



MANUAL DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTES DE MADEIRA



LaMEM- Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira



SET-EESC
USP

Financiamento



Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS
LABORATÓRIO DE MADEIRA E DE ESTRUTURAS DE MADEIRA

MANUAL DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTES DE MADEIRA

FINANCIAMENTO



FUNDAÇÃO DE AMPARO À PESQUISA DO ESTADO DE SÃO PAULO

São Carlos

Julho de 2006

Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca do ICMC/USP

M294 Manual de projeto e construção de pontes de madeira /
Carlito Calil Junior ... [et al.]. -- São Carlos : Suprema,
2006.
252 p. ; 28 cm

ISBN 85-98156-19-1

1. Pontes de madeira – Projeto. 2. Pontes de madeira -
Construção. I. Calil Junior, Carlito.

Capa: Edna Moura Pinto

MANUAL DE PROJETO E CONSTRUÇÃO DE PONTES DE MADEIRA

Projeto Temático: Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo

Financiamento: Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo

Coordenação: Carlito Calil Junior

Autores:

Carlito Calil Júnior

Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia de Piracicaba em 1975, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1978, Doutor em Engenharia Industrial pela Escola Técnica Superior de Engenheiros Industriais de Barcelona da Universidade Politécnica de Catalunia em 1982, pós-doutoramento no Forest Products Laboratory em Madison-USA em pontes protendidas de madeira.

Antonio Alves Dias

Professor Doutor do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP, Engenheiro Civil pela Escola de Engenharia de São Carlos – USP em 1980, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1978, Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1985.

Jorge Luís Nunes de Góes

Pós-doutorando do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP em pontes multicelulares protendidas de madeira, com bolsa FAPESP, Engenheiro Civil formado pela Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira – UNESP em 1999, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 2002 e Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 2005.

Andrés Batista Cheung

Doutorando pelo Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC/USP com bolsa FAPESP, Engenheiro Civil pela Fundação Universidade Federal de Mato Grosso do Sul em 2000, Mestre em Engenharia de Estruturas pela Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (SET-EESC-USP) em 2003.

Guilherme Corrêa Stamato

Professor Doutor da Faculdade de Engenharia Industrial Madeireira da UNESP, Engenheiro Civil formado pela Escola de Engenharia de São Carlos - USP em 1995, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1998, Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 2002 e Pós-doutoramento no SET/EESC/USP em pontes de madeira utilizando o compensado, com bolsa FAPESP.

Júlio Cezar Pigozzo

Professor Doutor da Universidade Estadual de Maringá - UEM, Engenheiro Civil formado pela Escola de Engenharia de São Carlos em 1980, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1982 e Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 2004.

Fernando Sérgio Okimoto

Professor Doutor da Faculdade de Ciências e Tecnologia da UNESP, Engenheiro Civil formado pela EESC/USP em 1995, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1997 e Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 2002.

Norman Barros Logsdon

Professor Doutor da Fundação Universidade Federal de Mato Grosso - UFMT, Engenheiro Civil formado pela Escola de Engenharia de São Carlos - USP em 1977, Mestre em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1982 e Doutor em Engenharia de Estruturas pelo SET/EESC/USP em 1998.

Sérgio Brazolin

Doutorando em Recursos Florestais pela Escola Superior de Agricultura "Luiz de Queiroz" (ESALQ/USP), Mestre em Ciência e Tecnologia de Madeira em 1998. Biólogo formado pelo Instituto de Biociências da Universidade de São Paulo –USP e Pesquisador do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. - IPT, responsável pelo Laboratório de Preservação de Madeiras e Biodeterioração de Materiais - LPB.

Élcio Lacerda Lana

Técnico em Preservação de Madeiras da Indústria Química Montana S.A., Divisão de Preservação de Madeiras. Administrador de empresas pela Faculdade de Administração Liceu Eduardo Prado. Diretor adjunto de Assuntos Normativos da Associação Brasileira de Preservadores de Madeira - ABPM. Coordenador da ABPM no Programa Nacional de Qualidade da Madeira - PNQM da ABIMCI.

Colaboradores:

Prof. Titular Francisco Antonio Rocco Lahr, Prof. Dr. Pedro Afonso de Oliveira Almeida, Prof. Dr. Everaldo Pletz, Thalita Fontes, José Luiz Miotto, Prof. Dr. Alexandre José Soares Miná, Prof. Dr. Juliano Fiorelli, Prof. Assistente Giovano Palma, Julio César Molina, Malton Lindquist, Prof. Assistente Marcelo Carreira, Pedro Alcântara Segundinho, Edna Moura Pinto, Tânia Maria Ferreira, Luis Eduardo Bragatto, Samuel Inácio de Sá, Silvio Antonio Ferro, Arnaldo Floro de Souza, Jaime Galindo, Roberto Galindo e Aparecido Galindo.

Este manual apresenta as recomendações para o projeto, dimensionamento e disposições construtivas de pontes tecnológicas de madeira com diversos sistemas estruturais e construtivos em vigas e em placas. São apresentados exemplos de projeto com diversos vãos, classes de resistência de madeiras e classes de veículo-tipo a luz das Normas Brasileiras, com a finalidade de fornecer aos engenheiros, arquitetos, construtores e projetistas orientações para o projeto e construção de pontes modernas de madeira de baixo custo, adequada tecnologia, seguras e duráveis.

Carlito Calil Junior

SUMÁRIO

PREFÁCIO

CAPÍTULO 1 – Introdução	1
1.1. MADEIRAS DE REFLORESTAMENTO	2
1.2. NECESSIDADE DAS PONTES	4
CAPÍTULO 2 – Propriedades de resistência e rigidez da madeira	6
2.1. VALORES REPRESENTATIVOS DAS PROPRIEDADES DAS MADEIRAS	10
CAPÍTULO 3 – Ações em Pontes de Madeira	15
3.1. AÇÕES USUAIS EM PONTES DE MADEIRA	15
3.1.1. Cargas permanentes	15
3.1.2. Cargas acidentais verticais	16
3.1.3. Impacto vertical	22
3.1.4. Forças longitudinais	23
3.1.5. Força centrífuga	24
3.1.6. Vento	24
3.1.7. Impacto lateral	26
3.1.8. Força no guarda-corpo	26
3.1.9. Força no guarda-rodas	26
3.2. COMBINAÇÕES E AÇÕES EM PONTES DE MADEIRA	27
3.2.1. Combinações últimas normais (Estados limites últimos)	29
3.2.2. Combinações de longa duração (Estados limites de utilização)	29
CAPÍTULO 4 – Sistemas Estruturais e Construtivos de Pontes de Madeira	30
4.1. PONTES EM VIGA	30
4.2. PONTES EM ARCO	36
4.3. PONTES EM PÓRTICO	38

4.4. PONTES EM PLACA	39
CAPÍTULO 5 – Tabuleiros de Pontes de Madeira	40
5.1. PRANCHAS DE MADEIRA SERRADA	40
5.2. MADEIRA LAMINADA PREGADA	41
5.3. MADEIRA LAMINADA COLADA	42
5.4. COMPÓSITOS DE MADEIRA E CONCRETO	44
CAPÍTULO 6 – Fundações para Pontes de Madeira	48
6.1. ESTUDOS DAS FUNDAÇÕES	49
6.2. TIPOS DE FUNDAÇÕES USUÁIS EM PONTES DE MADEIRA	50
6.2.1. Estacas com contenção de madeira	50
6.2.2. Estacas com contenção mista de gabiões e madeira	51
6.2.3. Estacas com muro de contenção em madeira	51
6.2.4. Muro de gabiões	51
6.2.5. Muro de contenção de alvenaria	52
6.2.6. Estacas com contenção em “crib wall”	52
6.2.7. Muro de gravidade em concreto	52
6.2.8. Muro de concreto sobre estacas	53
6.3. CONCLUSÕES SOBRE A VIABILIDADE DOS SISTEMAS	54
CAPÍTULO 7 – Classificação Estrutural e Durabilidade da Madeira	55
7.1. CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL	55
7.2. DURABILIDADE DA MADEIRA	58
7.2.1. Deterioração da madeira	59
7.2.2. Preservação de madeira – sistema de classes de risco.....	67
CAPÍTULO 8 – Reabilitação dos Elementos Estruturais de Madeira	73
8.1. MANUTENÇÃO CORRETIVA DEVIDO À PRESENÇA DE DETERIORAÇÃO INICIAL	74
8.2. MANUTENÇÃO CORRETIVA E TARDIA DEVIDO À PRESENÇA DE DETERIORAÇÃO SEVERA	75
CAPÍTULO 9 –Diretrizes para o Projeto de Pontes de Madeira	78
9.1. PONTES EM VIGAS SIMPLES DE PEÇAS ROLIÇAS	78
9.1.1. Esquema geral da ponte	78

9.1.2. Hipóteses de cálculo	81
9.1.3. Etapas de dimensionamento	81
9.1.4. Tabela prática de pré-dimensionamento	88
9.1.5. Recomendações construtivas	89
9.2. PONTES EM VIGAS DE MADEIRA LAMINADA COLADA	90
9.2.1. Esquema geral da ponte	90
9.2.2. Hipóteses de cálculo	92
9.2.3. Etapas de dimensionamento	93
9.2.4. Tabela prática de pré-dimensionamento	103
9.2.5. Recomendações construtivas	104
9.3. PONTES EM PLACA MISTA MADEIRA-CONCRETO	105
9.3.1. Esquema geral da ponte	105
9.3.2. Hipóteses de cálculo	107
9.3.3. Etapas de dimensionamento	108
9.3.4. Tabela prática de pré-dimensionamento	116
9.3.5. Recomendações construtivas	116
9.4. PONTES EM PLACA PROTENDIDA TRANSVERSALMENTE	117
9.4.1. Esquema geral da ponte	117
9.4.2. Hipóteses de cálculo	111
9.4.3. Etapas de dimensionamento	120
9.4.4. Tabela prática de pré-dimensionamento	127
9.4.5. Recomendações construtivas	127
9.5. PONTES EM PLACA MULTICELULAR PROTENDIDA TRANSVERSALMENTE	128
9.5.1. Esquema geral da ponte	128
9.5.2. Hipóteses de cálculo	130
9.5.3. Etapas de dimensionamento	131
9.5.4. Tabela prática de pré-dimensionamento	136
9.5.5. Recomendações construtivas	137
CAPÍTULO 10 – Exemplos de Projetos de Pontes	138

10.1. EXEMPLO 1: PONTES “P01” E “P02” EESC/USP.....	139
10.2. EXEMPLO 2: PONTE “CAMINHO DO MAR” – SP148	144
10.3. EXEMPLO 3: PONTE “P04” EESC/USP	151
10.4. EXEMPLO 4: PONTE “JOCKEY CLUB” SÃO CARLOS	156
10.5. EXEMPLO 5: “PONTES EM VIGAS ROLIÇAS”	162
BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	165
ANEXO I – Obras Realizadas	A1
ANEXO II – Dimensionamento de peças compostas de madeira	A28
ANEXO III – Dimensionamento de pilares com peças múltiplas solidarizadas descontinuamente.....	A37
ANEXO IV – Adequação das espécies de madeira às classes de resistência	A50
ANEXO V – Propriedades de resistência e rigidez de peças roliças	A54

PREFÁCIO

Este manual foi elaborado por um grupo de pesquisadores do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) do Departamento de Engenharia de Estruturas (SET) da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC) da Universidade de São Paulo (USP) com apoio financeiro da Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) no Projeto Temático "Programa Emergencial das Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo. Trata-se de importante trabalho tecnológico para engenheiros, arquitetos e projetistas fornecendo as recomendações para o projeto, construção e detalhamento de pontes de madeira utilizando sistemas estruturais e construtivos simples e de baixo custo, para pequenos e médios vãos.

Nos capítulos 1 e 2 são apresentadas informações sobre as madeiras, disponibilidade nacional com ênfase as espécies de reflorestamento, propriedades de resistência e rigidez da madeira e os respectivos valores de cálculo; no capítulo 3 as ações em pontes segundo a NBR-8681 – Ações e Segurança nas Estruturas, no capítulo 4 os sistemas estruturais e construtivos mais utilizados para pontes de madeira em vigas e em placa; no capítulo 5 os tabuleiros simples e mistos propostos; no capítulo 6 um estudo de vários tipos de fundações para pontes de madeira; no capítulo 7 e 8 as recomendações para a classificação, durabilidade e reabilitação de elementos estruturais de madeira; no capítulo 9 os critérios de dimensionamento das pontes em vigas e pontes em placas e no capítulo 10 os exemplos de projetos de pontes de madeira em vigas e em placas, com os respectivos detalhamentos. Ênfase especial é dada nos projetos com pontes protendidas transversalmente e as pontes mistas de madeira-concreto. Em anexo são apresentadas: fichas catalográficas das pontes projetadas e construídas no desenvolvimento do Projeto Temático; DVD ilustrativo de pontes e passarelas de madeira construídas na Suíça e nos Estados Unidos; projeto de norma sobre a preservação de madeiras - sistema de classes de risco; tabela de dimensionamento de colunas com peças múltiplas e tabela de dimensionamento de vigas com seções compostas.

São Carlos, agosto de 2006.

Prof. Dr. Carlito Calil Junior

Coordenador do Projeto

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

A idade da madeira é maior que a história da humanidade. As idades da pedra, ferro e bronze são parte do progresso da humanidade, mas a madeira - uma fonte renovável - tem permanecido sempre em moda. Como um material de construção, a madeira é abundante, versátil e facilmente obtida. Sem ela, a civilização como conhecemos teria sido impossível. Quase metade da área do Brasil é floresta. Se tecnologicamente manipulada e protegida de desastres naturais causados por fogo, insetos e doenças, as florestas vão durar para sempre. Conforme as árvores mais velhas são retiradas, elas são substituídas por árvores novas para reabastecer a oferta de madeira para as gerações futuras. O ciclo de regeneração, ou campo de sustentação, pode facilmente superar o volume que está sendo utilizado.

A resistência da madeira, o baixo peso e o baixo consumo energético para a sua produção e processamento são propriedades essenciais. Ela é capaz de suportar sobrecargas de curta duração sem efeitos nocivos. Contrário a crença popular, grandes peças de madeira têm boa resistência ao fogo, e até melhores que outros materiais estruturais em condições severas de exposição ao fogo. Do ponto de vista econômico, a madeira é competitiva com outros materiais com base em custos iniciais, e apresenta vantagens quando se analisa economicamente em longo prazo.

A idéia equivocada de que a madeira tem uma pequena vida útil a tem negligenciado como material de construção. Embora seja susceptível ao apodrecimento e ataque de insetos sob condições específicas, é um material muito durável quando utilizada com tecnologia e tratamento preservativo químico, pois a madeira pode ser efetivamente protegida contra deterioração por período de 50 anos ou mais. Além disso, a madeira tratada com preservativos requer pouca manutenção e pinturas.

1.1 - MADEIRAS DE REFLORESTAMENTO

O uso estrutural da madeira de reflorestamento como uma alternativa às espécies tropicais é uma solução natural. Dos reflorestamentos atuais existentes, os de Pinus e de Eucalipto são os mais importantes para a construção civil. No Brasil, a partir de 1966, o governo instituiu um programa de

incentivos fiscais para aumentar a área plantada no país. Em poucos anos, a área com plantações de Eucalipto saltou de 400 mil para 3 milhões de hectares. As peças estruturais são normalmente utilizadas roliças ou serradas com tratamento preservativo. Atualmente, existe uma grande disponibilidade destas espécies no país. A tabela 1.1 mostra o número de hectares de várias espécies de reflorestamento que existem em cada estado.

Tabela 1.1 - Área plantada com reflorestamento no Brasil (ha): Fonte FAO (1999)

ESTADO	Eucalipto	Pinus	Total
Minas Gerais	1.551.377	144.757	1.696.134
São Paulo	581.029	204.363	785.392
Paraná	56.038	609.683	665.721
Santa Catarina	41.291	350.823	392.114
Bahia	197.609	86.854	284.463
Rio Grande do Sul	115.025	137.945	252.971
Demais Estados	407.015	168.600	575.615
TOTAL	2.949.384	1.703.025	4.652.410

O Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira do Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo realizou importante pesquisa tecnológica para determinar as propriedades de resistência e elasticidade dos Eucaliptos e Pinus do Estado de São Paulo. Os valores médios obtidos são apresentados na tabela 1.2.

Tabela 1.2 - Propriedades de resistência e rigidez de algumas espécies de Pinus e Eucalipto

Nome comum	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)}$ (Kg/m ³)	$f_{c0,m}$ (MPa)	$f_{t0,m}$ (MPa)	$f_{t90,m}$ (MPa)	$f_{v,m}$ (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	n
E. Alba	Eucalyptus alba	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
E. Camaldulensis	Eucalyptus camaldulensis	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13286	18
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421	68
E. Cloeziana	Eucalyptus cloeziana	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13963	21
E. Dunnii	Eucalyptus dunnii	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Grandis	Eucalyptus grandis	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12813	103
E. Maculata	Eucalyptus maculata	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
E. Maidene	Eucalyptus maidene	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
E. Microcorys	Eucalyptus microcorys	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31

E. Paniculata	Eucalyptus paniculata	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
E. Propinqua	Eucalyptus propinqua	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
E. Punctata	Eucalyptus punctata	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19360	70
E. Saligna	Eucalyptus saligna	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933	67
E. Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17198	29
E. Triantha	Eucalyptus triantha	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14617	08
E. Umbra	Eucalyptus umbra	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14577	08
E. Urophylla	Eucalyptus urophylla	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13166	86
Pinus caribea	Pinus caribea var. caribea	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8431	28
Pinus bahamensis	Pinus caribea var. bahamensis	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7110	32
Pinus hondurensis	Pinus caribea var. hondurensis	535	42,3	50,3	2,6	7,8	9868	99
Pinus elliottii	Pinus elliottii var. elliottii	560	40,4	66,0	2,5	7,4	11889	21
Pinus oocarpa	Pinus oocarpa shiede	538	43,6	60,9	2,5	8,0	10904	71
Pinus taeda	Pinus taeda L.	645	44,4	82,8	2,8	7,7	13304	15

As propriedades de resistência rigidez aqui apresentadas 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

$f_{c0,m}$ = resistência à compressão paralela às fibras, valor médio.

$f_{t0,m}$ = resistência à tração paralela às fibras, valor médio.

$f_{t90,m}$ = resistência à tração normal às fibras, valor médio.

$f_{v,m}$ = resistência ao cisalhamento, valor médio.

$E_{c0,m}$ = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras, valor médio.

n = número de corpos de prova ensaiados

1.2 – NECESSIDADE DAS PONTES

De suma importância ao desenvolvimento dos municípios do Estado de São Paulo, do ponto de vista econômico e social, as estradas devem assegurar a entrada de insumos nas propriedades agrícolas, o escoamento da produção e o livre deslocamento das populações do meio rural.

Entretanto, nota-se que, ao longo dos anos, processos incorretos de construção e de manutenção foram empregados nestas vias, principalmente pela carência de informações técnicas por parte das Administrações Estaduais e Municipais.

O lastimável estado em que se encontram as estradas e pontes vicinais desestimulam a permanência dos indivíduos nas comunidades rurais, visto que dificulta o trânsito, causando desconforto e

insegurança aos usuários, além de elevar o custo do transporte para os produtores e os custos de manutenção para as prefeituras.

A maioria das pontes de madeira no Brasil não são projetadas e construídas por técnicos e construtores especializados em madeiras. Isso resulta em estruturas caras, inseguras e de baixa durabilidade. O estado atual de degradação destas pontes reflete um quadro negativo no uso da madeira como um material estrutural.

Constata-se assim a urgente necessidade de se implantar nas estradas municipais e estaduais os avanços tecnológicos atuais para a construção e recuperação das pontes de madeira. Considerando que o sistema rodoviário estadual conta com cerca de 220.000 km de estradas vicinais, e estimando-se a existência de 0,5 % de pontes, tem-se 1.100 km de pontes. Estimando-se também o vão médio das pontes em 10 metros, tem-se 110.000 pontes.

Recente pesquisa realizada pelo LaMEM em algumas prefeituras do estado mostra que de cerca de mil pontes e passarelas de madeira construídas, 30 % precisam ser refeitas ou reformadas.

No Estado de São Paulo não existem espécies de madeira tropicais. O uso estrutural da madeira de reflorestamento como uma alternativa às espécies tropicais é uma solução natural. Dos reflorestamentos atuais existentes, os de Pinus, os de Pinhos e os de Eucaliptos são os mais importantes para a construção civil. As peças estruturais são normalmente utilizadas roliças ou serradas com tratamento preservativo. Atualmente, existe uma grande disponibilidade destas espécies no Estado. A tabela 1.3 mostra o número de hectares de várias espécies de reflorestamento que existem em cada região do estado.

Tabela 1.3 - Estágio atual do reflorestamento com eucaliptos no Estado de São Paulo. Fonte: Inventário florestal no Estado de São Paulo

Região administrativa	Espécies de Eucaliptos (Área em ha)						total
	saligna	grandis	urophylla	citriodora	spp	outras	
ARAÇATUBA	-	-	-	-	1.009,80	-	1.009,80
BAURU	7.955,39	19.924,19	5.805,43	875,08	18.228,57	243,38	53.032,04
CAMPINAS	7.815,22	20.625,77	2.450,95	2.342,20	55.519,71	3.712,59	92.466,44
LITORAL	2.256,04	1.012,42	2.054,27	-	358,00	616,00	6.296,73
MARÍLIA	63,49	41,91	0,36	610,81	3.297,57	182,59	4.196,73
P. PRUDENTE	-	-	-	-	2.390,65	-	2.390,65
RIB. PRETO	8.624,15	45.013,44	13.506,13	6.864,59	12.585,08	3.633,89	90.227,28
S.J.R. PRETO	-	0,30	-	3,89	2.641,15	-	2.645,34
SÃO PAULO	10.412,07	2.520,39	113,70	-	38.736,53	156,36	51.939,05
SOROCABA	94.516,86	54.137,59	825,57	1.291,73	82.250,29	2.561,15	235.583,19
V. DO PARAÍBA	11.829,04	11.357,51	288,20	-	47.279,00	3,02	70.756,77
TOTAL	143.472,26	154.633,52	25.044,61	11.988,30	264.296,35	11.108,98	610.544,02
(%)	(23,5)	(25,3)	(4,1)	(2,0)	(43,3)	(1,8)	(100,0)

CAPÍTULO 2

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DA MADEIRA

São quatro as propriedades da madeira a serem consideradas no dimensionamento de elementos estruturais: densidade, resistência, rigidez ou módulo de elasticidade e umidade.

A densidade é utilizada na determinação do peso próprio do madeiramento da estrutura, e pode-se adotar o valor da densidade aparente.

Para a resistência, podem ser utilizados valores obtidos em ensaios de caracterização de espécies realizados em laboratório, ou valores de resistências fornecidos pela norma brasileira de estruturas de madeira, que apresenta as propriedades de diversas espécies, ou de acordo com a classe de resistência. Os valores de resistência são determinados convencionalmente pela máxima tensão que pode ser aplicada a corpos-de-prova normalizados e isentos de defeitos até o aparecimento de fenômenos particulares de comportamento além dos quais há restrição de emprego do material em elementos estruturais.

O módulo de elasticidade da madeira determina o seu comportamento na fase elástico-linear. Devem ser conhecidos os módulos nas direções paralela (E_0) e normal (E_{90}) às fibras. Na falta da determinação experimental do módulo de elasticidade na direção normal às fibras pode ser utilizada a seguinte relação:

$$E_{90} = \frac{1}{20} E_0 \quad (2.1)$$

A umidade presente na madeira pode alterar as suas propriedades de resistência e elasticidade. Por isso, essas propriedades devem ser ajustadas em função das condições ambientais onde permanecerão as estruturas. Este ajuste é feito em função das classes de umidade como apresentado na tabela 2.1.

Os valores das propriedades de resistência e elasticidade da madeira apresentados neste trabalho são referentes à umidade padrão de referência de 12%. Caso alguma propriedade seja obtida por ensaios de

laboratório com teor diferente de umidade ($10\% \leq U \leq 20\%$) deve-se fazer a correção pelas seguintes expressões:

$$f_{12} = f_{U\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \text{ (resistência)} \quad (2.2)$$

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right] \text{ (elasticidade)} \quad (2.3)$$

Tabela 2.1 - Classes de umidade (Fonte: NBR 7190:1997)

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	$\geq 25\%$

Para valores de umidade superior a 20 % e temperaturas entre 10°C e 60°C admite-se como desprezível as variações nas propriedades da madeira.

Na hipótese de execução da classificação de um lote de madeira para utilização estrutural, a norma brasileira especifica três procedimentos distintos que podem ser tomados para a caracterização das propriedades de resistência e dois procedimentos para as propriedades de elasticidade, como descritos a seguir:

Caracterização completa da resistência da madeira serrada

Esta caracterização é recomendada para espécies de madeira não conhecidas, e consiste da determinação das seguintes propriedades:

- Resistência à compressão paralela às fibras (f_{c0});
- Resistência à tração paralela às fibras (f_{t0});
- Resistência à compressão normal às fibras (f_{c90});
- Resistência à tração normal às fibras (f_{t90});
- Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras (f_{v0});
- Resistência de embutimento paralelo (f_{e0}) e normal (f_{e90}) às fibras;
- Densidade básica.

Todos os procedimentos para a realização dos ensaios de classificação estão descritos no anexo E da norma brasileira NBR 7190:1997.

Caracterização mínima da resistência da madeira serrada

Esta caracterização é recomendada para espécies de madeira pouco conhecidas, e consiste da determinação das seguintes propriedades:

- Resistência à compressão paralela às fibras (f_{c0});
- Resistência à tração paralela às fibras (f_{t0});
- Resistência ao cisalhamento paralelo às fibras (f_{v0});
- Densidade básica e densidade aparente.

No caso da impossibilidade da execução dos ensaios de tração pode-se admitir que este valor seja igual ao da resistência à tração na flexão.

Caracterização simplificada da resistência da madeira serrada

Para espécies de madeira usuais pode-se fazer a classificação simplificada a partir dos ensaios de compressão paralela às fibras, adotando-se as seguintes relações para os valores característicos das resistências:

$$f_{c0,k} / f_{t0,k} = 0,77$$

$$f_{tm,k} / f_{t0,k} = 1,0$$

$$f_{c90,k} / f_{c0,k} = 0,25$$

$$f_{e0,k} / f_{c0,k} = 1,0$$

$$f_{e90,k} / f_{c0,k} = 0,25$$

$$f_{v0,k} / f_{c0,k} = 0,15 \text{ (para coníferas)}$$

$$f_{v0,k} / f_{c0,k} = 0,12 \text{ (para dicotiledôneas)}$$

Caracterização completa da rigidez da madeira

A caracterização completa da rigidez da madeira é feita por meio da determinação dos seguintes valores, que devem ser referidos à condição padrão de umidade ($U = 12\%$), com a realização de pelo menos dois ensaios:

- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela ($E_{c0,m}$);
- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão normal ($E_{c90,m}$).

Os valores dos módulos de elasticidade na compressão e tração são considerados equivalentes.

Caracterização simplificada da rigidez da madeira

Pode ser feita apenas na compressão paralela às fibras:

- Valor médio do módulo de elasticidade na compressão paralela ($E_{c0,m}$).
- Na direção normal admite-se a relação: $E_{c90} = (1/20) E_{c0}$.

Caso não seja possível a realização de ensaios de compressão paralela, pode-se adotar correlações com valores do módulo de elasticidade na flexão.

Visando a padronização das propriedades da madeira, a norma adota o conceito de classes de resistência, propiciando, assim, a utilização de várias espécies com propriedades similares em um mesmo projeto. Para isto, o lote de madeira deve ter sido classificado e o revendedor deve apresentar certificados de laboratórios idôneos, que comprovem as propriedades do lote dentro de uma das classes de resistência. As tabelas 2.2 e 2.3 apresentam as propriedades das classes de resistência estabelecidas pela NBR 7190:1997, para as coníferas e as dicotiledôneas, respectivamente.

Tabela 2.2 - Classes de resistência das coníferas (Fonte NBR 7190:1997)

Coníferas					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m³)	$\rho_{aparente}$ (kg/m³)
C 20	20	4	3500	400	500
C 25	25	5	8500	450	550
C 30	30	6	14500	500	600

Tabela 2.3 - Classes de resistência das dicotiledôneas (Fonte NBR 7190:1997)

Dicotiledôneas					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{c0,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m³)	$\rho_{aparente}$ (kg/m³)
C 20	20	4	9500	500	650
C 30	30	5	14500	650	800
C 40	40	6	19500	750	950
C 50	50	7	22000	770	970
C 60	60	8	24500	800	1000

No caso da utilização de uma espécie em particular, com a sua identificação correta, e não sendo possível a classificação do lote para a obtenção das propriedades, podem ser utilizados os valores apresentados na tabela 2.4.

2.1 – VALORES REPRESENTATIVOS DAS PROPRIEDADES DA MADEIRA

A realização de ensaios de laboratório para a determinação das propriedades da madeira fornece, a partir da análise estatística dos resultados, valores médios dessas propriedades (X_m).

Para a utilização destas propriedades em cálculos de estruturas de madeira, devem ser obtidos os valores característicos (X_k), e, posteriormente, os valores de cálculo (X_d).

A obtenção de valores característicos para resistência de espécies de madeira já investigadas por laboratórios idôneos, é feita a partir dos valores médios dos ensaios pela seguinte relação:

$$X_{k,12} = 0,7X_{m,12} \quad (2.4)$$

Caso seja feita uma investigação direta da resistência para uma dada espécie de madeira, os valores devem ser obtidos de acordo com o tipo de classificação adotado. Para a caracterização simplificada de espécies usuais deve-se extrair uma amostra composta por pelo menos 6 exemplares, retirados de modo aleatório do lote, que serão ensaiados à compressão paralela às fibras. Já para a caracterização mínima de espécies pouco conhecidas, de cada lote serão ensaiados no mínimo 12 corpos-de-prova, para cada uma das resistências a serem determinadas.

Tabela 2.4 - Propriedades de algumas espécies de madeira (Fonte: NBR 7190:1997)

Nome comum	Nome científico	$\rho_{ap(12\%)} \text{ (Kg/m}^3\text{)}$	$f_{c0,m} \text{ (MPa)}$	$f_{t0,m} \text{ (MPa)}$	$f_{t90,m} \text{ (MPa)}$	$f_{v,m} \text{ (MPa)}$	$E_{c0,m} \text{ (MPa)}$	n
Angelim Araroba	Vataireopsis araroba	688	50,5	69,2	3,1	7,1	12876	15
Angelim Ferro	Hymenolobium spp	1170	79,5	117,8	3,7	11,8	20827	20
Angelim Pedra	Hymenolobium petraeum	694	59,8	75,5	3,5	8,8	12912	39
Angelim Pedra V.	Dinizia excelsa	1170	76,7	104,9	4,8	11,3	16694	12
Branquilho	Terminalia spp	803	48,1	87,9	3,2	9,8	13481	10
Cafearana	Andira spp	677	59,1	79,7	3,0	5,9	14098	11

Canafistula	Cassia ferruginea	871	52,0	84,9	6,2	11,1	14613	12
Casca Grossa	Vochysia spp	801	56,0	120,2	4,1	8,2	16224	31
Castelo	Gossypiospermum praecox	759	54,8	99,5	7,5	12,8	11105	12
Cedro Amargo	Cedrella odorata	504	39,0	58,1	3,0	6,1	9839	21
Cedro Doce	Cedrella spp	500	31,5	71,4	3,0	5,6	8058	10
Champagne	Dipterys odorata	1090	93,2	133,5	2,9	10,7	23002	12
Cupiúba	Goupia glabra	838	54,4	62,1	3,3	10,4	13627	33
Catiúba	Qualea paraensis	1221	83,8	86,2	3,3	11,1	19426	13
E. Alba	Eucalyptus alba	705	47,3	69,4	4,6	9,5	13409	24
E. Camaldulensis	Eucalyptus camaldulensis	899	48,0	78,1	4,6	9,0	13286	18
E. Citriodora	Eucalyptus citriodora	999	62,0	123,6	3,9	10,7	18421	68
E. Cloeziana	Eucalyptus cloeziana	822	51,8	90,8	4,0	10,5	13963	21
E. Dunnii	Eucalyptus dunnii	690	48,9	139,2	6,9	9,8	18029	15
E. Grandis	Eucalyptus grandis	640	40,3	70,2	2,6	7,0	12813	103
E. Maculata	Eucalyptus maculata	931	63,5	115,6	4,1	10,6	18099	53
E. Maidene	Eucalyptus maidene	924	48,3	83,7	4,8	10,3	14431	10
E. Microcorys	Eucalyptus microcorys	929	54,9	118,6	4,5	10,3	16782	31
E. Paniculata	Eucalyptus paniculata	1087	72,7	147,4	4,7	12,4	19881	29
E. Propinqua	Eucalyptus propinqua	952	51,6	89,1	4,7	9,7	15561	63
E. Punctata	Eucalyptus punctata	948	78,5	125,6	6,0	12,9	19360	70
E. Saligna	Eucalyptus saligna	731	46,8	95,5	4,0	8,2	14933	67
E. Tereticornis	Eucalyptus tereticornis	899	57,7	115,9	4,6	9,7	17198	29
E. Triantha	Eucalyptus triantha	755	53,9	100,9	2,7	9,2	14617	08
E. Umbra	Eucalyptus umbra	889	42,7	90,4	3,0	9,4	14577	08
E. Urophylla	Eucalyptus urophylla	739	46,0	85,1	4,1	8,3	13166	86
Garapa Roraima	Apuleia leiocarpa	892	78,4	108,0	6,9	11,9	18359	12
Guaiçara	Luetzelburgia spp	825	71,4	115,6	4,2	12,5	14624	11
Guarucaia	Peltophorum vogelianum	919	62,4	70,9	5,5	15,5	17212	13
Ipê	Tabebuia serratifolia	1068	76,0	96,8	3,1	13,1	18011	22
Jatobá	Hymenaea spp	1074	93,3	157,5	3,2	15,7	23607	20
Louro Preto	Ocotea spp	684	56,5	111,9	3,3	9,0	14185	24
Maçaranduba	Manilkara spp	1143	82,9	138,5	5,4	14,9	22733	12
Mandioqueira	Qualea spp	856	71,4	89,1	2,7	10,6	18971	16

Oiticica Amarela	Clarisia racemosa	756	69,9	82,5	3,9	10,6	14719	12
Pinho do Paraná	Araucaria angustifolia	580	40,9	93,1	1,6	8,8	15225	15
Pinus caribea	Pinus caribea var. caribea	579	35,4	64,8	3,2	7,8	8431	28
Pinus bahamensis	Pinus caribea var.bahamensis	537	32,6	52,7	2,4	6,8	7110	32
Pinus hondurensis	Pinus caribea var.hondurensis	535	42,3	50,3	2,6	7,8	9868	99
Pinus elliottii	Pinus elliottii var. elliottii	560	40,4	66,0	2,5	7,4	11889	21
Pinus oocarpa	Pinus oocarpa shiede	538	43,6	60,9	2,5	8,0	10904	71
Pinus taeda	Pinus taeda L.	645	44,4	82,8	2,8	7,7	13304	15
Quarubarana	Erisma uncinatum	544	37,8	58,1	2,6	5,8	9067	11
Sucupira	Diploptropis spp	1106	95,2	123,4	3,4	11,8	21724	12
Tatajuba	Bagassa guianensis	940	79,5	78,8	3,9	12,2	19583	10

As propriedades de resistência rigidez aqui apresentadas 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.

$f_{c0,m}$ = resistência à compressão paralela às fibras, valor médio.

$f_{t0,m}$ = resistência à tração paralela às fibras, valor médio.

$f_{t90,m}$ = resistência à tração normal às fibras, valor médio.

$f_{v,m}$ = resistência ao cisalhamento, valor médio.

$E_{c0,m}$ = módulo de elasticidade longitudinal obtido no ensaio de compressão paralela às fibras, valor médio.

n = número de corpos de prova ensaiados

Cada lote ensaiado não deve ter volume superior a 12 m³ e todos os valores devem ser expressos para o teor de umidade padrão de 12%.

O valor característico da resistência deve ser estimado pela expressão:

$$X_k = \left(2 \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2}-1} - X_{\frac{n}{2}} \right) \cdot 1,1 \quad (2.5)$$

onde: n = número de corpos-de-prova ensaiados.

Os resultados devem ser colocados em ordem crescente $X_1 \leq X_2 \leq \dots \leq X_n$, desprezando-se o valor mais alto se o número de corpos-de-prova for ímpar e, não se tomando para X_k valor inferior a X_1 e nem a 0,7 do valor médio.

A partir do valor característico determinado da madeira pode-se obter o seu valor de cálculo X_d , pela seguinte expressão:

$$X_d = K_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_w} \quad (2.6)$$

onde:

- γ_w = coeficiente de minoração das propriedades da madeira.
- K_{mod} = coeficiente de modificação.

Coeficientes de modificação (K_{mod})

Os coeficientes de modificação afetam os valores de cálculo de propriedades da madeira em função da classe de carregamento da estrutura, da classe de umidade e da qualidade da madeira utilizada. O coeficiente de modificação é determinado pela expressão:

$$K_{\text{mod}} = K_{\text{mod},1} \cdot K_{\text{mod},2} \cdot K_{\text{mod},3} \quad (2.7)$$

O coeficiente de modificação $K_{\text{mod},1}$ leva em conta a classe de carregamento e o tipo de material empregado (tabela 2.5).

Tabela 2.5 - Valores de $K_{\text{mod},1}$ (Fonte: NBR 7190:1997)

Classes de carregamento	TIPOS DE MADEIRA	
	Madeira serrada	Madeira recomposta
	Madeira laminada colada	
	Madeira compensada	
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 de modificação $K_{\text{mod},2}$ leva em conta a classe de umidade e o tipo de material empregado (tabela 2.6).

Tabela 2.6 - Valores de $K_{mod,2}$ (Fonte NBR 7190:1997)

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

Caso a madeira serrada seja utilizada submersa, deve-se adotar o seguinte valor para o coeficiente de modificação: $K_{mod,2} = 0,65$.

O coeficiente de modificação $K_{mod,3}$ leva em conta a categoria da madeira utilizada. Para madeira de primeira categoria, ou seja, aquela que passou por classificação visual para garantir a isenção de defeitos e por classificação mecânica para garantir a homogeneidade da rigidez, o valor de $K_{mod,3}$ é 1,0. Caso contrário, a madeira é considerada como de segunda categoria e o valor de $K_{mod,3}$ é 0,8.

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

$$E_{co,ef} = K_{mod} = K_{mod,1} \cdot K_{mod,2} \cdot K_{mod,3} \cdot E_{c0,m} \quad (2.8)$$

Coeficientes de ponderação (γ_w)

Para estados limites últimos

A norma brasileira especifica os valores dos coeficientes de ponderação, de acordo com a solicitação:

- Compressão paralela às fibras: $\gamma_{wc} = 1,4$
- Tração paralela às fibras: $\gamma_{wt} = 1,8$
- Cisalhamento paralelo às fibras: $\gamma_{wv} = 1,8$

Para estados limites de utilização

Adota-se o valor básico de $\gamma_w = 1,0$.

CAPÍTULO 3

AÇÕES EM PONTES DE MADEIRA

O texto aqui apresentado foi baseado na normalização nacional sobre o assunto. Inclui recomendações e aspectos existentes nas seguintes normas e textos:

NBR-7190 (1997) - Projeto de estruturas de madeira.

NBR-6120 (1980) - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

NBR-6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações.

NBR-7187 (1986) - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.

NBR-7188 (1984) - Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre.

NBR-7189 (1985) - Cargas móveis para projeto estrutural de obras rodoviárias.

NBR-8681 (1984) - Ações e segurança nas estruturas.

PNB-428 (1974) - Pontes e viadutos ferroviários. Cargas para o projeto.

PFEIL, W. Pontes em concreto armado. 2 Volumes. LTC. 4a. Ed. Rio de Janeiro, 1990.

EL DEBS, M.K. & TAKEIA, T. - Pontes de concreto - Notas de aula, fascículo 2 - Ações nas pontes.

EESC. São Carlos, 1995.

Os tipos de ações que podem incidir sobre uma ponte de madeira são:

Ações Permanentes: ocorrem durante toda a vida útil da construção.

Ações Acidentais: ocorrência é significativa na vida útil da construção.

Ações Excepcionais: probabilidade de ocorrência é muito baixa e de curta duração.

3.1 – AÇÕES USUAIS EM PONTES DE MADEIRA

3.1.1 – CARGAS PERMANENTES

- *Constituídas pelo Peso Próprio dos elementos estruturais:*

Madeira na classe de umidade 1 (12%).

Elementos metálicos das conexões: 3% do peso próprio da madeira.

Admite-se uma variação de no máximo 10% entre o peso próprio real e o estimado inicialmente.

- *Peso Próprio dos elementos não estruturais:*

Revestimentos, guarda-corpo, guarda-rodas, lastros, etc.

Ações diretas ou indiretas avaliadas como permanentes.

Tabela 3.1 - Pesos específicos dos materiais de construção usuais.

Material	Peso (kN/m³)
Concreto Simples	24
Concreto Armado	25
Revestimento Asfáltico	24
Aço	78
Lastro de Brita	17
Madeira	6 a 12

3.1.2 – CARGAS ACIDENTAIS VERTICAIS

São ações variáveis que atuam em função da utilização da construção (pessoas e veículos).

- *Passarelas de Pedestres:*

Classe única com $p = 5 \text{ kN/m}^2$, sem impacto.

- *Pontes Rodoviárias:*

As pontes são divididas em três (3) classes:

Classe 45: Veículo-Tipo pesando 450 kN.

Classe 30: Veículo-Tipo pesando 300 kN.

Classe 12: Veículo-Tipo pesando 120 kN.

Os carregamento a serem considerados são apresentados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Cargas móveis nas pontes

Classe da Ponte	Veículo		Carga uniformemente distribuída				Disposição da carga	
	Tipo	Peso total		p		p'		
		kN	tf	kN/m ²	kgf/m ²	kN/m ²		kgf/m ²
45	45	450	45	5	500	3	300	Carga p em toda a pista Carga p' nos passeios
30	30	300	30	5	500	3	300	
12	12	120	12	4	400	3	300	

A figura 3.1 apresenta a disposição em planta destes carregamentos.

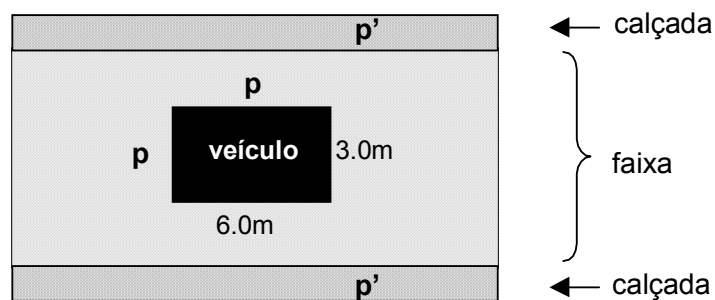


Figura 8.1 - Disposição em planta das cargas móveis

A tabela 3.3 apresenta as características dos veículos, para as três classes, e a figura 3.2 apresenta os detalhes dos mesmos.

