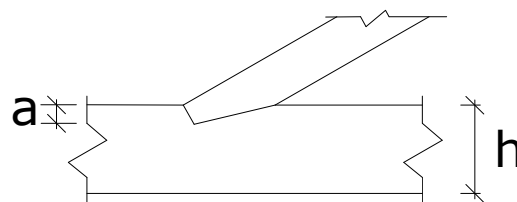
Resposta: seção (10 x 12) cm, $0,73 < 1$, OK!

15.3.5. Dimensionamento de linha de tesoura

Dimensionar a linha da tesoura entre o nó K e L da Figura 91, considerando as duas ligações indicadas na Figura 93. Diâmetro dos parafusos = 16 mm. Lembre-se que $2,0 \text{ cm} \leq a \leq \frac{h}{4}$.



(a) Ligação aparafusada



(b) Ligação por entalhe

Figura 93: Arranjos das ligações da treliça

Resposta: $n_p = 14 \phi 16 \text{ mm}$

15.3.6. Treliça de ponte

A treliça da Figura 94 é a estrutura de uma pequena ponte. A espécie de madeira empregada é Angelim pedra. As cargas atuantes na treliça são transmitidas pelas transversinas apoiadas nos nós do banzo superior (nós A, B, D, F, H). A força P é composta por uma parcela permanente (P_{per}) e por uma parcela acidental (P_{aci}), que corresponde ao efeito de passagem de veículos. Calcular a resistência de cálculo para cisalhamento direto do Angelim pedra, sabendo que a resistência média ao cisalhamento, para teor de umidade $U\% = 12\%$, vale 8,8 MPa. Considerar classe de carregamento de longa duração. Força P: $P_{per} = 4 \text{ kN}$ parcela permanente (peso próprio e revestimento); $P_{aci} = 5 \text{ kN}$ parcela acidental (veículos). Seções transversais: 10 cm x 12 cm.

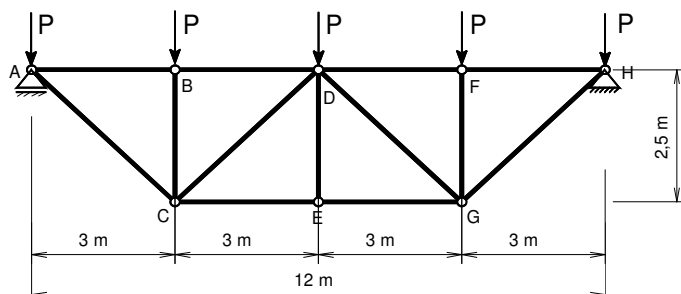
Para a barra AB, pede-se:

a) determinar o esforço normal de cálculo na barra AB resultante da combinação última normal das ações para verificação do estado limite último;

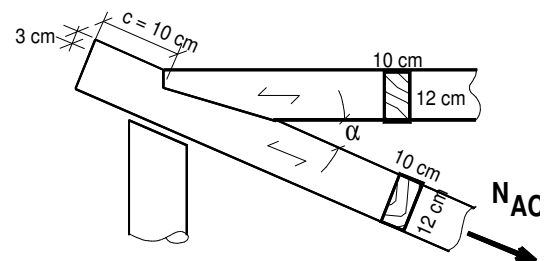
b) o tipo de solicitação estrutural atuante para verificação da seção transversal (10 cm x 12 cm) da barra AB (tração paralela, compressão paralela, cisalhamento direto, compressão normal etc.);

c) a verificação da seção transversal da barra AC (10 cm x 12 cm) para o esforço de cálculo N_{AC} igual a 29,48 kN, sabendo $f_{co,d} = 16,7$ MPa (Figura 94-b).

As perguntas a, b e c devem ser respondidas com base na estrutura aqui descrita e de acordo com os critérios de segurança recomendados pela NBR 7190:1997.



(a) Esquema estrutural



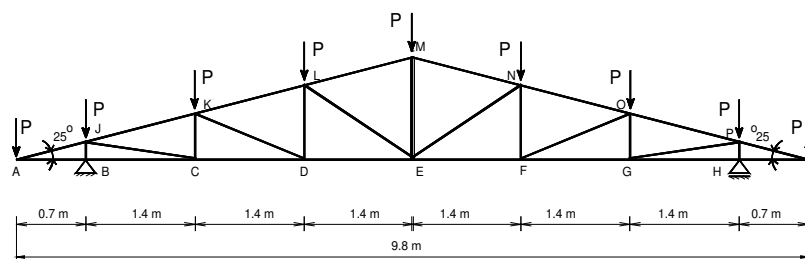
(b) Detalhe do nó A

Figura 94: Treliça de ponte

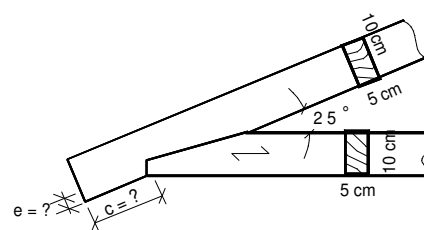
15.3.7. Treliça de cobertura

A treliça da Figura 95 é parte da estrutura de cobertura. A espécie de madeira empregada é o ipê. As cargas atuantes na treliça são transmitidas pelas terças apoiadas nos nós do banzo superior (nós A, J, K, L, M, N, O, P, I). A força P é composta por uma parcela permanente (P_{per}) e por uma parcela acidental (P_{aci}). A construção está localizada em Florianópolis e a madeira é de 2ª categoria e que será usada sob a forma serrada. Resistência de cálculo do Ipê na compressão paralela às fibras: $f_{co,d} = 27,1$ MPa para $U\% = 12\%$. Força P: $P_{per} = 5$ kN parcela permanente (peso próprio e telhas); $P_{aci} = 6$ kN parcela acidental (sobrecarga de manutenção do telhado). Seções transversais: banzo superior, inferior e diagonais 5 cm x 10 cm; montantes 2x(2,5cm x 10 cm).