Tabela 3.3 - Características dos Veículos

	Unidade	Tipo 45	Tipo 30	Tipo 12
Quantidade de eixos	Eixo	3	3	2
Peso Total do Veículo	kN - tf	450 - 45	300 - 30	120-12
Peso de cada roda dianteira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	20-2
Peso de cada roda traseira	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	40-2
Peso de cada roda intermediária	kN - tf	75 - 7,5	50 - 5	-
Largura de contato b1 de cada roda dianteira	m	0,50	0,40	0,20
Largura de contato b3 de cada roda traseira	m	0,50	0,40	0,30
Largura de contato b2 de cada roda intermediária	m	0,50	0,40	-
Comprimento de contato de cada roda	m	0,20	0,20	0,20
Área de contato de cada roda	m ²	0,20 x b	0,20 x b	0,20 x b
Distância entre eixos	m	1,50	1,50	3,00
Distância entre os centros de roda de cada eixo	m	2,00	2,00	2,00

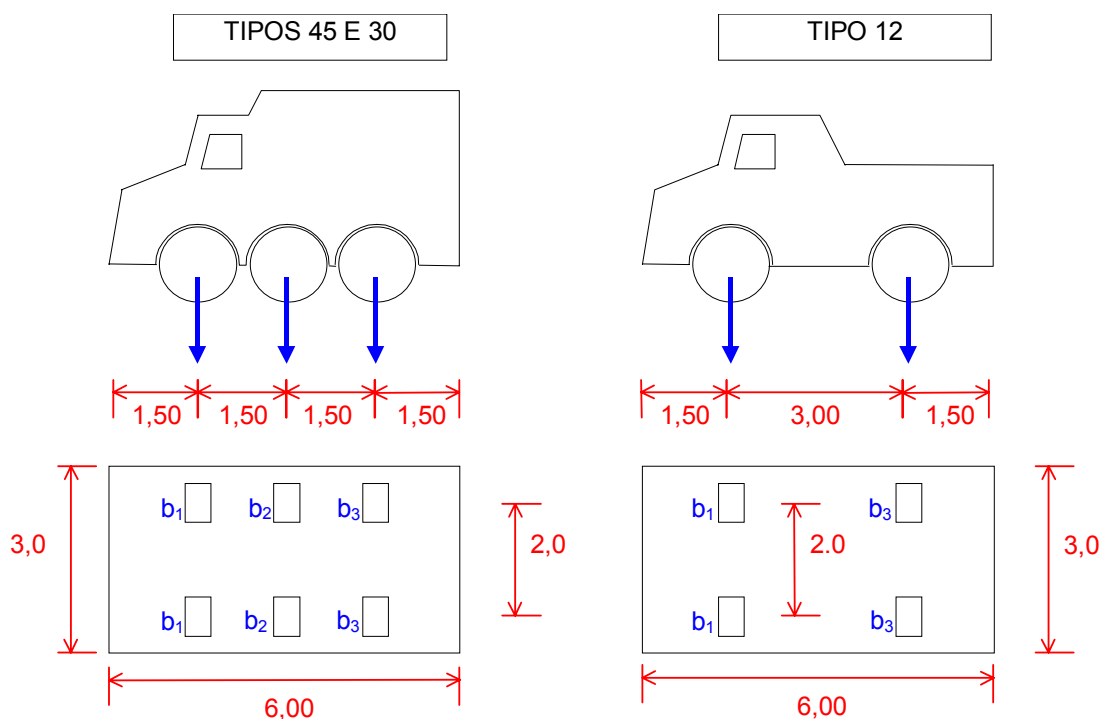


Figura 3.3 - Veículos-Tipo

Para efeito de comparação com as cargas da norma, a figura 3.4 mostra a configuração de alguns veículos usuais.

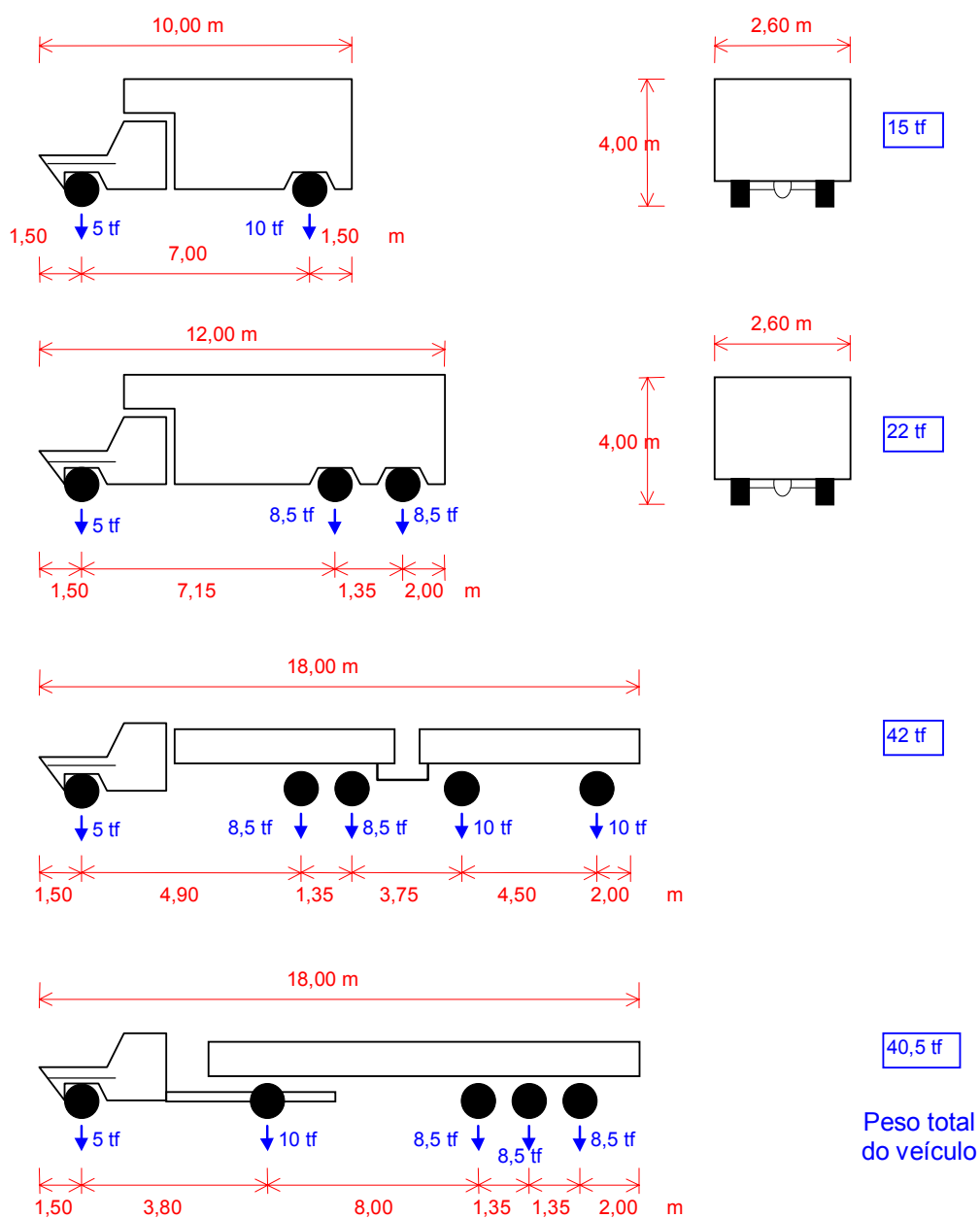


Figura 3.4 – Configuração dos veículos usuais

A partir da distribuição transversal de cargas entre os elementos estruturais que compõem a superestrutura da ponte, pode ser obtido o trem-tipo. A disposição longitudinal do trem-tipo deve

prever a situação mais desfavorável, desconsiderando carregamentos que reduzam solicitações. Como exemplo, a figura 8.5 apresenta a disposição crítica para o caso de momento fletor negativo (no apoio central) e de momento fletor positivo, para o caso de uma viga contínua com dois tramos.

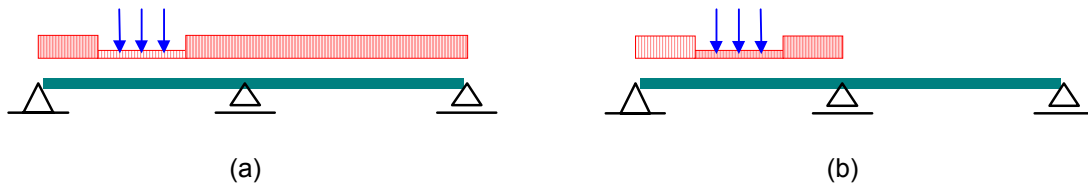


Figura 3.5 - Disposições críticas do trem-tipo para valores máximos de momento fletor negativo (a) e positivo (b)

- Pontes Ferroviárias:

As pontes estão definidas em quatro (4) classes:

TB-360: Quando há transporte de minério de ferro ou equivalente.

TB-270: Carga em geral.

TB-240: Para verificação de estabilidade e projeto de reforço.

TB-170: Transporte de Passageiros.

A figura 3.6 apresenta a forma do trem-tipo e a tabela 3.4 os valores das cargas móveis, para as pontes ferroviárias.

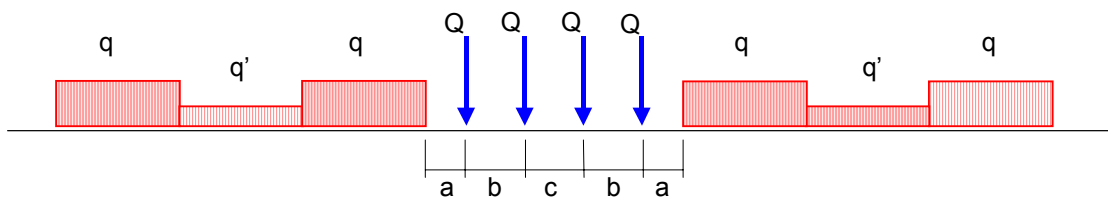


Figura 3.6 - Trem-tipo para as pontes ferroviárias

Tabela 3.4 - Cargas das Composições.

Classe	Q (kN)	q (kN/m)	q' (kN/m)	a (m)	b (m)	c (m)
TB-360	360	120	20	1,00	2,00	2,00
TB-270	270	90	15	1,00	2,00	2,00
TB-240	240	80	15	1,00	2,00	2,00
TB-170	170	25	15	11,00	2,50	5,00

Quando houver três ou mais linhas de tráfego, procurar a situação mais desfavorável entre as situações:

- 2 vias carregadas na situação crítica e as demais descarregadas.
- todas as vias carregadas, mas com redução ρ nas cargas.

Tabela 3.5 - Fatores de Redução ρ .

nº de vias	3	4	5
reductor ρ	0,73	0,66	0,59

No Brasil, os veículos ferroviários usuais são:

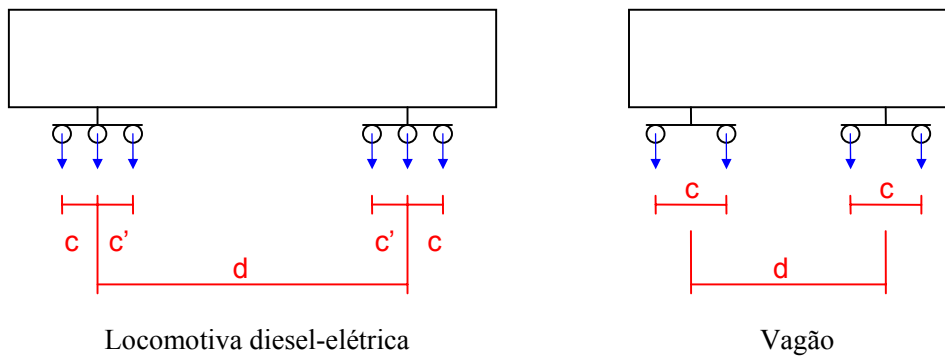


Figura 3.7 - Veículos ferroviários

Tabela 3.6 - Características de Locomotivas e Vagões no Brasil.

Tipo	Distância entre eixos (m)		Distância entre truques (m)	Carga por eixo (kN)	Peso Total (kN)	Bitola (m)	
	c	c'	d				
Locomotiva	GE U20-C	1,60	1,91	12,36	180	1080	1,00
	3371	1,60	1,91	9,60	246	1480	1,60
	3401	2,07	2,07	12,73	272	1630	1,60
	3501	1,70	2,11	9,20	276	1660	1,60
	GE U23-C	2,02	2,12	12,47	300	1800	1,60
Vagão	HAD	1,58	-	6,09	200	800	1,00
	ADE	1,73	-	5,41	250	1000	1,60
	ADF	1,78	-	6,30	298	1190	1,60
	LE	1,73	-	15,15	250	1000	1,60
	TCPE	1,73	-	8,55	250	1000	1,60

A composição mais pesada em operação é a que transporta minério de ferro com 4 locomotivas (de 1800 kN) e 100 vagões (de 1190 kN).

3.1.3 – IMPACTO VERTICAL

O impacto vertical é considerado uma ação de curta duração. Para considerar o efeito dinâmico do impacto vertical sobre as cargas móveis verticais deve-se multiplicá-las por:

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (3.1)$$

onde:

Para ponte em viga: L = vão teórico do tramo.

Para ponte em placa: L = menor dos vãos.

Para pontes ferroviárias: $\alpha = 50$

Para pontes rodoviárias com revestimento de madeira: $\alpha = 20$

Para pontes rodoviárias com revestimento de concreto ou asfalto: $\alpha = 12$

Não se considera o impacto nos encontros, pilares maciços, fundações e passeios.

Devido à maior resistência da madeira às cargas de curta duração, na verificação da segurança nos estados limites últimos, as solicitações nas peças de madeira devidas ao impacto vertical serão multiplicadas por 0,75. Para os elementos metálicos deve-se considerar a totalidade do impacto vertical.

3.1.4 – FORÇAS LONGITUDINAIS

São forças de curta duração, devidas à aceleração e à frenagem dos veículos.

- *Pontes Rodoviárias:*

F_{long} deve ser aplicada sem impacto, 2,00 m acima da superfície de rolamento.

$$F_{\text{long}} \geq \begin{cases} 5\% \text{ do carregamento total do tabuleiro com carga móvel uniformemente} \\ \text{distribuída (aceleração).} \\ 30\% \text{ do veículo-tipo para cada faixa de tráfego (frenagem).} \end{cases}$$

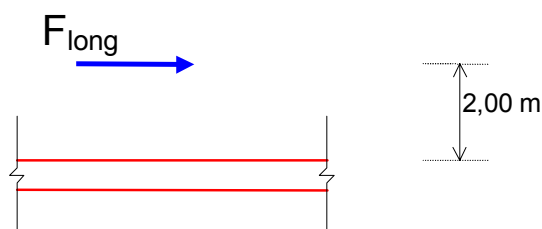


Figura 3.8 – Força longitudinal em pontes rodoviárias

- *Pontes Ferroviárias:*

F_{long} deve ser aplicada sem impacto, 2.40 m acima do topo do trilho. Se for via múltipla, aplicar somente em uma linha.

$$F_{\text{long}} \geq \begin{cases} 15\% \text{ da carga móvel (para a frenagem).} \\ 25\% \text{ do peso total sobre os eixos motores (aceleração).} \end{cases}$$

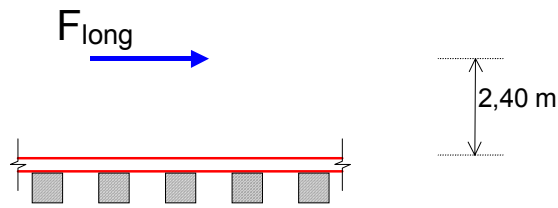


Figura 3.9 - Força longitudinal em pontes ferroviárias

3.1.5 – FORÇA CENTRÍFUGA

Força de curta duração que acontece em pontes curvas.

- Pontes Rodoviárias:

F_{cent} aplicada a uma altura de 2,00m acima da superfície de rolamento com impacto vertical no peso.

$$F_{cent} \geq \begin{cases} 20\% \text{ do peso do veículo por faixa de tráfego, quando o raio de curvatura} \\ R \leq 300 \text{ m.} \\ 6000/R) \% \text{ do peso do veículo por faixa de tráfego, quando o raio de curvatura} \\ R > 300 \text{ m.} \end{cases}$$

- Pontes Ferroviárias:

F_{cent} aplicada com impacto vertical no peso, a uma altura de 1.60m acima do topo dos trilhos.

$$F_{cent} \geq \begin{cases} \text{Bitola 1,60m: } 12\% \text{ da carga móvel, quando } R \leq 1000 \text{ m.} \\ \quad (12000/R)\%, \text{ quando } R > 1000 \text{ m.} \\ \text{Bitola 1,00m: } 8\% \text{ da carga móvel, quando } R \leq 600 \text{ m.} \\ \quad (4800/R)\%, \text{ quando } R > 600 \text{ m.} \end{cases}$$

3.1.6 – VENTO

A natureza da ação do vento é de curta duração. A ação do vento nas edificações segue o disposto na NBR-6123. Pela NBR-7190/97 a ação do vento sobre veículos e pedestres deve ser considerada como segue:

- Passarela de Pedestres: com valor característico igual a 1,80 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura de 0,85 m acima do piso.

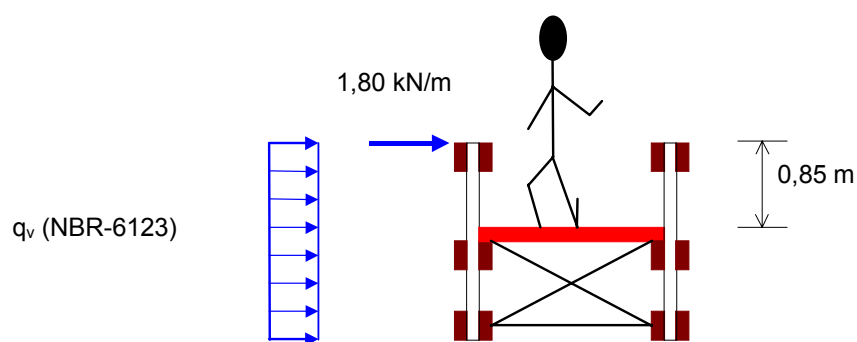


Figura 3.10 - Vento sobre passarela.

- *Pontes Rodoviárias*: com valor característico igual a 2,00 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura de 1,20 m acima da superfície de rolamento.

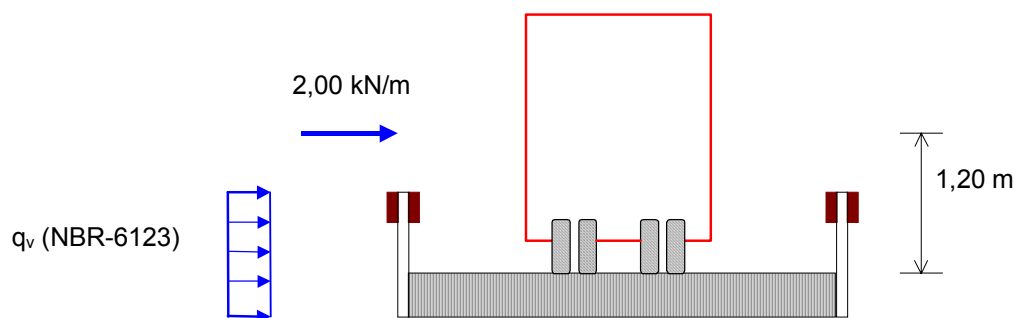


Figura 3.11 - Vento sobre veículo

- *Pontes Ferroviárias*: com valor característico igual a 3,00 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura acima do topo dos trilhos de 2,40 m para bitola de 1,60 m e 2,00 m para bitola métrica (1,00 m).

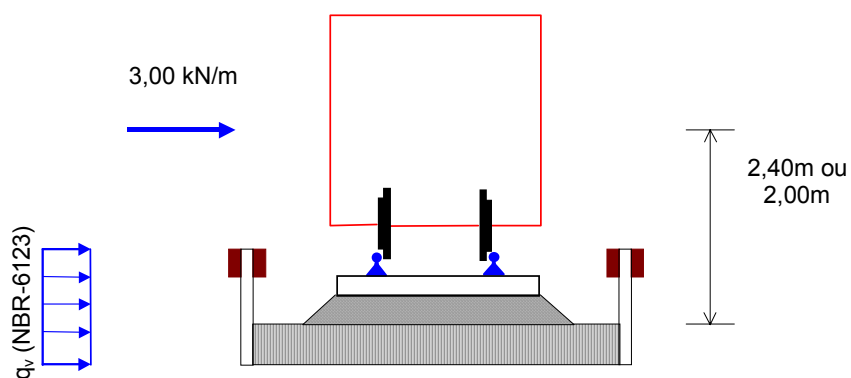


Figura 3.12 - Vento sobre trem.

Para os elementos metálicos considerar a totalidade da força do vento.

3.1.7 – IMPACTO LATERAL

Somente nas pontes ferroviárias provocadas pela folga entre rodas e trilhos. O valor da força de impacto lateral deve ser de 20% da carga do eixo mais pesado.

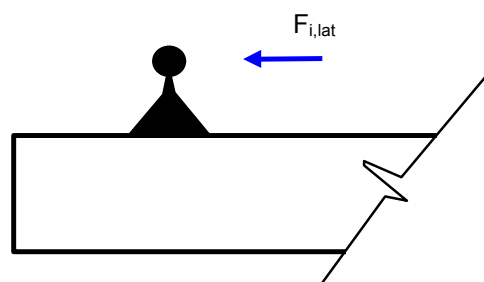
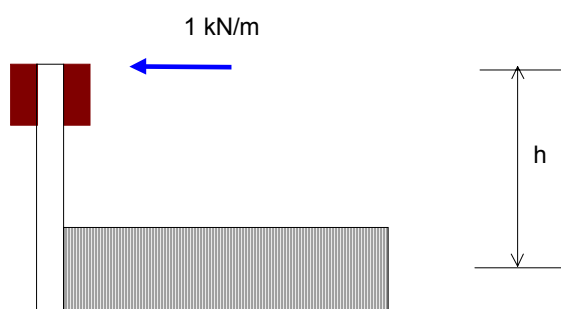


Figura 3.13 - Impacto lateral

Em pontes curvas não se deve somar os efeitos do impacto lateral com o da força centrífuga. Deve-se considerar o efeito mais desfavorável.

3.1.8 – FORÇA NO GUARDA-CORPO

A ação acidental no guarda-corpo é composta por uma força uniformemente distribuída (1kN/m), ao longo do seu comprimento, aplicada horizontalmente na sua parte superior, conforme mostrado na figura 3.14.



3.14 - Força no guarda-corpo

3.1.9 – FORÇA NO GUARDA-RODAS

Em pontes rodoviárias são verificadas para uma força aplicada horizontalmente no seu topo de 60 kN, sem impacto.

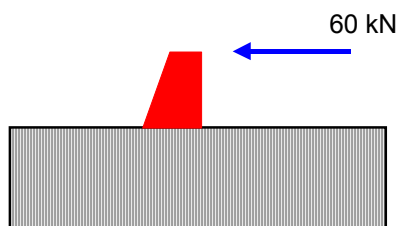


Figura 3.15 - Força no guarda-rodas

3.2 – COMBINAÇÕES E AÇÕES EM PONTES DE MADEIRA

Na NBR 7190 (1997) estão definidas as combinações necessárias para verificar os estados limites últimos e os estados limites de utilização. No caso específico de pontes de madeira as combinações geralmente se restringem às combinações últimas normais para os estados limites últimos e às combinações de longa duração para os estados limites de utilização definidas na NBR 7190 (1997). A simplificação acima reflete a consideração apenas das ações permanentes normais e do trem tipo associado ao seu efeito dinâmico principal que é o impacto, nas combinações mencionadas.

As combinações utilizam fatores de ponderação das ações as quais consideram as probabilidades de ocorrência simultâneas das ações e, ao mesmo tempo, consideram as variações que podem ocorrer nas avaliações do projetista.

Para a avaliação dos estados limites últimos são definidas três combinações possíveis. As combinações últimas normais, as combinações especiais (ou de construção) e as combinações excepcionais. Para a avaliação dos estados limites de utilização, podem ser efetuadas combinações de longa duração, média duração, curta duração ou instantânea, de acordo com o rigor que se pretende nesta verificação.

Nas combinações para os estados limites últimos, os coeficientes γ_G das ações permanentes (tabelas 3.7 e 3.8) ponderam os valores das ações para os efeitos favoráveis e desfavoráveis. Quando, nas ações permanentes, o peso próprio da estrutura é maior que 75% da totalidade das ações permanentes, devem ser considerados os valores de ponderação da tabela 3.7 (pequena variabilidade) e quando não, os da tabela 3.8 (grande variabilidade).

Tabela 3.7 - Ações permanentes de pequena variabilidade (Fonte NBR 7190/97)

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	$\gamma_g = 1,1$	$\gamma_g = 1,0$

Tabela 3.8 - Ações permanentes de grande variabilidade (Fonte NBR 7190/97)

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	$\gamma_g = 1,2$	$\gamma_g = 0,9$

Nas combinações para os estados limites últimos, as ações variáveis são ponderadas através dos coeficientes γ_Q de acordo com a natureza da ação apresentada na tabela 3.9.

Tabela 3.9 - Ações variáveis (Fonte NBR 7190/97)

Combinações	Ações variáveis em geral incluídas as cargas acidentais móveis	Efeitos da temperatura
Normais	$\gamma_q = 1,4$	$\gamma_\varepsilon = 1,2$
Especiais ou de Construção	$\gamma_q = 1,2$	$\gamma_\varepsilon = 1,0$
Excepcionais	$\gamma_q = 1,0$	$\gamma_\varepsilon = 0$

Quando houver mais de uma ação variável a ser considerada, deve-se ponderar a probabilidade de ocorrência simultânea das mesmas através dos valores de ψ_j da tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Fatores de combinação e de utilização - Síntese. (Fonte NBR 7190/97)

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 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 (não especializadas)	0,8	0,6	0,4

3.2.1 – COMBINAÇÕES ÚLTIMAS NORMAIS (ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS)

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gi} F_{Gi,k} + \gamma_Q \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k} \right] \quad (3.2)$$

onde $F_{Gi,k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1,k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada e $\psi_{0j} * F_{Qj,k}$, os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis, determinados de acordo com a tabela 3.10. Em casos especiais, devem ser consideradas duas combinações referentes às ações permanentes: em uma delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis à segurança.

3.2.2 – COMBINAÇÕES DE LONGA DURAÇÃO (ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO)

As combinações de longa duração são consideradas no controle usual das deformações das estruturas. Nestas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração. Estas combinações são expressas por:

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (3.3)$$

CAPÍTULO 4

SISTEMAS ESTRUTURAIS E CONSTRUTIVOS DE PONTES DE MADEIRA

As pontes de madeira seguem, em linhas gerais, os mesmos sistemas estruturais de outros materiais. Por outro lado, como o material madeira é extremamente versátil e associado ao quesito leveza, têm-se soluções únicas para algumas situações. Pode-se trabalhar na questão de concepção de projeto basicamente com elementos lineares e elementos bidimensionais. Além da madeira maciça, em toras ou serrada, dispõem-se de composições destes elementos como chapas de madeira laminada compensada, laminated veneer lumber (LVL - chapa laminada prensada de madeira), madeira recomposta (MDF), etc.

4.1 – PONTES EM VIGA

As pontes em vigas são as mais práticas e comumente encontradas para pontes de madeira. As vigas são, geralmente, utilizadas na forma de vão único (vigas bi-apoiadas). Quando o comprimento é excessivo, pode-se construir apoios intermediários (vigas contínuas). As variações de seção transversal são apresentadas a seguir.

Vigas simples de peças roliças

É a seção mais simples de se obter, mas sua utilização deve ser orientada por algumas disposições construtivas e cuidados especiais. Em primeiro lugar deve-se atentar ao fato de que, nas toras, diferentemente das vigas serradas, há a presença do alburno. A durabilidade natural do alburno é baixa mas, por outro lado, é mais fácil o tratamento químico sobre pressão por ser mais permeável (menos denso). Outra questão relevante é a de que a geometria cônica das toras faz com que seja obrigatória a compensação longitudinal entre os diâmetros do topo e da base e a regularização do tabuleiro. Das espécies utilizadas em construções de pontes pode-se obter diâmetros da base de 70 cm ou mais. Os comprimentos disponíveis dependem das espécies utilizadas, podendo ultrapassar 20 m, por exemplo, para o Eucalipto citriodora. De qualquer forma, trata-se de comprimentos muito acima dos limites impostos pelas serrarias nos desdobros.



Figura 4.1 – Ponte em vigas roliças

Vigas com peças roliças compostas

Pelas questões expostas anteriormente, principalmente com relação às baixas propriedades mecânicas do alburno e os altos comprimentos obtidos, HELLMEISTER, 1978 associou duas ou mais seções roliças. Esta associação geralmente é realizada por parafusos passantes transversais associados a elementos para transmitir as tensões de cisalhamento, tais como tarugos ou anéis metálicos. Obviamente, essas associações permitem utilizar toras de diâmetros menores, aumentando a relação rigidez peso da viga. Deve-se lembrar que existem perdas significativas de resistência e rigidez da seção (enfraquecimentos das seções e flexibilidade das ligações) limitando o número ideal de seções associadas. Cuidado especial deve ser tomado quanto a durabilidade, pois os furos e entalhes são vias naturais de penetração de umidade na parte central das toras, região menos protegida pelo tratamento preservativo.

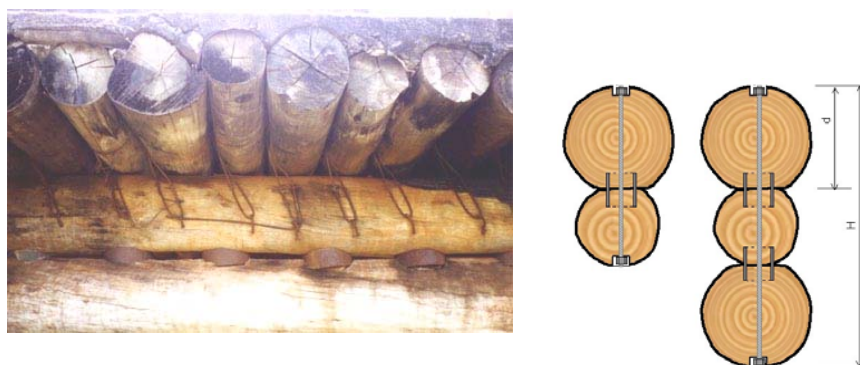


Figura 4.2 - Ponte em viga com peças roliças compostas

Vigas de peças serradas

As pontes em vigas que utilizam peças maciças serradas são, em princípio, as de menores vãos. Os vãos raramente ultrapassam 4m sem que grandes seções (difíceis de obter) sejam necessárias. As seções dos elementos geralmente variam de 10cm x 30cm até 20cm x 50cm e os comprimentos de 3m a 7 m. A geometria facilita as ligações entre os elementos da superestrutura bem como desta com a infra-estrutura.

Um tipo particular das pontes em vigas é a ponte barragem (figura 4.3). Elas são destinadas às travessias de grandes rios de pequena profundidade como os encontrados no pantanal Mato-grossense. Estas estruturas são chamadas pontes barragens porque seus vários pilares dispostos próximos entre si (geralmente 2 ou 3 m) formam uma barreira visual e física ao longo do rio. Geralmente são construídas em vigas simplesmente apoiadas em consoles sobre os pilares.



Figura 4.3 -Vigas de peças serradas

Vigas de peças serradas compostas

A função básica destas associações é aumentar a rigidez dos elementos seguindo os mesmos princípios de montagem da associação de toras (parafusos passantes e tarugos) mas com as vantagens de possuírem maior área de contato, linearidade longitudinal e peças mais resistentes. As associações usuais em T, I ou H, muito comuns em estruturas de cobertura, não são indicadas aqui já que as ações são elevadas e as possibilidades de ligações entre as seções são limitadas.

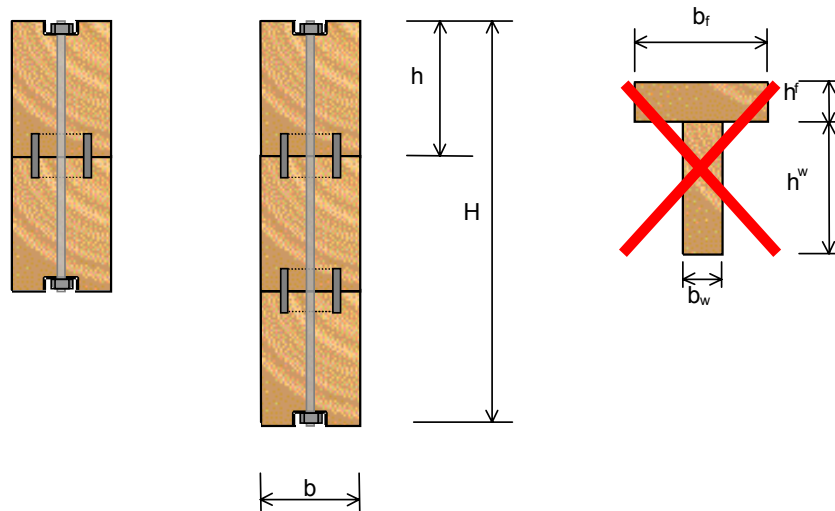


Figura 4.4 - Seção de vigas compostas com peças serradas

Vigas laminadas coladas

As vigas laminadas coladas são, atualmente, objeto de estudo em várias partes do mundo. Podem ser fabricadas com qualquer seção transversal, observadas apenas as restrições industriais (as prensas geralmente não fabricam alturas de seção maiores que 1,5 m) e de transporte da peça. Existem padronizações nas dimensões, mas é recomendável consultar o fabricante específico. Podem ser utilizadas em pontes com vãos superiores a 20 m desde que seja possível transportar tais elementos até o local da obra. Outras características das peças laminadas coladas é que podem ser fabricadas com diferentes formatos (vigas curvas, seções variáveis, etc.) e a qualidade do material produzido é maior que da madeira original. Estão sendo utilizadas vigas de MLC com armadura (passiva ou ativa) de aço ou fibras.



Figura 4.5 – Ponte com Vigas Laminadas Coladas

Vigas compostas por peças serradas e compensados

Elementos mais utilizados em estruturas de coberturas, as vigas compostas permitem seções de alta resistência e rigidez, permitindo a aplicação em pontes de madeira. Geralmente são associações de peças serradas dispostas nas mesas (também como travamento interno) absorvendo as tensões normais e chapas estruturais de madeira compensada, LVL (laminated veneer lumber), MDF (madeira recomposta) ou OSB (oriented strand boards) como alma para absorver as tensões tangenciais.

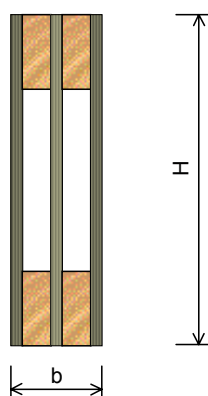


Figura 4.6 - Seção típica de vigas compostas por peças serradas e chapas de compensado

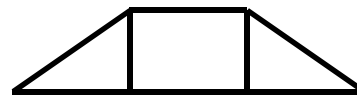
Vigas treliçadas

As treliças sempre foram muito utilizadas nas estruturas de madeira e aço. Suas geometrias permitem estruturas de elevada rigidez, com baixo peso final. Em madeira, as treliças são basicamente construídas com peças serradas, roliças ou laminadas coladas. Obviamente esta utilização depende da região em questão, pois variam a disponibilidade de materiais, o domínio das tecnologias e a tradição de construção. As ligações podem ser realizadas por pregos, parafusos, cavilhas, anéis, chapas com dentes estampados, etc. O que caracteriza uma treliça é que seus elementos estarão submetidos predominantemente às tensões normais de tração ou compressão.

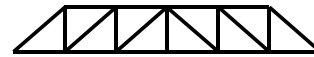
Existem muitos tipos de treliças (ou associações destas com outras estruturas) e na figura 4.7 apresentam-se alguns deles.



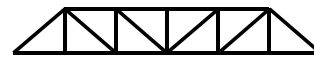
Treliça "King" com Postes



"Treliça Queen" com Postes



Treliça de Howe



Treliça de Pratt



treliçado de Town



Treliça Bowstring

Figura 4.7 - Pontes em treliça

4.2 – PONTES EM ARCO

Os arcos têm sido muito utilizados em estruturas de pontes de madeira desde a antiguidade. O principal fator para esta prática é que as altas solicitações oriundas da flexão que ocorreriam em vigas passam a atuar em escala menor nos arcos onde predominam as tensões de compressão. Outro fator relevante é a estética proporcionada pelos arcos em pontes onde são, praticamente, ícones destas estruturas. Na figura 4.8 estão algumas definições relacionadas às pontes em arco, e em seguida, na figura 4.9, algumas ilustrações da tipologia usual.

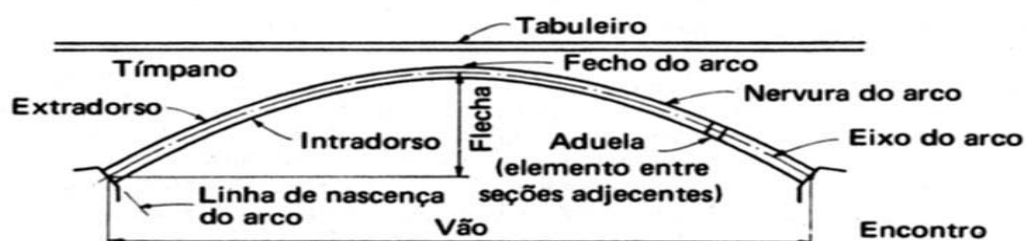


Figura 4.8 – Nomenclatura de pontes em arco. Fonte O'connor, C. (1975)

Como a madeira é um material natural (não moldável), as seções usualmente utilizadas para pontes em arco são as peças de madeira serrada para os arcos treliçados ou peças laminada colada quando os elementos são de alma cheia. Os vãos alcançados por estes sistemas chegam a 30 metros, para peças de alma cheia, e mais de 50m, se utilizados arcos treliçados.

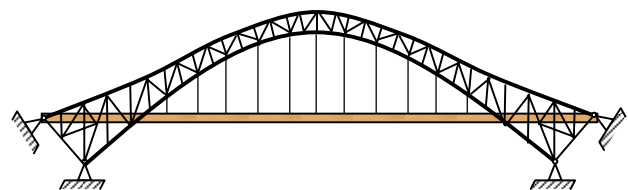
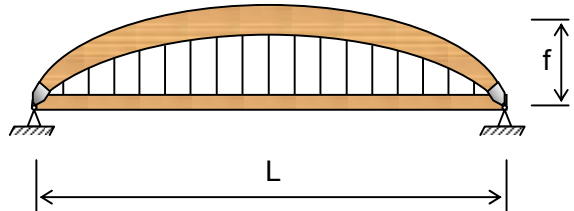
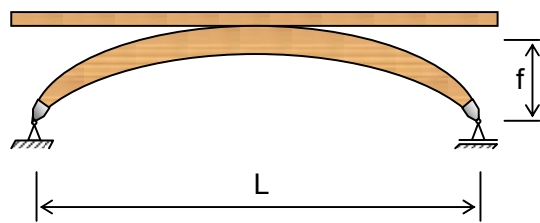
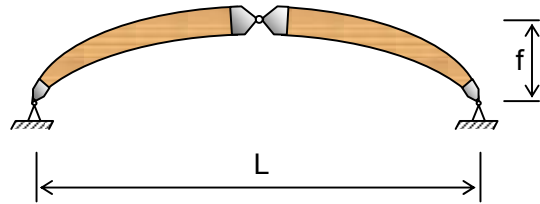
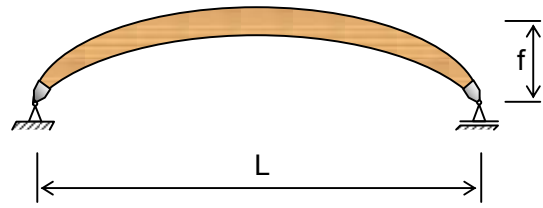
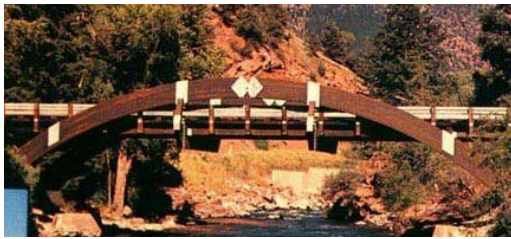


Figura 4.9 – Pontes em arco.

4.3 – PONTES EM PÓRTICO

Os pórticos são desejáveis porque os sistemas têm a finalidade de transmitir as cargas de apoios intermediários para as extremidades e permitem uma distribuição mais homogênea das solicitações. O maior problemas dos pórticos são as emendas e as ligações em ângulo, onde altas solicitações encontram baixas resistência e rigidez do material e das ligações. Estas estruturas são aplicáveis para vãos médios (em torno de 30m). Atenção especial deve ser dada à questão das emendas devido à ação dinâmica para a qual a ponte deve ser projetada.

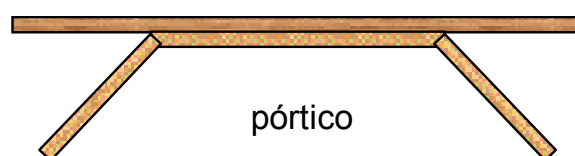


Figura 4.10 - Pontes em pórtico

A utilização de postes de eucalipto citriodora, interligados por anéis metálicos, possibilitou a construção de várias pontes de madeira, com diversos sistemas estruturais. O sistema estrutural mais elementar, que é o de vigas simplesmente apoiadas, apresenta o inconveniente da limitação do vão máximo que pode ser empregado, em torno de 10 metros. O sistema estrutural em pórtico, mostrado na figura 4.11, é interessante para ser utilizado em vãos maiores. Como exemplo de pontes construídas com este sistema, podem ser citadas: ponte sobre o Ribeirão dos Porcos, na rodovia Cambaratiba-Borborema – SP, com 21 metros de comprimento (15 metros de vão central em estrutura em pórtico, e dois trechos laterais simplesmente apoiados com 3 metros), uma faixa de tráfego; ponte construída na granja Vespaziano, em Vespaziano-MG, com 34 metros de comprimento total (20 metros de vão central em estrutura em pórtico e dois tramos laterais simplesmente apoiados com 7 metros de comprimento), uma faixa de tráfego.