As perguntas 1, 2 e 3 devem ser respondidas com base na estrutura aqui descrita e de acordo com os critérios de segurança recomendados pela NBR 7190:1997.



(a) Esquema estrutural



(b) Detalhe do nó A

Figura 95: Estrutura de cobertura

1) Dimensionar a altura do dente “e” na ligação entre a barra AJ e a barra AB, arredondando para múltiplo de 1,0 cm (Figura 95-b);

Resposta: 2 dentes de $e = 2$ cm

2) Dimensionar o comprimento “c” da extremidade da barra AJ (5 cm x 10 cm), considerando o resultado da questão anterior. Arredondar para múltiplo de 1,0 cm (Figura 95-b); Resposta: comprimento $c = 12$ cm no primeiro dente.

3) Classificar o montante central da treliça EM quanto à esbeltez (curta, med. esbelta ou esbelta), sabendo que sua seção é composta por 2 peças de seção 2,5 cm x 10 cm, sem ligações intermediárias. Sabe-se que para peças tracionadas, o λ não deve ultrapassar 173. Caso esta condição não seja satisfeita, dimensionar o número de espaçadores interpostos para satisfazê-la. Resposta: são necessários 4 espaços $L_1 = 57$ cm.

15.4 VIGAS

15.4.1. Verificação de viga biapoiada

Verificar se a viga da Figura 96 (dimensões em cm) atende a norma NBR 7190:1997. Dados: dicotiledônea, C 60, classe 1, 1ª categoria; cargas de longa duração; cargas permanentes de grande variabilidade ($g = 1$ kN/m); sobrecarga ($Q = 2$ kN); $E_{co,m} = 24500$ MPa.

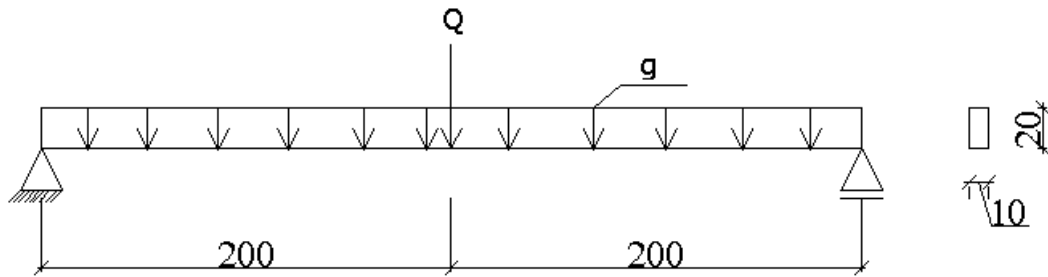


Figura 96: Viga biapoiada

Resposta: $\sigma_{c1,d} = 8,4 \text{ MPa} < f_{co,d} = 30 \text{ MPa}$ OK!

$\zeta_d = 0,32 \text{ MPa} < f_{vo,d} = 3 \text{ MPa}$ OK!

$U_{d,uti} = 0,338 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$, OK!

15.4.2. Dimensionamento de viga engastada

Dimensionar a viga da Figura 97. Dados: C 60, classe 4, 2ª categoria; cargas de longa duração; cargas permanentes de grande variabilidade ($g = 2 \text{ kN/m}$); sobrecarga ($Q = 1 \text{ kN}$); madeira serrada; viga do piso da varanda.

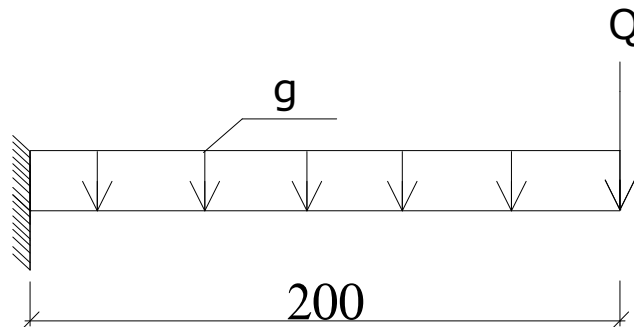
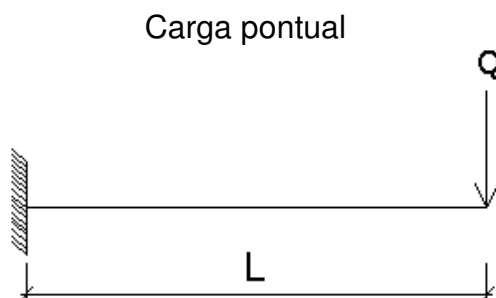
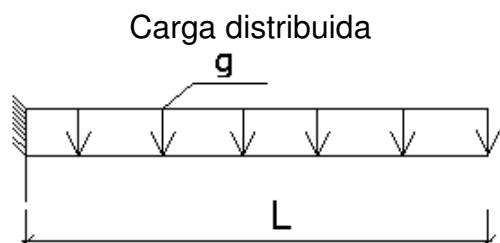


Figura 97: Viga engastada em balanço



$$f_{\max} = \frac{Q \cdot l^3}{3EI}$$



$$f_{\max} = \frac{g \cdot l^4}{8EI}$$

Resposta: $\sigma_{t2,d} = 15,75 \text{ MPa} < f_{to,d} = 19,2 \text{ MPa}$ OK!

$$\zeta_d = 0,66 \text{ MPa} < f_{v0,d} = 1,92 \text{ MPa OK!}$$

$$U_{ef} = 0,864 \text{ cm OK!}$$

15.4.3. Dimensionamento de viga com dois balanços

Dimensionar a viga da Figura 98, com $a = 100 \text{ cm}$. Dados: C 40, classe 1, 1ª categoria; carga de longa duração; cargas permanentes de grande variabilidade ($g = 3 \text{ kN/m}$); sobrecarga ($q = 2 \text{ kN/m}$); seção retangular atendendo a relação $h=2b$; viga do piso da biblioteca.