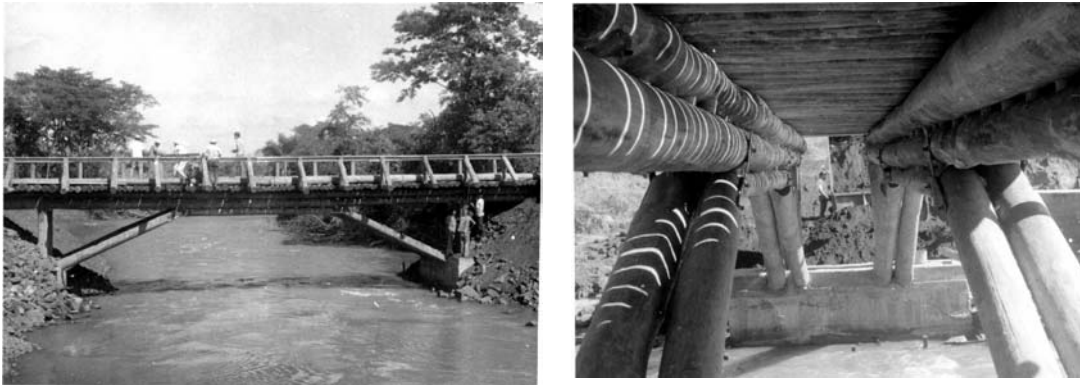


Figura 4.11 - Ponte em pórtico sobre o Ribeirão dos Porcos

4.4 – PONTES EM PLACA

Nesse sistema, às vezes definido de forma simplista como tabuleiro, a superestrutura da ponte é a própria placa não havendo outros elementos contribuindo para distribuir as ações para a subestrutura da ponte (tais como vigas e transversinas). O comportamento de placa é desejável no sentido que a placa (quando rígida) é totalmente mobilizada pelas ações fazendo com que sejam desnecessários elementos discretos como longarinas para aumentar a rigidez do sistema. Por outro lado, o conjunto da placa passa a necessitar alturas maiores que o tabuleiro comum de distribuição (quanto pior for o sistema que une os elementos na forma de placa, maior será a seção necessária destes elementos). As pontes em placa cujas seções transversais usuais são apresentadas na figura 4.12, geralmente se destinam a pontes de pequenos e médios vãos, isto é, até 15 m.

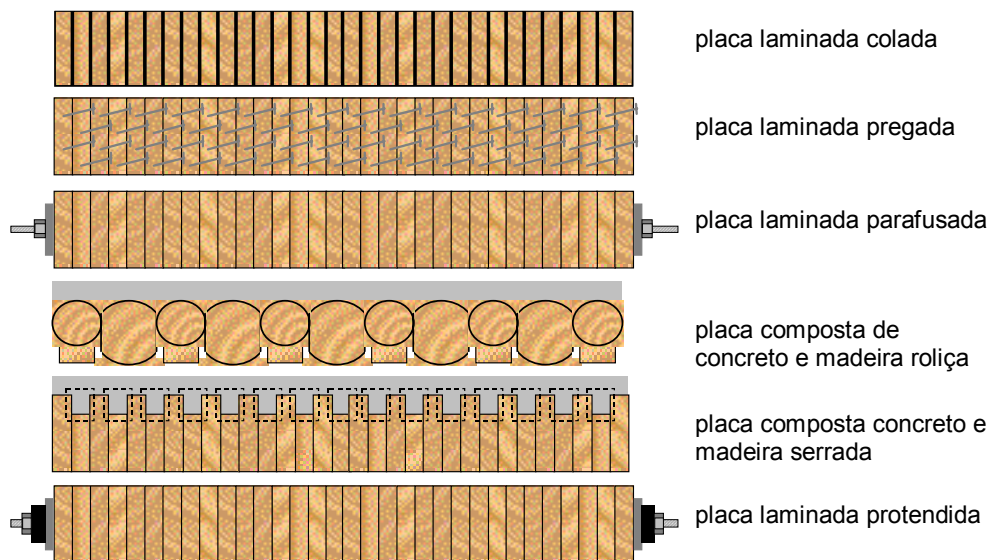


Figura 4.12 - Pontes em placa

CAPÍTULO 5

TABULEIROS DE PONTES DE MADEIRA

Define-se tabuleiro como a parte da superestrutura da ponte que forma a pista de rolamento e distribui as cargas das rodas dos veículos para as vigas principais. O tipo, a espessura e o material do tabuleiro são baseados no peso e volume de tráfego que ele precisa suportar. Os tabuleiros de madeira são tipicamente construídos de um ou três materiais: pranchas de madeira serrada, madeira laminada pregada e madeira laminada colada. Os tabuleiros compostos de concreto e madeira também são usados nas superestruturas de pontes em algumas aplicações.

5.1 – PRANCHAS DE MADEIRA SERRADA

Os tabuleiros compostos de pranchas de madeira serrada são os tipos mais antigos e simples. Estas pranchas têm espessura entre 6 cm e 16 cm e largura entre 25 a 30 cm, são dispostas na direção transversal e fixadas diretamente nas vigas principais de madeira com pregos de grandes dimensões (figura 5.1). Também podem ser usadas longitudinalmente fixadas em transversinas.

Os tabuleiros de pranchas de madeira dispostos na posição transversal e horizontal são práticos em pontes de pequenos vãos ou de uso especial. Eles não são à prova d'água e apresentam pouca proteção dos materiais para os efeitos de intemperismos. Pavimentação asfáltica não é prática nos tabuleiros de pranchas devido aos grandes deslocamentos do tabuleiro que podem causar fissuras no asfalto e a conseqüente deterioração da madeira.

Um outro tipo de tabuleiro com pranchas de madeira é o constituído por duas camadas ortogonais de pranchas superpostas formando um ângulo de 45 graus com o eixo longitudinal da ponte (figura 5.2). Nos cruzamentos, as peças das duas camadas são solidarizadas entre si por meio de pregos ou cavilhas. Nesse caso, as pranchas apresentam de 3 a 6 cm de espessura e 12 a 16 cm de largura, são fixadas nas transversinas e longarinas também por meio de pregos ou cavilhas.

As vantagens desse arranjo são:

- o tabuleiro trabalha como placa permitindo uma melhor distribuição das cargas sobre as vigas principais;
- o tabuleiro funciona como um importante elemento de contraventamento para as vigas principais (efeito diafragma).

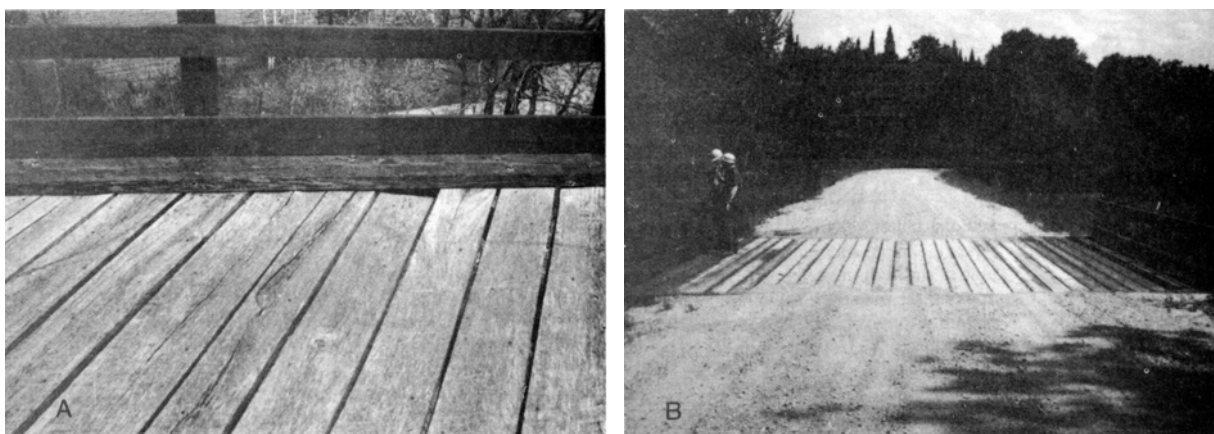


Figura 5.1 - Tabuleiros transversal e longitudinal de pranchas de madeira serrada



Figura 5.2 - Tabuleiros de pranchas cruzadas de madeira serrada (vista da camada superior)

5.2 – MADEIRA LAMINADA PREGADA

Os tabuleiros de madeira laminada pregada são construídos com peças serradas, geralmente com 6 cm de espessura e 12 a 30 cm de altura. As lâminas são colocadas com a maior dimensão na direção vertical e pregadas justapostas para formar uma superfície contínua (figura 5.3).

Os tabuleiros pregados são mais comumente usados na orientação transversal das vigas longitudinais, cujo espaçamento pode variar entre 60 a 180 cm. São também usados longitudinalmente sobre transversinas, de modo análogo aos tabuleiros longitudinais.

Os tabuleiros de madeira pregada foram os tipos mais comuns usados nos anos 20 aos 60, do século passado, em países como os Estados Unidos e o Canadá. Seu uso vem diminuindo significativamente desde a introdução da madeira laminada colada.

Embora muitos tabuleiros de madeira laminada pregada tenham tido um comportamento satisfatório por mais de 40 anos, o projeto não é o mais adequado, a menos que as vigas principais sejam pouco espaçadas. Com o aumento do espaçamento das vigas, aumenta o deslocamento no tabuleiro. Este deslocamento, somado às mudanças dimensionais causadas pela variação da umidade, provoca delaminação, isto é, solta as peças do tabuleiro, reduzindo a integridade do material e, conseqüentemente, a vida útil das estruturas.

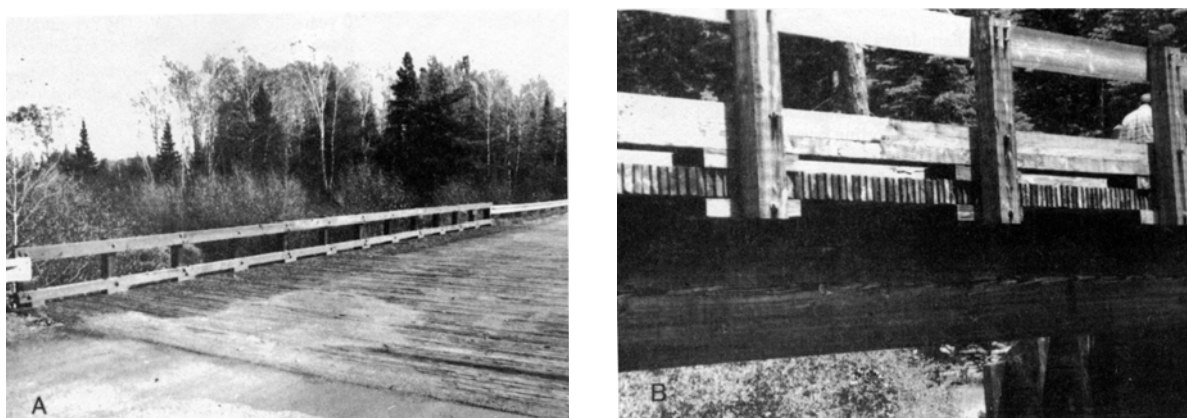


Figura 5.3 - Tabuleiros de madeira laminada pregada

5.3 – MADEIRA LAMINADA COLADA

Os tabuleiros de MLC são construídos de painéis com dimensões que podem variar de 10 até 20 cm (espessura) e 100 a 150 cm (largura). Eles são usados tanto na direção transversal como longitudinal, apoiados sobre vigas de MLC ou vigas metálicas.

Os critérios de dimensionamento para painéis de MLC foram desenvolvidos nos anos 70 no Forest Products Laboratory (FPL), Madison, EUA. São os tipos mais comuns de tabuleiros de madeira e usados em duas configurações básicas, não conectados e conectados (figura 5.4).

Os painéis não conectados são colocados lado a lado, sem solidarização entre painéis adjacentes. Os painéis conectados são ligados com pinos metálicos para melhorar a distribuição de cargas e reduzir os deslocamentos diferenciais nas juntas entre os painéis. Estes têm custo mais elevado na fabricação e construção, mas podem resultar em painéis mais esbeltos e, com isto, melhorar as condições de suporte para o revestimento superficial de asfalto.

Os painéis de MLC são mais resistentes e rígidos em relação aos de pranchas ou pregados. Isto se deve à homogeneidade do adesivo entre as lâminas e à dispersão das características de resistência da MLC. Estes painéis podem ser construídos para formar uma superfície à prova d'água e também para proteger as vigas principais e outros componentes. Devido ao aumento da rigidez, estes tabuleiros também fornecem uma base mais rígida para o pavimento asfáltico, que é frequentemente usado como um protetor superficial. Os painéis são completamente fabricados e pré-furados antes do tratamento preservativo, apresentando vida útil que pode alcançar 50 anos ou mais. Detalhes de ligações dos tabuleiros com a viga principal são apresentados a seguir, na figura 5.5.

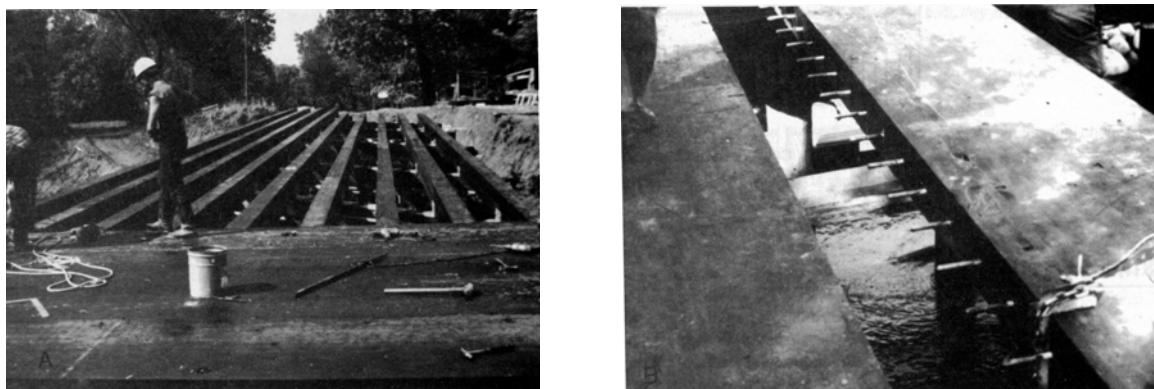


Figura 5.4 - Tabuleiros de madeira laminada colada



Figura 5.5 – Ligação dos tabuleiros de madeira laminada colada

5.4 – COMPÓSITOS DE MADEIRA E CONCRETO

Os tabuleiros compostos de madeira e concreto consistem de uma laje de concreto rigidamente conectada aos elementos estruturais de madeira de tal modo que a construção funciona como um monolito. Em vigas simplesmente apoiadas, o concreto resiste à compressão enquanto a madeira resiste à tração. Nas regiões de apoio intermediários de vigas contínuas, o contrário é verdadeiro.

Há dois tipos básicos de tabuleiros compostos de madeira/concreto: tabuleiros em vigas T e tabuleiros em lajes (figura 5.6).

Os tabuleiros em vigas T são construídos fundindo a laje de concreto, que forma o flange do T, na viga de MLC, que forma a alma do T. A ação conjunta entre a madeira e o concreto é proporcionada por conectores de cisalhamento dispostos ao longo dos topos da viga de MLC.

Em anos recentes, vários tabuleiros T compostos têm sido construídos, mas eles não são largamente usados devido ao alto custo da fabricação da viga e o custo final da concretagem no local (figura 5.7).

Os tabuleiros em lajes são construídos pela utilização de uma camada de concreto em uma base contínua de peças de madeira pregadas longitudinalmente. As peças de madeira são colocadas lado a lado na direção do fluxo do tráfego (longitudinal), com lâminas alternadas de diferentes alturas, variando de 3 cm a 5 cm, para formar encaixes na base. A ação composta entre a madeira e o concreto é mais efetiva com o uso de elementos triangulares de aço, presos nos encaixes.

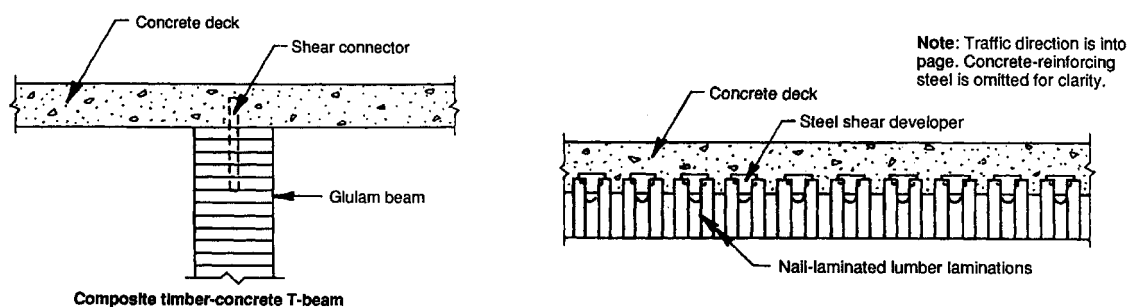


Figura 5.6 - Tabuleiros compostos de madeira e concreto.

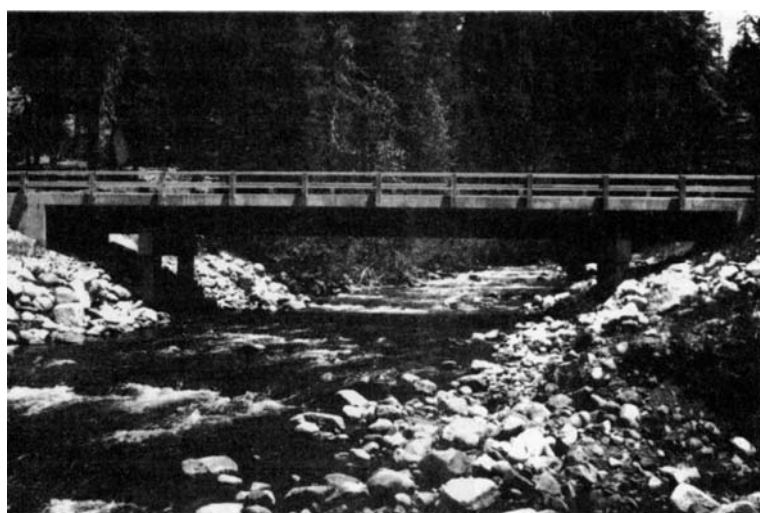


Figura 5.7 - Ponte com tabuleiro em viga T

Um outro tipo de tabuleiro composto madeira/concreto é o formado por peças roliças de madeira, revestido por uma camada de concreto.

A fixação das peças do tabuleiro é feita alternadamente nas vigas principais, através de tiras metálicas de 3 mm de espessura por 30 mm de largura, com parafusos de rosca soberba. Sobre o tabuleiro é colocada uma camada de concreto simples para promover a regularização da superfície e a distribuição da carga das rodas sobre o tabuleiro da ponte. Uma camada de asfalto é colocada sobre o concreto com a finalidade de proteger as peças de madeira e regularizar a superfície de concreto. A figura 5.8 ilustra este tipo de tabuleiro.

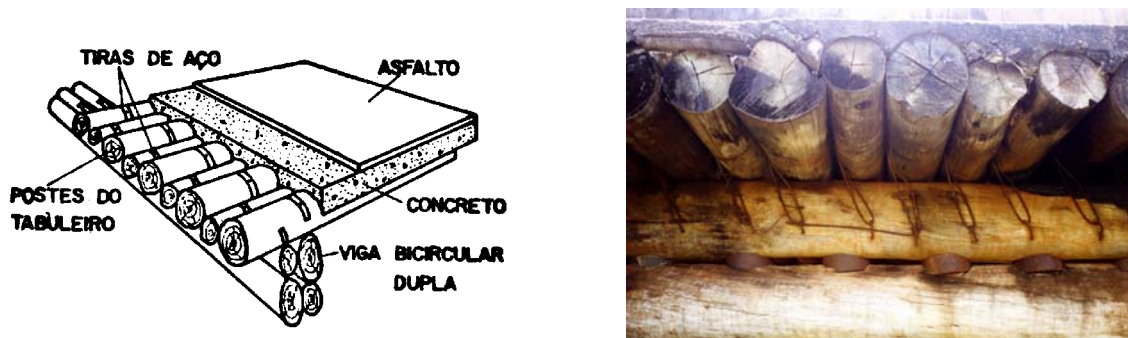


Figura 5.8 - Tabuleiros compostos de peças roliças de madeira e concreto

Outra alternativa para os tabuleiros compostos madeira/concreto, também utilizado com peças roliças, foi desenvolvido pelo grupo de pesquisa da Universidade Politécnica de Lausanne. A figura 5.9 mostra o projeto de um tabuleiro em placa construído sobre o rio Orbe, na Suíça, com vão de 13 metros e 4 metros de largura. O tabuleiro é constituído por oito postes de madeira com 13 metros de comprimento e diâmetros variando entre 48 cm e 72 cm, instalados alternando a base com o topo dos postes. Para se obter uma largura constante de 48 cm nas peças circulares, os postes foram serrados nas duas faces laterais e entalhados em forma de cunha ao longo do comprimento para garantir a transferência das forças tangenciais. O nivelamento dos postes é realizado, na face superior do tabuleiro, através da colocação de calços de madeira pregados nos apoios, compensando a diferença de altura. Para assegurar uma melhor distribuição das cargas sobre o tabuleiro, barras metálicas de 16 mm de diâmetro são colocadas a cada metro, dentro dos encaixes. Além disso, barras de 10 mm são cravadas nos postes, dois a dois, também a cada metro. As barras de 16 mm também prendem as chapas laterais de compensado utilizadas para dar o acabamento lateral bem como para prender os montantes do guarda corpo. A ligação das peças de madeira com o concreto é assegurada por pinos metálicos verticais presos na madeira dentro dos entalhes. A força de frenagem é absorvida por cantoneiras metálicas fixadas nos postes e nos apoios das fundações, presas com parafusos de rosca soberba. A madeira é tratada em autoclave e uma camada de cimento é recomendada sobre os postes antes da concretagem.

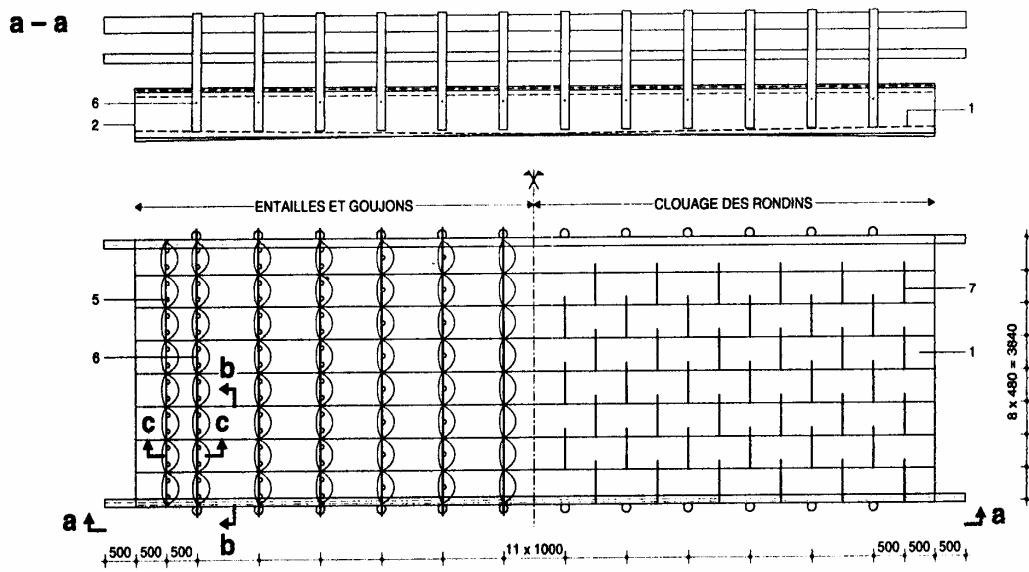


Figura 5.9 Tabuleiros compostos de madeira e concreto

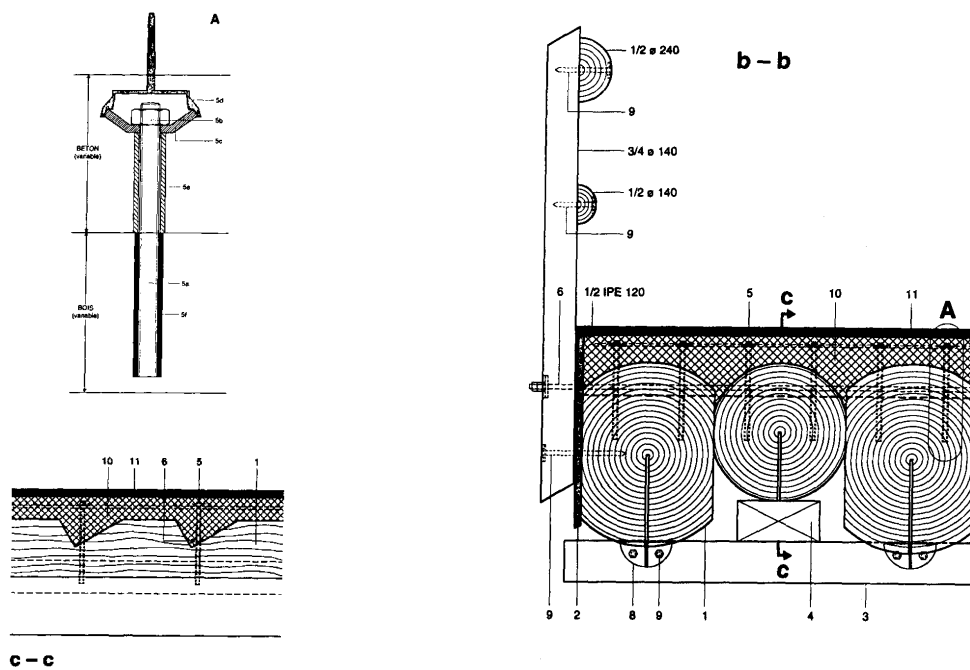


Figura 5.10 - Detalhes de tabuleiros compostos de madeira e concreto

CAPÍTULO 6

FUNDAÇÕES PARA PONTES DE MADEIRA

As fundações devem ser projetadas e executadas para garantir, em serviço, as condições mínimas de segurança, funcionalidade e durabilidade. Deve-se atender às condições de segurança referentes à ruptura, fixados pelas normas técnicas, tanto nos elementos estruturais que compõem a estrutura da fundação, quanto no solo que lhe dá suporte. A funcionalidade da fundação está associada à não ocorrência de deslocamentos incompatíveis com o tipo e a finalidade a que se destina a estrutura. A vida útil, ou durabilidade, da fundação deve ser no mínimo igual à da estrutura que apóia.

Na fase de projeto se escolhe o tipo de fundação a empregar, em função, entre outras, das características geotécnicas do local, das cargas de serviço e da responsabilidade da obra. A escolha do tipo de fundação impõe um modelo construtivo, portanto deve ocorrer intercâmbio de informações entre a equipe de projetistas e a executora, ainda na fase de projeto, para que se escolha um tipo de fundação possível de executar com o equipamento disponível.

É importante lembrar que cada fundação, mesmo de obras semelhantes, é um caso diferente, pois o solo não será, necessariamente, o mesmo de uma situação anterior. Por este motivo a ABNT (1996), através da NBR-6122 (Projeto e Execução de Fundações), recomenda que não se elabore projeto de fundações sem que a natureza do solo seja conhecida, através de ensaios geotécnicos de campo.

Estimativas de institutos norte-americanos mostram a grande necessidade de pontes de madeira nos Estados Unidos. Perto de 70% se referem a pontes de pequenos vãos (até 14 metros) e cerca de 30% aos demais vãos.

Estima-se que exista uma grande necessidade de pontes de madeira para o Brasil, em particular as pequenas pontes de uma única via de tráfego (em torno de 60% do total de pontes necessárias) atendendo principalmente à área rural, dadas as condições de tráfego encontradas nas estradas vicinais, onde ocorre a maior parte do escoamento da produção agrícola.

6.1 – ESTUDO DAS FUNDAÇÕES

As fundações podem ser separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou diretas) e fundações profundas. A ABNT (1996), em sua NBR-6122 (Projeto e Execução de Fundações), estabeleceu como fundação profunda àquela em que a base está implantada a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos três metros de profundidade. Entre as fundações diretas pode-se ter: Bloco, Sapata, Viga de fundação, Grelha, Sapata associada e Radier. Entre as fundações profundas, pode-se ter: Estaca, Tubulão, Caixão. Pode-se também utilizar fundações mistas, que associam fundações profundas e superficiais, tais como: Sapatas sobre estacas, Rádiers estaqueados.

No caso específico de pontes, outros aspectos devem ser considerados, tais como: erosão, níveis d'água máximos e mínimos, velocidades máximas de escoamento, história do comportamento da fundação de pontes próximas e etc. Frequentemente, para evitar o risco de solapamento da base, se utilizam fundações profundas.

O acesso à ponte introduz, ao problema da fundação, obras de contenções do aterro de acesso. Contenção é definida como todo elemento ou estrutura destinado a contrapor-se a empuxos ou tensões geradas em maciço, cuja condição de equilíbrio foi alterada por algum tipo de escavação, corte ou aterro.

Um tipo muito comum de obra de contenção são os muros, estruturas corridas de contenção constituídas de parede vertical, ou quase vertical, apoiada em uma fundação rasa ou profunda. Os muros podem ser construídos em alvenaria (de tijolos ou pedras), em concreto (simples ou armado) ou de elementos especiais. Alguns tipos de muros, importantes no estudo das pontes de madeira, são:

- *Muros de Gravidade*: são estruturas corridas, massudas, que se opõe aos empuxos horizontais pelo peso próprio. Podem ser de concreto simples ou de pedras (argamassadas ou não). Os muros de gravidade são indicados quando se dispõe de espaço para acomodar sua seção transversal, cuja largura é da ordem de 40% da altura a ser arrimada (de preferência inferior a 5 m), e em terrenos de boa capacidade de carga, capazes de suportar as tensões máximas na fundação em sapata corrida.

- *Muros de Flexão*: são estruturas mais esbeltas, com seção transversal em forma de "L", que resistem aos empuxos por flexão, utilizando parte do peso próprio do maciço arrimado, que se apóia sobre a base do "L", para manter-se em equilíbrio. São construídos em concreto armado. Os muros de flexão, a

exemplo dos de gravidade, são indicados quando se dispõe de espaço para acomodar sua seção transversal, cuja largura é da ordem de 40% da altura a ser arrimada (tornam-se antieconômicos para alturas acima de 5 a 7m), e em terrenos de boa capacidade de carga, capazes de suportar as tensões máximas na fundação em sapata corrida.

- *Mistos*: são muros com características intermediárias entre os de gravidade e de flexão. Assim, funcionam parcialmente por peso próprio e parcialmente à flexão.

- *Muros de Contrafortes*: são basicamente muros de flexão, entretanto possuem elementos verticais de maior porte, chamados contrafortes ou gigantes, espaçados de alguns metros, em planta, destinados a suportar os esforços de flexão pelo engastamento na fundação.

- *Muros de Gabiões*: são muros de gravidade construídos pela superposição de "gaiolões" de malhas de arame galvanizado cheios com pedras (diâmetro maior que a abertura da malha das gaiolas). O muro de gabiões tem as mesmas limitações dos muros de gravidade e, dentre suas características, destacam-se: a flexibilidade, que permite que sua estrutura se acomode a recalques diferenciais; e a permeabilidade.

- *"Crib Wall"*: são estruturas formadas por elementos pré-moldados de concreto armado, madeira ou aço, montados no local, em forma de "fogueiras", cujo espaço interno é preenchido por material granular graúdo (brita grossa ou pedras de mão). O "crib wall", ou parede de engradados, é uma estrutura capaz de se acomodar a recalques das fundações e funciona como arrimo de gravidade.

Quando o muro resiste a esforços de compressão, pode-se utilizá-lo também como elemento de apoio de estruturas (sapata, bloco, bloco sobre estacas, sapata sobre estaca). Este procedimento é muito comum em pontes. Os muros de concreto armado são considerados como a melhor alternativa para apoio de superestruturas de pontes de madeira.

6.2 – TIPOS DE FUNDAÇÕES USUAIS EM PONTES DE MADEIRA

6.2.1 - ESTACAS COM CONTENÇÃO DE MADEIRA

Trata-se de uma alternativa interessante para pontes de madeira em estradas de terra. Neste caso, o sistema de fundação consiste de apoiar as vigas principais sobre estacas cravadas, de madeira, que também servem de contrafortes de contenção, formados por tábuas, dispostas horizontalmente. Na figura 6.1(a), apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

6.2.2 - ESTACAS COM CONTENÇÃO MISTA DE GABIÕES E MADEIRA

Providenciando-se um muro de gabiões, a partir do sistema anterior, pode-se tirar a pressão horizontal das estacas e obter um outro sistema de fundação para a ponte. Este sistema é apresentado, com detalhes, na figura 6.1(b).

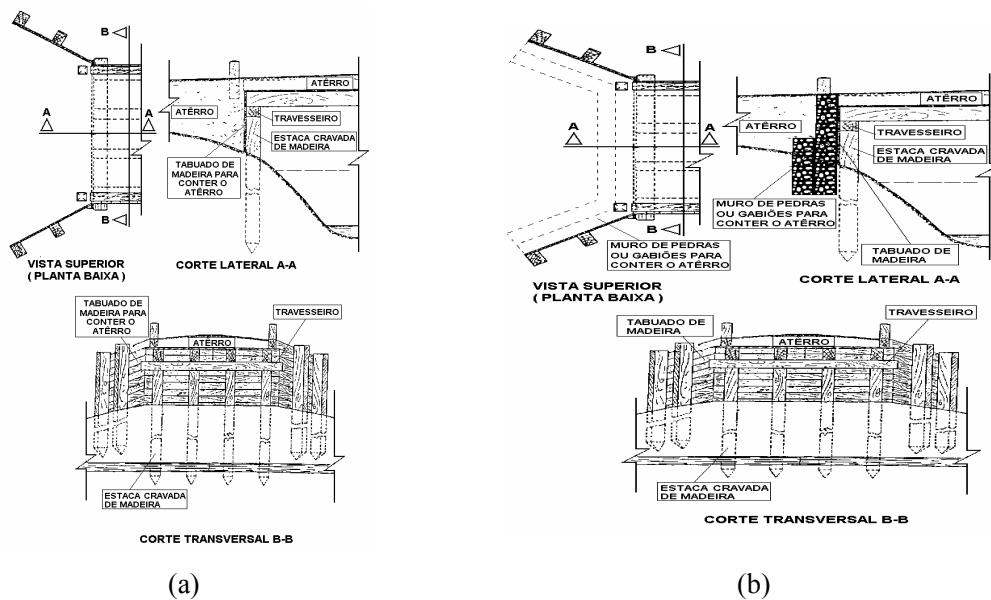


Figura 6.1 – (a) Fundação em estaca com contenção de madeira; (b) Fundação em estaca com contenção mista de gabiões e madeira.

6.2.3 - ESTACAS COM MURO DE CONTENÇÃO EM MADEIRA

Neste caso, as peças de madeira devem Ter recebido tratamento preservativo contra a demanda biológica. Na figura 6.2(a), apresentam-se os detalhes deste sistema de fundação.

6.2.4 - MURO DE GABIÕES

Há algum tempo atrás no Estado de São Paulo, durante o governo Franco Montoro, foram construídas numerosas pontes metálicas apoiadas diretamente sobre muros de gabiões. Na figura 6.2(b), apresentam-se alguns detalhes deste sistema de fundação.

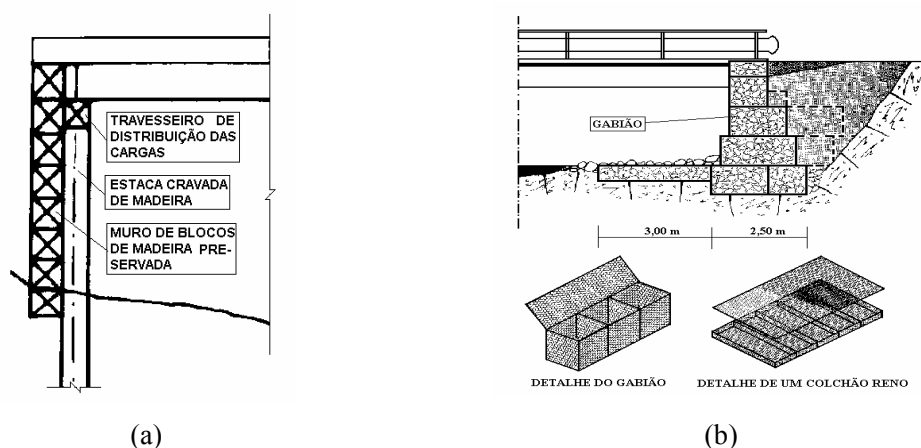


Figura 6.2 – (a) Fundação em estaca com muro de contenção em madeira preservada; (b) Fundação sobre muro de gabiões.

6.2.5 - MURO DE CONTENÇÃO DE ALVENARIA

Este sistema de fundação consiste de apoiar as vigas principais da ponte diretamente sobre o muro de gravidade de alvenaria. Na figura 6.3(a), apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

6.2.6 - ESTACAS COM CONTENÇÃO EM "CRIB WALL"

Este sistema de fundação consiste de apoiar as vigas principais da ponte sobre estacas cravadas, de madeira, e conter o aterro com um muro "crib wall". Os taludes são protegidos por pedras ou gabiões. Na figura 6.3(b), apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

6.2.7 - MURO DE GRAVIDADE EM CONCRETO

Fundações relativamente comuns em pontes norte-americanas. O sistema de fundação consiste de um muro de gravidade em concreto. Na figura 6.3(c), apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

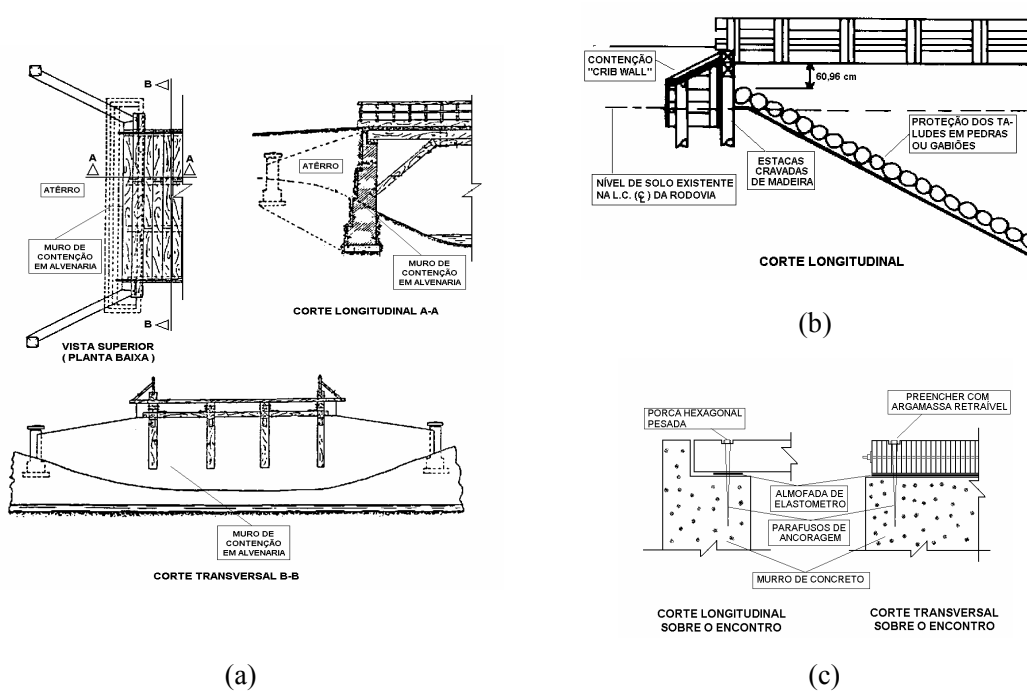


Figura 6.3 – (a) Fundação em muro de alvenaria; (b) Fundação em estaca de contenção “crib wall”; (c) Fundação sobre muro de concreto

6.2.8 - MURO DE CONCRETO SOBRE ESTACAS

Para cargas de elevada magnitude (usuais em pontes pênses), ou solo pouco resistente, uma boa solução é a utilização de um muro de concreto sobre estacas. Na figura 6.4, apresentam-se os detalhes da fundação desta ponte.

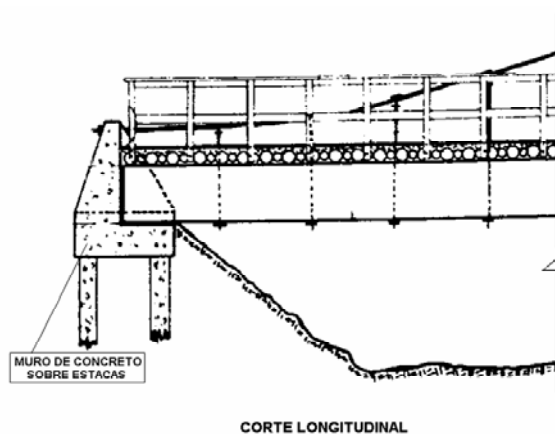


Figura 6.4 – Fundação utilizando muro de concreto sobre estacas

6.3 – CONCLUSÕES SOBRE A VIABILIDADE DOS SISTEMAS

A viabilidade da utilização de fundação em estacas com contenção de madeira (apoiada em estacas), apresentada na figura 6.1(a), deve prever a preservação de toda a madeira utilizada na contenção e das estacas (pelo menos as que estiverem acima do lençol freático). Por outro lado, só deve ser indicada para pontes de pequeno vão, de baixa intensidade de tráfego, que permitam desmontar toda a ponte para manutenção das estacas e do aterro de acesso. O sistema de fundação, apresentado na figura 6.1(b), é ligeiramente melhor que o anterior, pois permite manutenção na ponte sem destruir o aterro de acesso. Mesmo assim, deve prever a preservação de toda a madeira utilizada na interface com a contenção e das estacas (pelo menos as que estiverem acima do lençol freático). Também só deve ser indicado para pontes de pequeno vão, de baixa intensidade de tráfego, que permitam desmontar toda a ponte para manutenção das estacas.

Na utilização de fundação em estacas com muro de contenção em madeira preservada, apresentado na figura 6.2(a), devem ser observadas as mesmas considerações apresentadas no parágrafo anterior, relativas à preservação. O emprego de viga travesseiro, de concreto, sobre o muro de gabiões, permite o apoio da ponte diretamente sobre o muro. A fundação em muro de gabiões, apresentada na figura 6.2(b), foi utilizada em pontes de média capacidade de carga (antiga classe 24), com sucesso, para altura arrimada de até 4 metros e vão da ordem de 10 metros. A fundação em muro de alvenaria, apresentada na figura 6.3(a), parece muito interessante para pontes com pequena intensidade de carga, em terreno de boa capacidade de carga, e com pequena altura a ser arrimada. Também para o sistema de fundação em estacas com contenção em "crib wall", apresentado na figura 6.3(b), devem ser observadas as mesmas considerações apresentadas anteriormente, quanto à preservação. A fundação em muro de concreto, apresentada na figura 6.3(c), parece muito interessante para pontes com média intensidade de carga e em terreno de boa capacidade de carga. A viabilidade da utilização de fundação em muro de concreto sobre estacas, apresentada na figura 6.4, parece muito interessante para pontes com grande intensidade de carga, ou em terrenos de baixa capacidade de carga.

CAPÍTULO 7

CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL E DURABILIDADE DA MADEIRA

7.1 – CLASSIFICAÇÃO ESTRUTURAL

A classificação estrutural é um processo de escolher a madeira com base na estimativa de suas propriedades mecânicas. A única maneira de saber o valor real da resistência da madeira é romper cada peça, o que não é prático nem viável. Portanto, é necessário estimar as propriedades estruturais pela relação com outros indicadores das propriedades.

O processo de classificação estrutural é realizado pela escolha de algumas características da madeira que são razoavelmente bem correlacionadas com todas as propriedades estruturais. Devido à natural variabilidade das propriedades da madeira, há uma grande faixa de resistência e rigidez em cada classe ou grupo.