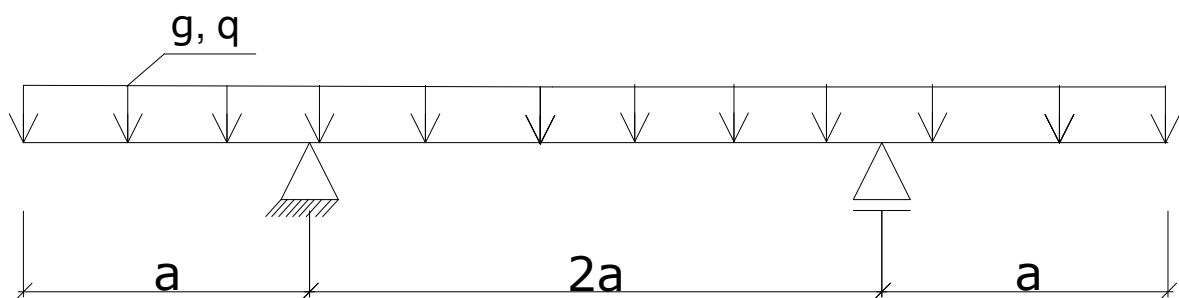


Figura 98: Viga biapoiada com dois balanços

Flecha máxima no vão biapoiado

$$f_{\max} = \frac{p \cdot a^4}{24 EI}$$

Flecha máxima no vão em balanço

$$f_{\max} = \frac{7 p \cdot a^4}{24 EI}$$

Resposta: $\sigma_{c1,d} = 10,3 \text{ MPa} < f_{c0,d} = 20 \text{ MPa OK!}$

$$\zeta_d = 0,82 \text{ MPa} < f_{v0,d} = 2 \text{ MPa OK!}$$

$$f_d = 0,33 \text{ cm} < f_{\lim} = 1 \text{ cm OK!}$$

$$f_v = 0,74 \text{ cm} < f_{\lim} = 1 \text{ cm OK!}$$

15.4.4. Dimensionamento de viga e pilar

A viga e os pilares compostos da Figura 99 são da espécie Catiúba. Sabe-se que o peso próprio da viga é $0,2 \text{ kN/m}$ ($g = 0,2 \text{ kN/m}$) e que a carga uniformemente distribuída q possui caráter acidental ($q = 2,5 \text{ kN/m}$) de longa duração. Considerar ações permanentes de grande variabilidade e carga acidental aplicada a ambientes nos quais não há predominância de altas concentrações de pessoas ou de equipamentos fixos. Local de construção é Lages, SC. Na Figura 99, a viga está apoiada em dois pilares de Catiúba. Cada um deles é composto por duas peças de dimensões $5 \text{ cm} \times 12 \text{ cm}$, ligadas por espaçadores interpostos. Propriedades da madeira Catiúba: $f_{c0,d} = 23,5 \text{ MPa}$; $E_{c0,ef} = 10.879 \text{ MPa}$. Pede-se:

a) a verificação das condições de segurança da viga em Catiúba da Figura 99 quanto às verificações de flexão simples de acordo com os critérios da NBR 7190:1997;

- b) a verificação do estado limite último de estabilidade do pilar de acordo com o critério da NBR 7190:1997 para compressão paralela de peças compostas (Figura 100-b);
- c) a verificação da segurança quanto ao esmagamento da madeira na região de apoio da viga no elemento interposto do pilar, também de Catiúba, de acordo com o critério da NBR 7190:1997. Considerar combinação de reação de apoio última normal.