O agrupamento das propriedades estruturais é realizado utilizando-se:

- *Resistências*: o mais próximo do menor valor esperado em cada grupo ou classe. Tipicamente é tomado como um valor característico da resistência, baseado no valor do quantil de 5% da distribuição estatística, dividido por um coeficiente de segurança. As propriedades de resistência são usadas para avaliar a capacidade última dos elementos estruturais, envolvendo o risco de vida dos usuários da edificação ou da estrutura.

- *Rigidez*: a característica rigidez é baseada no valor médio. Esta é apropriada para uso em pisos, pórticos e sistemas onde ocorre a divisão da carga entre elementos paralelos. É também apropriado para a predição dos deslocamentos da estrutura. As propriedades de rigidez são usadas na avaliação dos estados limites de utilização da estrutura, os quais afetam a funcionalidade da estrutura.

A especificação da madeira a ser utilizada em qualquer estrutura deve ser feita por profissional familiarizado com os princípios da classificação estrutural.

A classificação estrutural pode ser realizada por vários métodos diferentes. Todos os métodos de classificação envolvem uma operação de sorteio, usando alguns parâmetros de fácil medida para correlacionar com as propriedades de resistência e rigidez. Os mais comuns são:

- *Classificação visual*: o indicador da classe é a presença de características visuais discerníveis. Todas as peças de madeira são examinadas por um classificador treinado no conhecimento de elementos que diminuem a resistência e rigidez da madeira, como por exemplo: nós, inclinação das fibras, fissuras e rachaduras.

- *Máquina de classificação de tensões*: o indicador da classe é a rigidez medida no eixo menor de flexão. As máquinas modernas são computadorizadas e marcam, nas peças, as diferentes classes através de pinturas de diferentes cores.

- *Classificação de carga*: o indicador da classe é o limite inferior da rigidez medido com relação ao eixo de maior resistência à flexão. As peças passam por uma máquina que aplica uma carga acima da esperada de projeto. Se a peça rompe sob carga ela é descartada. Se ela resiste pode ser classificada no nível de carga correspondente.

- *Vibração transversal*: o indicador da classe é a rigidez obtida por vibração transversal. Todas as peças são classificadas pela imposição de um impacto e pela medida da propagação transversal da onda, relacionando-a com a rigidez do material.

- *Ondas de tensão*: o indicador da classe é a rigidez medida por ondas de tensão. Todas as peças são classificadas pela imposição de um impacto padronizado e pela medida da propagação longitudinal da onda, relacionando-a com a rigidez do material.

Na impossibilidade da classificação mecânica da madeira é recomendada a classificação visual com base nas regras dadas a seguir:

Crítérios de classificação visual de peças estruturais de madeira

Presença de Medula e Casca: Não é permitida.

Rachaduras no Cerne: Não são permitidas.

Faixas de Parênquima: Não são permitidas em peças submetidas a esforços de compressão.

Fibras ou Grã inclinada: É permitida a inclinação de até 12,5% em qualquer parte da peça.

Nós: Nós são permitidos, desde que a soma dos seus diâmetros máximos, medidos em relação à largura da face na qual eles aparecem, não exceda a 1/3 da largura desta face e que estejam localizados fora dos cortes limpos. Para nós ocos, se permite um diâmetro máximo de 2 cm ou 1/8 da altura da face da peça e que a face apresente no máximo um (1) nó por metro linear.

Perfurações: Perfurações ativas (presença de insetos vivos) ou perfurações grandes não são permitidas. Perfurações inativas (vazios ou presença de insetos mortos) são permitidas, mas devem ser consideradas como defeitos e excluídos dos cortes limpos.

Manchas por fungos: Não se permitem. São permitidas manchas desde que sejam apenas troca de cor.

Podridão: Não se permite.

Encanoamento: É permitido no caso em que o aplainamento da peça não reduza sua espessura em mais de 4 mm abaixo de sua espessura nominal.

Arqueamento: É permitido até uma flecha máxima de 5 mm por metro, medida em relação ao comprimento total da peça.

Encurvamento: É permitido em peças maiores que 3 m de comprimento até uma flecha máxima de 5 mm por metro, medida em relação a todo o comprimento da peça.

Torcimento: Não é permitido.

Nota: Todas as formas de empenamento (Encanoamento, Arqueamento, Encurvamento e Torcimento) são permitidas desde que o número delas não ultrapasse 5% do lote e sejam respeitadas as condições anteriormente citadas.

Ocorrência de Escamas: Não se permite em corte Radial. Em corte Tangencial se permite desde que sua profundidade não exceda 1/10 da espessura e seu comprimento seja menor que 1/4 do comprimento total da peça.

Rachaduras: Não são permitidas nas bordas. São permitidas nas extremidades da face, desde que o comprimento cumulativo delas não ultrapasse 10% do comprimento da peça; entretanto não são permitidas nos cortes limpos.

Presença de alborno: É permitida em uma borda e em uma face e na condição de que não exceda 10% da largura desta face; entretanto não é permitida nos cortes limpos. Esta limitação é imposta, pois o alborno apresenta resistência e rigidez menores que a madeira do cerne no caso das folhosas.

Arestas quebradas (esmoados): Não são permitidas.

Variação da Seção Transversal: É permitida com tolerância de $\pm 10\%$.

7.2 – DURABILIDADE DA MADEIRA

A classificação fornece uma ligação entre a madeira e sua esperada performance quando nova. Usualmente, espera-se bom desempenho sobre toda a vida do elemento estrutural. O elemento chave para esta previsão é sua durabilidade, definida como a capacidade de um produto manter seu desempenho acima de valores mínimos preestabelecidos, em consonância com os usuários, nas condições previstas de uso.

Um grande número de agentes ambientais tem o potencial de reduzir a performance da madeira ao longo do tempo. O projetista, porém, pode garantir a durabilidade usando uma combinação de três fatores:

Melhor detalhamento de projeto

Finalidade: projeto mais eficiente, onde são consideradas:

- proteção contra chuva e raios solares;
- drenagem rápida da água;
- secagem das áreas úmidas.

Tratamento preservativo

- tratamento superficial;
- preservação química sob pressão.

Inspeção, manutenção e reparos

A inspeção corresponde a vistorias periódicas e sistemáticas, para a avaliação de sinais de deterioração, tais como: descoloração, áreas úmidas, goteiras, etc. A manutenção e os reparos têm por finalidade: remover sujeiras para evitar formação de acúmulos de umidade; desentupir e limpar as calhas e os drenos de água; reparar coberturas e telhas; adicionar coberturas onde necessário; refazer os acabamentos protetores no tempo adequado.

OBSERVAÇÃO: um importante aspecto é sempre registrar o trabalho realizado para posterior verificação.

7.2.1 – DETERIORAÇÃO DA MADEIRA

A deterioração da madeira é um processo que altera desfavoravelmente as suas propriedades. Simplificadamente, pode ser atribuída por duas causas principais: agentes bióticos (vivos) e agentes abióticos (não vivos).

Os agentes bióticos são principalmente os fungos, insetos e furadores marinhos. Estes organismos necessitam de algumas condições para sua sobrevivência, entre elas: temperatura, oxigênio, umidade e fonte adequada de alimento, geralmente a madeira. Embora o grau de dependência destes parâmetros seja variável, cada um precisa estar presente para ocorrer a deterioração. As principais características desta deterioração são:

- *Apodrecimento (fungos)*: O problema mais comum. A madeira é um material higroscópico; uma alta umidade cria um ambiente ideal para o desenvolvimento de fungos. Os sintomas incluem a perda de resistência, amolecimento, desintegração e descoloração. Onde a média de umidade é abaixo de 20 %, não existe deterioração da madeira. As fontes típicas de apodrecimento incluem vazamentos no telhado, detalhamento inadequado de projeto estrutural, incluindo-se as pontes, e alta umidade relativa do local.

- *Infestação de insetos*: Várias espécies de insetos, como cupins e larvas, usam a madeira como abrigo e fonte de alimentação. Neste caso, a alta umidade não é essencial e o risco de infestação é grande. Alguns tipos de ataques de insetos indicam a necessidade do conhecimento de sua extensão, enquanto outros podem ser menos prejudiciais. Entretanto, a correta identificação é essencial.

Os agentes abióticos (não vivos) incluem os condicionantes físicos, mecânicos, químicos e climáticos. Embora destrutivos, os agentes abióticos podem também danificar o tratamento preservativo, expondo a madeira não tratada ao ataque de agentes bióticos.

- *Abrasão mecânica*: a abrasão mecânica é provavelmente o agente físico mais significativo de deterioração de pontes de madeira. É causado por vários fatores e varia consideravelmente nos seus efeitos na estrutura. O mais comum é a abrasão do veículo que produz gastos na superfície de rolamento, reduzindo a seção efetiva de madeira. Obviamente exemplos deste dano ocorrem no tabuleiro, onde a abrasão produz degradação da superfície de revestimento e do guarda rodas. Danos mecânicos mais severos podem ser causados por sobrecargas de veículos, recalques diferenciais e impactos de entulhos no canal de fluxo.

- *Luz ultravioleta*: a ação da luz ultravioleta do sol quimicamente degrada a lignina da superfície da madeira. A degradação ultravioleta causa escurecimento em madeiras claras e clareamento em madeiras escuras, mas este dano penetra somente em uma pequena espessura da superfície. Esta madeira danificada é levemente enfraquecida, mas a profundidade do dano tem pouca influência na resistência exceto onde esta camada é removida de forma contínua reduzindo as dimensões da peça.

- *Corrosão*: a degradação da madeira por corrosão metálica é freqüentemente negligenciada como causa de deterioração em pontes. Este tipo de degradação pode ser significativa em algumas situações, particularmente em ambiente marinho onde a água salina está presente e acelera a degradação. A corrosão se inicia quando a umidade da madeira reage com o ferro no conector metálico, desprendendo íons que deterioram as paredes das células da madeira. Conforme a corrosão progride, o conector metálico torna-se uma célula eletrolítica com um polo ácido (ânodo) e um polo alcalino (cátodo). Embora as condições no cátodo não são severas, a acidez no ânodo causa a hidrólise da celulose e reduz drasticamente a resistência da madeira na zona afetada. A madeira atacada é sempre escura e de aparência mole. Em muitas espécies de madeira a descoloração sempre ocorre quando no contato do aço com o cerne. Além desta deterioração por corrosão, as condições de alta umidade associada com o dano podem favorecer o aparecimento de fungos apodrecedores. Conforme a corrosão progride, a toxicidade dos íons metálicos e o baixo pH na madeira eventualmente eliminam o ataque por fungos, embora o apodrecimento possa continuar a alguma distância da zona afetada. O efeito da corrosão metálica pode ser limitado usando conectores galvanizados ou não ferrosos.

- *Degradação química*: em casos isolados, a presença de ácidos ou bases pode causar dano à madeira. Bases fortes atacam a hemicelulose e lignina, deixando a madeira esbranquiçada. Ácidos fortes atacam a celulose e hemicelulose, causando perda de peso e resistência. O dano da madeira por ácido é de cor escura e sua aparência é similar a da madeira danificada por fogo. Não é comum o contato de produtos químicos fortes na madeira de coberturas e pontes, senão acidentalmente.

- *Remoção de madeira*: É muito comum encontrar a madeira danificada pela remoção de suas partes para instalação de utilidades, por reformas e outras atividades de carpintaria. O corte ou a remoção de vigas tracionadas é comum. A redução da seção transversal de vigas e travessas pode diminuir sua capacidade resistente.

- *Movimento de nós e distorções*: As ligações, quando montadas com madeira verde e deixadas para secar, podem resultar em retração, fissuras, distorções ou outras formas de ruptura local. Cavilhas de madeiras duras e entalhes podem partir ou se deslocar. Retração e falta de detalhamento de projeto ou inexistência de conectores não são problemas incomuns em novas estruturas.

- *Instabilidade*: Isto pode ser visto em deslocamentos laterais excessivos ou em movimento de pórtico, usualmente causado por danos, corte ou falta de barras de contraventamento.

- *Deslocamentos*: Isto pode indicar excessivo carregamento, que precisa ser corrigido. Em estruturas antigas o deslocamento pode ser do efeito da fluência ou secagem a partir de uma condição verde. Isto pode não conduzir a problemas estruturais.

- *Fissuras*: Tipicamente é o resultado da secagem da madeira verde, em loco. Embora preocupantes, as fissuras têm pequena importância estrutural. Em estruturas antigas, podem permanecer presentes por décadas e somente observadas em deslocamentos não estruturais. Ocasionalmente, se as fissuras são de grande extensão, por exemplo mais profundas que a metade da espessura da peça; em uma posição crítica em relação aos conectores; ou em uma barra necessitando de proteção ao fogo, os reparos devem ser realizados.

- *Fraturas incipientes*: Podem ocorrer por acidentes ou ignorância como por exemplo sobrecargas. Felizmente são bastante raras. Entretanto podem não ser fáceis de detectar e, em caso de suspeita, deve ser solicitada a presença de um especialista.

- *Dano devido ao fogo*: Resultado da exposição ao fogo ou a altas temperaturas. Podem permanecer presentes na estrutura por anos. A carbonização superficial isola e protege a parte central da peça de madeira, que pode manter parte significativa de sua resistência. Os conectores de metal transferirão aquecimento para o centro e, neste caso, danos maiores nestas áreas podem ser esperados.

7.2.2 – PRESERVAÇÃO DE MADEIRA – SISTEMA DE CLASSES DE RISCO

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

O propósito do Sistema de Classes de Risco, proposto por BRAZOLIN; LANA; MONTEIRO; LOPEZ e PLETZ (2004), é oferecer uma ferramenta simplificada para a tomada de decisões quanto ao uso racional e inteligente da madeira na construção civil, fornecendo uma abordagem sistêmica ao produtor e usuário que garanta maior durabilidade das construções.

O sistema consiste no estabelecimento de 6 classes de risco baseadas nas condições de exposição ou uso da madeira, na expectativa de desempenho do componente e nos possíveis agentes biodeterioradores presentes. Este sistema conduz a uma reflexão sobre as medidas que devem ser adotadas durante fase de elaboração de projeto de uma construção e auxilia na definição do tratamento preservativo da madeira (produto e processo) em função da condição de uso a que ela estará exposta.

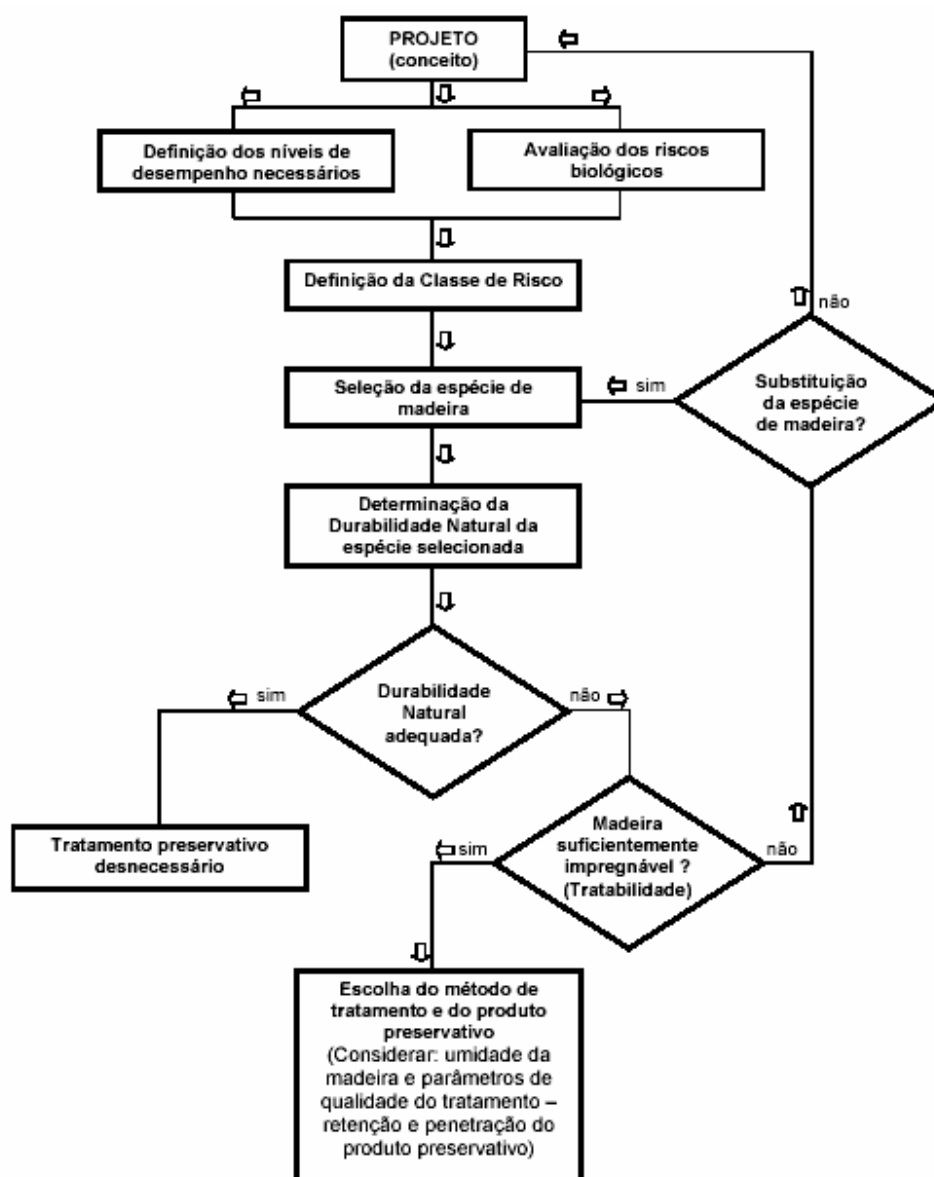
Portanto, ao se utilizar madeira como material de engenharia na construção civil, as seguintes etapas devem ser consideradas obrigatórias:

- Elaboração do projeto com foco para diminuição dos processos de instalação e desenvolvimento de organismos xilófagos.
- Definição do nível de desempenho necessário para o componente ou estrutura de madeira, tais como: vida útil, responsabilidade estrutural, garantias comerciais e legais, entre outras.
- Avaliação dos riscos biológicos aos quais a madeira será submetida durante a sua vida útil – ataque de fungos e insetos xilófagos e perfuradores marinhos. Conceito de classe de risco.
- Determinação da necessidade de tratamento preservativo, em função da durabilidade natural e tratabilidade do cerne e alburno das espécies botânicas que serão utilizadas.

Definição do(s) tratamento(s) preservativos, em função das seguintes escolhas:

- Espécie botânica que deve permitir este tratamento (tratabilidade).
- Umidade da madeira no momento do tratamento.
- Processo de aplicação do produto de preservação;
- Parâmetros de qualidade necessários: retenção e penetração do produto preservativo na madeira;
- Produto preservativo que satisfaça à classe de risco determinada.

O processo de decisão está representado pelo seguinte esquema do fluxograma 7.1:



Fluxograma 7.1 – Escolha do tratamento e da espécie de madeira no projeto

SISTEMA DE CLASSES DE RISCO

Ao optar pelo uso da madeira em determinada situação é necessário, em primeiro lugar, conhecer corretamente o seu emprego. Na etapa de projeto deve-se, na medida do possível, conceber a obra de tal maneira que a umidade da madeira seja sempre a menor possível, a fim de limitar os riscos de biodeterioração. A seguir, deve-se determinar a classe de riscos biológicos a que a madeira será

submetida. Este sistema define seis classes de riscos biológicos que representam, nas condições brasileiras, seis diferentes situações de exposição da madeira e de produtos derivados da madeira, em serviço. O objetivo desta classificação é auxiliar na escolha das espécies botânicas, dos produtos preservativos e dos métodos de tratamento mais adequados a cada situação. A Tabela 7.1 mostra as classes de risco propostas.

Basicamente, nos sistemas estruturais e construtivos de pontes, os componentes de madeira são classificados nas classes de risco CR 4, 5 e 6.

SELEÇÃO DA ESPÉCIE DA MADEIRA

A escolha da(s) espécie(s) de madeira (s) para um determinado uso é uma das etapas mais importantes a serem cumpridas. Para que haja um bom desempenho do material é necessário definir os requisitos de qualidade da madeira, necessários ao uso pretendido (propriedades físicas e mecânicas, durabilidade natural, tratabilidade com produtos preservativos, fixação mecânica, etc.). Ao identificar a espécie de madeira, podemos buscar essas informações na bibliografia.

Tabela 7.1 – Classes de risco para uso da madeira na construção civil

CLASSE DE RISCO - CR	CONDIÇÃO DE USO	ORGANISMO XILÓFAGO
1	Interior de construções, fora de contato com o solo, fundações ou alvenaria, protegidas das intempéries, das fontes internas de umidade. Locais livres do acesso de cupins-subterrâneos ou arborícolas	Cupins de madeira seca Brocas de madeira
2	Interior de construções, em contato com a alvenaria, sem contato com o solo ou fundações, protegidos das intempéries e das fontes internas de umidade	Cupins de madeira seca Brocas de madeira Cupins subterrâneos/arborícolas
3	Interior de construções, fora de contato com o solo e continuamente protegidos das intempéries, que podem, ocasionalmente, ser expostos a fontes de umidade	Cupins de madeira seca Brocas de madeira Cupins subterrâneos/arborícolas Fungos emboloradores/ manchadores/apodrecedores
4	Uso exterior, fora de contato com o solo e sujeitos a intempéries	Cupins de madeira seca Brocas de madeira Cupins subterrâneos/arborícolas Fungos emboloradores/ manchadores/ apodrecedores
5	Contato com o solo, água doce e outras situações favoráveis a deterioração, como engaste em concreto e alvenaria	Cupins de madeira seca Brocas de madeira Cupins subterrâneos/ arborícolas Fungos emboloradores/ manchadores/apodrecedores
6	Exposição a água salgada ou salobra	Perfuradores marinhos Fungos emboloradores/ manchadores/apodrecedores

As definições dadas a seguir norteiam os critérios essenciais para a escolha correta da espécie de madeira para evitar sua biodeterioração:

DURABILIDADE NATURAL DO CERNE

Diz-se da durabilidade intrínseca da espécie botânica de madeira, ou seja, de sua resistência ao ataque de organismos xilófagos (insetos, fungos e perfuradores marinhos).

De modo geral, o conceito de durabilidade natural está sempre associado ao cerne da espécie de madeira, na medida em que, na prática, o alburno de todas as espécies de madeira é considerado não durável ou perecível.

O tratamento preservativo faz-se necessário se a espécie escolhida não é naturalmente durável para a classe de risco biológico considerada e/ou se a madeira contém porções de alburno.

TRATABILIDADE

Quando o tratamento se faz necessário, a sua execução depende da tratabilidade (impregnabilidade) da madeira, que, da mesma forma que a durabilidade natural, é uma característica intrínseca da espécie botânica. Na medida em que a espécie proposta não é suficientemente tratável ou impregnável, não é possível ter-se certeza quanto ao seu tempo de vida útil. Mais vale, nestes casos, optar pela utilização de outra espécie, mais adequada.

MADEIRA DE REFLORESTAMENTO - EUCALIPTO E PINUS

O uso de madeira de reflorestamento foi desenvolvido para suprir as variadas necessidades de utilização da madeira e também visando a preservação de florestas nativas. Na década de 60, o Brasil optou pelos gêneros *Pinus* e *Eucalyptus* para um programa de reflorestamento.

A madeira de reflorestamento de ciclo curto representa um real compromisso com o meio ambiente. Entretanto, para viabilizar seu uso na construção civil, temos que considerar que são espécies cuja durabilidade natural varia de baixa a moderada e a sua permeabilidade (tratabilidade) é diferenciada aos preservativos de madeira. Em condições de alta agressividade biológica, a madeira, principalmente

estrutural, deve ser permeável ao tratamento para garantir uma retenção e penetração dos produtos preservativos adequadas.

A madeira de eucalipto tratada tem sido usada há décadas na indústria de utilidades - postes e moirões e mais recentemente dormentes tratados - e tem grande potencial para uso em pontes. Os estudos realizados nas universidades e institutos brasileiros têm demonstrado isso.

Atualmente, o eucalipto, espécie mais utilizada no tratamento de madeiras, tem sido usado na sua forma roliça (postes, moirões e em casas de alto padrão – “log homes”), onde o alburno - porção permeável - é totalmente impregnado com esses produtos. Entretanto, o cerne das espécies de eucalipto é impermeável ao tratamento preservativo, podendo ser deteriorado por organismos xilófagos em condições extremas de uso, como por exemplo, em contato com o solo. Portanto, delinea-se um desafio para o setor na busca de produtos e processos para o tratamento deste cerne para viabilizar a madeira de eucalipto serrada e tratada na construção civil nestas condições. Vale ressaltar que em situações de menor risco de ataque de fungos e insetos xilófagos, pode-se buscar a adequação das propriedades da madeira serrada de eucalipto às condições de uso, tornando-se um material viável.

Outra espécie de reflorestamento que vem crescendo no mercado da construção civil é o pinus, que teve uma adaptação muito boa às condições edafo-climáticas do nosso país. Essa adaptação está diretamente associada à atual disponibilidade e manejo sustentado dessas florestas cultivadas.

Porém, a utilização de madeira de pinus tratado na construção civil ainda é muito pequena, principalmente em razão do desconhecimento dos profissionais envolvidos no setor de construção quanto às características e recomendações para a utilização deste material (REVISTA DA MADEIRA, 2001).

Em muitos países, o pinus tratado é utilizado em construções como residências, pontes, barreiras de som e silos. No Brasil, prevalece seu uso como material temporário sem tratamento preservativo, mas, recentemente tem sido utilizado em produtos de maior valor agregado, como vigas laminadas e coladas. O uso do pinus apresenta as seguintes vantagens: menor peso da edificação, portanto, fundações e alicerces mais simples, menor tempo de construção em relação à alvenaria e redução de desperdício de material, pois todos os componentes podem ser pré-fabricados (NAHUZ, 2002).

A madeira de pinus é considerada de baixa resistência mecânica e durabilidade natural, entretanto, apresenta uma alta permeabilidade/tratabilidade às soluções preservativas, garantindo um tratamento

adequado (penetração e retenção) e vida útil superior a 50 anos, dependendo do produto, processo de tratamento e condição de uso. Para equacionar o problema de baixa resistência mecânica do pinus, as pesquisas tecnológicas apontam para a melhoria da qualidade da madeira serrada com a seleção de material com menor quantidade de defeitos e uso da classificação mecânica e para o desenvolvimento de produtos estruturais como vigas laminadas pregadas e/ou coladas, vigas-caixão com painel de pinus e peças protendidas. Além disso, o redimensionamento de projetos é sempre uma opção viável.

ESCOLHA DO MÉTODO DE TRATAMENTO E DO PRODUTO PRESERVATIVO

As técnicas de preservação química consistem basicamente, em introduzir, através de processos adequados, produtos químicos dentro da estrutura das madeiras, visando torná-la tóxica aos organismos que a utilizam como fonte de alimentos. A escolha do processo e do produto preservativo dependerá, principalmente, do tipo de madeira e das condições de utilização das mesmas.

O valor de um tratamento preservativo depende da harmonização de cinco fatores:

- Da tratabilidade ou impregnabilidade da madeira, característica da essência escolhida.
- De sua umidade no momento do tratamento.
- Das características e possibilidade de emprego do produto preservativo de madeira.
- Do método de tratamento.
- Da retenção e penetração do produto preservativo na madeira.

PRODUTOS PRESERVATIVOS

Os produtos preservativos são definidos como sendo substâncias ou formulações químicas, de composição e características definidas, que devem apresentar as seguintes propriedades:

- Eficiência na prevenção ou controle de organismos xilófagos;
- Segurança em relação ao homem e ao meio ambiente;
- Permanência na madeira (não deve perder-se na madeira por decomposição, evaporação, lixiviação, exsudação ou outros);
- Não corrosivo;
- De custo acessível (competitivo);
- Disponível no mercado; e
- Não deve alterar as propriedades físicas e mecânicas da madeira.

Outras características, além das mencionadas, poderão ser essenciais, o que poderá ser determinado pelas particularidades de uso da madeira.

A seleção adequada de um produto preservativo é a primeira condição para conferir proteção a uma madeira de baixa durabilidade natural. Os preservativos de madeira podem ser agrupados segundo sua natureza: Oleosos: produtos essencialmente representados pelos derivados do alcatrão de hulha; Oleossolúveis: produtos contendo misturas complexas de agentes fungicidas e/ou inseticidas, a base de compostos de natureza orgânica e/ou organometálica e os Hidrossolúveis: produtos contendo misturas mais ou menos complexas de sais metálicos. Alguns autores reúnem os preservativos oleosos com os oleossolúveis numa categoria. A importância de tal critério é meramente didática, pois as modernas técnicas de produção de emulsões tiram muito do valor desse critério estabelecido com base na natureza química do solvente utilizado como veículo.

Deve-se considerar a busca de produtos preservativos de menor impacto ao meio ambiente e à higiene e segurança, a disponibilidade de produtos no mercado brasileiro, os aspectos estéticos (alteração de cor da madeira, por exemplo), aceitação de acabamento, e a necessidade de monitoramento contínuo.

O setor de preservação de madeiras no Brasil é regulamentado e fiscalizado pelo Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis – IBAMA, portanto, a consulta a este órgão é sugerida, pois novos produtos podem ter sido registrados ou alguns não mais permitidos para uso no tratamento de madeiras.

MÉTODOS DE TRATAMENTO

Igualmente importante é a seleção do método de aplicação. Produto algum poderá conferir proteção satisfatória à madeira se não for corretamente aplicado. Dependendo da classe de risco à qual o componente de madeira estará sujeito, a aplicação dos produtos preservativos poderá ser efetuada com base nos seguintes processos: sem pressão, isto é, impregnação superficial da madeira, ou com pressão, isto é, impregnação profunda da madeira, por aplicação do preservativo em autoclave, disponível em usinas de preservação de madeiras.

Os processos sem pressão, ou superficiais, caracterizam-se por não utilizarem pressão externa para forçar a penetração do preservativo na madeira, portanto, proporcionam baixa retenção e penetração do produto preservativo na madeira. A impregnação é baseada nos princípios da difusão e/ ou da

capilaridade, os quais proporcionam uma penetração do preservativo quase que superficial, na maioria das vezes. Como efeito, confere à madeira uma proteção limitada contra os organismos xilófagos, sendo recomendados para a preservação de peças que estarão sujeitas a baixos riscos de deterioração biológica (Classes de Risco 1, 2 e 3, principalmente). Essas considerações referem-se ao uso de produtos preservativos oleosos, oleossolúveis ou emulsionáveis aplicados às madeiras secas (teor de umidade abaixo de 30% na base seca), pelos processos de aspersão, imersão e pincelamento; e preservativos hidrossolúveis com propriedades difusíveis, aplicados às madeiras úmidas (acima de 30%) por estes processos.

No caso de componentes estruturais e construtivos de madeira utilizados em pontes (Classes de Risco 4, 5 e 6), os processos de impregnação sob pressão são os mais eficazes e recomendados. Eles promovem a distribuição e penetração mais uniforme do produto preservativo em todas partes permeáveis da madeira com teor de umidade abaixo do ponto de saturação das fibras (~30%), além de favorecer o controle da quantidade de preservativo absorvido (nível de retenção) para uma proteção ampla da madeira, mesmo em condições de alto risco de deterioração biológica. Estes processos são realizados em instalações industriais, denominadas usinas de preservação de madeiras. De um modo geral, pode-se dividir os processos sob pressão em duas categorias: Célula Cheia e Célula Vazia.

RETENÇÃO E PENETRAÇÃO DO PRODUTO PRESERVATIVO

Os principais parâmetros de qualidade para a madeira preservada são a penetração e a retenção do preservativo absorvido no processo de tratamento.

A penetração é definida como sendo a profundidade alcançada pelo preservativo ou pelo(s) seu(s) ingrediente(s) ativo(s) na madeira, expressa em milímetros (mm). Já a retenção é a quantidade do preservativo ou do seu(s) ingrediente(s) ativo(s), contida de maneira uniforme num determinado volume da madeira, expressa em quilogramas de ingrediente ativo por metro cúbico de madeira tratável (kg/m^3).

A especificação de um tratamento preservativo, baseado nas classes de risco, deve requerer penetração e retenção adequadas que dependem do método de tratamento escolhido. As normas técnicas e a experiência do fabricante podem relacionar estes parâmetros de qualidade do tratamento, considerando minimamente:

- quanto maior a responsabilidade estrutural do componente de madeira, maior deverá ser a retenção e penetração do produto preservativo;
- uma maior vida útil está normalmente associada a uma maior retenção e penetração do produto;
- algumas classes de risco, por exemplo a CR 5, incluem uma gama grande de condições de exposição, portanto, diferentes retenções e penetrações podem ser selecionadas;
- para uma mesma classe de risco, diferenças de micro e macroclima entre regiões, podem exigir maiores retenções e penetrações;
- a economia em manutenção e a acessibilidade para reparos ou substituições de um componente podem exigir maiores retenções e penetrações;
- o controle de qualidade de toda a madeira preservada deverá ser realizado para garantir os principais parâmetros de qualidade: penetração e a retenção do preservativo absorvido no processo de tratamento.

Em síntese, para as madeiras utilizadas em pontes, é recomendado o tratamento sob pressão com produtos preservativos de natureza hidrossolúvel e/ou oleosa. As Tabelas 7.2, 7.3 e 7.4 apresentam as combinações entre os produtos preservativos em função das classes de risco de deterioração biológica.

Tabela 7.2 – Classe de risco 4

APLICAÇÃO	MÉTODO DE TRATAMENTO	PRESERVATIVO		RETENÇÃO MÍNIMA kg/m ³ (i.a.)	PENETRAÇÃO
		Inseticida	Fungicida		
Madeira serrada, roliça e laminada (seca)	Sob pressão (d)	CCA – C ou CCB		4,0 ou 6,5 (b)	100 % do alburno e porção permeável do cerne
		Óleo creosoto (c)		96	
Painel compensado		CCA – C ou CCB		4,0 ou 6,5 (b)	100 % do alburno e porção permeável do cerne

Tabela 7.3 – Classe de risco 5

APLICAÇÃO	MÉTODO DE TRATAMENTO	PRESERVATIVO (inseticida e fungicida)	RETENÇÃO MÍNIMA kg/m ³ (i.a.)	PENETRAÇÃO
Madeira serrada, roliça, laminada e Painel compensado	Sob pressão (a)	CCA – C	6,5	100 % do alburno e porção permeável do cerne
		CCB (d)	9,6 (b)	
		Óleo creosoto (c)	12,8 (e)	
			96	
		130 (b)		
		192 (e)		

Tabela 7.4 – Classe de risco 6

APLICAÇÃO	MÉTODO DE TRATAMENTO	PRESERVATIVO	RETENÇÃO MÍNIMA kg/m ³ (i.a.)	PENETRAÇÃO
Madeira serrada, Madeira roliça e Painel compensado	Sob pressão (a)	CCA – C	40	100 % do alburno e porção permeável do cerne
		Óleo creosoto	400	
	Sob pressão duplo tratamento (a) (f)	CCA – C e	24	
		Óleo creosoto	320	

OBSERVAÇÕES

- No caso de espécies de folhosas, o cerne é normalmente não tratável, mesmo sob pressão, portanto uma maior vida útil do componente depende da alta durabilidade natural desta porção da madeira. No caso de madeiras permeáveis, como o pinus, ou o alburno da maioria das espécies de folhosas é possível a total impregnação com o produto preservativo.
- Componentes estruturais de difícil manutenção, reparo ou substituição e críticos para o desempenho e segurança do sistema construtivo.
- Devido à sua natureza oleosa e propriedades químicas, a peça de madeira tratada com óleo creosoto pode apresentar problemas de exsudação do produto (migração para a superfície), além de não permitir acabamento com tintas, stains e vernizes. Portanto, recomenda-se seu uso nos componentes que não entram em contato direto com as pessoas e/ou animais.
- Carecem informações sobre o uso da madeira tratada com o produto preservativo CCB em contato direto com a água doce, salobra ou salgada.
- Componentes estruturais críticos, como estacas de fundações totalmente ou parcialmente enterrados no solo ou em contato com água doce, utilizados em locais de clima severo e ambiente com alto potencial de biodeterioração por fungos e insetos xilófagos.
- O método de duplo-tratamento com os produtos preservativos CCA e óleo creosoto deve ser adotado em regiões de ocorrência de *Sphaeroma terebrans* e *Limnoria tripunctata* e na ausência de informações sobre estes organismos xilófagos no local de uso da madeira.

Nota importante:

Devido à natureza química dos produtos preservativos recomendados para o tratamento de madeiras, nos componentes construtivos das pontes, que podem estar em contato direto com pessoas ou animais, é recomendado o uso de acabamentos adequados, como “stains”, vernizes e/ou tintas, para evitar a migração e/ou lixiviação do produto preservativo.

CLASSES DE RISCO - PRECAUÇÕES GERAIS

1. Adotar a classe de risco mais agressiva quando diferentes partes de um mesmo componente apresentam diferentes classes de risco.
2. Situações em que um componente fora de contato com o solo for submetido a intenso umedecimento, considerar uma situação equivalente ao contato com o solo ou água doce.
3. Componentes inacessíveis quando em serviço ou quando sua falha apresente conseqüências sérias, é aconselhável considerar o uso de madeira de alta durabilidade natural ou um tratamento preservativo que proporcione maior retenção e penetração do produto preservativo na madeira.
4. A diferente durabilidade natural e tratabilidade do alburno e cerne devem ser sempre consideradas.
5. Se o risco de lixiviação do produto preservativo existe, considerar a proteção dos componentes durante construção e/ou transporte.
6. Fatores como manuseio das peças tratadas, práticas durante a construção, integridade de acabamentos ou compatibilidade do produto preservativo com o acabamento, podem afetar o desempenho da madeira preservada.
7. Adoção um sistema de secagem adequado para a produção de madeira tratada de boa qualidade e, conseqüentemente, do produto final.

CAPÍTULO 8

REABILITAÇÃO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA

A manutenção de peças estruturais de madeira engloba o conjunto de atividades necessárias para preservar as condições de utilização e assegurar a segurança requerida para a estrutura. Estas atividades podem ater-se apenas aos reparos dos defeitos, como também incrementar correções para prevenir e reduzir futuros problemas. Negligenciando-se ou tornando-se a manutenção irregular, predispõe-se a estrutura ao desenvolvimento de deterioração ou desgaste dos elementos que implicarão a necessidade de reparos ou recuperações imediatas. Um programa adequado de inspeção e detecção dos pontos deficientes da estrutura, associado à manutenção necessária e regular, tende a proporcionar uma relação custo - benefício bastante compensatório.

Neste contexto, tem-se usualmente optado pela reabilitação de elementos estruturais em contrapartida à demolição. Os estudos referentes às técnicas que proporcionem o aumento da durabilidade de estruturas por meio da reabilitação, considerando manutenção regular como recurso viável, são de grande importância.

A realização da manutenção preventiva visa conservar a madeira em bom estado, sendo que os procedimentos necessários são realizados objetivando a redução de futuros problemas. As peças condicionadas a esta categoria de manutenção devem estar desprovidas de deterioração ou desgastes. Contudo, as condições de exposição mantêm os potenciais de riscos presentes nas peças.

A reabilitação estrutural deve ser entendida como manutenção corretiva. É subdividida em duas categorias, as quais encontram-se relacionadas às condições de deterioração dos elementos de madeira em estudo.

Categoria 1: Manutenção corretiva devida à presença de deterioração inicial.

Nesta categoria, a degradação encontra-se presente, mas não afeta a capacidade ou desempenho normal de serviço da peça de madeira. Os elementos que requerem este tipo de manutenção apresentam danos iniciais iminentes e podem ser sanados com a introdução de ações corretivas adequadas.

Categoria 2: Manutenção corretiva e tardia devida à presença de deterioração severa.

Envolve a restauração da capacidade requerida para a madeira, bem como de suas condições iniciais. Nessa categoria de manutenção, as deteriorações progridem em direção aos elementos estruturais que desempenham funções essenciais para a integridade da estrutura, tornando os reparos ou recuperações imprescindíveis para manter a capacidade de carga da estrutura. Em função da degradação presente na madeira, devem ser utilizados métodos compatíveis que visem mantê-la apropriada ao uso. Nos tópicos que se seguem, são descritas as principais técnicas corretivas aplicadas na reabilitação da madeira em estruturas, descrevendo-se as vantagens e desvantagens que as permeiam.

8.1 – MANUTENÇÃO CORRETIVA DEVIDO À PRESENÇA DE DETERIORAÇÃO INICIAL

As técnicas que compõem este tipo de manutenção são denominadas de tratamentos superficiais (ou de impregnação) aplicados na madeira ‘in loco’. As principais técnicas utilizadas são: fumigação, injeção, aspersão e pincelamento do agente químico.

- *Fumigação:* A fumigação ou expurgo é um processo bastante eficiente que consiste em submeter a peça de madeira atacada por insetos xilófagos à ação de um gás tóxico por um período pré - determinado. A principal vantagem da fumigação é o alto poder de difusão dos gases que permite uma penetração profunda nas peças de madeira. Como desvantagens, têm-se a ausência de resíduos do preservativo na peça tratada, desvinculando a proteção duradoura deste tratamento. Entre os inúmeros gases que podem ser utilizados no processo, destacam-se o brometo de metila e a fosfina. Na fumigação, as peças de madeira que serão tratadas devem ser recobertas e vedadas com lona impermeável ao gás utilizado. Vale ressaltar que, após a realização da manutenção corretiva por meio de fumigação em peças atacadas, é necessário efetuar um tratamento mais persistente com preservativos de madeira. Caso seja inviabilizado este tratamento posterior, podem ser executados expurgos periódicos nas peças de madeira.

- *Injeção:* Nesta técnica, o preservativo pode ser aplicado nos próprios orifícios produzidos pelos insetos na superfície da madeira, bem como por orifícios auxiliares feitos com uso de furadeiras elétricas. A disposição destes orifícios deve proporcionar eficiente distribuição do produto químico ao longo da peça atacada. Como vantagens tem-se que a inserção do produto preservativo na madeira pode ser realizada por meio de técnicas simples, utilizando-se de seringas hipodérmicas, equipamento

manual ou mecanizado. No entanto, devem ser consideradas as implicações de ordem estrutural ou estética durante as furações, visando evitar comprometimentos indesejáveis às peças atacadas.

Após a fumigação e/ou injeção de produto preservativo na peça atacada, recomenda-se o tratamento superficial da peça (aspersão; pincelamento) para evitar a reinfestação dos insetos xilófagos, conforme segue:

- *Aspersão*: A aspersão consiste na aplicação do produto preservativo pela superfície externa da peça de madeira, por meio de pulverizadores ou aspersores que produzem fluxo contínuo do preservativo à baixa vazão. O uso desta técnica permite o alcance de pontos inacessíveis ao tratamento por injeção. Previamente à aplicação da aspersão, deve-se retirar o excesso de resíduos ou detritos acumulados na superfície de madeira. Durante a aspersão, necessita-se verificar se a penetração do preservativo encontra-se atuante em todas as faces da peça e em regiões de topo, encaixes ou junções.

- *Pincelamento*: Os tratamentos superficiais visam proporcionar à madeira um retorno ao aspecto original, muitas vezes desvinculados com fatores estruturais. Estes são os tratamentos mais simples disponíveis e requerem investimentos mínimos, permitindo a utilização dos preservativos de baixa viscosidade. Em contrapartida, apresentam dificuldades para execução nas superfícies inferiores das peças, adicionadas ao elevado tempo necessário para realização deste tratamento. Esta técnica pode ser aplicada em peças que apresentam teores de umidade bastante distintos, sempre caracterizando-se pela superficialidade de penetração. Vale ressaltar que qualquer movimentação da madeira após tratamento “in loco” por pincelamento pode provocar ruptura da camada protetora, com conseqüente exposição da parte interior não tratada.

Outros métodos de manutenção de componentes de madeira em uso podem ser adotados, como por exemplo a aplicação de bandagens ou bastões com produtos inseticidas e fungicidas difusíveis e o tratamento de solo contra cupins-subterrâneos.

8.2 – MANUTENÇÃO CORRETIVA E TARDIA DEVIDO À PRESENÇA DE DETERIORAÇÃO SEVERA

Uma subdivisão proposta para este tipo de manutenção inclui os métodos tradicionais, os reparos mecânicos e o emprego de adesivos. Nos itens que se seguem são descritos estes métodos, bem como

destacadas as vantagens e desvantagens que condicionam sua viabilidade para cada situação e necessidade de aplicação analisada.

- *Sistema tradicional*: Neste método, peças da estrutura de madeira são substituídas por novas peças que apresentam dimensões semelhantes às originais. É também denominado de método de substituição. É muito utilizado na recuperação de elementos estruturais, devido à permanência das características originais do projeto e substituição por material equivalente. Em contrapartida, apresenta limitações no comportamento estrutural e requer habilidade técnica para execução do serviço. A substituição é recomendada nos casos em que peças de madeira encontram-se em condições limites de uso ou quando partes principais que apresentam importantes funções estruturais encontram-se intensamente degradadas. Vale ressaltar que este método é viável em situações onde há poucas peças deterioradas, que tornam a demolição inviável, e têm a conformação de uma nova estrutura como alternativa dispendiosa.

- *Reparos mecânicos*: Estes reparos propiciam um prejuízo estético à estrutura pela possibilidade de visualização da união entre os elementos de ligação e a madeira, bem como pode-se ter um enrijecimento excessivo expondo a peça reabilitada a rachaduras. Diversas são as técnicas aplicadas na reabilitação da estrutura por meio de reparos mecânicos. A seguir são descritas sucintamente as principais delas.

- *Reforços com execução de cortes e inserção de conectores*: Neste método, realizam-se os reparos estruturais utilizando-se conectores, anéis ou chapas metálicas fixadas na peça de madeira por meio de ligações com parafusos ou outros materiais. Estas inserções podem ser combinadas com a confecção de cortes, biséis ou chanfros que visam facilitar e enrijecer as ligações.

- *Reparos mecânicos por emenda*: São reparos por emenda e consistem em adicionar, à estrutura, peças de madeira associadas com parafusos. Esta técnica é muito utilizada quando a peça estrutural danificada apresenta rachaduras longitudinais.

- *Reparos com chapas metálicas*: Outro tipo de reparo muito utilizado em rachaduras longitudinais, consiste em introduzir chapas metálicas para reforçar a estrutura, fixando-as com parafusos ou com adesivo epoxi. O objetivo desta técnica não é unir as partes rachadas, mas prevenir a separação da peça em duas partes. Caso sejam utilizados adesivos para unir a chapa metálica à madeira, pode ocorrer a

corrosão da chapa na sua interface com o adesivo, comprometendo perigosamente a aderência entre os elementos. Esta patologia apresenta difícil identificação durante as inspeções de rotina.

- *Reforço com camisa de concreto*: Em muitos casos, faz-se necessária a adoção de medidas mais rigorosas, como a utilização de camisas de concreto visando proteger regiões da estrutura expostas a condições severas de intemperismo. São reforços que podem ser aplicados, por exemplo, em pilares de madeira presentes em pontes, nos quais existe a possibilidade de reumidificação dos elementos provocada pela variação de maré. Na adoção deste sistema, é importante que nunca ocorra acúmulo de água na interface concreto-madeira. Esta condição acelera o desenvolvimento de fungos apodrecedores, comprometendo a resistência mecânica do componente de madeira.

- *Reparos adesivos*: O reparo com utilização de resina epoxi também é denominado de método adesivo. Para a execução deste tipo de reforço, podem-se utilizar distintas composições químicas de resinas epoxi que podem ser aplicadas, conjuntamente com peças metálicas ou fibras, na madeira a ser reabilitada. É um método eficiente para reforçar peças de madeira, sendo que o epoxi é um gel de betume que pode ser injetado manualmente nas partes danificadas, promovendo o aumento da resistência da peça estrutural. Utilizado desde o final da década de 60, este método tem como vantagens o aumento da capacidade de carga da estrutura juntamente com a incorporação de certa flexibilidade. Todavia, o bom desempenho será perceptível a longo prazo. Além disto, ocorre um pequeno incremento no peso próprio da estrutura.

- *Reforço com fibras sintéticas*: Para reforçar estruturas de madeira, encontra-se em ascensão o estudo da utilização de polímeros que permitem o aumento da rigidez e da resistência das peças. Para a realização do reforço, faz-se uso das fibras de polímeros, comumente denominadas de FRP (fibras reforçadas com polímeros). Entre as principais fibras sintéticas utilizadas para esta finalidade destacam-se: fibra de vidro, Kevlar 49 (aramid) e fibra de carbono. Das FRP aplicáveis, a fibra de carbono combinada com adesivos diversos é bastante utilizada na recuperação de madeira em estruturas, principalmente por possuir características que facilitam a associação de materiais com propriedades físicas diferentes. Este método de reforço pode ser aplicado em pilares, vigas e lajes apresentando-se, em ascensão sua aplicação em vigas laminadas coladas, muito utilizadas em países europeus.

CAPÍTULO 9

DIRETRIZES PARA PROJETO DE PONTES DE MADEIRA

Nesse capítulo são indicadas as diretrizes para o projeto e dimensionamento de pontes de madeira com os sistemas estruturais mais indicados para utilização no país. As especificações indicadas a seguir aplicam-se a superestruturas de pontes rodoviárias de madeira. As informações têm o objetivo de ajudar o engenheiro projetista, indicando a configuração geométrica das pontes e especificando os passos para o dimensionamento de cada sistema estrutural. O projetista pode utilizar este documento durante a fase preliminar de dimensionamento para determinar o sistema estrutural mais adequado para a sua situação. O projetista é fortemente encorajado a obter maiores informações sobre o dimensionamento principalmente nas normas técnicas NBR 7190 “Projeto de Estruturas de Madeira” e NBR 7188 “Ações em Pontes Rodoviárias e Passarelas de Pedestres”.

9.1 – PONTE EM VIGAS SIMPLES DE PEÇAS ROLIÇAS

O sistema de ponte em viga simples de peças roliças é o mais utilizado no país, principalmente devido a sua simplicidade construtiva aliado ao seu baixo custo. Entretanto, a falta de projeto elaborado por profissionais capacitados, faz com que este sistema estrutural também seja o que apresenta menor durabilidade.

Neste item são especificadas as diretrizes básicas para o projeto de ponte em vigas simples de peças roliças e detalhes construtivos, bem como uma tabela prática para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte.

9.1.1 – ESQUEMA GERAL DA PONTE

Nas pontes em vigas simples de peças roliças podem ser observados os seguintes elementos estruturais:

- Longarinas;
- Tabuleiro;
- Rodeiro;
- Guarda-rodas;

- Defesa.

As longarinas são formadas por peças roliças de madeira dispostas no sentido longitudinal, alternando-se a disposição topo-base, tendo em vista a conicidade das peças. As longarinas são responsáveis por suportar o peso próprio da estrutura e também as cargas acidentais e seus efeitos dinâmicos. São ligadas por barras roscadas de 25,4 mm de diâmetro.

O tabuleiro é constituído por peças de madeira serrada, dispostas no sentido transversal, e ligadas nas longarinas por parafusos auto-atarraxantes de 10 mm de diâmetro. O veículo tipo deve atuar sobre o rodeiro; entretanto, o tabuleiro deve suportar a carga acidental do veículo tipo, no caso excepcional do mesmo sair do rodeiro.

O rodeiro é formado por peças de madeira serrada, dispostas no sentido longitudinal, e ligadas ao tabuleiro por parafusos auto-atarraxantes de 10 mm de diâmetro. O rodeiro tem a função de indicar a localização correta onde o veículo deve passar e melhorar a distribuição das cargas acidentais para o tabuleiro e as longarinas. No rodeiro devem ser utilizadas madeiras duras que resistam à abrasão dos pneus dos veículos.

O guarda-rodas e a defesa constituem itens de segurança ao tráfego da ponte. Devem ser dimensionados de maneira a evitar que o veículo possa sair da ponte. O guarda-rodas é formado por uma viga roliça de mesmo diâmetro das longarinas, sendo utilizadas peças de madeira serrada para a defesa. O guarda-rodas e o pilarete da defesa devem ser ligados à longarina de borda com barras roscadas de 25,4 mm de diâmetro.

As figuras seguintes mostram a configuração básica das pontes em vigas simples de peças roliças, indicando a localização dos elementos constituintes. Também são indicados os espaçamentos entre longarinas, disposição do tabuleiro, defesa e rodeiro. As pontes em vigas simples de peças roliças são construídas em zonas rurais com baixo volume de tráfego e, conseqüentemente, possuem somente uma faixa de tráfego, com largura de 4 metros.

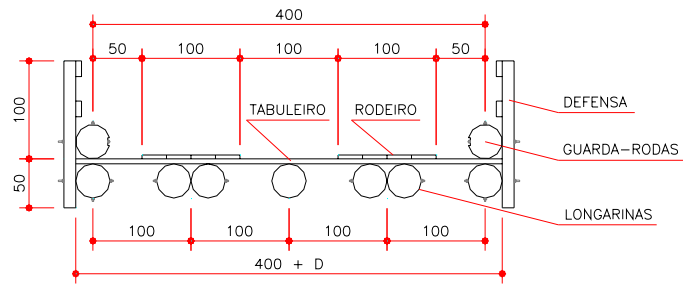


Figura 9.1 – Seção transversal da ponte em vigas roliças

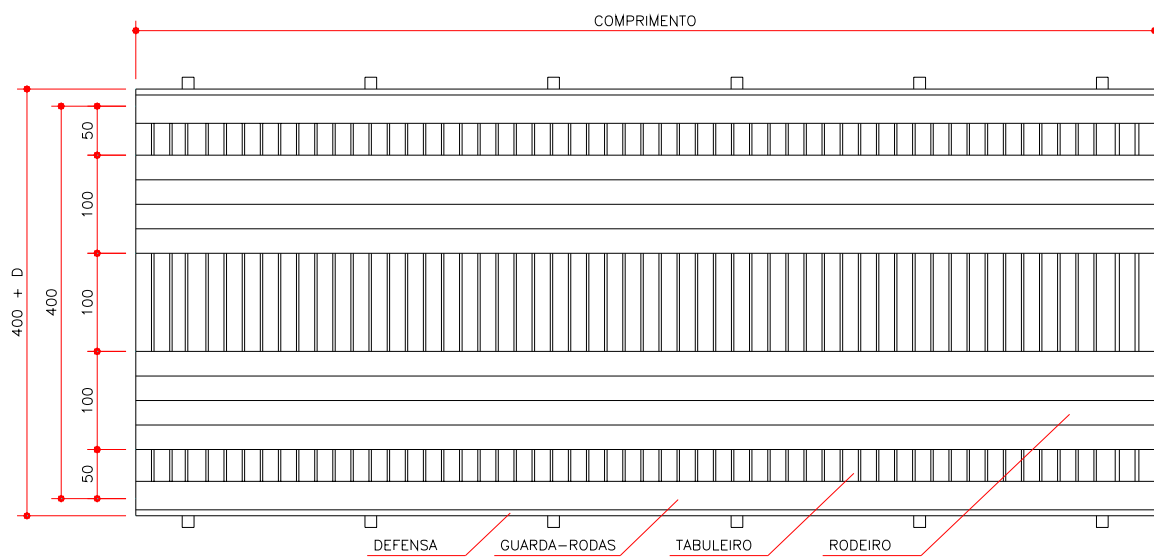


Figura 9.2 – Vista superior da ponte

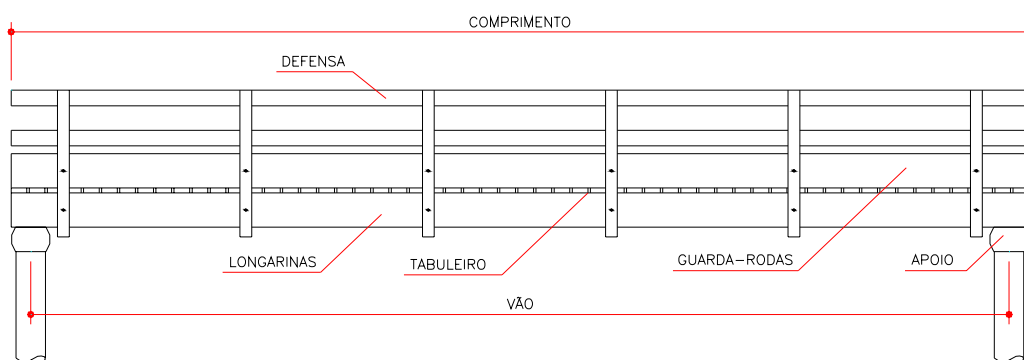


Figura 9.3 – Vista lateral da ponte em vigas roliças

9.1.2 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o cálculo das pontes em vigas simples de peças roliças são consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- As longarinas diretamente abaixo do rodeiro são dimensionadas para suportar a ação permanente de peso próprio e as ações acidentais e seus efeitos dinâmicos. O diâmetro de referência utilizado no cálculo estrutural deve ser o diâmetro a 1/3 do topo, considerando a conicidade;

- Em cada linha de rodas do veículo-tipo têm-se duas vigas suportando o carregamento;

- Apesar do tabuleiro e rodeiro contribuírem na distribuição transversal do carregamento para as longarinas vizinhas, este efeito não é considerado para o dimensionamento.

9.1.3 – ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em vigas roliças.

1º) Definir a geometria e a classe estrutural da ponte

O projetista deve definir o vão, largura e número de faixas da ponte baseado em fatores decorrentes das condições locais, como por exemplo, área necessária para a calha do córrego, volume de tráfego, etc. O vão efetivo da ponte é a distância medida de centro a centro dos apoios. Para o sistema de ponte em questão, o número de faixas de tráfego e, conseqüentemente, a largura da ponte ficam limitadas ao padrão de 4m, já que são utilizadas principalmente em vias rurais de baixo volume de tráfego.

A classe estrutural da ponte é definida pelo projetista em função dos veículos que possam trafegar com maior freqüência sobre a ponte. A norma NBR 7188 define três classes de pontes, Classe 12, Classe 30 e Classe 45. Apesar deste tipo de ponte ser utilizado em vias rurais com baixo volume de tráfego, a Classe 12 não é recomendada, pois os veículos atuais utilizados nas vias rurais não pavimentadas facilmente superam este limite.

2º) Definir a classe de resistência da madeira

O projetista deve definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte. A NBR 7190 permite que o projetista especifique uma espécie de madeira ou utilize as recomendações de classes de resistência. O dimensionamento por classes de resistência permite que o projetista, ao final do projeto, especifique as espécies de madeira que se enquadrem na classe utilizada. O cliente ou construtor poderá optar pela espécie mais conveniente para a obra, dentro das indicações do projetista.

3º) Estimar a carga permanente

Definida a classe da ponte, o vão teórico e classe da madeira a ser utilizada, pode-se recorrer às indicações das tabelas 9.1 e 9.2 para estimar a carga permanente. Lembrando-se que se deve acrescentar 3% ao peso próprio da madeira, devido aos conectores metálicos.

4º) Posicionamento transversal do veículo-tipo

Nas pontes de madeira em vigas roliças, o rodeiro indica o local correto por onde o veículo deve transitar. Esta é a posição mais crítica para as longarinas, que devem suportar os esforços provocados pela totalidade de uma linha de rodas do veículo-tipo. A figura 9.4 ilustra o posicionamento transversal crítico para o dimensionamento das longarinas.

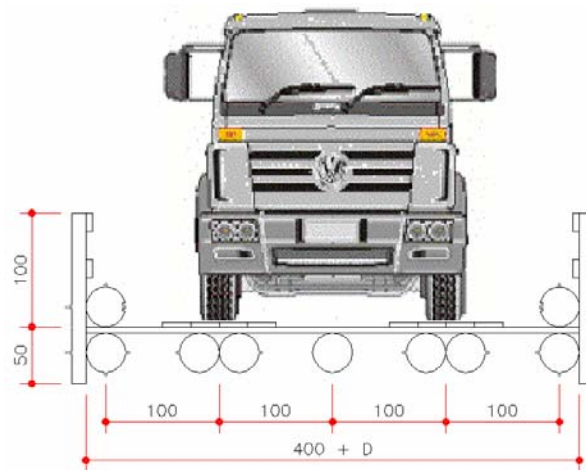


Figura 9.4 – Posicionamento transversal do veículo-tipo sobre o rodeiro

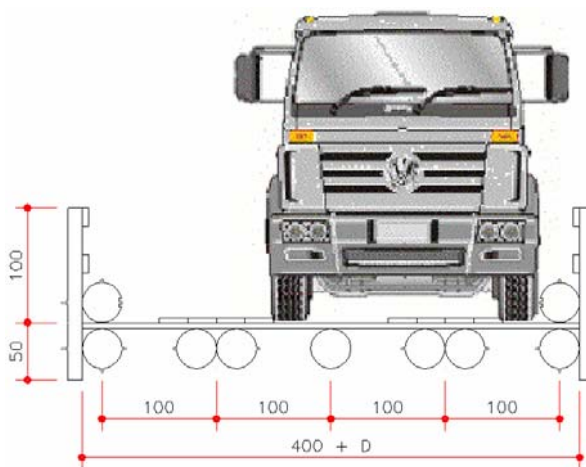


Figura 9.5 – Posicionamento transversal do veículo-tipo fora do rodeiro

Outra possibilidade de solicitação que pode ocorrer nas pontes em vigas roliças é quando o veículo-tipo porventura sair fora do rodeiro. Esta é a situação mais crítica para o tabuleiro. A figura 9.5 ilustra o posicionamento transversal crítico para o dimensionamento do tabuleiro.

4º) Realizar o cálculo dos esforços máximos

Para o dimensionamento das longarinas deve-se calcular o momento fletor máximo, a cortante máxima e a flecha máxima devido à carga permanente e à acidental. A figura 9.5 ilustra o posicionamento do veículo-tipo para o cálculo do momento fletor e flecha.

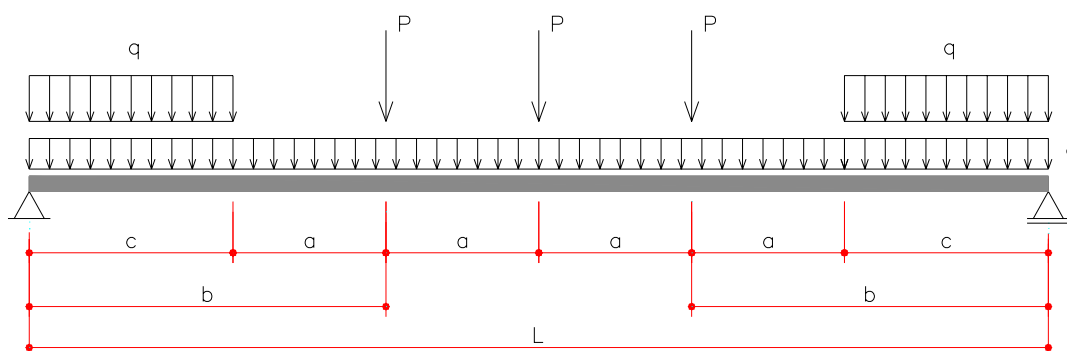


Figura 9.5 – Posicionamento do veículo-tipo para momento fletor e flecha

O momento máximo devido a carga permanente é dado pela seguinte equação:

$$M_{g,k} = \frac{q \cdot L^2}{8} \quad (9.1)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, podem ser consideradas as seguintes equações de momento máximo:

$$M_{q,k} = \left(\frac{3 \cdot P \cdot L}{4} - P \cdot a \right), \text{ para } 3 \text{ m} < L \leq 6 \text{ m} \quad (9.2)$$

$$M_{q,k} = \left(\frac{3 \cdot P \cdot L}{4} - P \cdot a \right) + \frac{q \cdot c^2}{2}, \text{ para } L > 6 \text{ m} \quad (9.3)$$

onde:

L = vão teórico;

a = 1,5 m (Classes 30 e 45);

$$b = (L-2a)/2;$$

$$c = (L-4a)/2;$$

$P = 7,5 \text{ kN}$ para Classe 45 ou $5,0 \text{ kN}$ para Classe 30;

q = carga acidental;

g = carga permanente.

A flecha máxima devido a carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$\delta_{g,k} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_{M,ef} \cdot I} \quad (9.4)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, podem ser considerada a seguinte equação de flecha, desprezando o efeito da carga acidental distribuída perto dos apoios:

$$\delta_{q,k} = \frac{P}{48 \cdot E_{M,ef} \cdot I} \cdot [L^3 + 2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)] \quad (9.5)$$

Para o cálculo da reação de apoio o veículo-tipo deve ser posicionado conforme a figura 9.6. O valor é usado para o dimensionamento da região dos apoios e fundações.

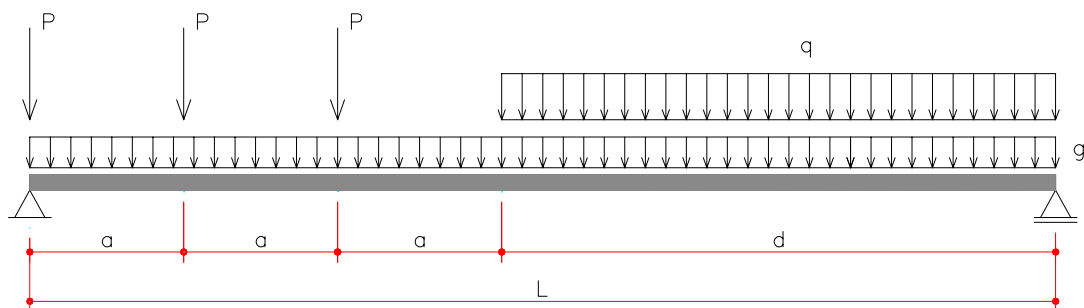


Figura 9.6 – Posicionamento do veículo-tipo para reação de apoio

A reação de apoio devido a carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$R_{g,k} = \frac{g \cdot L}{2} \quad (9.6)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, deve ser considerada a seguinte equação para reação de apoio.

$$R_{q,k} = \frac{P}{L} \cdot (L + 3 \cdot a + 2 \cdot d) + \frac{q \cdot d^2}{2 \cdot L} \quad (9.7)$$

onde:

$$d = L - 3a.$$

Para o cálculo da cortante, o veículo-tipo pode ser posicionado conforme a figura 9.7, levando em consideração a redução da cortante.

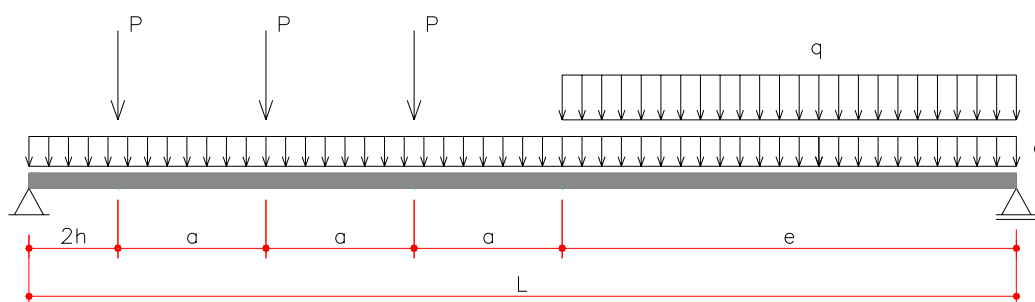


Figura 9.7 – Posicionamento do veículo-tipo para cortante

A cortante máxima devido à carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$Q_{g,k} = \frac{g \cdot L}{2} \quad (9.8)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, pode ser considerada a seguinte equação para o cálculo da cortante máxima reduzida:

$$Q_{q,k} = \frac{P}{L} \cdot (6 \cdot a + 3 \cdot e) + \frac{q \cdot e^2}{2 \cdot L} \quad (9.9)$$

onde:

$$e = L - 3a - 2h;$$

h = diâmetro médio da longarina.

Para o dimensionamento do tabuleiro deve-se apenas calcular o momento fletor máximo devido a carga acidental e seus efeitos dinâmicos. É desnecessária a verificação da reação, cortante e flecha. Os efeitos do peso próprio podem ser desprezados, devido a pequena influência, quando comparado com a carga acidental.

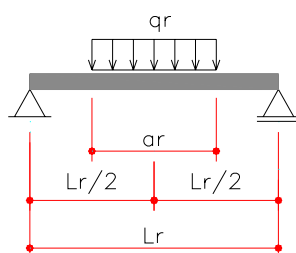


Figura 9.8 – Posicionamento crítico de uma roda sobre o tabuleiro

O momento fletor máximo é dado pela seguinte equação:

$$M_{rq,k} = \frac{P}{4} \cdot (L_r - a_r) \quad (9.10)$$

onde:

$$q_r = P/a_r;$$

$a_r = 0,5$ m para Classe 45 e 0,4 m para Classe 30;

$L_r =$ vão do tabuleiro (distância entre longarinas).

A sugestão de análise do tabuleiro descrita acima é uma aproximação razoável. Para uma análise mais precisa, o projetista pode considerar o tabuleiro como uma viga contínua apoiada sobre as longarinas que por sua vez podem ser analisadas como apoios elásticos.

5º) Realizar as combinações das ações

Para o dimensionamento das longarinas, os valores de cálculo das ações momento fletor e cortante, devem ser obtidos da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$M_d = \gamma_g \cdot M_{g,k} + \gamma_q \cdot [M_{q,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{q,k}] \quad (9.11)$$

$$Q_d = \gamma_g \cdot Q_{g,k} + \gamma_q \cdot [Q_{q,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot Q_{q,k}] \quad (9.12)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e 1,4 quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade)

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas acidentais móveis)

$\varphi =$ coeficiente de impacto vertical

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (9.13)$$

Onde:

$\alpha = 20$ para pontes rodoviárias com assoalho de madeira;

$L =$ vão teórico em metros.

Para o dimensionamento dos apoios, o valor de cálculo da reação de apoio, deve ser obtido da combinação última normal não considerando o coeficiente de impacto, seguindo as especificações da NBR 7190.

$$R_d = \gamma_g \cdot R_{g,k} + \gamma_q \cdot R_{q,k} \quad (9.14)$$

Para as longarinas em pontes de madeira, sugere-se que a flecha deva ser verificada considerando a seguinte condição:

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{360} \quad (9.15)$$

O valor de cálculo do momento fletor no tabuleiro deve ser obtido da combinação última excepcional, desprezando os efeitos da carga permanente.

$$M_{r,d} = M_{rq,k} \quad (9.16)$$

6º) Dimensionamento das longarinas e tabuleiro

O diâmetro mínimo das longarinas é determinado pelo maior resultado dentre as seguintes condições:

$$D_{\min} \geq \left(\frac{16 \cdot M_d}{\pi \cdot f_{co,d}} \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ tensões normais.} \quad (9.17)$$

$$D_{\min} \geq \left(\frac{8 \cdot Q_d}{3 \cdot \pi \cdot f_{vo,d}} \right)^{\frac{1}{2}}, \text{ tensões tangenciais.} \quad (9.18)$$

$$D_{\min} \geq \left\{ \frac{360}{L} \cdot \frac{4 \cdot P}{3 \cdot \pi \cdot E_{M,ef} \cdot L} \cdot \left[L^3 + 2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2) \right] \right\}^{\frac{1}{4}}, \text{ flecha.} \quad (9.19)$$

A altura do tabuleiro é determinada pela seguinte condição:

$$\text{esp.} \geq \left(\frac{6 \cdot M_{r,d}}{\text{larg.} \cdot f_{c0,d}} \right)^{\frac{1}{2}}, \text{ tensões normais.} \quad (9.20)$$

Onde:

esp. = espessura do tabuleiro;

larg. = largura da roda (20 cm para as Classes 45 e 30).

7º) Conferir o peso próprio considerado

Neste passo o projetista deve conferir o peso próprio estimado no início dos cálculos com o obtido das dimensões obtidas no 6º passo. Se a diferença entre o peso próprio estimado e o real for maior que 10% deve-se refazer os cálculos agora com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

9.1.4 – TABELA PRÁTICA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

As peças do rodeiro são formadas por pranchas de madeira madeiras duras que resistam a abrasão dos pneus dos veículos (Classe C50 ou C60). Com a função de indicar a localização correta onde o veículo deve passar e melhorar a distribuição das cargas acidentais para o tabuleiro e as longarinas, o rodeiro possui espessura mínima de 4 cm. A largura das pranchas do rodeiro é em geral de 25 cm, sendo necessária quatro pranchas dispostas lado a lado para uma linha de rodas.

A tabela 9.1 indica a espessura mínima das peças do tabuleiro em função da classe estrutural da ponte e da classe de madeira empregada. As seções serradas empregadas no tabuleiro possuem largura padrão de 16 cm ou 20 cm.

A tabela 9.2 indica o diâmetro mínimo para as longarinas em função do vão da ponte, da classe da madeira empregada e da classe estrutural da ponte. Apesar deste sistema estrutural de pontes ser mais utilizado em vias rurais, com baixo volume de tráfego, a tabela não apresenta a classe estrutural 12, pois os veículos atuais, utilizados nas vias rurais não pavimentadas, facilmente superam este limite.

Tabela 9.1 – Pontes em vigas simples de peças roliças (altura do tabuleiro)

Veículo-tipo	Madeira		
	C60	C50	C40
Classe 30	6 cm	7 cm	8 cm
Classe 45	8 cm	9 cm	10 cm

Tabela 9.2 – Pontes em vigas simples de peças roliças (diâmetro médio das longarinas)

Comprimento (m)	Vão (m)	Classe 30			Classe 45		
		C60	C50	C40	C60	C50	C40
6,0	5,5	37 cm	39 cm	43 cm	43 cm	45 cm	48 cm
7,0	6,5	40 cm	43 cm	46 cm	46 cm	49 cm	
8,0	7,5	43 cm	46 cm	50 cm	50 cm		
9,0	8,5	46 cm	49 cm				
10,0	9,5	49 cm					

9.1.5 – RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

- Todas as peças de madeira de reflorestamento devem ser tratadas com CCA.
- Todas as peças metálicas devem ser tratadas com anticorrosão (galvanização à fogo).
- As peças do tabuleiro devem ser espaçadas a cada 15 mm a 25 mm.
- As longarinas devem ser niveladas pela parte superior e nos apoios são recomendados calços de madeira. Não é recomendado o uso de entalhes para nivelamento das longarinas, entretanto se indispensável, não deve superar $\frac{1}{4}$ da altura da seção. Deve ser verificado o fendilhamento no entalhe.
- As longarinas devem ser fixadas nos apoios de madeira por meio de barras de aço CA-50 de 19 mm de diâmetro, coladas com adesivo epóxi.

9.2 – PONTE EM VIGAS DE MLC

O sistema de ponte em vigas de MLC consiste de uma série de vigas de MLC (longarinas) sob tabuleiro formado por painéis transversais de MLC. Este sistema é o mais utilizado nos EUA principalmente devido a simplicidade construtiva e o baixo custo de construção e manutenção. No Brasil, em função do alto custo da MLC, ainda não há registro de pontes com esse sistema estrutural. As pontes em vigas de MLC são indicadas para vãos de 12 m à 20 m, com uma ou duas linhas de tráfego.

Da mesma forma que no sistema construtivo anterior, são especificadas as diretrizes básicas para o projeto, bem como detalhes construtivos e também uma tabela prática para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte.

9.2.1 – ESQUEMA GERAL DA PONTE

Nas pontes em vigas de MLC podem ser observados os seguintes elementos estruturais:

- Longarinas;
- Diafragma;
- Tabuleiro;
- Guarda-rodas;
- Defesa.

As longarinas são formadas por vigas de MLC dispostas no sentido longitudinal e apoiadas nas suas extremidades na fundação. As longarinas são responsáveis por suportar o peso próprio da estrutura e também as cargas acidentais e seus efeitos dinâmicos.

O diafragma é um elemento estrutural situado entre as vigas no sentido transversal e tem a função de proporcionar estabilidade lateral às longarinas. O diafragma por ser construído de elementos metálicos na forma de “x” ou então de perfis de MLC. O diafragma contribui na distribuição transversal de cargas, mas não é considerado nos cálculos.

O tabuleiro é constituído por painéis de MLC dispostos na direção transversal e conectados às longarinas por conectores metálicos. Sobre o tabuleiro recomenda-se pavimentação asfáltica, indispensável para uma boa durabilidade desse tipo de ponte. Para melhorar o desempenho dos painéis e evitar fissuras na pavimentação, os painéis adjacentes são interligados por barras de aço, como nos

pisos industriais de concreto armado. A função estrutural do tabuleiro é a de distribuir transversalmente as cargas para as longarinas.

O guarda-rodas e a defesa constituem nos itens de segurança da ponte. Devem ser dimensionados de maneira a evitar que o veículo possa sair da ponte. O guarda-rodas e defesa são formados por peças de MLC conectadas ao tabuleiro e longarinas por barras roscadas de 25,4 mm de diâmetro.

As figuras seguintes mostram as configurações básicas das pontes em vigas de MLC, indicando a localização dos elementos constituintes. Também são indicados os espaçamentos típicos entre longarinas, disposição do tabuleiro e defesa. As pontes em vigas de MLC têm como característica a elevada rigidez longitudinal.

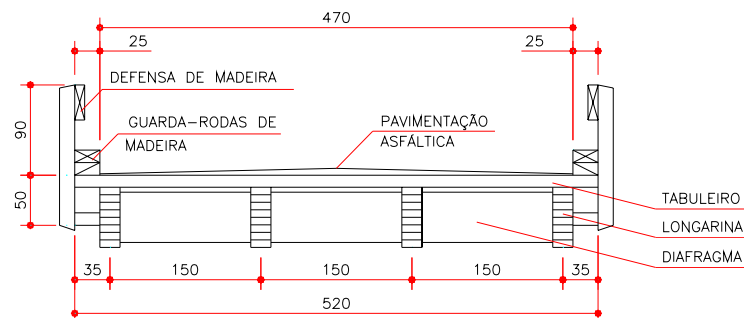


Figura 9.9 – Seção transversal da ponte em vigas de MLC com uma faixa de tráfego

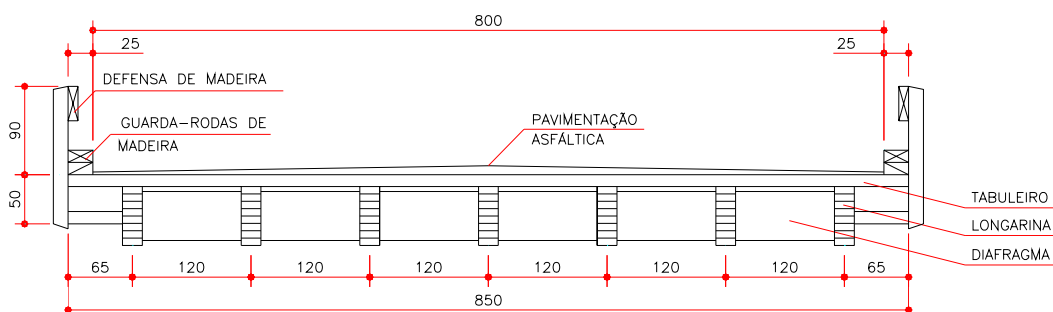


Figura 9.10 – Seção transversal da ponte em vigas de MLC com duas faixas de tráfego

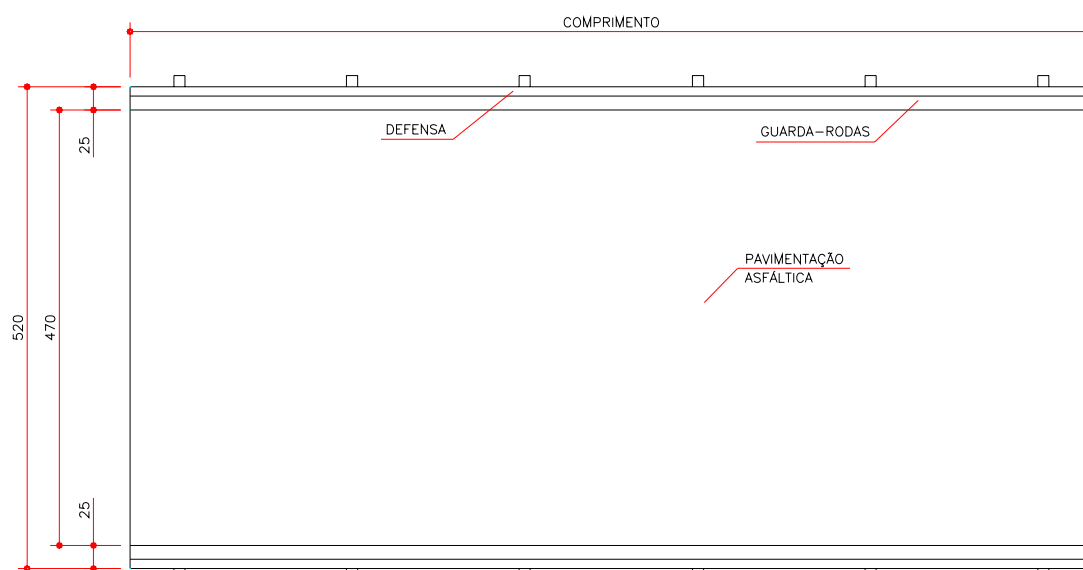


Figura 9.11 – Vista superior da ponte em vigas de MLC

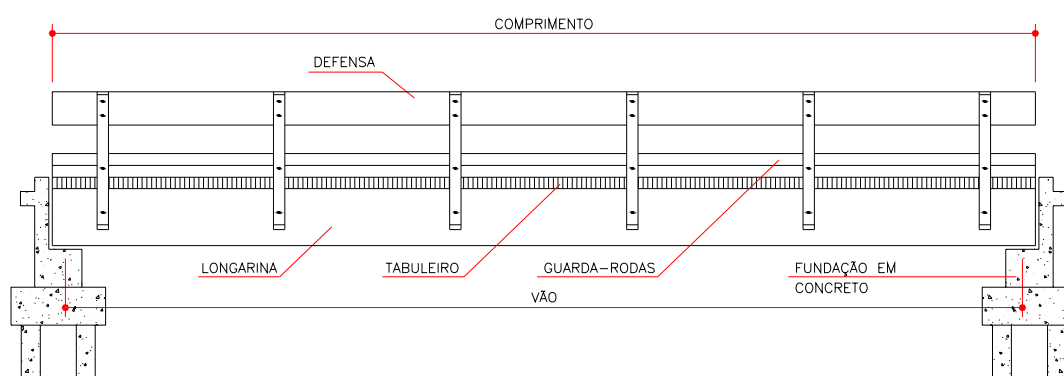


Figura 9.12 – Vista lateral da ponte em vigas de MLC

9.2.2 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o cálculo das pontes em vigas de MLC são consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- As longarinas são dimensionadas para suportar a ação permanente de peso próprio e uma parcela das ações acidentais e seus efeitos dinâmicos. Essa parcela é determinada pelo coeficiente de distribuição de carga (D_f) que leva em conta a capacidade de distribuição transversal de carga para cada longarina individual. O fator de distribuição de carga (D_f) é influenciado pela rigidez transversal do tabuleiro e pelo número, espaçamento e dimensões das longarinas;

- Para simplificação, o tabuleiro pode ser dimensionado como viga bi-apoiada sobre as longarinas, desprezando o efeito favorável da continuidade. Para uma análise mais precisa, o projetista pode considerar o tabuleiro como uma viga contínua apoiada sobre as longarinas que por sua vez podem ser analisadas como apoios elásticos;

9.2.3 – ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em vigas de MLC.

1º) Definir a geometria e a classe estrutural da ponte

O projetista deve definir o vão, largura e número de faixas da ponte baseado em fatores decorrentes das condições locais, como por exemplo, área necessária para a calha do córrego, volume de tráfego, etc. O vão efetivo da ponte é a distância medida de centro a centro dos apoios. Para o sistema de ponte em questão, a largura do tabuleiro é limitada apenas pelo comprimento dos painéis de MLC que em geral é de no máximo 12 m. As pontes em vigas de MLC são geralmente usadas em vias urbanas, pavimentadas e com alto volume de tráfego, por este motivo freqüentemente possuem duas faixas de tráfego.

A classe estrutural da ponte é definida pelo projetista em função dos veículos que possam trafegar com maior freqüência sobre a ponte. Atualmente, as Classes 30 e ou 45 são as recomendadas para pontes projetadas em vias urbanas.

2º) Definir as propriedades da MLC

O projetista deve definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte. Lembrando que esse tipo de ponte é todo construído com Madeira Laminada Colada (MLC). As propriedades de resistência e rigidez da MLC devem ser especificadas pelo fabricante. Para esse sistema estrutural recomenda-se que a MLC tenha propriedades compatíveis com as madeiras da Classe 40. É permitido o emprego de MLC com menores valores de resistência e rigidez, entretanto o seu uso implica em longarinas e tabuleiro com dimensões antieconômicas.

O uso de um material que passa por um processo de manufatura – caso da MLC – implica em maior homogeneidade das propriedades mecânicas, resultado do controle de qualidade mais rigoroso. Assim, os coeficientes de modificação para o dimensionamento são indubitavelmente menos rigorosos do que para a madeira serrada ($k_{mod,3} = 1,00$).

3º) Estimar a carga permanente

Definida a classe da ponte, o vão teórico e a classe da madeira a ser utilizada, pode-se recorrer às indicações das tabelas 9.3 e 9.4 para estimar a carga permanente. Lembrando-se que se deve acrescentar 3% ao peso próprio da madeira devido aos conectores metálicos.

4º) Posicionamento transversal do veículo-tipo

Diferente das pontes em vigas simples roliças, nas pontes em vigas de MLC o veículo tem total liberdade para transitar em qualquer posição transversal. Devido a esta particularidade as longarinas são induzidas a maiores ou menores solicitações em função do posicionamento do veículo. Em geral as longarinas externas são mais solicitadas do que as internas. As figuras 9.13 e 9.14 mostram dois exemplos de posição transversal do veículo-tipo.

Quando o veículo trafega sobre a ponte é fácil notar que as ações provocadas por ele são distribuídas de maneira desigual por entre as várias longarinas que compõem a estrutura. A determinação da real parcela que cada uma das longarinas deve suportar é complexa e influenciada por muitos fatores, como por exemplo: rigidez do tabuleiro, número, espaçamento e dimensões das longarinas, etc.