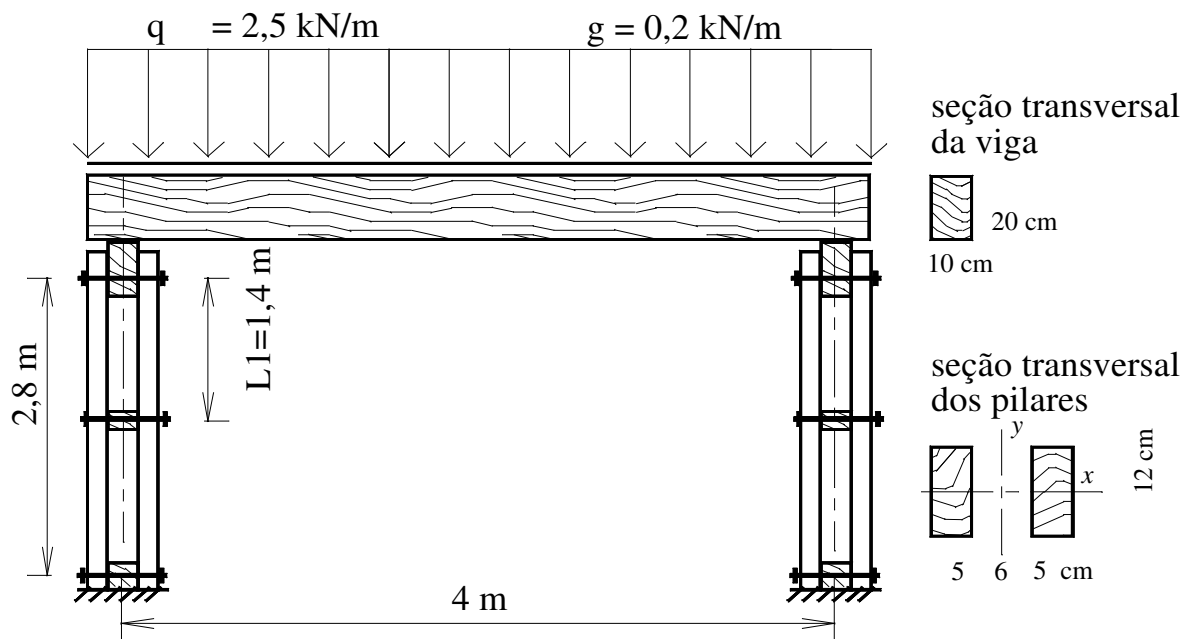


Figura 99: Viga biapoiada em dois pilares compostos

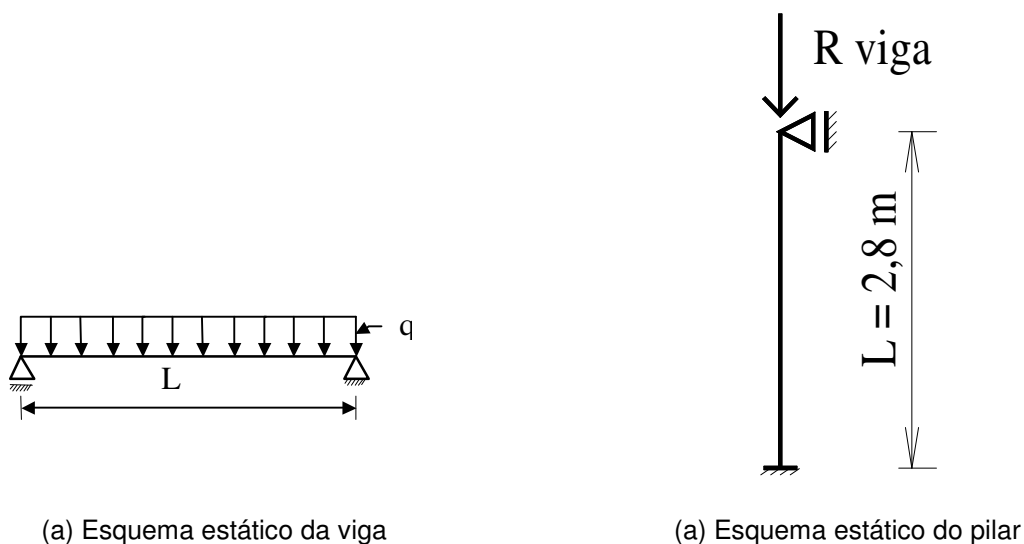


Figura 100: Esquema estático dos elementos estruturais da Figura 99

16. BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ANSI/AF&PA - American Forest & Paper Association, **National Design Specification® (NDS®) for Wood Construction and Supplement**, 2005 ed., Washington, USA.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7190:1997, Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **Projeto de Estruturas de Madeira**. NBR 7190:1997. Rio de Janeiro: ABNT, 1997. 107p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2004, Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). **Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. NBR 8681:2004. Rio de Janeiro: ABNT, 2004. 18p.

ALMEIDA, Pedro A. O. **Estruturas em madeira**. São Paulo: USP – Departamento de Fundações e Estruturas, 1998.

ÁRVORES DO BRASIL. Disponível em: <<http://www.arvore.hpg.ig.com.br/jatoba1/index.htm>>. Acesso em: 09 abr. 2003.

BRUGER e RICHTER. **Anatomia da madeira**. Ed. Nobel, 1991. ISBN: 8521306695

CALIL JÚNIOR, C.; BARALDI, L.T.; STAMATO, G. C.; FERREIRA, N. S. S. **Estruturas de madeira**. São Carlos: USP – Departamento de Engenharia de Estruturas, 2000. 101p.

CRUZ, H.; MACHADO, J. S. e NUNES, L. Problemas de conservação de madeira em edifícios. **II Encontro de Conservadores e restauradores (ENCORE)**. Lisboa, Portugal, 1994. 11 p.

DIN 68 140 (1971). **Keilzinkenverbindung Von Holz**. Berlin, Alemanha.

JUNTA DEL ACUERDO DE CARTAGENA. Cartilla de construccion con madera. Talleres Gráficos de Carjal. Colômbia: Cali, 1980. 280 p.

LE GOVIC, C. **Les assemblages dans la construction en bois**. Centre Technique du Bois et de l'Ameublement, mar. 1995.

LEPAGE, Ennio Silva *et al.* **Manual de preservação de madeiras**. São Paulo: IPT – Divisão de Madeiras, 1986. Vol. 1. 341p.

NATTERER, J. *et al.* (2005) **Construction en bois: matériau, technologie et dimensionnement**. 2^a ed. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes; Lausanne.

REPRODUÇÃO da plantas. Disponível em: <<http://www.m12.hpg.ig.com.br/repro.htm>>. Acesso em: 09 abr. 2003.

RODRIGUES, Manoel Santinho. **Estruturas de madeiras I**. Cuiabá: UFMG – Departamento de Engenharia Civil, 2000. 119p.