Documentos normativos americanos sugerem que o dimensionamento das longarinas seja feito considerando a totalidade das ações de uma linha de rodas multiplicada por um fator de redução chamado de Fator de Distribuição de Carga (D_f). A norma americana AASHTO especifica valores empíricos de D_f em função de parâmetros como altura do tabuleiro, espaçamento entre as longarinas, etc. Também são especificados diferentes Fatores de Distribuição de Carga para os diferentes esforços: momento fletor ($D_{f,M}$), cortante ($D_{f,V}$) e reações de apoio ($D_{f,R}$).

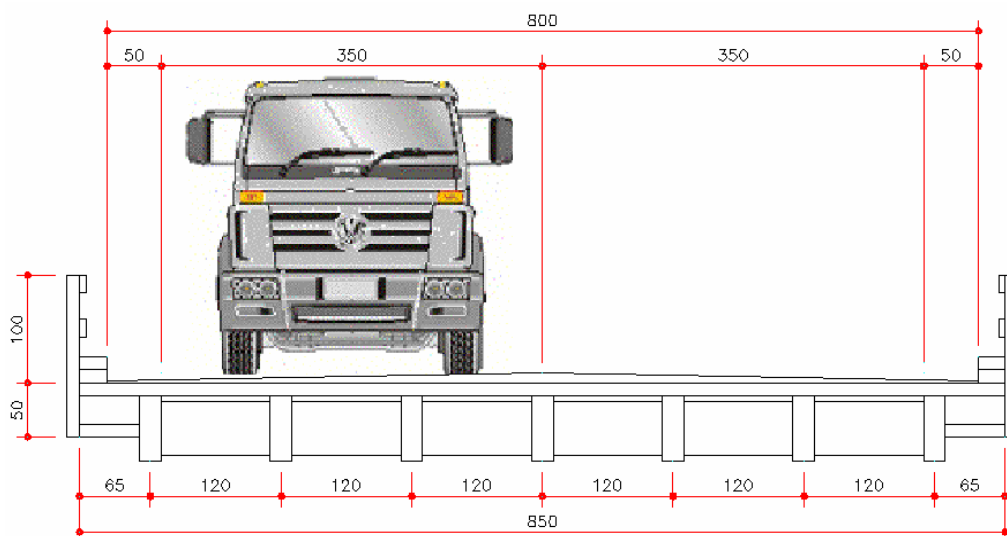


Figura 9.13 – Posicionamento central do veículo-tipo

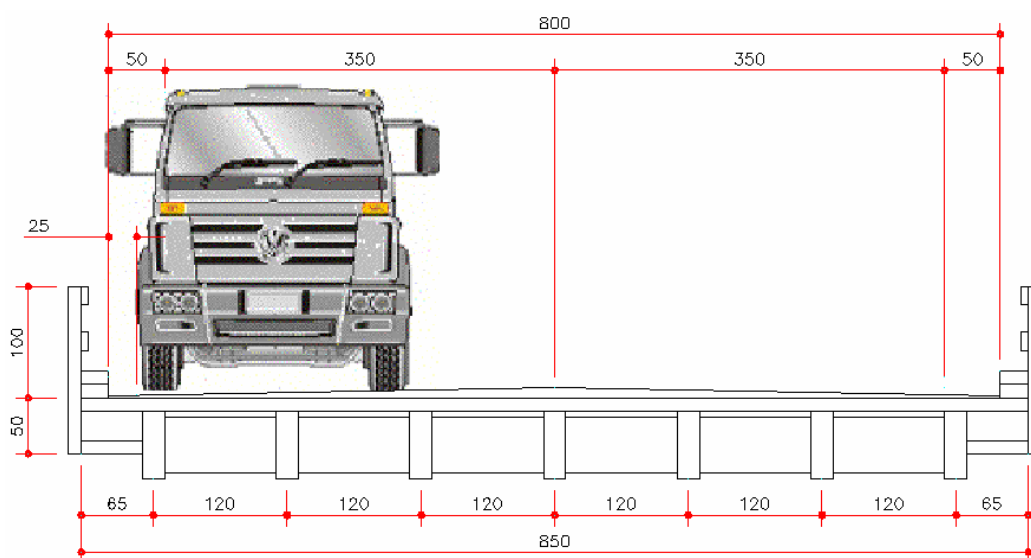


Figura 9.14 – Posicionamento lateral do veículo-tipo

Na tabela 9.3 são especificados os valores de D_{fM} para o dimensionamento das longarinas internas considerando o momento fletor, recomendados pela norma AASHTO. Foram feitas adaptações para o sistema de medidas padrão brasileiro (SI). A variável “S” representa o espaçamento de centro a centro entre as longarinas (valor em metros). Lembrando que o espaçamento entre as longarinas é limitado pela altura do tabuleiro.

Tabela 9.3 – Valores de Fatores de Distribuição ($D_{f,M}$) para momento fletor nas longarinas internas.

Espessura do tabuleiro (cm)	Df para momento fletor	
	Uma faixa de tráfego	Duas faixas de tráfego
$12 < e \leq 15$	S/1,35	S/1,20
$e > 15$	S/1,85	S/1,50

Obs: Se o espaçamento entre as longarinas superar 1,85 m, o fator D_f deverá ser tomado como a reação de apoio, considerando o tabuleiro como viga bi-apoiada entre as longarinas.

Para as longarinas externas, a norma AASHTO recomenda que o dimensionamento devido ao momento fletor deve ser realizado considerando o tabuleiro como viga bi-apoiada entre as longarinas. Assim, para o caso de carregamento da figura 9.14, o dimensionamento da longarina deve ser realizado com a totalidade do carregamento da linha de rodas, ou seja, o Fator de Distribuição é unitário.

Para o dimensionamento quanto a cortante, a norma americana AASHTO recomenda o uso do Fator de Distribuição de Carga específico para a cortante, como indicado a seguir.

$$D_{f,V} = 0,5 \cdot (0,60 + D_{f,M}) \quad (9.21)$$

Para a reação de apoio a AASHTO recomenda que o tabuleiro deve ser considerado como viga bi-apoiada e, portanto para este exemplo específico o $D_{f,R}$ é unitário.

O tabuleiro deve ser dimensionado com a roda posicionada no centro da distância entre as longarinas “S”, quando é obtido o maior momento fletor e flecha. O dimensionamento em relação a cortante pode ser desprezado. O tabuleiro pode ser considerado descontínuo, ou seja, como viga bi-apoiada, ou de forma mais realista, como viga contínua apoiada em apoios elásticos.

4º) Realizar o cálculo dos esforços máximos

Da mesma forma que para as pontes em vigas simples de peças roliças, as pontes em vigas de MLC, as longarinas devem ser dimensionadas, calculando o momento fletor máximo, a cortante máxima e a flecha máxima devido a carga permanente e acidental. A figura 9.15 ilustra o posicionamento do veículo-tipo para o cálculo do momento fletor e flecha.

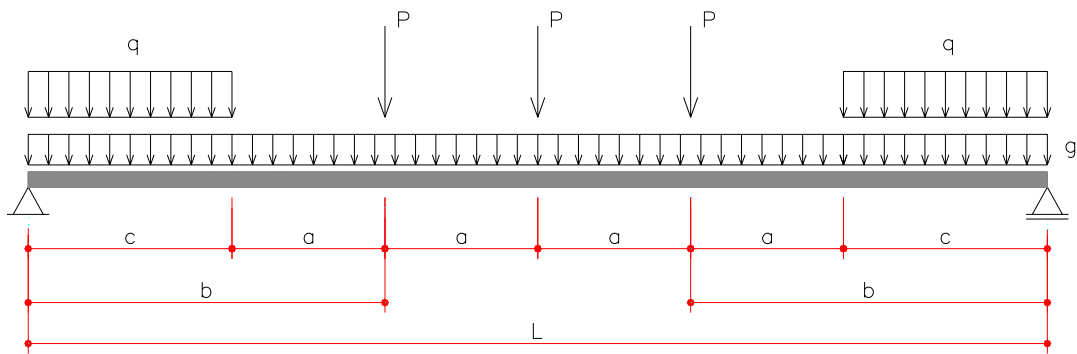


Figura 9.15 – Posicionamento do veículo-tipo para momento fletor e flecha

O momento máximo devido a carga permanente é dado pela seguinte equação:

$$M_{g,k} = \frac{g \cdot L^2}{8} \quad (9.22)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, podem ser consideradas as seguintes equações de momento máximo:

$$M_{q,k} = D_{f,M} \cdot \left(\frac{3 \cdot P \cdot L}{4} - P \cdot a \right), \text{ para } 3 \text{ m} < L \leq 6 \text{ m} \quad (9.23)$$

$$M_{q,k} = D_{f,M} \cdot \left[\left(\frac{3 \cdot P \cdot L}{4} - P \cdot a \right) + \frac{q \cdot c^2}{2} \right], \text{ para } L > 6 \text{ m} \quad (9.24)$$

onde:

$D_{f,M}$ = Fator de Distribuição de Carga para momento fletor;

L = vão teórico;

$a = 1,5 \text{ m}$ (Classes 30 e 45);

$b = (L - 2a)/2$;

$c = (L - 4a)/2$;

$P = 7,5 \text{ kN}$ para Classe 45 ou $5,0 \text{ kN}$ para Classe 30;

q = carga acidental;

g = carga permanente.

A flecha máxima devido à carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$\delta_{g,k} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{384 \cdot E_{M,ef} \cdot I} \quad (9.25)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, pode ser considerada a seguinte equação de flecha, desprezando o efeito da carga acidental distribuída perto dos apoios:

$$\delta_{q,k} = D_{f,M} \cdot \frac{P}{48 \cdot E_{M,ef} \cdot I} \cdot [L^3 + 2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)] \quad (9.26)$$

Para o cálculo da reação de apoio o veículo-tipo deve ser posicionado conforme a figura 9.16. O valor é usado para o dimensionamento da região dos apoios e fundações.

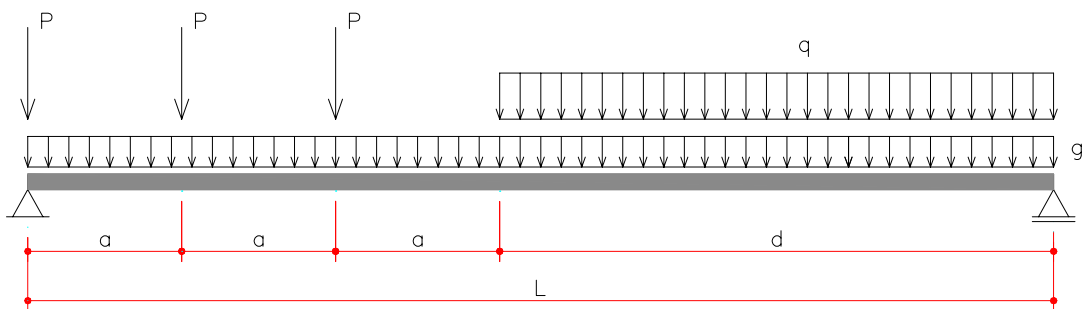


Figura 9.16 – Posicionamento do veículo-tipo para reação de apoio

A reação de apoio devido a carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$R_{g,k} = \frac{g \cdot L}{2} \quad (9.27)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, deve ser considerada a seguinte equação para reação de apoio.

$$R_{q,k} = D_{f,R} \cdot \left[\frac{P}{L} \cdot (L + 3 \cdot a + 2 \cdot d) + \frac{q \cdot d^2}{2 \cdot L} \right] \quad (9.28)$$

onde:

$D_{f,R}$ = Fator de Distribuição de Carga para reação de apoio;

$d = L - 3a$.

Para o cálculo da cortante, o veículo-tipo pode ser posicionado conforme a figura 9.17, levando em consideração a redução da cortante.

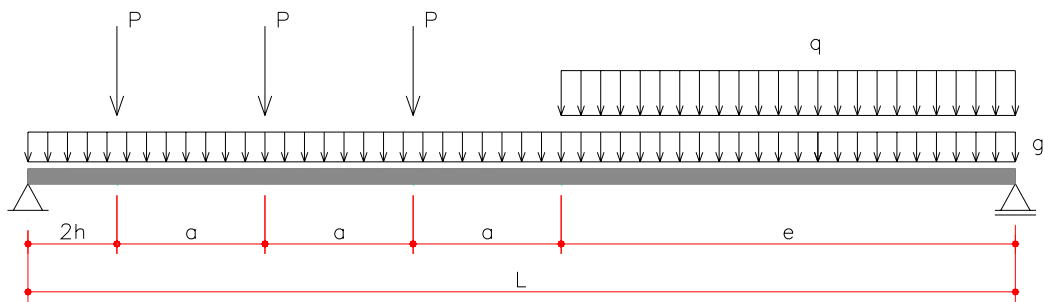


Figura 9.17 – Posicionamento do veículo-tipo para cortante

A cortante máxima devido à carga permanente é dada pela seguinte equação:

$$Q_{g,k} = \frac{g \cdot L}{2} \quad (9.29)$$

Para as classes estruturais 30 e 45, pode ser considerada a seguinte equação para o cálculo da cortante máxima reduzida:

$$Q_{q,k} = D_{f,v} \cdot \left[\frac{P}{L} \cdot (6 \cdot a + 3 \cdot e) + \frac{q \cdot e^2}{2 \cdot L} \right] \quad (9.30)$$

onde:

$D_{f,v}$ = Fator de Distribuição de Carga para cortante;

$e = L - 3a - 2h$;

h = altura da longarina.

Para o dimensionamento do tabuleiro deve-se calcular o momento fletor máximo devido à carga permanente, acidental e seus efeitos dinâmicos. É desnecessária a verificação da reação e cortante, pois geralmente os fatores limitantes são as tensões normais e flecha.

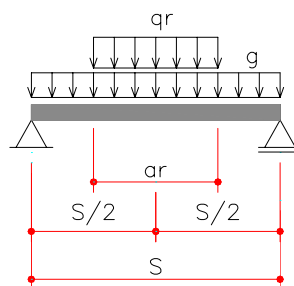


Figura 9.18 – Posicionamento crítico de uma roda sobre o tabuleiro

O momento fletor máximo é dado pelas seguintes equações:

$$M_{rg,k} = \frac{g \cdot S^2}{8} \quad (9.31)$$

$$M_{rq,k} = \frac{P}{4} \cdot (S - a_r) \quad (9.32)$$

onde:

g = carga permanente do tabuleiro e pavimentação;

$q_r = P/a_r$;

$a_r = 0,5$ m para Classe 45 e 0,4 m para Classe 30;

S = vão do tabuleiro (distância entre longarinas).

A flecha máxima devido a carga acidental é dada pela seguinte equação:

$$\delta_{rq,k} = \frac{P}{16 \cdot E_{M,ef} \cdot I_r \cdot a_r} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot a_r \cdot S^3 - a_r^2 \cdot S^2 + \frac{a_r^4}{24} \right) \quad (9.33)$$

onde:

g = carga permanente do tabuleiro e pavimentação;

$q_r = P/a_r$;

$a_r = 0,5$ m para Classe 45 e 0,4 m para Classe 30;

S = vão do tabuleiro (distância entre longarinas).

A sugestão de análise do tabuleiro descrita acima é uma aproximação razoável. Para uma análise mais precisa, o projetista pode considerar o tabuleiro como uma viga contínua apoiada sobre as longarinas que por sua vez podem ser analisadas como apoios elásticos.

5º) Realizar as combinações das ações

Para o dimensionamento das longarinas, os valores de cálculo das ações momento fletor e cortante, devem ser obtidos da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$M_d = \gamma_g \cdot M_{g,k} + \gamma_q \cdot [M_{q,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{q,k}] \quad (9.34)$$

$$Q_d = \gamma_g \cdot Q_{g,k} + \gamma_q \cdot [Q_{q,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot Q_{q,k}] \quad (9.35)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e 1,4 quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade);

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas acidentais móveis);

φ = coeficiente de impacto vertical.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (9.36)$$

Onde:

$\alpha = 12$ para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto;

L = vão teórico da longarina em metros.

Para o dimensionamento dos apoios, o valor de cálculo da reação de apoio, deve ser obtido da combinação última normal não considerando o coeficiente de impacto, seguindo as especificações da NBR 7190.

$$R_d = \gamma_g \cdot R_{g,k} + \gamma_q \cdot R_{q,k} \quad (9.37)$$

Para as longarinas em pontes de madeira, sugere-se que a flecha deva ser verificada considerando a seguinte condição:

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{360} \quad (9.38)$$

Para o dimensionamento do tabuleiro, o valor de cálculo do momento fletor deve ser obtido da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$M_{r,d} = \gamma_g \cdot M_{rg,k} + \gamma_q \cdot [M_{rq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{rq,k}] \quad (9.39)$$

Onde:

φ = coeficiente de impacto vertical.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + S} \quad (9.40)$$

Onde:

$\alpha = 12$ para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto;

S = vão teórico do tabuleiro em metros.

Para o tabuleiro de MLC com revestimento asfáltico, sugere-se que a flecha deva ser verificada considerando a seguinte condição, a fim de evitar fissuras no pavimento:

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{500} \quad (9.41)$$

6º) Dimensionamento das longarinas e tabuleiro

As dimensões mínimas das longarinas são determinadas pelo maior resultado dentre as seguintes condições:

$$h_{w,\min} \geq \left(\frac{6 \cdot M_d}{b_w \cdot f_{co,d}} \right)^{\frac{1}{2}}, \text{ tensões normais.} \quad (9.42)$$

$$h_{w,\min} \geq \frac{3 \cdot Q_d}{2 \cdot b_w \cdot f_{vo,d}}, \text{ tensões tangenciais.} \quad (9.43)$$

$$h_{w,\min} \geq \left\{ \frac{360}{L} \cdot \frac{P}{4 \cdot b_w \cdot E_{M,ef}} \cdot [L^3 + 2 \cdot b \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot b^2)] \right\}^{\frac{1}{3}}, \text{ flecha.} \quad (9.44)$$

Onde:

$h_{w,\min}$ = altura mínima da longarina;

b_w = largura da longarina.

A altura do tabuleiro é determinada pelo maior resultado dentre as seguintes condições:

$$h_{r,\min} \geq \left(\frac{6 \cdot M_{r,d}}{b_{ef} \cdot f_{c0,d}} \right)^{\frac{1}{2}}, \text{ tensões normais.} \quad (9.45)$$

$$h_{r,\min} \geq \left\{ \frac{500}{S} \cdot \frac{3 \cdot P}{4 \cdot a_r \cdot b_{ef} \cdot E_{M,ef}} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot a_r \cdot S^3 - a_r^2 \cdot S^2 + \frac{a_r^4}{24} \right) \right\}^{\frac{1}{3}}, \text{ flecha.} \quad (9.46)$$

Onde:

$h_{r,\min}$ = altura mínima do tabuleiro;

b_{ef} = largura convencional efetiva do tabuleiro (20 cm + 2 $h_{r,\text{estimado}}$).

Se $h_{r,estimado}$ diferir do $h_{r,min}$, deve-se efetuar novamente os cálculos do tabuleiro até que os valores convirjam.

7º) Conferir o peso próprio considerado

Neste passo o projetista deve conferir o peso próprio estimado no início dos cálculos com o das dimensões obtidas no 6º passo. Se a diferença entre o peso próprio estimado e o real for maior que 10% deve-se refazer os cálculos agora com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

9.2.4 – TABELA PRÁTICA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O tabuleiro é formado por painéis de MLC com largura média de 1 m, dispostos transversalmente sobre as longarinas. Os painéis são conectados lado a lado por barras de aço liso que reduzem a diferença de deslocamento entre painéis adjacentes. Quando o tabuleiro de MLC é protegido com capa asfáltica é indispensável a instalação das barras de aço, evitando fissuras prematuras do revestimento. A tabela 9.4 indica a altura mínima do tabuleiro para os espaçamentos típicos entre as longarinas.

Tabela 9.4 – Pontes em vigas de MLC (altura do tabuleiro)

Veículo-tipo	Madeira Laminada Colada (C40)	
	S = 1,20 m	S = 1,50 m
Classe 30	16 cm	18 cm
Classe 45	18 cm	20 cm

Os diafragmas podem ser formados por peças de MLC ligados às longarinas por parafusos passantes ou parafusos auto-atarraxantes. Quando formados por peças de MLC, os diafragmas não devem se estender até a borda superior das longarinas, nem até a borda inferior. Deve ser deixado um espaço de 2,5 cm acima e abaixo, favorecendo a ventilação e inspeção. Para simplificar a construção, os diafragmas podem ser formados por parte dos painéis de MLC do tabuleiro.

Os diafragmas devem ser instalados obrigatoriamente na região dos apoios independente do tamanho do vão. Para pontes com vão entre 8 m e 14 m é necessária mais uma linha de diafragmas intermediária. Para maiores vãos devem ser instaladas linhas intermediárias de diafragmas com espaçamento máximo entre linhas de 7 m.

A tabela 9.5 indica a altura mínima das longarinas em função do vão da ponte e da classe estrutural da ponte. A largura padrão adotada para as longarinas é de 20 cm.

Tabela 9.5 – Pontes em vigas de MLC (altura mínima das longarinas)

Comprimento (m)	Vão (m)	MLC (C40)	
		Classe 30	Classe 45
8,0	7,5	80 cm	95 cm
10,0	9,5	90 cm	110 cm
12,0	11,5	105 cm	125 cm
14,0	13,5	115 cm	135 cm
16,0	15,5	130 cm	150 cm
18,0	17,5	140 cm	165 cm
20,0	19,5	150 cm	175 cm

9.2.5 – RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

- Todas as peças de madeira laminada colada devem ser tratadas com CCA em autoclave.
- Todas as peças metálicas devem ser tratadas com anticorrosão (galvanização à fogo).
- As peças do tabuleiro devem conectadas, lado a lado, com barras de aço liso, A36, $\phi 7/8''$, cada 30 cm.
- As longarinas devem ser fixadas nos apoios de concreto ou madeira por meio de aparelho de apoio metálico e neoprene e devem apresentar contra-flecha de no mínimo o dobro da flecha devido à carga permanente e no máximo de $L/400$.
- Para facilitar o escoamento de água, as longarinas podem ser instaladas sobre os apoios deixando um caimento lateral de 1% a 2%, reduzindo a espessura média da pavimentação asfáltica.
- É indispensável o uso de geotêxtil ou geogrelha impregnado com emulsão asfáltica sobre os painéis de MLC do tabuleiro, previamente a aplicação da pavimentação com concreto asfáltico.

9.3 – PONTE EM PLACA MISTA DE MADEIRA-CONCRETO

O sistema de ponte em placa mista madeira-concreto tem sido utilizado com sucesso na construção e recuperação de pontes. O sistema constitui de uma laje de concreto armado moldada “in loco” sobre uma série de vigas roliças de madeira, dispostas lado a lado. A solidarização parcial entre os materiais é garantida por uma série de conectores metálicos, que fazem a ligação entre o concreto e a madeira, de tal modo que as partes funcionem em conjunto. Os materiais são usados na sua melhor condição, isto é, a madeira na tração e o concreto na compressão.

Nos tabuleiros mistos, a laje de concreto, além de proteger a madeira contra as intempéries e o desgaste superficial por abrasão, diminui as vibrações provocadas pelas cargas dinâmicas com o aumento do peso próprio, aumenta o isolamento acústico, a proteção contra fogo e proporciona maior rigidez e resistência, comparada ao sistema unicamente de madeira.

Outra importante característica dos tabuleiros mistos é o baixo custo se comparado com o sistema estrutural todo em concreto. No concreto armado, grande parte do custo e mão-de-obra são despendidos na confecção de fôrmas e cimbramentos (geralmente de madeira), que tem a finalidade de suportar temporariamente o peso do concreto fresco, e após sua cura são retiradas. No sistema misto, a madeira empregada cumpre a função de suporte quando o concreto está fresco e após a cura são incorporadas ao tabuleiro, colaborando para resistir os esforços externos de trabalho. Na maioria dos casos é dispensado o cimbramento, reduzindo ainda mais o custo e tempo de execução.

Por essas e outras razões, as pontes em placa mista de madeira-concreto rapidamente ganharam a preferência das prefeituras municipais do Estado de São Paulo, tanto para vias rurais como para vias urbanas.

A seguir são especificadas as diretrizes básicas para o projeto, bem como detalhes construtivos e também uma tabela prática para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte.

9.3.1 – ESQUEMA GERAL DA PONTE

Nas pontes em placa de madeira-concreto podem ser observados os seguintes elementos estruturais:

- Tabuleiro formado de vigas de madeira roliça;
- Laje de concreto armado;
- Conectores metálicos;

- Guarda-rodas de concreto armado;
- Defesa de madeira.

O tabuleiro é formado por longarinas de madeira roliça, dispostas lado a lado, e apoiadas nas suas extremidades na fundação. São colocadas alterando-se a disposição topo-base, tendo em vista a conicidade das peças. O tabuleiro de madeira é responsável por suportar o seu peso próprio e também o peso próprio da laje de concreto armado, conectores metálicos, guarda-rodas, no estágio inicial quando o concreto ainda está fresco. Após a cura do concreto, o tabuleiro trabalha em conjunto com a laje de concreto armado para suportar as ações de peso próprio da pavimentação asfáltica e defesa e também as cargas acidentais e seus efeitos dinâmicos.

A laje de concreto armado contribui na rigidez e resistência da ponte na direção longitudinal, agindo conjuntamente com o tabuleiro de madeira. Outra função da laje de concreto é de realizar a distribuição de carga no sentido transversal. A rigidez transversal é dada única e exclusivamente pela rigidez transversal da laje de concreto armado, ou seja, o tabuleiro de madeira não contribui na distribuição transversal de carga.

Os conectores metálicos são os elementos estruturais responsáveis pela solidarização da laje de concreto armado no tabuleiro de madeira, e devem ser dimensionados para suportar o fluxo de cisalhamento que surge entre os dois materiais (madeira e concreto).

O guarda-rodas e a defesa constituem nos itens de segurança da ponte. Devem ser dimensionados de maneira a evitar que o veículo possa sair da ponte. O guarda-rodas é moldado “in loco” em concreto armado e a defesa é formada por peças de madeira serrada. As figuras seguintes mostram as configurações básicas das pontes em placa mista de madeira-concreto, indicando a localização dos elementos constituintes.

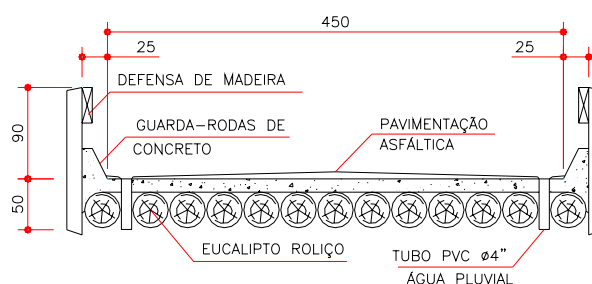


Figura 9.19 – Seção transversal da ponte em placa mista de madeira-concreto com uma faixa de tráfego

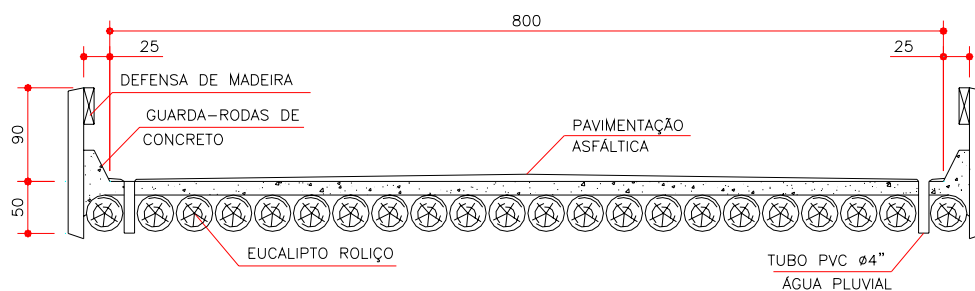


Figura 9.20 – Seção transversal da ponte em placa mista de madeira-concreto com duas faixas de tráfego

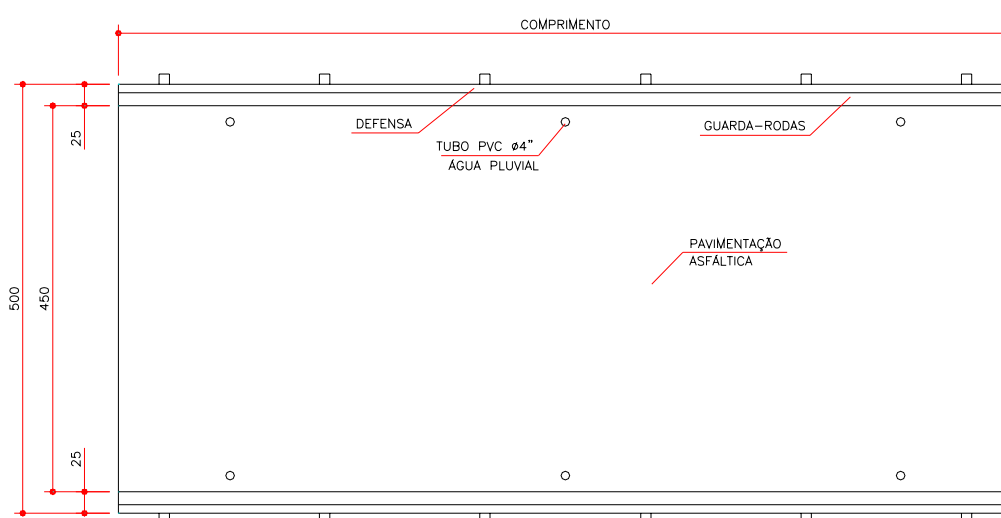


Figura 9.21 – Vista superior da ponte em placa mista de madeira-concreto

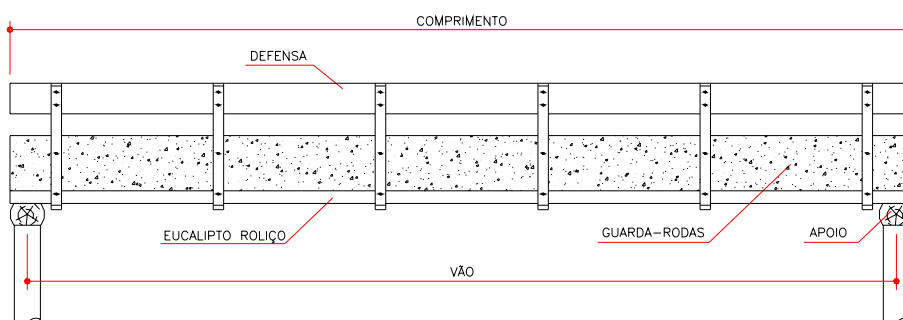


Figura 9.22 – Vista lateral da ponte em placa mista madeira-concreto

9.3.2 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o cálculo das pontes em placa mista de madeira-concreto são consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- No instante inicial as vigas de madeira roliça que formam o tabuleiro de madeira suportam seu peso próprio e o peso do concreto fresco. Neste instante de tempo os conectores metálicos não estão trabalhando.

- Após a cura do concreto, o tabuleiro de madeira e a laje de concreto armado se comportam como uma placa composta que suporta o peso próprio do revestimento asfáltico (quando houver) e as ações variáveis e seus efeitos dinâmicos.

- A ponte em placa mista de madeira-concreto tem comportamento semelhante a uma placa maciça formada por um material hipotético com propriedades ortotrópicas e deve ser calculada como tal. Para o cálculo dos esforços e deslocamentos da placa ortotrópica podem ser utilizadas várias técnicas, dentre elas, a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

9.3.3 – ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em placa mista madeira-concreto.

1º) Definir a geometria e a classe estrutural da ponte

O projetista deve definir o vão, largura e número de faixas da ponte baseado em fatores decorrentes das condições locais, como por exemplo, área necessária para a calha do córrego, volume de tráfego, etc. O vão efetivo da ponte é a distância medida de centro a centro dos apoios. Para o sistema de ponte em questão, não há limitação quanto à largura do tabuleiro. As pontes em placa mista de madeira-concreto podem ser utilizadas em vias urbanas, pavimentadas e com alto volume de tráfego, ou em vias rurais, não pavimentadas e com baixo volume de tráfego.

A classe estrutural da ponte é definida pelo projetista em função dos veículos que possam trafegar com maior frequência sobre a ponte. Atualmente, as Classes 30 e ou 45 são as recomendadas para pontes projetadas em vias urbanas e rurais.

2º) Definir as propriedades dos materiais

O projetista deve definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte. Lembrando que nesse tipo de ponte são empregados dois materiais distintos, madeira e concreto.

As peças de madeira roliça podem ser de várias espécies, entretanto, no Estado de São Paulo são geralmente utilizadas madeiras de reflorestamento (eucalipto). O uso de madeira de reflorestamento sem durabilidade natural ao ataque de insetos e fungos implica obrigatoriamente no uso de produtos preservativos. Para pontes é recomendado o uso de madeira tratada com CCA em autoclave.

O concreto especificado deve garantir a resistência à compressão necessária para as situações de uso corrente, geralmente em torno de 25 MPa ($f_{ck,28}$).

3º) Estimar a carga permanente

Definida a classe da ponte, o vão teórico e a classe da madeira a ser utilizada, pode-se recorrer às indicações da tabela 9.8 para estimar a carga permanente. Deve-se acrescentar 5% ao peso próprio da madeira devido aos conectores metálicos.

4º) Calcular os esforços e deslocamentos máximos com o concreto ainda fresco

As pontes mistas madeira-concreto possuem comportamento distinto em diferentes instantes de tempo. No instante inicial, ou seja, com o concreto ainda fresco, as vigas de madeira roliça estão sujeitas ao carregamento permanente de peso próprio da madeira, conectores metálicos e da laje de concreto armado.

Com as dimensões indicadas na tabela 9.8 e a carga permanente estimada na etapa anterior, são calculados os esforços e deslocamento máximos nas vigas de madeira no instante inicial (equações 9.47 a 9.50).

$$\sigma_{1wgi,k} = -\sigma_{2iwgi,k} = \frac{4 \cdot g \cdot L^2}{\pi \cdot D^3}, \text{ tensões normais.} \quad (9.47)$$

$$\tau_{wgi,k} = \frac{8 \cdot g \cdot L}{3 \cdot \pi \cdot D^2}, \text{ tensão cisalhante.} \quad (9.48)$$

$$R_{gi,k} = \frac{g \cdot L}{2}, \text{ reação de apoio.} \quad (9.49)$$

$$\delta_{wgi,k} = \frac{5 \cdot g \cdot L^4}{6 \cdot E_{M,ef} \cdot \pi \cdot D^4}, \text{ flecha.} \quad (9.50)$$

Onde:

$\sigma_{1wg,k}$ = tensão normal máxima característica na face superior da viga de madeira roliça, devido a carga permanente, no instante inicial com concreto fresco (compressão);

$\sigma_{2wg,k}$ = tensão normal máxima característica na face inferior da viga de madeira roliça, devido a carga permanente, no instante inicial com concreto fresco (tração);

g = carga permanente;

L = vão teórico;

D = diâmetro inicial estimado da viga roliça de madeira.

5º) Estimar o valor do módulo de deslizamento da ligação (K)

O valor do módulo de deslizamento da ligação é um dos fatores mais importantes que influenciam no comportamento dos elementos mistos ou compostos. Este valor deve ser determinado experimentalmente para tipo de conector, espécie de madeira e propriedades do concreto. Estudos já realizados por pesquisadores do LaMEM podem fornecer valores estimados de módulo de deslizamento da ligação.

Para os conectores inclinados, colados com adesivo epóxi, desenvolvidos por PIGOZZO (2004), podem ser utilizados os valores de módulo de deslizamento descritos na tabela 9.6.

Tabela 9.6 – Valores dos módulos de deslizamento das ligações

Tipo de conector	Módulo de deslizamento (kN/cm)	
	K_{ser}	K_u
Em “X” com $\phi 3/8$ ”	1050	700
Em “X” com $\phi 1/2$ ”	1190	790

O módulo de deslizamento de serviço (K_{ser}) deve ser utilizado quando se verificam os estados limites de utilização (flecha). O módulo de deslizamento último (K_u) deve ser utilizado quando se verificam os estados limites últimos (tensões normais, tensões tangenciais, força no conector, etc.).

6º) Determinar as propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente

As pontes em placa mista madeira-concreto têm comportamento semelhante ao de uma placa ortotrópica com propriedades elásticas equivalentes. Nesta etapa, as propriedades elásticas $(E_L)_{eq}$, $(E_T)_{eq}$ e $(G_{LT})_{eq}$ da placa ortotrópica equivalente são calculadas conforme as equações 9.51 a 9.53.

$$(E_L)_{eq} = 12 \frac{D_x}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) \quad (9.51)$$

$$(E_T)_{eq} = 12 \frac{D_y}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) \quad (9.52)$$

$$(G_{LT})_{eq} = 6 \frac{D_{xy}}{t_{eq}^3} \quad (9.53)$$

Onde:

$(E_L)_{eq}$ = módulo de elasticidade à flexão longitudinal da placa ortotrópica equivalente;

$(E_T)_{eq}$ = módulo de elasticidade à flexão transversal da placa ortotrópica equivalente;

$(G_{LT})_{eq}$ = módulo de elasticidade à torção da placa ortotrópica equivalente;

t_{eq} = espessura da placa equivalente.

D_x = rigidez à flexão da ponte na direção longitudinal;

D_y = rigidez à flexão da ponte na direção transversal;

D_{xy} = rigidez à torção da ponte.

De forma geral, para a ponte em questão, os coeficientes de Poisson podem ser atribuídos nulos, por representarem pequena influência no comportamento destas placas quando bi-apoiadas.

A seguir são apresentadas as equações para a determinação da rigidez à flexão da ponte na direção longitudinal e transversal e a rigidez à torção.

$$D_x = \frac{1}{b} (E_c I_c + \gamma_c E_c A_c a_c^2 + E_w I_w + \gamma_w E_w A_w a_w^2) \quad (9.54)$$

$$D_y = \frac{1}{L} \left(E_c \cdot \frac{L \cdot h_c^3}{12} \right) \quad (9.55)$$

$$D_{xy} = \frac{G_c \cdot t^3}{6} \quad (9.56)$$

com:

$$I_c = \frac{b \cdot h_c^3}{12} \quad e \quad I_w = n_v \cdot \frac{b_w \cdot h_w^3}{12} \quad (9.57)$$

$$A_c = b \cdot h_c \quad e \quad A_w = n_v \cdot b_w \cdot h_w \quad (9.58)$$

$$\gamma_w = 1 \quad \text{e} \quad \gamma_c = \left[1 + \frac{\pi^2 E_c A_c s}{K \cdot L^2} \right]^{-1} \quad (9.59)$$

$$a_w = \frac{\gamma_c E_c A_c (h_c + h_w)}{2(\gamma_c E_c A_c + \gamma_w E_w A_w)} \quad \text{e} \quad a_c = \left(\frac{h_c + h_w}{2} \right) - a_w \quad (9.60)$$

Onde:

n_v = número de vigas de madeira roliça;

b = largura total da ponte;

$E_w = E_{M,ef}$ = módulo de elasticidade à flexão efetivo da madeira;

$E_c = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck,28}}$ = módulo de elasticidade secante à compressão do concreto (MPa).

7º) Determinação dos esforços e deslocamentos máximos com o concreto já curado

De posse das propriedades elásticas $(E_L)_{eq}$, $(E_T)_{eq}$ e $(G_{LT})_{eq}$ da placa ortotrópica equivalente de espessura t_{eq} (qualquer), deve-se calcular os esforços e deslocamentos máximos devido à carga permanente (pavimentação asfáltica quando houver) e carga acidental (veículo-tipo). Para esse fim, pode-se utilizar a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

Neste tipo de ponte em placa o veículo tem total liberdade para transitar em qualquer posição transversal. O projetista deve posicionar o veículo-tipo na região mais desfavorável para cada um dos esforços analisados. Quando a flecha e o momento fletor na direção longitudinal são analisados, o posicionamento crítico do veículo-tipo é no centro no vão e na lateral da ponte. O momento fletor transversal máximo positivo é obtido quando o veículo é posicionado no centro geométrico da ponte. O momento fletor máximo negativo é obtido quando o veículo é posicionado no centro do vão e na lateral da ponte. A cortante máxima é obtida quando o veículo-tipo é posicionado na região perto dos apoios. A reação de apoio é obtida quando o veículo-tipo é posicionado sobre um dos apoios.

São determinados o momento fletor máximo longitudinal devido à carga permanente da pavimentação asfáltica ($M_{Lg,k}$), a cortante máxima devido à carga permanente da pavimentação asfáltica ($V_{g,k}$), reação de apoio devido à carga permanente da pavimentação asfáltica ($R_{g,k}$), flecha máxima devido à carga permanente da pavimentação asfáltica ($\delta_{g,k}$), o momento fletor máximo longitudinal devido à carga acidental ($M_{Lq,k}$), momento fletor máximo positivo transversal devido à carga acidental ($M_{T1q,k}$), momento fletor máximo negativo transversal devido à carga acidental ($M_{T2q,k}$), cortante máxima devido

à carga acidental ($V_{q,k}$), reação de apoio devido à carga acidental ($R_{q,k}$) e flecha máxima devido à carga acidental ($\delta_{q,k}$).