ROSA, José Perilo. **Estruturas de madeira I**. Notas de aula. Belém do Pará: UFPA – Departamento de Estruturas, 1999. 63p

SZÜCS, Carlos Alberto. **Madeira Laminada-Colada**: aplicação estrutural da madeira sob a técnica do laminado-colado. Florianópolis: UFSC – Departamento de Engenharia Civil, 1992. 13p.

TEREZO, Rodrigo F. **Patologia em edificações de madeira**. Florianópolis: UFSC – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, trabalho de classe, 2002. 50 p.

WILCOX, W. W.; BOTSAL, E. E. e KUBLER, H. **Wood as a building material**: a guide for designers and builders. John Wiley & Sons. New York, EUA, 1991. 215 p. ISBN: 0-471-52722-10.

ANEXO A - Valores médios de resistência de algumas madeiras

NBR 7190:1997 (Anexo E)

Reprodução das Tabelas E.1, E.2 e E.3 do Anexo E da NBR 7190:1997:

Tabela 24: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento
(valores médios para U = 12%)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (Mpa)	f_{t90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
Angelim Araroba	<i>Vataireopsis araroba</i>	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim Ferro	<i>Hymenolobium spp</i>	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim Pedra	<i>Hymenolobium petraeum</i>	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim Pedra Verdadeiro	<i>Dinizia excelsa</i>	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilha	<i>Termilalia spp</i>	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13481	10
Cafearana	<i>Andira spp</i>	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14098	11
Canafístula	<i>Cassia ferruginea</i>	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14613	12
Casca Grossa	<i>Vochysia spp</i>	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16224	31
Castelo	<i>Gossypiospermum praecox</i>	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11105	12
Cedro Amargo	<i>Cedrella odorata</i>	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9839	21
Cedro Doce	<i>Cedrella spp</i>	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8058	10
Champagne	<i>Dipterys odorata</i>	1090	93,2	133,5	2,9	10,7	23002	12
Cupiúba	<i>Goupia glabra</i>	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13627	33
Catiúba	<i>Qualea paraensis</i>	1221	83,8	86,2	3,3	11,1	19426	13
E. Alba	<i>Eucalyptus alba</i>	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
E. Camaldulensis	<i>Eucalyptus camaldulensis</i>	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13286	18
E. Citriodora	<i>Eucalyptus citriodora</i>	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421	68
E. Cloeziana	<i>Eucalyptus cloeziana</i>	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13963	21
E. Dunnii	<i>Eucalyptus dunnii</i>	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Grandis	<i>Eucalyptus grandis</i>	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12813	103
E. Maculata	<i>Eucalyptus maculata</i>	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
E. Maidene	<i>Eucalyptus maidene</i>	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
E. Microcorys	<i>Eucalyptus microcorys</i>	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
E. Paniculata	<i>Eucalyptus paniculata</i>	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
E. Propinqua	<i>Eucalyptus propinqua</i>	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
E. Punctata	<i>Eucalyptus punctata</i>	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19360	70
E. Saligna	<i>Eucalyptus saligna</i>	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933	67

Continua na página seguinte

As propriedades de resistência rigidez apresentadas neste anexo foram determinadas pelos ensaios realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo

$\rho_{ap(12\%)}$ = massa específica aparente a 12% de umidade

f_{c0} = resistência à compressão paralela às fibras

f_{t0} = resistência à tração paralela às fibras

f_{t90} = resistência à tração normal às fibras

f_v = resistência ao cisalhamento

E_{c0} = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras

n = número de corpos de prova ensaiados

Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais $\delta = 18\%$

Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais $\delta=28\%$

Tabela 25: Tabela de Valores médios de madeiras dicotiledôneas nativas e de florestamento
(valores médios para U = 12%)

Nome comum (dicotiledôneas)	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (kg/m ³)	f_{c0} (MPa)	f_{t0} (MPa)	f_{t90} (MPa)	f_v (MPa)	E_{c0} (MPa)	n
E. Tereticornis	<i>Eucalyptus tereticornis</i>	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17198	29
E. Triantha	<i>Eucalyptus triantha</i>	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14617	08
E. Umbra	<i>Eucalyptus umbra</i>	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14577	08
E. Urophylla	<i>Eucalyptus urophylla</i>	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13166	86
Garapa Roraima	<i>Apuleia leiocarpa</i>	892	78,4	108,0	6,9	11,9	18359	12
Guaiçara	<i>Luetzelburgia spp</i>	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14624	11
Guarucaia	<i>Peltophorum vogelianum</i>	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17212	13
Ipê	<i>Tabebuia serratifolia</i>	1068	76,0	96,8	3,1	13,1	18011	22
Jatobá	<i>Hymenaea spp</i>	1074	93,3	157,5	3,2	15,7	23607	20
Louro Preto	<i>Ocotea spp</i>	684	56,5	111,9	3,3	9,0	14185	24
Maçaranduba	<i>Manilkara spp</i>	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22733	12
Mandioqueira	<i>Qualea spp</i>	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18971	16
Oiticica Amarela	<i>Clarisia racemosa</i>	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14719	12
Quarubarana	<i>Erismia uncinatum</i>	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9067	11
Sucupira	<i>Diploptropis spp</i>	1106	95,2	123,4	3,4	11,8	21724	12
Tatajuba	<i>Bagassa guianensis</i>	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19583	10

As propriedades de resistência rigidez apresentadas neste anexo foram determinadas pelos ensaios realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeiras (LaMEM) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo

$\rho_{ap(12\%)}$ = massa específica aparente a 12% de umidade

f_{c0} = resistência à compressão paralela às fibras

f_{t0} = resistência à tração paralela às fibras

f_{t90} = resistência à tração normal às fibras

f_v = resistência ao cisalhamento

E_{c0} = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras

n = número de corpos de prova ensaiados

Coeficiente de variação para resistências a solicitações normais $\delta = 18\%$

Coeficiente de variação para resistências a solicitações tangenciais $\delta = 28\%$

ANEXO B - Fórmulas para peças tracionadas e comprimidas

Neste anexo são apresentadas fórmulas para o dimensionamento de peças tracionadas e comprimidas desenvolvidas pelo ex-acadêmico Rômulo Ceretta (ARQ).