De posse destes valores as tensões máximas são determinadas conforme as equações seguintes:

$$\sigma_{1cg,k} = \frac{M_{Lg,k} \cdot E_c}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_c \cdot a_c + 0,5 \cdot h_c) \quad \text{e} \quad \sigma_{1cq,k} = \frac{M_{Lq,k} \cdot E_c}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_c \cdot a_c + 0,5 \cdot h_c) \quad (9.61)$$

$$\sigma_{2cg,k} = \frac{M_{Lg,k} \cdot E_c}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_c \cdot a_c - 0,5 \cdot h_c) \quad \text{e} \quad \sigma_{2cq,k} = \frac{M_{Lq,k} \cdot E_c}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_c \cdot a_c - 0,5 \cdot h_c) \quad (9.62)$$

$$\sigma_{1wg,k} = \frac{M_{Lg,k} \cdot E_w}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_w \cdot a_w + 0,5 \cdot h_w) \quad \text{e} \quad \sigma_{1wq,k} = \frac{M_{Lq,k} \cdot E_w}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_w \cdot a_w + 0,5 \cdot h_w) \quad (9.63)$$

$$\sigma_{2wg,k} = \frac{M_{Lg,k} \cdot E_w}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_w \cdot a_w - 0,5 \cdot h_w) \quad \text{e} \quad \sigma_{2wq,k} = \frac{M_{Lq,k} \cdot E_w}{(EI)_{ef}} \cdot (\gamma_w \cdot a_w - 0,5 \cdot h_w) \quad (9.64)$$

$$\tau_{wg,k} = 0,5 \cdot E_w \cdot b_w \cdot h_w^2 \cdot \frac{V_{g,k}}{b_w \cdot (EI)_{ef}} \quad \text{e} \quad \tau_{wq,k} = 0,5 \cdot E_w \cdot b_w \cdot h_w^2 \cdot \frac{V_{q,k}}{b_w \cdot (EI)_{ef}} \quad (9.65)$$

$$F_{g,k} = \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w \cdot s \cdot \frac{V_{g,k}}{(EI)_{ef}} \quad \text{e} \quad F_{q,k} = \gamma_w \cdot E_w \cdot A_w \cdot a_w \cdot s \cdot \frac{V_{q,k}}{(EI)_{ef}} \quad (9.66)$$

Onde:

$\sigma_{1cg,k}$ ou ($\sigma_{1cq,k}$) = tensão normal máxima característica na face superior da laje de concreto, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado (compressão);

$\sigma_{2cg,k}$ ou ($\sigma_{2cq,k}$) = tensão normal máxima característica na face inferior da laje de concreto, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado (compressão ou tração);

$\sigma_{1wg,k}$ ou ($\sigma_{1wq,k}$) = tensão normal máxima característica na face superior da viga de madeira, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado (compressão);

$\sigma_{2wg,k}$ ou ($\sigma_{2wq,k}$) = tensão normal máxima característica na face inferior da viga de madeira, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado (tração);

$\tau_{wg,k}$ ou ($\tau_{wq,k}$) = tensão cisalhante máxima característica, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado;

$F_{g,k}$ ou ($F_{q,k}$) = força máxima característica no conector, devido à carga permanente (ou acidental), no instante final com concreto curado;

8º) Realizar as combinações dos esforços

Para o dimensionamento da laje de concreto, das vigas de madeira roliça e dos conectores metálicos, os valores de cálculo das tensões normais, tensões tangenciais e força no conector devem ser obtidas da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$\sigma_{1c,d} = \gamma_g \cdot (\sigma_{1cg,k}) + \gamma_q \cdot \varphi \cdot (\sigma_{1cq,k}) \quad (9.67)$$

$$\sigma_{2c,d} = \gamma_g \cdot (\sigma_{2cg,k}) + \gamma_q \cdot \varphi \cdot (\sigma_{2cq,k}) \quad (9.68)$$

$$\sigma_{1w,d} = \gamma_g \cdot (\sigma_{1wgi,k} + \sigma_{1wg,k}) + \gamma_q \cdot [\sigma_{1cq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{1cq,k}] \quad (9.69)$$

$$\sigma_{2w,d} = \gamma_g \cdot (\sigma_{2wgi,k} + \sigma_{2wg,k}) + \gamma_q \cdot [\sigma_{2cq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{2cq,k}] \quad (9.70)$$

$$\tau_{w,d} = \gamma_g \cdot (\tau_{wgi,k} + \tau_{wg,k}) + \gamma_q \cdot [\tau_{wq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot \tau_{wq,k}] \quad (9.71)$$

$$F_d = \gamma_g \cdot (F_{g,k}) + \gamma_q \cdot \varphi \cdot (F_{q,k}) \quad (9.72)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e $1,4$ quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade);

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas acidentais móveis);

φ = coeficiente de impacto vertical.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (9.73)$$

Onde:

$\alpha = 12$ para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto;

L = vão teórico da ponte em metros.

Para o dimensionamento dos apoios, o valor de cálculo da reação de apoio, deve ser obtido da combinação última normal não considerando o coeficiente de impacto, seguindo as especificações da NBR 7190.

$$R_d = \gamma_g \cdot (R_{gi,k} + R_{g,k}) + \gamma_q \cdot R_{q,k} \quad (9.74)$$

9º) Verificar os estados limites

Os estados limites últimos de tensões normais no concreto e na madeira, tensões tangenciais na madeira e força máxima no conector devem ser atendidos conforme segue:

$$\sigma_{1c,d} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{ck,28}}{1,4} \quad (9.76)$$

$$\sigma_{2c,d} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{ck,28}}{1,4} \quad \text{ou} \quad \sigma_{2c,d} \leq 0,85 \cdot \frac{f_{tk,28}}{1,4} \quad (9.77)$$

$$\sigma_{1w,d} \leq f_{c0,d} \quad \text{ou} \quad \sigma_{1w,d} \leq f_{t0,d} \quad (9.78)$$

$$\sigma_{2w,d} \leq f_{t0,d} \quad (9.79)$$

$$\tau_{w,d} \leq f_{v,d} \quad (9.80)$$

$$F_d \leq R_d \quad (9.81)$$

A força máxima limite nos conectores inclinados, colados com adesivo epóxi em madeira com umidade de 15%, desenvolvidos por PIGOZZO (2004). é dada pela tabela 9.7.

Tabela 9.7 – Valores da força máxima limite das ligações

Tipo de conector	R _d (kN)
Em “X” com $\phi 3/8$ ”	50
Em “X” com $\phi 1/2$ ”	60

O estado limite de utilização de flecha para as pontes em placa mista madeira-concreto, deve ser verificado considerando a seguinte condição:

$$\delta_{qi,k} \leq \frac{L}{500} \quad \text{e} \quad \delta_{q,k} \leq \frac{L}{500} \quad (9.75)$$

10º) Conferir o peso próprio considerado

Neste passo o projetista deve conferir o peso próprio estimado no início dos cálculos com o obtido das dimensões adotadas. Se a diferença entre o peso próprio estimado e o real for maior que 10% deve-se refazer os cálculos agora com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

9.3.4 – TABELA PRÁTICA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Considerando uma laje de concreto armado com espessura de 15 cm e resistência à compressão f_{ck28} de 25 MPa, são indicados os diâmetros mínimos das vigas roliças de eucalipto (C40, C50 e C60) em função do vão e da classe estrutural da ponte.

Tabela 9.8 – Pontes em placa mista madeira-concreto (diâmetro médio das vigas roliças)

Comprimento (m)	Vão (m)	Classe 30			Classe 45		
		C60	C50	C40	C60	C50	C40
6,0	5,5	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm
7,0	6,5	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm
8,0	7,5	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm	30 cm
9,0	8,5	32 cm	33 cm	35 cm	32 cm	33 cm	35 cm
10,0	9,5	36 cm	37 cm	39 cm	36 cm	37 cm	39 cm
11,0	10,5	40 cm	41 cm	43 cm	40 cm	41cm	43 cm
12,0	11,5	44 cm	45 cm		44 cm	45 cm	

Pode ser observado que não há diferença nas dimensões mínimas do diâmetro das vigas roliças para a classe estrutural da ponte (Classe 30 ou 45), pois para pontes com essas geometrias o fator limitante é a flecha inicial devido ao concreto ainda fresco. Outro fato a ser observado é o uso de vigas de madeira roliça com no mínimo 30 cm de diâmetro, mesmo que o dimensionamento leve a um menor diâmetro.

9.3.5 – RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

- Todas as vigas roliças de eucalipto devem ser tratadas com CCA em autoclave.
- Os conectores metálicos devem ser tratados com anticorrosão (galvanização à fogo) e colados na madeira com adesivo epóxi.
- Para facilitar o escoamento de água, devem ser instalados dutos de PVC nas laterais da ponte, perto do rodeiro.
- É recomendável aplicação de pavimentação asfáltica sobre a laje de concreto.

9.4 – PONTE EM PLACA protendida transversalmente

O sistema de ponte em placa protendida transversalmente surgiu no Canadá, na região de Ontário, em 1976, como substituição dos tabuleiros laminados pregados. A solução aplicada foi a implementação de um novo sistema de transferência transversal nestes tabuleiros pela utilização de barras posicionadas transversalmente ao tabuleiro e submetidas a um tensionamento que comprime as vigas de madeira fazendo com que surjam propriedades de resistência e elasticidade na direção transversal.

O sistema de pontes de tabuleiro em madeira laminada protendida transversalmente utiliza peças de madeira de dimensões comerciais, com 5 cm de espessura e a altura variando de 20 cm a 40 cm. Quanto ao comprimento das peças, é possível encontrar de até 6 m. Quando o vão livre da ponte ultrapassar esta dimensão deve-se utilizar o sistema de juntas de topo. Esta alternativa exige disposições construtivas no que diz respeito à frequência de juntas na mesma seção e ao espaçamento destas em peças adjacentes. As peças de madeira são serradas, mas não aparelhadas.

O sistema de protensão pode ser constituído por barras ou cabos de aço ou fibra de carbono, com diâmetros nominais entre 15 mm e 32 mm. O sistema da Dywidag é de aço laminado à quente de alta resistência (ST 85/105 ou ST 105/125) sendo que a ancoragem é efetuada por um conjunto de placa de ancoragem quadrada (ou retangular) e porca sextavada e uma placa de distribuição, quadrada ou retangular, de aço comum (ASTM A36). A protensão é aplicada através de sistemas hidráulicos também da Dywidag, com as características.

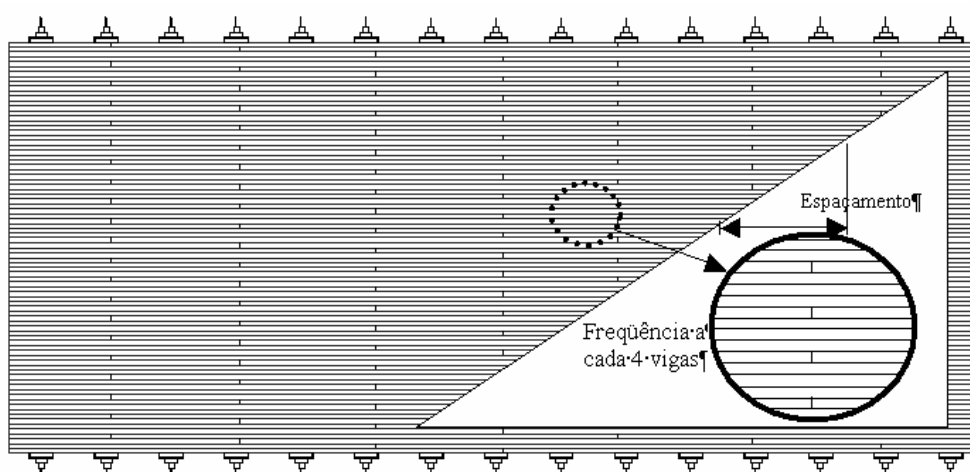
A seguir são especificadas as diretrizes básicas para o projeto, bem como detalhes construtivos e também uma tabela prática para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte. Foram utilizadas as etapas propostas por RITTER (1992), as quais estão fundamentadas em procedimentos da AASHTO.

9.4.1 – ESQUEMA GERAL DA PONTE

Nas pontes em placa protendida transversalmente podem ser observados os seguintes elementos estruturais:

- Tabuleiro de madeira laminada protendida transversalmente;
- Sistema de protensão;
- Guarda-rodas da madeira;
- Defesa de madeira.

O tabuleiro de madeira laminada protendida transversalmente é formado por peças de madeira serrada de dimensões comerciais, dispostas lado a lado, e apoiadas nas suas extremidades na fundação. No comprimento, as peças de madeira são unidas de topo para alcançar o vão requerido. O esquema de juntas de topo é apresentado na figura 9.23. O tabuleiro de madeira é responsável por suportar as ações permanentes e acidentais. O tabuleiro se comporta como uma placa ortotrópica, sendo mobilizando por completo quando submetido às ações concentradas.



O sistema de protensão constitui-se de barras de aço de alta resistência e conjunto metálico de ancoragem. A força de protensão exercida pelas barras de aço sobre o tabuleiro de madeira permite o comportamento de placa. Manter a tensão de protensão em um patamar acima do mínimo permitido é essencial para durabilidade e o bom funcionamento da ponte.

O guarda-rodas e a defesa constituem nos itens de segurança da ponte. Devem ser dimensionados de maneira a evitar que o veículo possa sair da ponte. As figuras seguintes mostram as configurações básicas das pontes em placa protendida transversalmente, indicando a localização dos elementos constituintes.

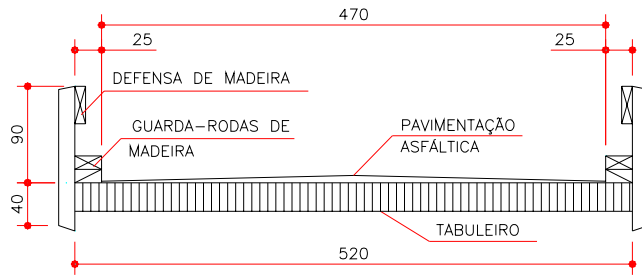


Figura 9.24 – Seção transversal da ponte em placa protendida transversalmente com uma faixa de tráfego

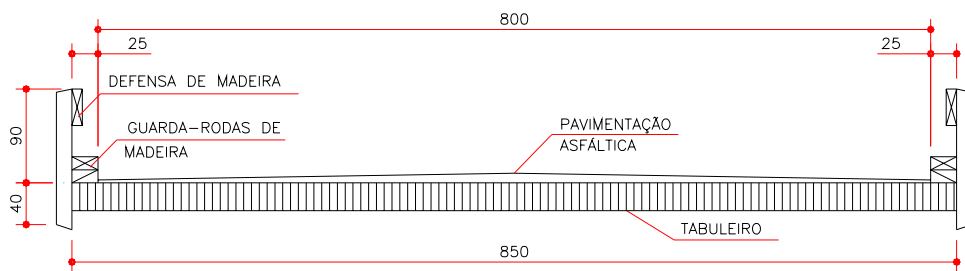


Figura 9.25 – Seção transversal da ponte em placa protendida transversalmente com duas faixas de tráfego

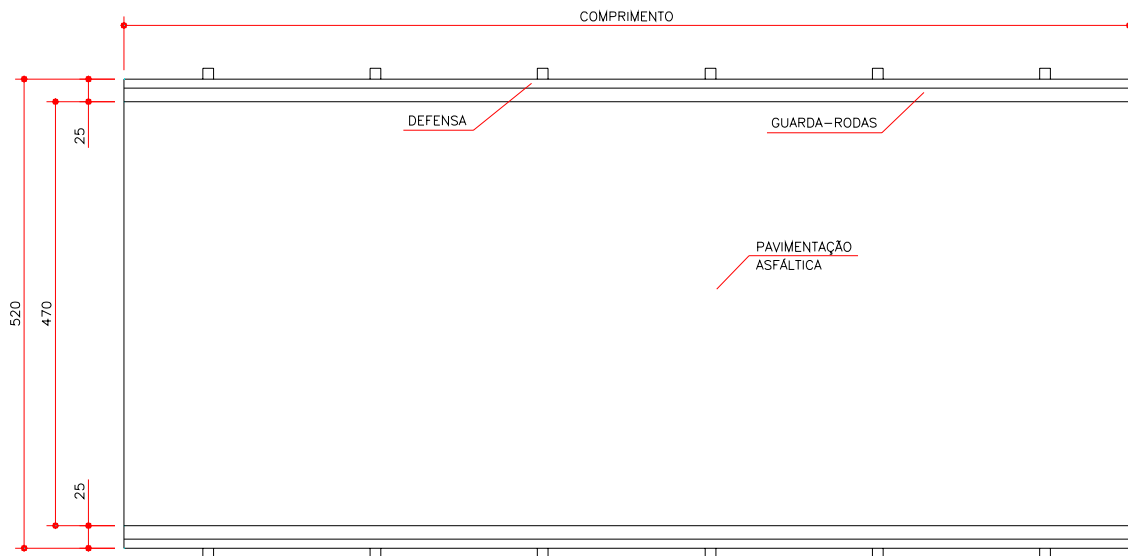


Figura 9.26 – Vista superior da ponte em placa protendida transversalmente

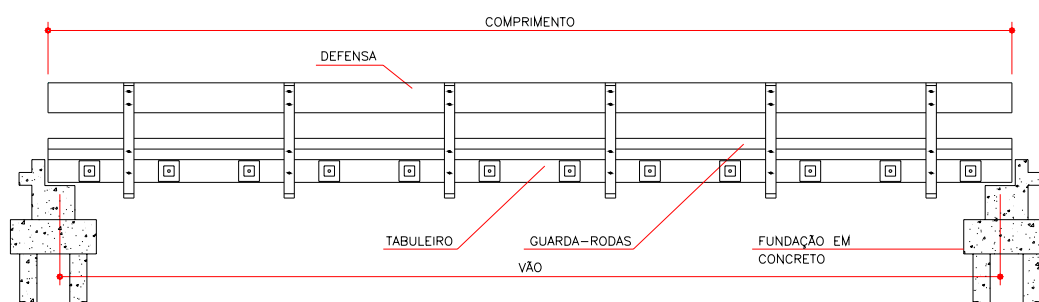


Figura 9.27 – Vista lateral da ponte em placa protendida transversalmente

9.4.2 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o cálculo das pontes em placa protendida transversalmente são consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- A ponte em placa protendida transversalmente tem comportamento semelhante a uma placa maciça formada por um material hipotético que possui propriedades ortotrópicas e deve ser calculada como tal. Para o cálculo dos esforços e deslocamentos da placa ortotrópica podem ser utilizadas várias técnicas, dentre elas, a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

9.4.3 – ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em placa protendida transversalmente.

1º) Definir a geometria e a classe estrutural da ponte

O projetista deve definir o vão, largura e número de faixas da ponte baseado em fatores decorrentes das condições locais, como por exemplo, área necessária para a calha do córrego, volume de tráfego, etc. O vão efetivo da ponte é a distância medida de centro a centro dos apoios. Para o sistema de ponte em questão, não há limitação quanto à largura do tabuleiro.

A classe estrutural da ponte é definida pelo projetista em função dos veículos que possam trafegar com maior frequência sobre a ponte. Atualmente, as Classes 30 e ou 45 são as recomendadas para pontes projetadas em vias urbanas e rurais.

2º) Definir as propriedades dos materiais

O projetista deve definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte. As peças de madeira serrada podem ser de várias espécies, entretanto, no Estado de São Paulo são

geralmente utilizadas madeiras de reflorestamento (eucalipto). O uso de madeira de reflorestamento sem durabilidade natural ao ataque de insetos e fungos implica obrigatoriamente no uso de produtos preservativos. Para pontes é recomendado o uso de madeira tratada com CCA em autoclave.

2º) Definir a configuração do tabuleiro

Determinar a configuração do tabuleiro significa adotar o comprimento das peças, a frequência e localização das juntas. A tabela 9.9 apresenta os valores do coeficiente C_{bj} em função da frequência de juntas a serem adotados para projeto e as disposições mínimas a serem respeitadas.

Tabela 9.9 - Valores de projeto para fator de redução de rigidez. Fonte: OKIMOTO (1997).

Frequência de juntas	Fator C_{bj}	Disposições mínimas
cada 4	0,84	
cada 5	0,88	
cada 6	0,91	Juntas alinhadas a cada 4 vigas
cada 7	0,93	e
cada 8	0,95	Distância entre juntas de vigas
cada 9	0,96	adjacentes $\geq 1,20\text{m}$
cada 10	0,97	
sem juntas	1,00	

3º) Estimar a carga permanente

Definida a classe da ponte, o vão teórico e a classe da madeira a ser utilizada, pode-se recorrer às indicações da tabela 9.10 para estimar a carga permanente. Deve-se acrescentar 6% ao peso próprio da madeira devido ao sistema de protensão.

4º) Determinar as propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente

As pontes de madeira protendida transversalmente podem ser consideradas como uma placa ortotrópica com propriedades elásticas equivalentes. Os valores das propriedades elásticas (E_L), (E_T) e (G_{LT}) da placa ortotrópica são calculados conforme as equações 9.76 a 9.78.

$$E_L = E_{M,ef} \cdot C_{bj} \quad (9.76)$$

$$E_T = 1,5\% \cdot E_L \quad (9.77)$$

$$G_{LT} = 3,0\% \cdot E_L \quad (9.78)$$

Estas equações apresentam uma forma aproximada para a determinação das propriedades elásticas. Maiores informações podem ser obtidas em OKIMOTO (1997).

7º) Determinação dos esforços e deslocamentos máximos

De posse das propriedades elásticas E_L , E_T e G_{LT} da placa ortotrópica de espessura t , deve-se calcular os esforços e deslocamentos máximos devido à carga permanente e carga accidental e seus efeitos dinâmicos. Para esse fim, pode-se utilizar a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

Neste tipo de ponte em placa o veículo tem total liberdade para transitar em qualquer posição transversal. O projetista deve posicionar o veículo-tipo na região mais desfavorável para cada um dos esforços analisados. Quando a flecha e o momento fletor na direção longitudinal são analisados, o posicionamento crítico do veículo-tipo é no centro no vão e na lateral da ponte. A cortante máxima é obtida quando o veículo-tipo é posicionado na região perto dos apoios. A reação de apoio é obtida quando o veículo-tipo é posicionado sobre um dos apoios.

São determinados o momento fletor máximo longitudinal, a cortante máxima, a reação de apoio máxima e a flecha máxima devido à carga permanente ($M_{Lg,k}$, $(Q_{g,k})$, $(R_{g,k})$ e $(\delta_{g,k})$); e também o devido a carga accidental ($M_{Lq,k}$, $(Q_{q,k})$, $(R_{q,k})$ e $(\delta_{q,k})$).

8º) Realizar as combinações dos esforços

Para o dimensionamento da ponte em placa de madeira protendida transversalmente, os valores de cálculo devem ser obtidos da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$M_d = \gamma_g \cdot M_{Lg,k} + \gamma_q \cdot [M_{Lq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{Lq,k}] \quad (9.79)$$

$$Q_d = \gamma_g \cdot Q_{g,k} + \gamma_q \cdot [Q_{q,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot Q_{q,k}] \quad (9.80)$$

$$R_d = \gamma_g \cdot R_{g,k} + \gamma_q \cdot R_{q,k} \quad (9.81)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e $1,4$ quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade);

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas accidentais móveis);

$\varphi =$ coeficiente de impacto vertical.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (9.82)$$

Onde:

$\alpha = 12$ para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto;

$L =$ vão teórico da ponte em metros.

9º) Verificar os estados limites

Os estados limites últimos de tensões normais e tangenciais na madeira devem ser atendidos conforme segue:

$$t \geq \left(\frac{6 \cdot M_d}{f_{co,d}} \right)^{\frac{1}{2}}, \text{ tensões normais.} \quad (9.83)$$

$$t \geq \frac{3 \cdot Q_d}{2 \cdot f_{vo,d}}, \text{ tensões tangenciais.} \quad (9.84)$$

Onde:

$t =$ espessura do tabuleiro.

O momento fletor e a cortante de cálculo empregadas nas equações acima são os de placa, ou seja, possuem unidade kN.cm/cm.

O estado limite de utilização de flecha para as pontes em placa de madeira protendida transversalmente, deve ser verificado considerando a seguinte condição:

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{360} \quad (9.85)$$

11º) Determinar o espaçamento das barras de protensão e a força necessária nos elementos

O primeiro ponto a ser observado é que a perda de protensão do sistema com o tempo deve ser compensada no momento da montagem e aplicação inicial da protensão no tabuleiro. Segundo RITTER (1992) o comportamento do nível de protensão e o sistema de reprotensões adotados estão representados na figura 9.28 onde verificou que se o tabuleiro é protendido apenas na sua construção a perda de protensão durante a vida útil será maior que 80% mas se houver mais duas reprotensões, aos 3 dias e a 8 semanas, a perda máxima não ultrapassaria 60% (período anterior a última reprotensão).

Neste sentido, RITTER (1992) sugere como protensão inicial um valor 2,5 vezes o valor de projeto e no mínimo duas reprotensões, ao nível inicialmente aplicado, aos 3 e 56 dias após a montagem.

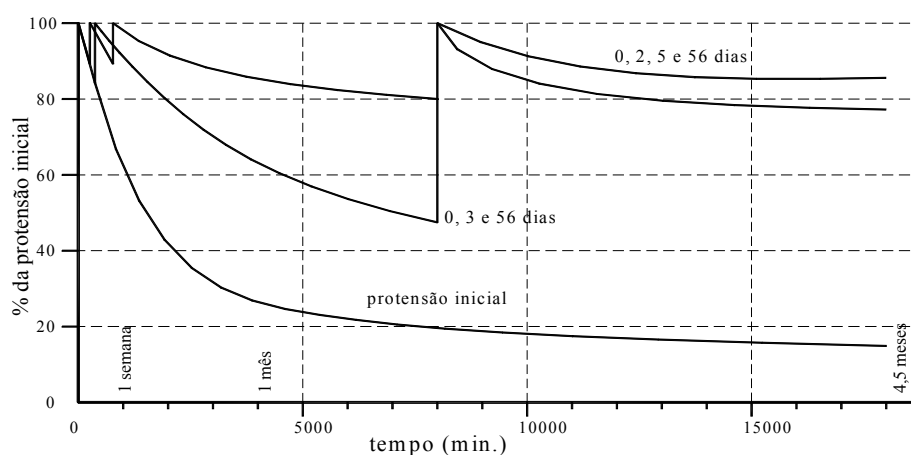


Figura 9.28 - Perda de protensão e sistemas de reprotensão TAYLOR & CSAGOLY (1979)

Neste sentido a protensão a ser verificada é a inicial (σ_{Ni}) e duas disposições básicas devem ser observadas:

- Para garantir à resistência a compressão normal da madeira do tabuleiro quando solicitada pela tensão de protensão:

$$\sigma_{Ni} \leq f_{c90,d} \quad (9.86)$$

- Para manter as tensões na barra de aço de alta resistência em níveis baixos:

$$\sigma_s \leq \frac{f_y}{1,1} \quad (9.87)$$

Portanto:

$$\text{Portanto: } S_p = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{\sigma_{Ni} \cdot t} \quad (9.88)$$

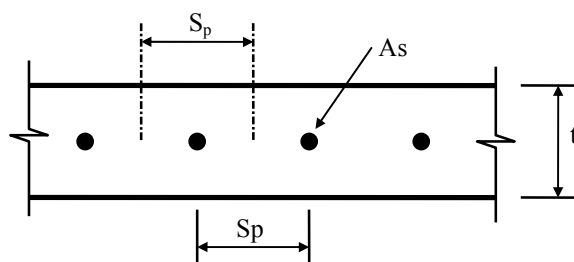


Figura 9.29 - Espaçamento entre barras de protensão

12º) Projetar o sistema de ancoragem

O sistema de ancoragem adotado é o composto por placas discretas (figura 9.30).

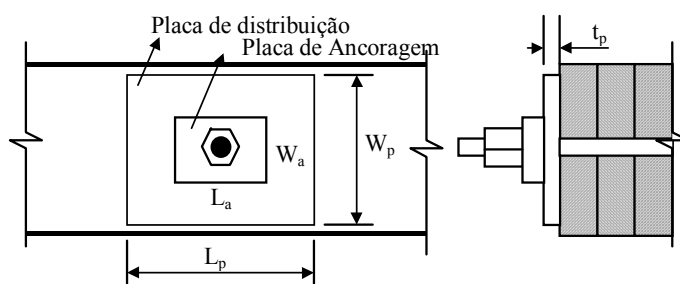


Figura 9.30 - Sistema de ancoragem

A placa de ancoragem é um produto comercial da Dywidag tendo, portanto, dimensões padronizadas.

A área necessária para a placa de distribuição deve ser:

$$A_p \geq F_p / (f_{c90,d}) \quad (9.89)$$

onde:

A_p = área da placa de apoio (cm²)

F_p = força de protensão na barra (kN)

Além disso, a razão entre o comprimento da placa pela sua largura não deve ser menor que 0,5 nem maior que 2,0, calculado por:

$$0,5 \geq L_p / W_p \geq 2,0 \quad (9.90)$$

onde:

L_p = comprimento da placa (cm)

W_p = largura da placa (cm)

Uma vez adotada a placa, a tensão de compressão aplicada pela força de protensão na placa é:

$$f_{\text{placa}} = F_p / A_p \text{ (kN/cm}^2\text{)} \quad (9.91)$$

Baseada na área da placa de apoio e na tensão de apoio, adotar uma espessura que satisfaça:

$$t_p \geq \sqrt{\frac{3 \cdot f_{\text{placa}} \cdot k^2}{f_s}} \quad (9.92)$$

onde:

$k >$ entre: $(W_p - W_a)/2$ e $(L_p - L_a)/2$

t_p = espessura da placa (cm)

$f_s = (f_y / 1,10)$ (kN/cm²)

W_a = largura da placa externa (mm)

L_a = comprimento da placa externa (mm)

Se não for possível obter um tamanho adequado de placa tal que limite as tensões de compressão normal, ou se a espessura da placa é excessivamente grande, o espaçamento das barras de protensão deve ser diminuído e o projeto da ancoragem refeito, até que um arranjo adequado seja alcançado.

13º) Projetar a configuração dos apoios

Os acessórios de suporte dos tabuleiros laminados protendidos devem ser projetados para suportar as forças verticais e laterais transmitidos da super para a subestrutura. Tal como em outra superestrutura longitudinal, o comprimento de apoio necessário é normalmente controlado por considerações na configuração de apoio, mais propriamente, por tensões de compressão normal às fibras. De um ponto de vista prático, o comprimento de apoio de 250 a 300 mm é normalmente recomendado para tabuleiros laminados protendidos.

14º) Conferir o peso próprio considerado

Neste passo o projetista deve conferir o peso próprio estimado no início dos cálculos com o obtido das dimensões adotadas. Se a diferença entre o peso próprio estimado e o real for maior que 10% deve-se refazer os cálculos agora com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

9.4.4 – TABELA PRÁTICA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

A tabela 9.10 indica a espessura mínima do tabuleiro de madeira protendida transversalmente em função do vão e da classe estrutural da ponte.

Tabela 9.10 – Pontes em placa protendida transversalmente

Comprimento (m)	Vão (m)	Classe 30			Classe 45		
		C60	C50	C40	C60	C50	C40
6,0	5,5	23 cm	25 cm	28 cm	27 cm	30 cm	33 cm
7,0	6,5	25 cm	28 cm	31 cm	30 cm	33 cm	36 cm
8,0	7,5	28 cm	30 cm	34 cm	33 cm	36 cm	40 cm
9,0	8,5	30 cm	33 cm	37 cm	36 cm	40 cm	44 cm
10,0	9,5	33 cm	36 cm	40 cm	39 cm	43 cm	48 cm
11,0	10,5	35 cm	38 cm		42 cm	45 cm	
12,0	11,5	38 cm			45 cm		

Recomenda-se a utilização do sistema de protensão Dywidag com barras de aço de alta resistência disponíveis nos diâmetros de 15 mm e 32 mm. Para pontes em placa de madeira protendida transversalmente são indicadas as seguintes tensões de protensão:

$\sigma_{N,\min}$ = tensão de protensão mínima ou de projeto – 350 kPa;

$\sigma_{N,i}$ = tensão de protensão inicial – 875 kPa.

9.4.5 – RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

- Todas as peças de madeira de reflorestamento devem ser tratadas com CCA em autoclave.
- Os sistema de protensão, bem como os conectores metálicos devem ser galvanizados à fogo.
- Iniciar a aplicação da força de protensão na barra central e conseqüentemente em direção aos apoios de modo simétrico. O procedimento deve ser repetido até que todas as barras tenham a mesma força.
- É indispensável a pavimentação asfáltica com manta geotêxtil impregnada, para evitar fissuras.

9.5 – PONTE EM PLACA multicelular protendida transversalmente

O sistema de ponte em placa protendida transversalmente apresenta-se como uma solução excelente do ponto de vista técnico para pontes com vãos de até 11 m, principalmente em função da bitola máxima encontrada para peças serradas – até 40 cm de altura. Para satisfazer a necessidade de maiores vãos, os pesquisadores americanos desenvolveram sistemas protendidos interligados a longarinas de MLC, aumentando assim a rigidez necessária. Surgiram assim, os sistemas protendidos com seção T e os sistemas multicelulares protendidos.

O sistema de ponte em placa multicelular protendida transversalmente consiste de mesa superior e inferior protendidas ligadas à alma (vigas de MLC – longarinas). A geometria otimizada da seção transversal aumenta significativamente a rigidez à flexão longitudinal e a rigidez à torção, tornando este tipo de estrutura uma excelente opção para vãos de 10 a 30 metros.

O sistema de protensão é o mesmo utilizado no sistema anterior, formado por barras de aço de alta resistência e ancoragem metálica. Neste caso são necessárias duas linhas de protensão, inferior e superior.

A seguir são especificadas as diretrizes básicas para o projeto, bem como detalhes construtivos e também uma tabela prática para o pré-dimensionamento deste tipo de ponte.

9.5.1 – ESQUEMA GERAL DA PONTE

Nas pontes em placa multicelular protendida transversalmente podem ser observados os seguintes elementos estruturais:

- Tabuleiro superior e inferior de madeira laminada protendida transversalmente;
- Vigas de MLC;
- Sistema de protensão;
- Guarda-rodas da madeira;
- Defesa de madeira.

Os tabuleiros de madeira laminada protendida transversalmente, superior e inferior, são formados por peças de madeira serrada de dimensões comerciais, dispostas lado a lado e ligadas às almas formadas de vigas de MLC. No comprimento, as peças de madeira são unidas de topo para alcançar o vão

requerido. O esquema de juntas de topo é o mesmo do sistema protendido apresentado anteriormente. O tabuleiro multicelular de madeira é responsável por suportar as ações permanentes e acidentais. O tabuleiro se comporta como uma placa ortotrópica, sendo mobilizando por completo quando submetido às ações concentradas.

O sistema de protensão constitui-se de barras de aço de alta resistência e conjunto metálico de ancoragem. A força de protensão exercida pelas barras de aço sobre o tabuleiro de madeira permite o comportamento de placa. Manter a tensão de protensão em um patamar acima do mínimo permitido é essencial para durabilidade e o bom funcionamento da ponte.

O guarda-rodas e a defesa constituem nos itens de segurança da ponte. Devem ser dimensionados de maneira a evitar que o veículo possa sair da ponte. As figuras seguintes mostram as configurações básicas das pontes em placa protendida transversalmente, indicando a localização dos elementos constituintes.

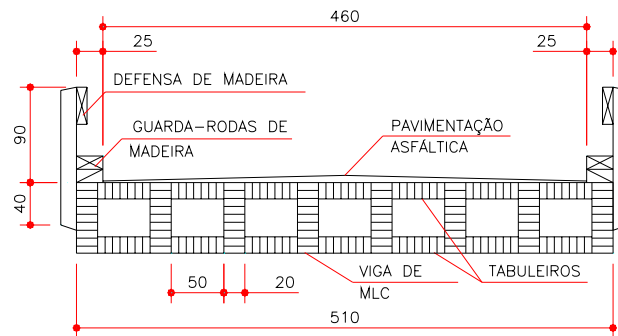


Figura 9.31 – Seção transversal da ponte em placa multicelular protendida transversalmente com uma faixa de tráfego

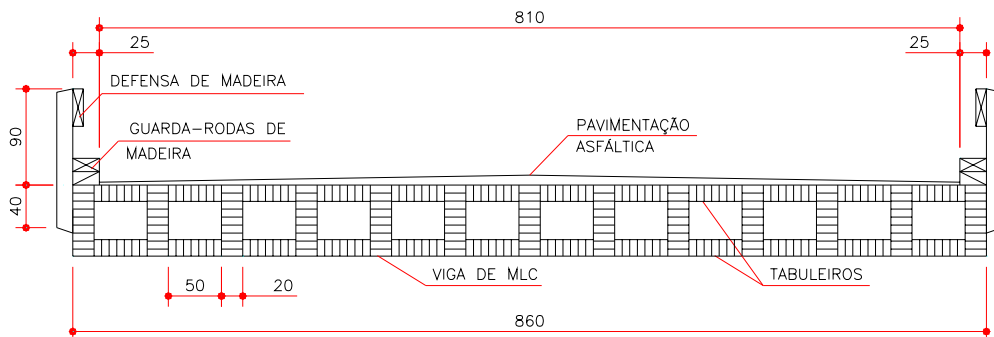


Figura 9.32 – Seção transversal da ponte em placa multicelular protendida transversalmente com duas faixas de tráfego

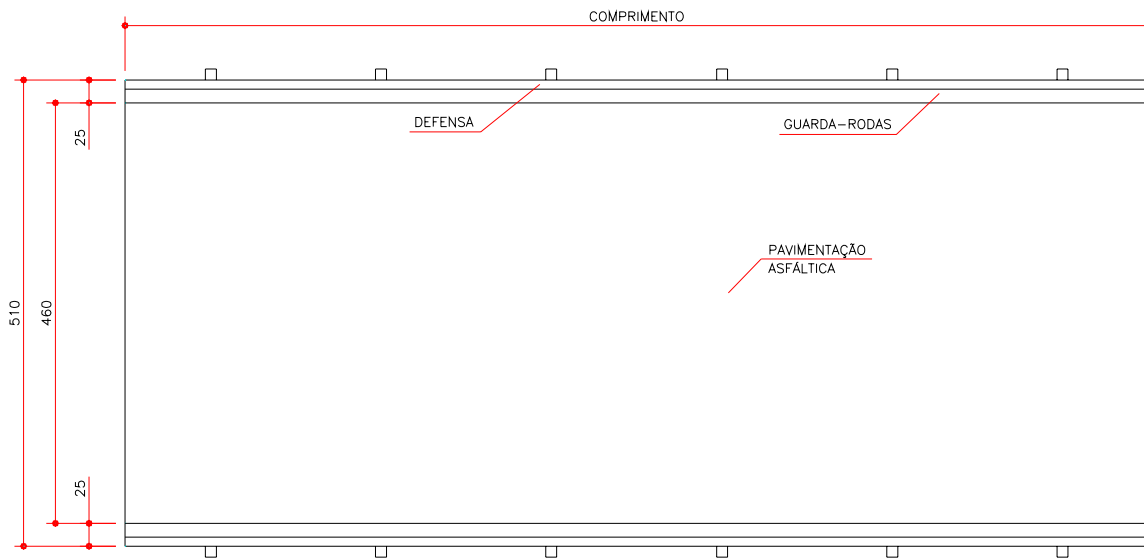


Figura 9.33 – Vista superior da ponte em placa multicelular protendida transversalmente

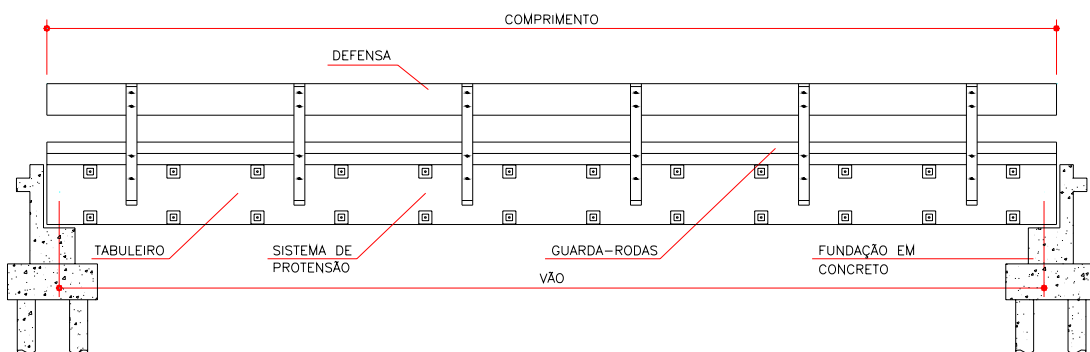


Figura 9.34 – Vista lateral da ponte em placa multicelular protendida transversalmente

9.5.2 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

Para o cálculo das pontes em placa protendida transversalmente são consideradas as seguintes hipóteses de cálculo:

- A ponte em placa multicelular protendida transversalmente tem comportamento semelhante a uma placa maciça formada por um material hipotético que possui propriedades ortotrópicas e deve ser calculada como tal. Para o cálculo dos esforços e deslocamentos da placa ortotrópica podem ser utilizadas várias técnicas, dentre elas, a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

9.5.3 – ETAPAS DE DIMENSIONAMENTO

A seguir são apresentados os passos para o dimensionamento de pontes em placa multicelular protendida transversalmente.

1º) Definir a geometria e a classe estrutural da ponte

O projetista deve definir o vão, largura e número de faixas da ponte baseado em fatores decorrentes das condições locais, como por exemplo, área necessária para a calha do córrego, volume de tráfego, etc. O vão efetivo da ponte é a distância medida de centro a centro dos apoios. Para o sistema de ponte em questão, não há limitação quanto à largura do tabuleiro.

A classe estrutural da ponte é definida pelo projetista em função dos veículos que possam trafegar com maior frequência sobre a ponte. Atualmente, as Classes 30 e ou 45 são as recomendadas para pontes projetadas em vias urbanas e rurais.

2º) Definir as propriedades dos materiais

O projetista deve definir o tipo de material que será empregado nos elementos estruturais da ponte. As peças de madeira serrada podem ser de várias espécies, entretanto, no Estado de São Paulo são geralmente utilizadas madeiras de reflorestamento (eucalipto). As propriedades de resistência e rigidez das vigas de Madeira Laminada Colada (MLC) devem ser especificadas pelo fabricante. Recomenda-se que a MLC tenha propriedades compatíveis com as madeiras da Classe 40. O uso de madeira de reflorestamento sem durabilidade natural ao ataque de insetos e fungos implica obrigatoriamente no uso de produtos preservativos. Para pontes é recomendado o uso de madeira tratada com CCA em autoclave.

O uso de um material que passa por um processo de manufatura – caso da MLC – implica em maior homogeneidade das propriedades mecânicas, resultado do controle de qualidade mais rigoroso. Assim, os coeficientes de modificação para o dimensionamento são indubitavelmente menos rigorosos do que para a madeira serrada ($k_{mod,3} = 1,00$).

2º) Definir a configuração do tabuleiro

Determinar a configuração do tabuleiro significa adotar o comprimento das peças, a frequência e localização das juntas. A tabela 9.9 apresenta os valores do coeficiente C_{bj} em função da frequência de juntas a serem adotados para projeto e as disposições mínimas a serem respeitadas.

Tabela 9.9 - Valores de projeto para fator de redução de rigidez. Fonte: OKIMOTO (1997).

Frequência de juntas	Fator C_{bj}	Disposições mínimas
cada 4	0,84	
cada 5	0,88	
cada 6	0,91	Juntas alinhadas a cada 4 vigas
cada 7	0,93	e
cada 8	0,95	Distância entre juntas de vigas
cada 9	0,96	adjacentes $\geq 1,20\text{m}$
cada 10	0,97	
sem juntas	1,00	

3º) Estimar a carga permanente

Definida a classe da ponte, o vão teórico e a classe da madeira a ser utilizada, pode-se recorrer às indicações da tabela 9.10 para estimar a carga permanente. Deve-se acrescentar 6% ao peso próprio da madeira devido ao sistema de protensão.

4º) Determinar as propriedades elásticas da placa ortotrópica equivalente

As pontes em placa multicelular protendida transversalmente têm comportamento semelhante ao de uma placa ortotrópica com propriedades elásticas equivalentes. Nesta etapa, as propriedades elásticas $(E_L)_{eq}$, $(E_T)_{eq}$ e $(G_{LT})_{eq}$ da placa ortotrópica equivalente são calculadas conforme as equações 9.93 a 9.95.

$$(E_L)_{eq} = 12 \frac{D_x}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) \quad (9.93)$$

$$(E_T)_{eq} = 12 \frac{D_y}{t_{eq}^3} (1 - \nu_{xy} \nu_{yx}) \quad (9.94)$$

$$(G_{LT})_{eq} = 6 \frac{D_{xy}}{t_{eq}^3} \quad (9.95)$$

Onde:

$(E_L)_{eq}$ = módulo de elasticidade à flexão longitudinal da placa ortotrópica equivalente;

$(E_T)_{eq}$ = módulo de elasticidade à flexão transversal da placa ortotrópica equivalente;

$(G_{LT})_{eq}$ = módulo de elasticidade à torção da placa ortotrópica equivalente;

t_{eq} = espessura da placa equivalente.