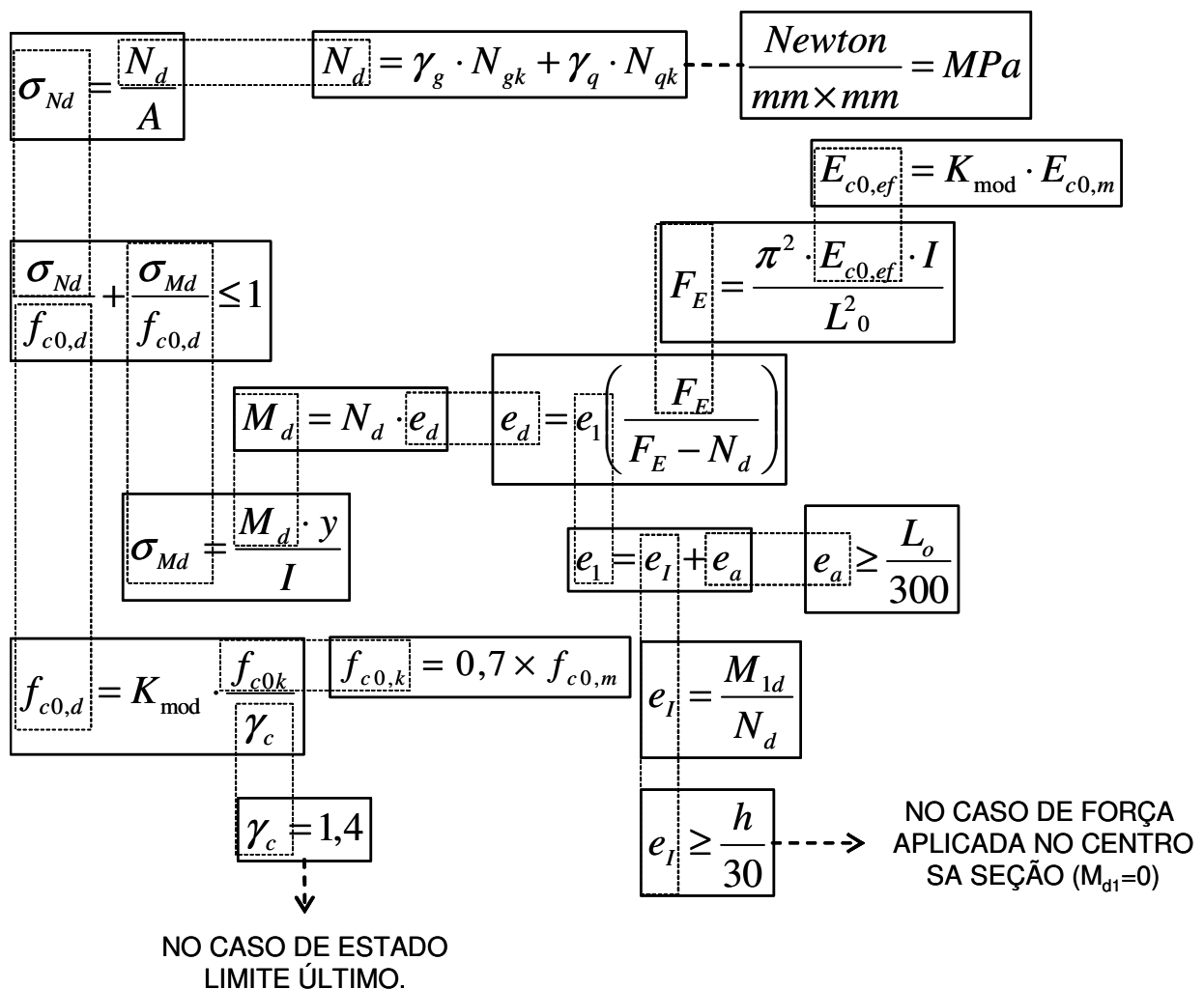
1. Tração

$$\sigma_{Nd} \leq f_{t0,d}$$

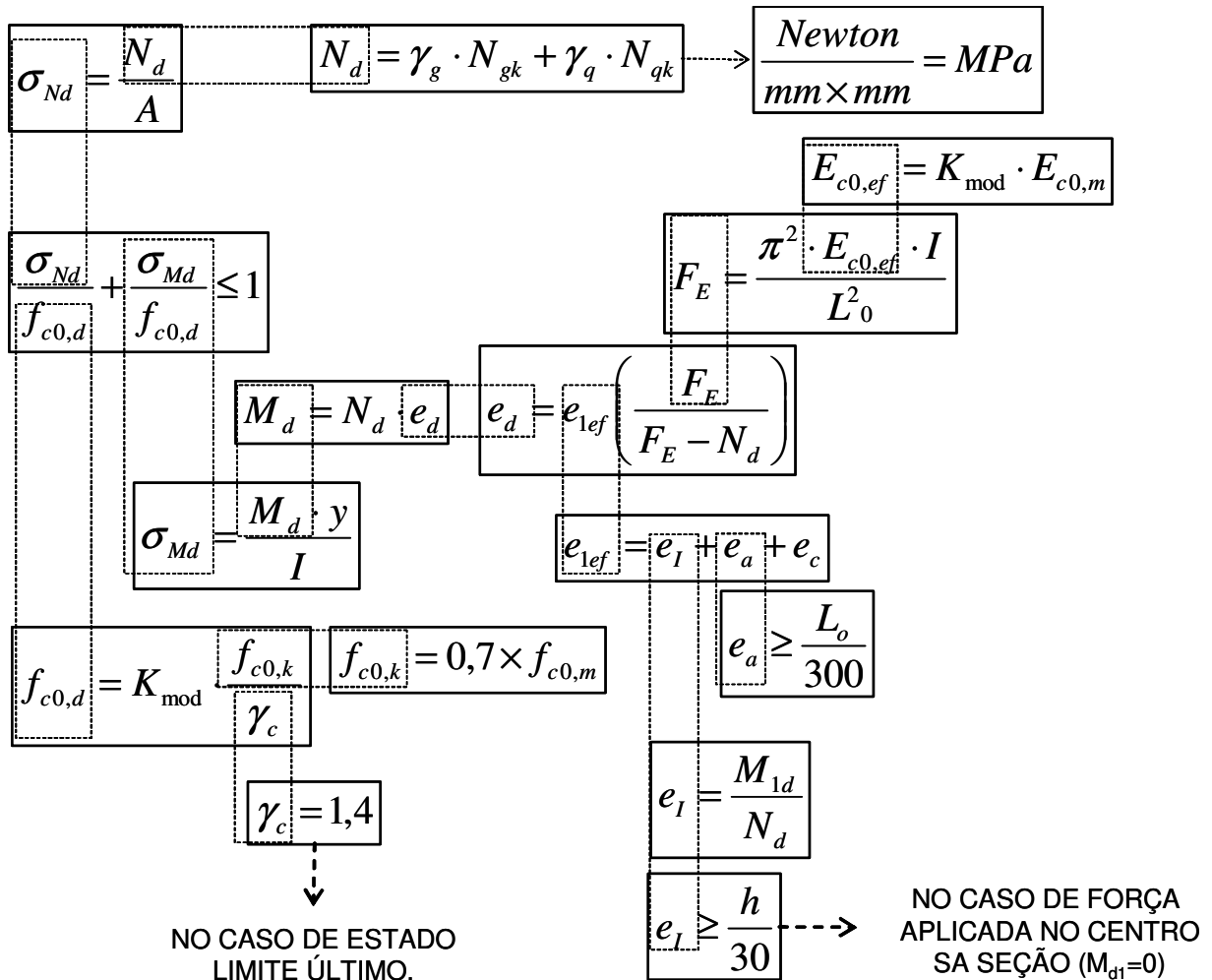
2. Compressão de peças curtas

$$\sigma_{Nd} \leq f_{c0,d}$$

3. Compressão de peças medianamente esbeltas



4. Compressão de peças esbeltas



ANEXO C – Tabelas de pregos comercializados

Fonte de consulta: PFEIL, WALTER & PFEIL, MICHÈLE - Estruturas de Madeira - Rio de Janeiro - Livros Técnicos e Científicos Editora – 6ª ed., 2003, p. 60 e 61.

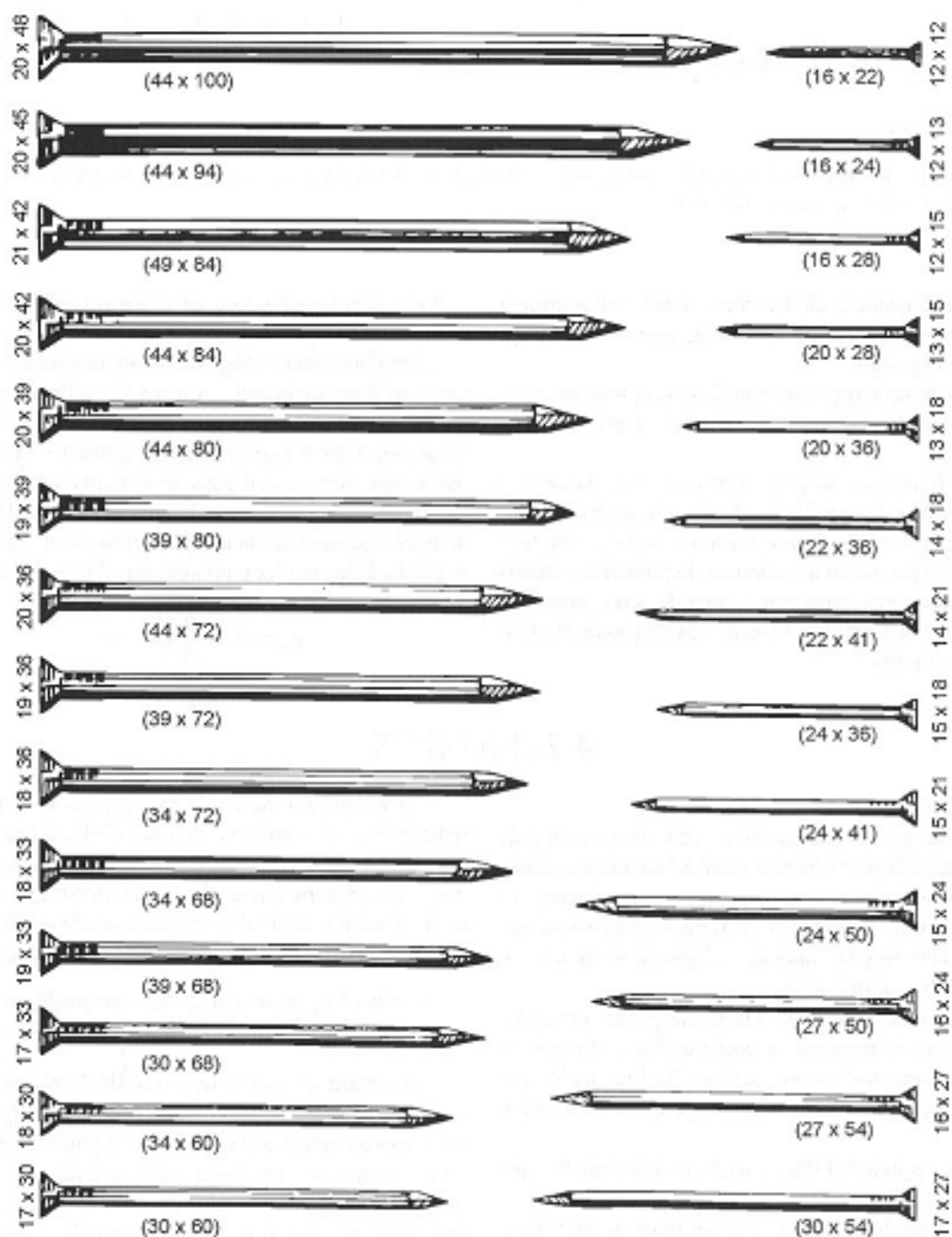


Fig. 4.12(a) Tabela de pregos com bitolas comerciais. Os números ao lado das figuras representam diâmetro (polegada francesa) x comprimento de corte do arame (polegadas portuguesas). Os números entre parênteses representam diâmetro (em décimos de milímetros) x comprimento total nominal do prego (milímetros). Obs.: a relação entre o comprimento de corte do arame em polegadas portuguesas e o comprimento total nominal do prego em milímetros varia de acordo com o fabricante.

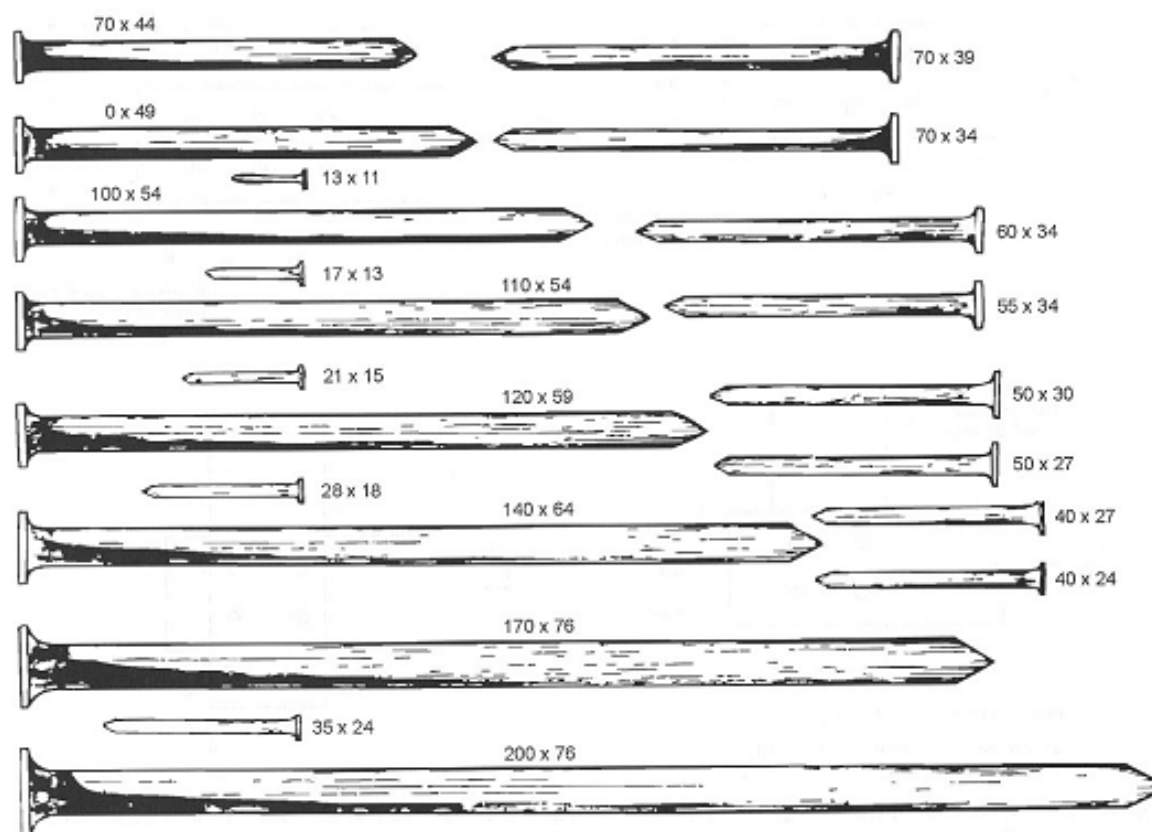


Fig. 4.12(b) Tabela de pregos com bitolas métricas (padronização da ABNT PB58). Os números ao lado das figuras representam comprimento total do prego (milímetros) x diâmetro (em décimos de milímetros). Os comprimentos totais dos pregos apresentam algumas variações, dependendo do fabricante.