D_x = rigidez à flexão da ponte na direção longitudinal;

D_y = rigidez à flexão da ponte na direção transversal;

D_{xy} = rigidez à torção da ponte.

De forma geral, para a ponte em questão, os coeficientes de Poisson podem ser atribuídos nulos, por representarem pequena influência no comportamento destas placas quando bi-apoiadas.

A seguir são apresentadas as equações para a determinação da rigidez à flexão da ponte na direção longitudinal e transversal e a rigidez à torção para uma ponte multicelular protendida com esquema geométrico de seção transversal indicada na figura 9.35.

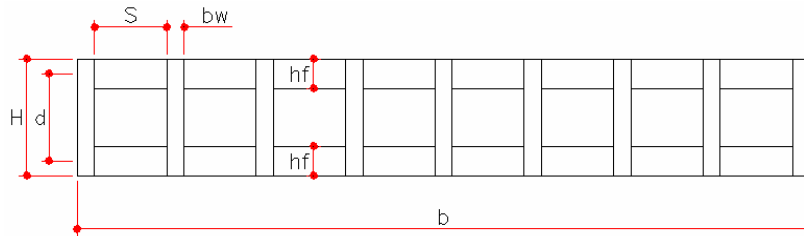


Figura 9.35 – Geometria da seção transversal de ponte multicelular protendida transversalmente

$$D_x = \frac{1}{b} \left[\left(n_v \cdot E_{x,w} \cdot \frac{b_w \cdot H^3}{12} \right) + (n_v - 1) \cdot \left(4 \cdot E_{x,f} \cdot \frac{b_m \cdot h_f^3}{12} + h_f \cdot b_m \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) \right] \quad (9.96)$$

$$D_y = \frac{1}{L} \cdot 2 \cdot E_{y,f} \cdot \left(\frac{L \cdot h_f^3}{12} + h_f \cdot L \cdot \left(\frac{d}{2} \right)^2 \right) \quad (9.97)$$

$$D_{xy} = \frac{1}{2 \cdot b} \left[2 \cdot G_{xy,f} \left(\frac{(b \cdot d)^2}{\frac{b}{h_f} + \frac{d}{b_w}} \right) + \frac{2}{3} G_{xy,f} (b \cdot h_f^3 + d \cdot b_w^3) \right] \quad (9.98)$$

Onde:

$E_{x,w}$ = módulo de elasticidade à flexão na direção “x” das almas (vigas de MLC);

$E_{x,f}$ = módulo de elasticidade à flexão na direção “x” das mesas (tabuleiro protendido);

$E_{y,f}$ = módulo de elasticidade à flexão na direção “y” das mesas (tabuleiro protendido);

$G_{xy,f}$ = módulo de elasticidade à torção das mesas (tabuleiro protendido);

b_w = largura das vigas;

h_f = espessura do tabuleiro;

b_m = largura da aba;

d = distância entre os centros de gravidade das mesas;

H = altura das vigas;

b = largura da ponte.

Sendo:

$$E_{x,f} = E_{M,ef} \cdot C_{bj} \quad (9.99)$$

$$E_{y,f} = 1,5\% \cdot E_{x,f} \quad (9.100)$$

$$G_{xy,f} = 3,0\% \cdot E_{x,f} \quad (9.101)$$

Estas equações apresentam uma forma aproximada para a determinação das propriedades elásticas. Maiores informações podem ser obtidas em GÓES (2005).

7º) Determinação dos esforços e deslocamentos máximos

De posse das propriedades elásticas $(E_L)_{eq}$, $(E_T)_{eq}$ e $(G_{LT})_{eq}$ da placa ortotrópica equivalente de espessura t_{eq} (qualquer), deve-se calcular os esforços e deslocamentos máximos devido à carga permanente e carga acidental e seus efeitos dinâmicos. Para esse fim, pode-se utilizar a solução por séries ou a técnica dos elementos finitos.

Neste tipo de ponte em placa o veículo tem total liberdade para transitar em qualquer posição transversal. O projetista deve posicionar o veículo-tipo na região mais desfavorável para cada um dos esforços analisados. Quando a flecha e o momento fletor na direção longitudinal são analisados, o posicionamento crítico do veículo-tipo é no centro no vão e na lateral da ponte. A cortante máxima é obtida quando o veículo-tipo é posicionado na região perto dos apoios. A reação de apoio é obtida quando o veículo-tipo é posicionado sobre um dos apoios.

São determinados o momento fletor máximo longitudinal, a cortante máxima, a reação de apoio máxima e a flecha máxima devido à carga permanente $(M_{L,g,k})$, $(Q_{g,k})$, $(R_{g,k})$ e $(\delta_{g,k})$; e também o devido a carga acidental $(M_{L,q,k})$, $(Q_{q,k})$, $(R_{q,k})$ e $(\delta_{q,k})$.

8º) Realizar as combinações dos esforços

Para o dimensionamento da ponte em placa de madeira protendida transversalmente, os valores de cálculo devem ser obtidos da combinação última normal seguindo as especificações da NBR 7190.

$$M_d = \gamma_g \cdot M_{Lg,k} + \gamma_q \cdot [M_{Lq,k} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot M_{Lq,k}] \quad (9.102)$$

$$Q_d = \gamma_g \cdot Q_{gk} + \gamma_q \cdot [Q_{qk} + 0,75 \cdot (\varphi - 1) \cdot Q_{qk}] \quad (9.103)$$

$$R_d = \gamma_g \cdot R_{gk} + \gamma_q \cdot R_{qk} \quad (9.104)$$

Onde:

$\gamma_g = 1,3$ para madeira classificada (pequena variabilidade) e $1,4$ quando o peso próprio não supera 75% da totalidade dos pesos permanentes (grande variabilidade);

$\gamma_q = 1,4$ para ações variáveis (cargas acidentais móveis);

$\varphi =$ coeficiente de impacto vertical.

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad (9.105)$$

Onde:

$\alpha = 12$ para pontes rodoviárias com assoalho revestido de asfalto;

$L =$ vão teórico da ponte em metros.

O momento fletor e a cortante de cálculo empregadas nas equações acima são os de placa, ou seja, possuem unidade kN.cm/cm.

9º) Verificar os estados limites

Os estados limites últimos de tensões normais e tangenciais na madeira devem ser atendidos conforme segue:

$$\sigma_{f,d} \geq f_{c0,d} \quad \text{e} \quad \sigma_{w,d} \geq f_{c0,d}, \text{ tensões normais.} \quad (9.106)$$

$$\tau_{w,d} \geq f_{v0,d}, \text{ tensões tangenciais.} \quad (9.107)$$

Onde:

$\sigma_{f,d} =$ tensão normal de cálculo na mesa superior ou inferior;

$\sigma_{w,d} =$ tensão normal de cálculo na viga de MLC;

$\tau_{w,d} =$ tensão cisalhante de cálculo na viga de MLC.

O estado limite de utilização de flecha para as pontes em placa multicelular de madeira protendida transversalmente, deve ser verificado considerando a seguinte condição:

$$\delta_{q,k} \leq \frac{L}{360} \quad (9.85)$$

11º) Determinar o espaçamento das barras de protensão e a força necessária nos elementos

Idem à ponte protendida anterior.

12º) Projetar o sistema de ancoragem

Idem à ponte protendida anterior.

13º) Projetar a configuração dos apoios

Idem à ponte protendida anterior.

14º) Conferir o peso próprio considerado

Neste passo o projetista deve conferir o peso próprio estimado no início dos cálculos com o obtido das dimensões adotadas. Se a diferença entre o peso próprio estimado e o real for maior que 10% deve-se refazer os cálculos agora com o novo valor de peso-próprio. Esse procedimento iterativo deve continuar até que a diferença seja menor que 10%. Em geral não é preciso mais do que uma revisão dos cálculos.

9.5.4 – TABELA PRÁTICA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Os tabuleiros protendidos superior e inferior possuem a mesma espessura “ h_f ” e variam de 20 cm à 25 cm. Para pontes com vãos de 12 m à 18 m a espessura dos tabuleiros protendidos deve ser de 20 cm. Para pontes com vãos de 20 m à 26 m deve-se utilizar tabuleiros de 25 cm de espessura.

A tabela 9.10 indica a altura mínima das vigas de MLC em função do vão da ponte e da classe estrutural da ponte. As vigas são consideradas com a largura padrão de 20 cm e espaçadas, face a face, de 50 cm. Para o tabuleiro superior e inferior foi considerada madeira da classe C40.

Tabela 9.10 – Pontes em placa multicelular protendida (altura mínima das vigas de MLC)

Comprimento (m)	Vão (m)	MLC (C40)	
		Classe 30	Classe 45
12,0	11,5	60 cm	70 cm
14,0	13,5	70 cm	80 cm
16,0	15,5	80 cm	90 cm
18,0	17,5	90 cm	100 cm
20,0	19,5	100 cm	110 cm
22,0	21,5	110 cm	120 cm
24,0	23,5	120 cm	130 cm
26,0	25,5	130 cm	140 cm

Recomenda-se a utilização do sistema de protensão Dywidag com barras de aço de alta resistência disponíveis nos diâmetros de 15 mm e 32 mm. Para pontes em placa de madeira protendida transversalmente são indicadas as seguintes tensões de protensão:

$\sigma_{N,\min}$ = tensão de protensão mínima ou de projeto – 350 kPa;

$\sigma_{N,i}$ = tensão de protensão inicial – 875 kPa.

9.5.5 – RECOMENDAÇÕES CONSTRUTIVAS

- Todas as peças de madeira de reflorestamento devem ser tratadas com CCA em autoclave.
- As longarinas devem ser fixadas nos apoios de concreto ou madeira por meio de aparelho de apoio metálico e neoprene e devem apresentar contra-flecha de no mínimo o dobro da flecha devido à carga permanente e no máximo de $L/400$.
- Os sistema de protensão, bem como os conectores metálicos devem ser galvanizados à fogo.
- Iniciar a aplicação da força de protensão na barra central e conseqüentemente em direção aos apoios de modo simétrico. O procedimento deve ser repetido até que todas as barras tenham a mesma força.
- É indispensável a pavimentação asfáltica com manta geotêxtil impregnada, para evitar fissuras.

CAPÍTULO 10

EXEMPLOS DE PROJETOS DE PONTES

Neste capítulo são apresentados cinco exemplos de projetos desenvolvidos pelo LaMEM – “Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira” da EESC/USP, ao longo do período de desenvolvimento do Projeto Temático intitulado “Programa Emergencial de Pontes de Madeira para o Estado de São Paulo”, financiado pela FAPESP “Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo”.

O primeiro projeto trata-se das Pontes “P01” e “P02” do Campus II da EESC/USP construídas no município de São Carlos. O sistema estrutural usado é o de ponte em placa mista madeira-concreto com fundações de concreto armado (estacas, blocos e viga). A ponte possui 9,5 m de largura, 12 m de comprimento, 15° de esconsidade, com duas faixas de tráfego e um passeio lateral.

O segundo projeto trata-se da Ponte “Caminho do Mar”, localizada na rodovia SP148, no município de Cubatão – SP. Utilizou-se o mesmo sistema estrutural em placa mista madeira-concreto, entretanto foram usadas nas fundações pilares de madeira roliça engastados em bloco de concreto armado. A ponte possui 24 m de comprimento, 7 m de largura, com duas faixas de tráfego.

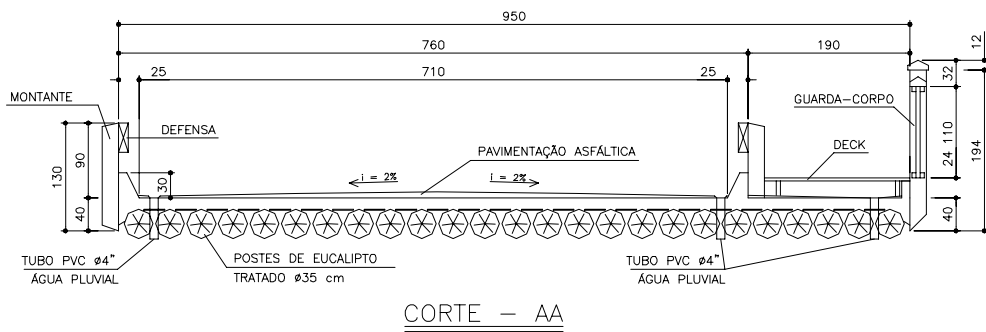
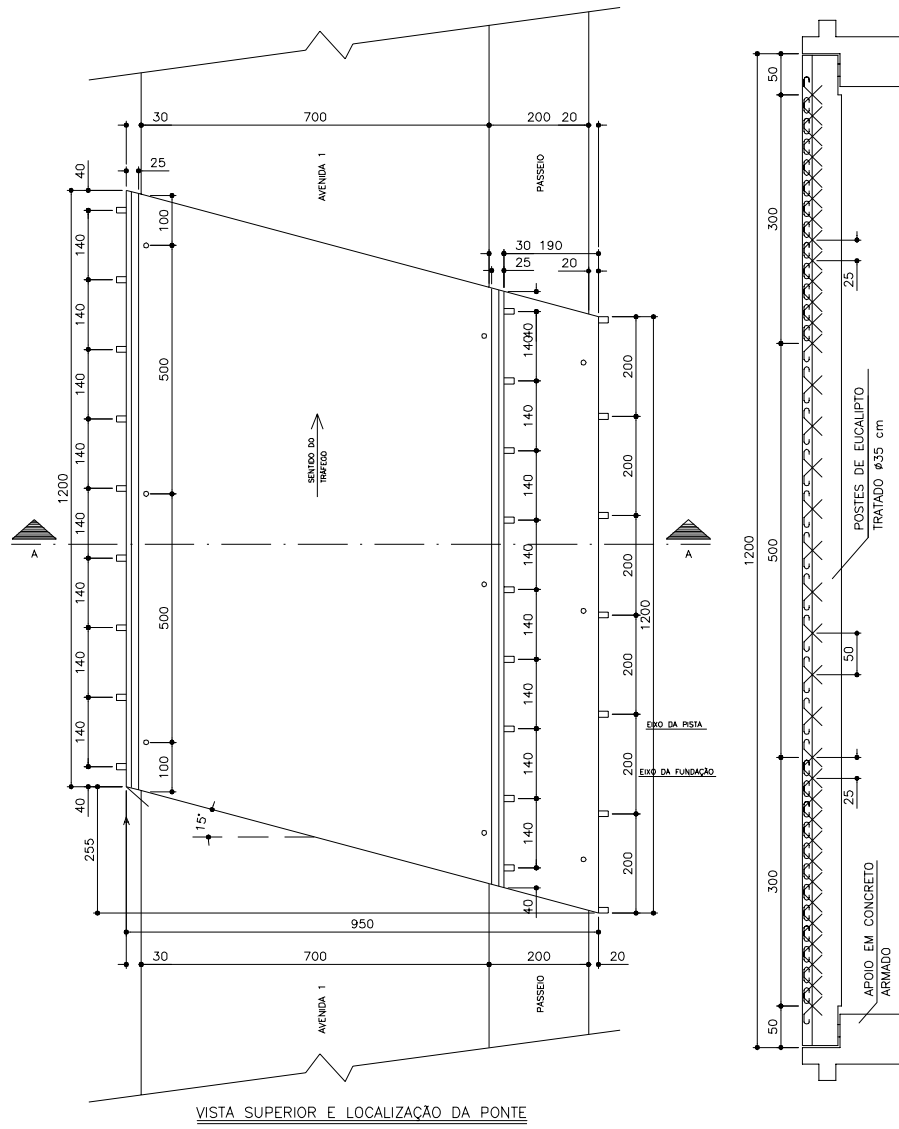
O terceiro projeto trata-se da Ponte “P04” do Campus II da EESC/USP construída no município de São Carlos. O sistema estrutural usado é o de ponte em placa multicelular protendida com fundações em estacas de madeira roliça. A ponte possui 10 m de largura, 12 m de comprimento, 15° de esconsidade, com duas faixas de tráfego e um passeio lateral.

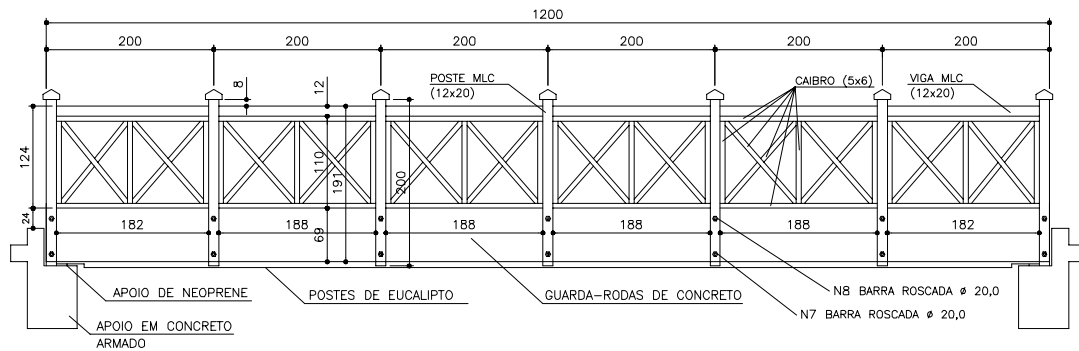
O quarto projeto trata-se da Ponte “Jockey Club” construída no município de São Carlos. O sistema estrutural usado é o de ponte em placa protendida com fundações em muro de alvenaria. A ponte possui 4,5 m de largura, 8 m de comprimento, com uma faixa de tráfego.

O quinto projeto tem caráter demonstrativo e trata-se de uma ponte em viga roliça com tabuleiro de madeira para vias rurais com uma faixa de tráfego, utilizando fundações em estacas de madeira roliça.

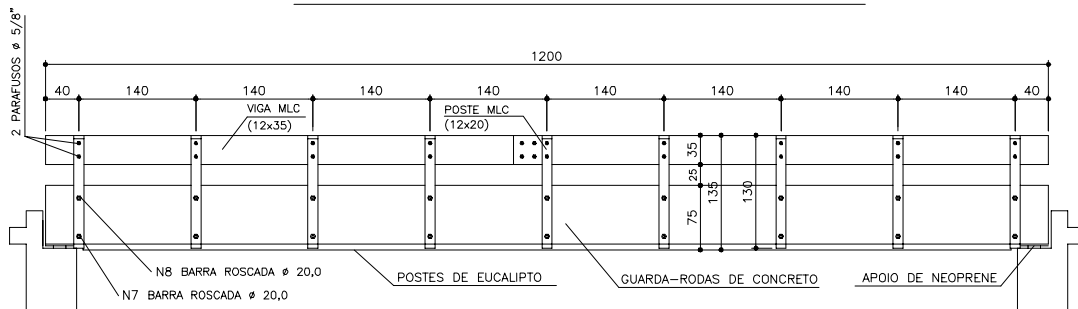
10.1 - EXEMPLO 1:

PONTES “P01” E “P02” EESC/USP

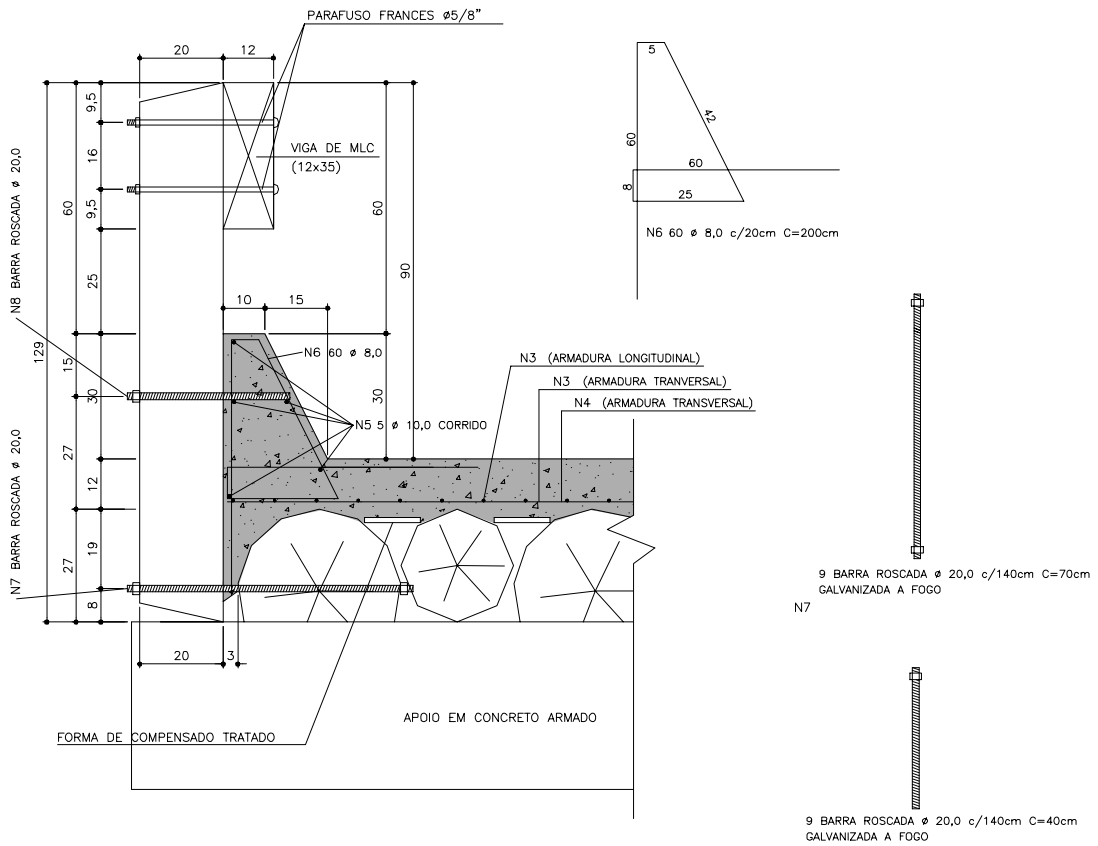




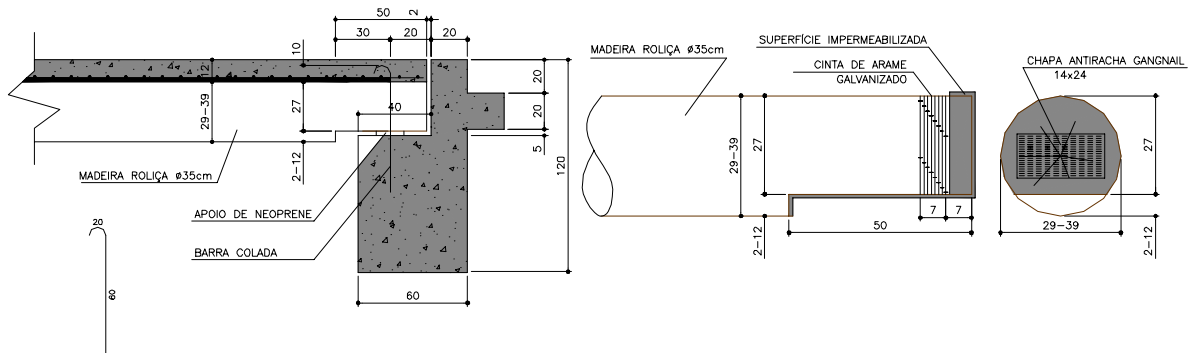
VISTA LATERAL DIREITA DA SUPERESTRUTURA



VISTA LATERAL ESQUERDA DA SUPERESTRUTURA

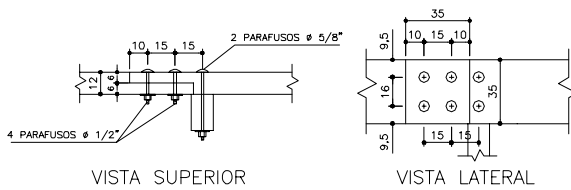


DETALHE DO GUARDA-RODAS E DEFENSA



N1 25 # 16,0 C=80cm
BARRA GALVANIZADA A FOGO

DETALHE DOS ENCONTROS

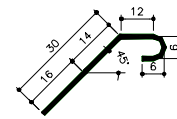
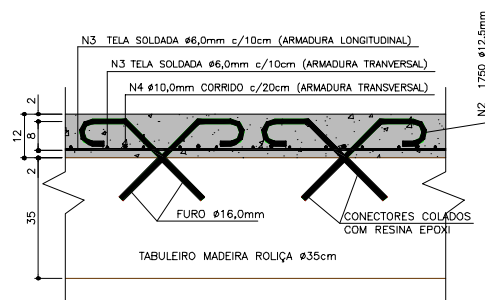


DETALHE DA LIGAÇÃO DA DEFENSA

RECOMENDAÇÕES MÍNIMAS:

- Todas as extremidades de vigas deverão ter uma cinta de arame liso galvanizado de alta resistência enrolado sob tensão e fixado com grampos galvanizados, e chapas GangNail antiracha de topo.
- Para impermeabilização deve-se aplicar duas demãos de Carbolíniun Extra, depois aplicar uma demão de pintura com Neutrol e 12 horas após, aplicar uma camada de Carbolástico 3 ou equivalente. (Produtos Otto Boungart)
- Todas as peças de madeira deverão ser da espécie Eucáliopta Citriodora tratado com CCA com nível mínimo de retenção de 9,6 kg/m³.
- Todas as peças metálicas em contato com a madeira deverão ser galvanizadas a fogo.
- Concreto para fundações - fck=20MPa
Concreto para laje do tabuleiro - fck=25MPa.
- Na fixação das barras coladas deverá ser utilizada Resina Epoxi Sikadur 32 fluido ou equivalente.

DETALHES DA IMPERMEABILIZAÇÃO

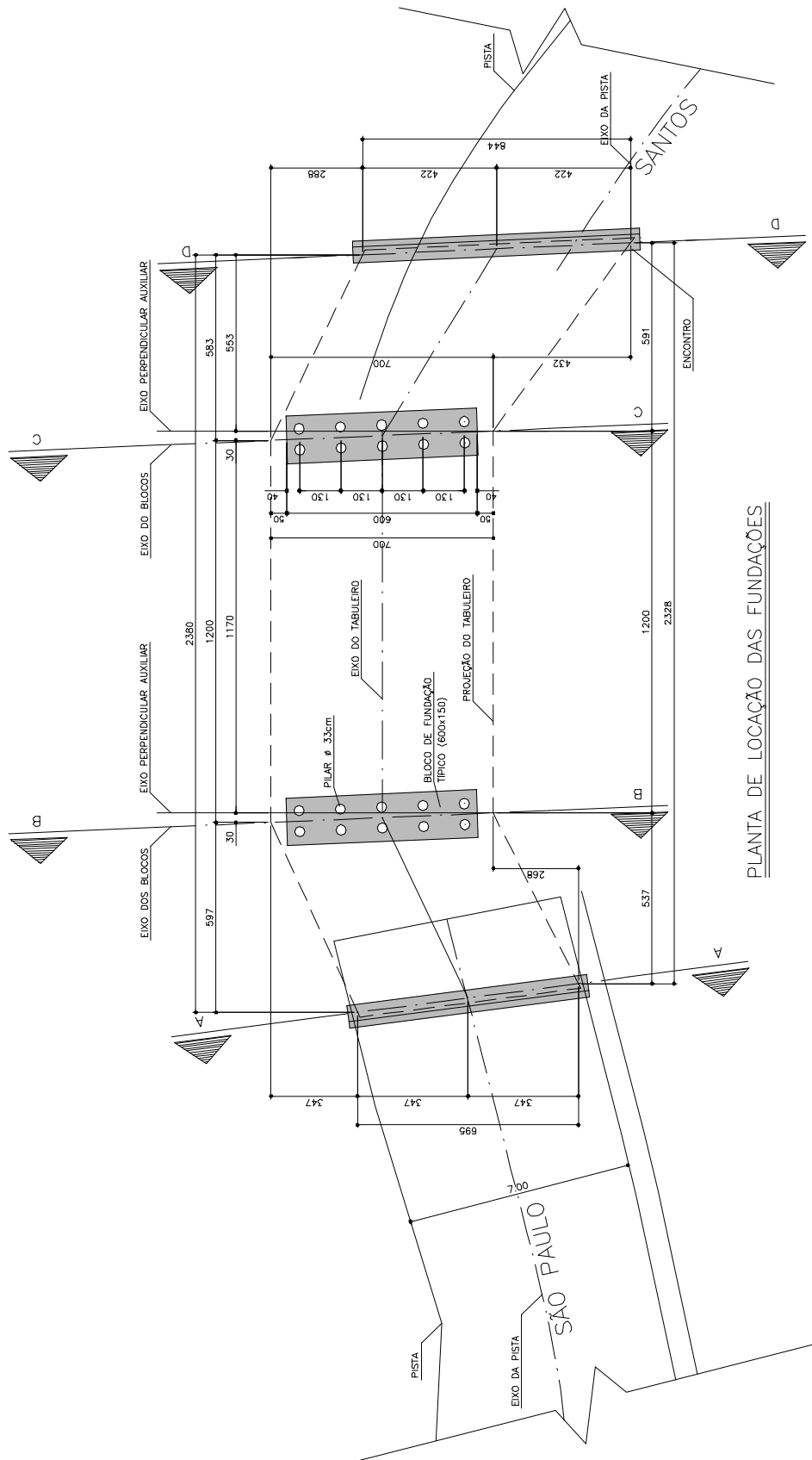


Obs: Posicionar a tela antes do furação das vigas
Tapar provisoriamente os furos prontos,
para furações subsequentes

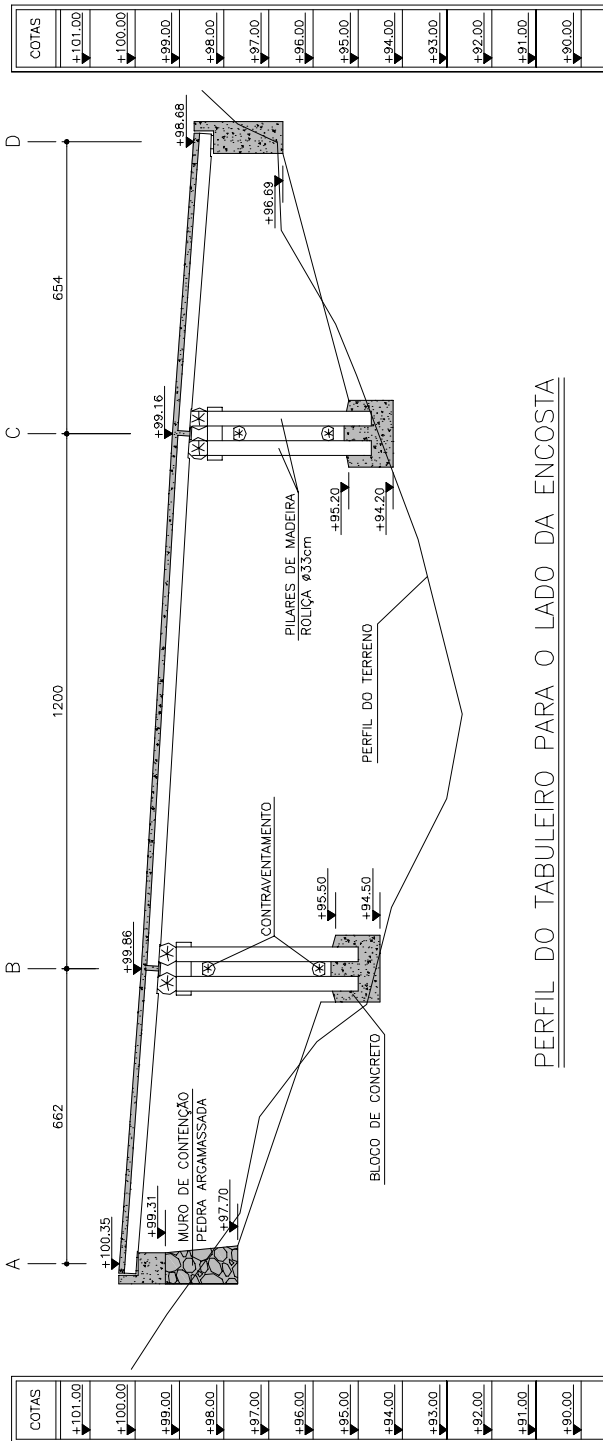
DETALHE DOS CONECTORES DO TABULEIRO

10.2 - EXEMPLO 2:

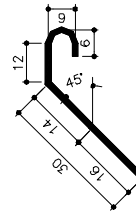
PONTE “CAMINHO DO MAR” - SP148



PLANTA DE LOCAÇÃO DAS FUNDAÇÕES

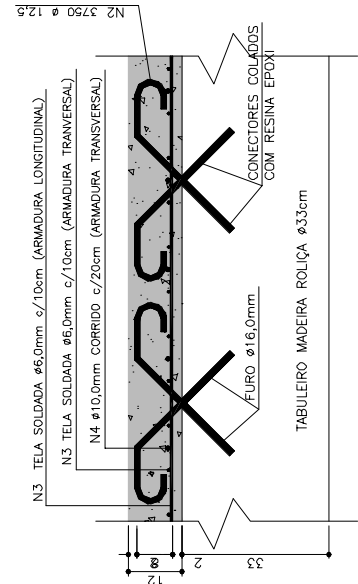


PERFIL DO TABULEIRO PARA O LADO DA ENCOSTA

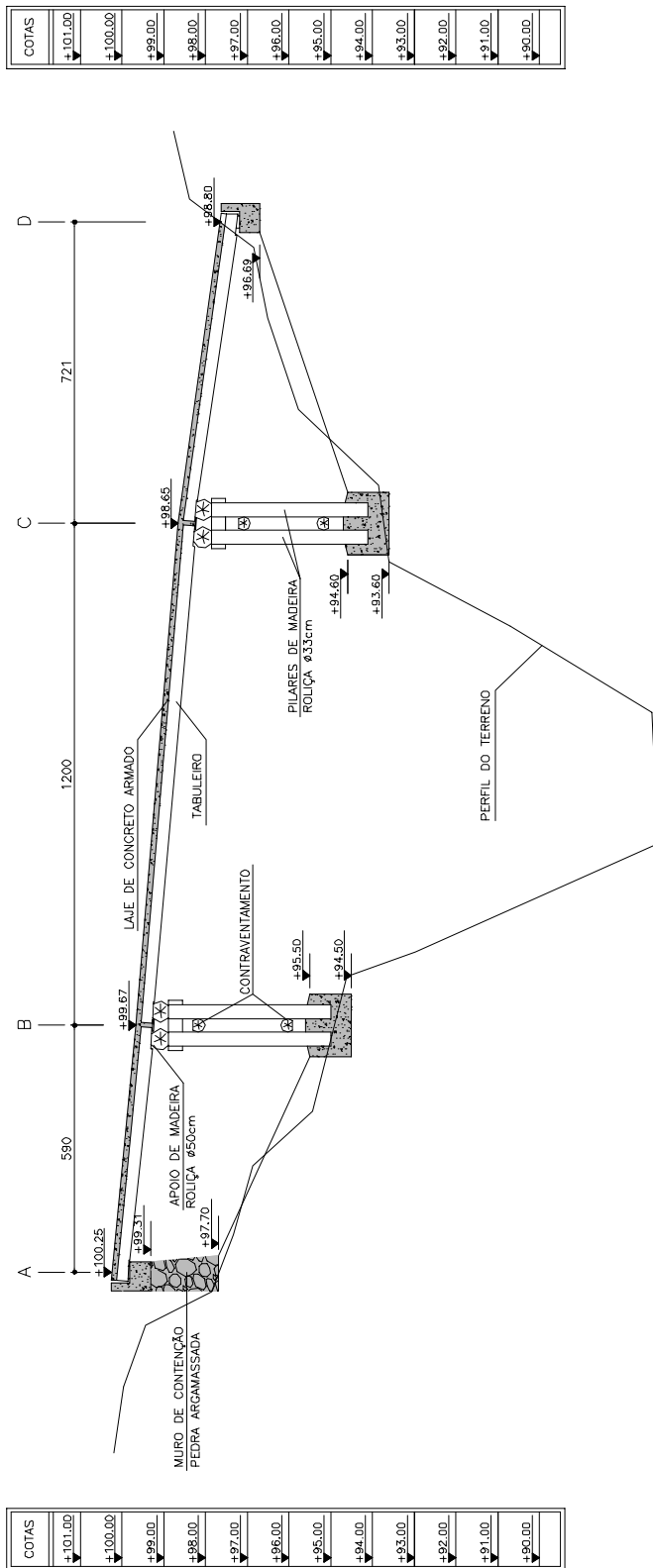


N2 3750 Ø 12,5 C=54cm GALVANIZADO A FOGO

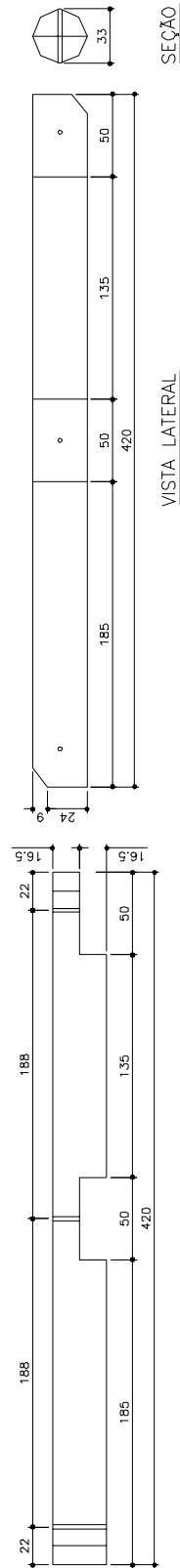
Obs: Posicionar a tela antes da furação das vigas Tapar provisoriamente os furos prontos, para furações subsequentes



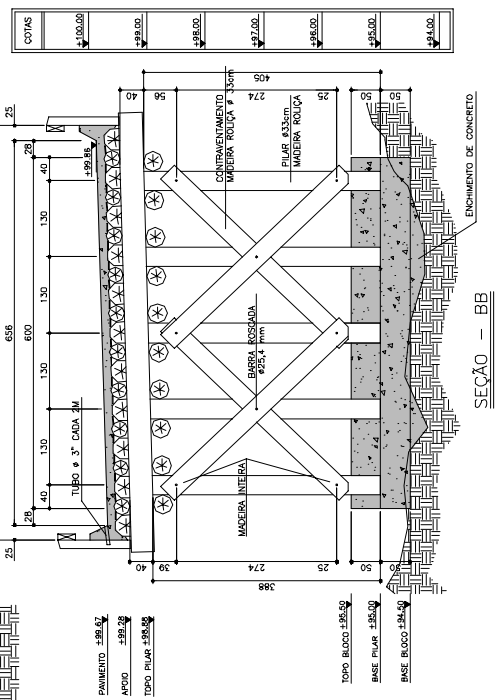
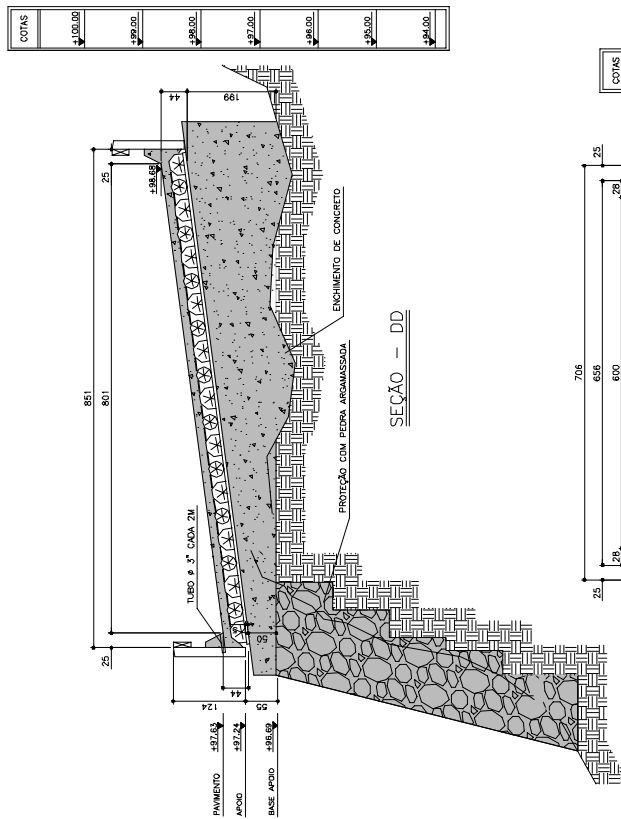
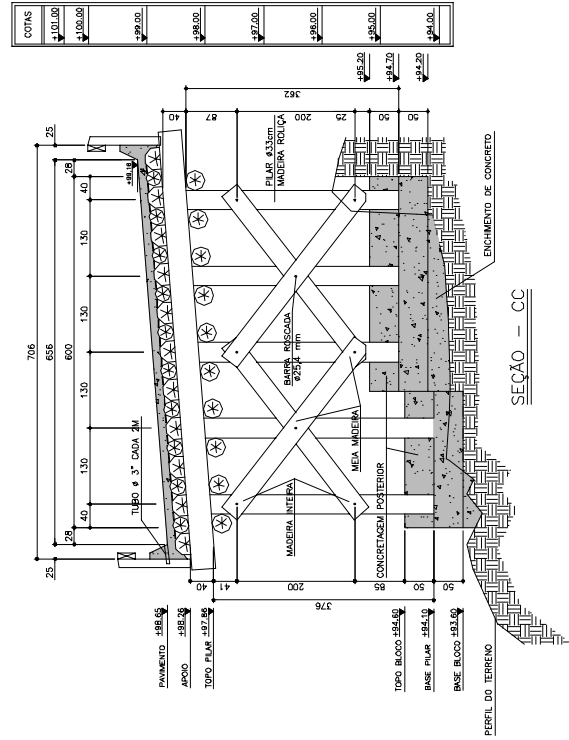
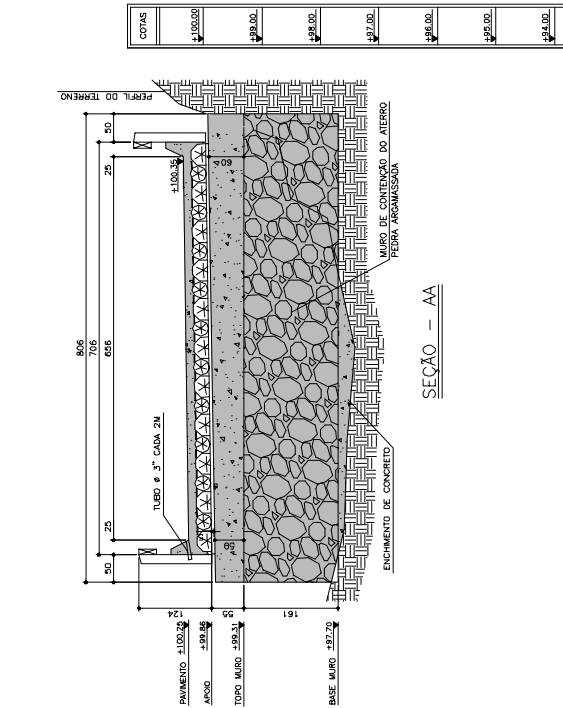
DETALHE DOS CONECTORES DO TABULEIRO



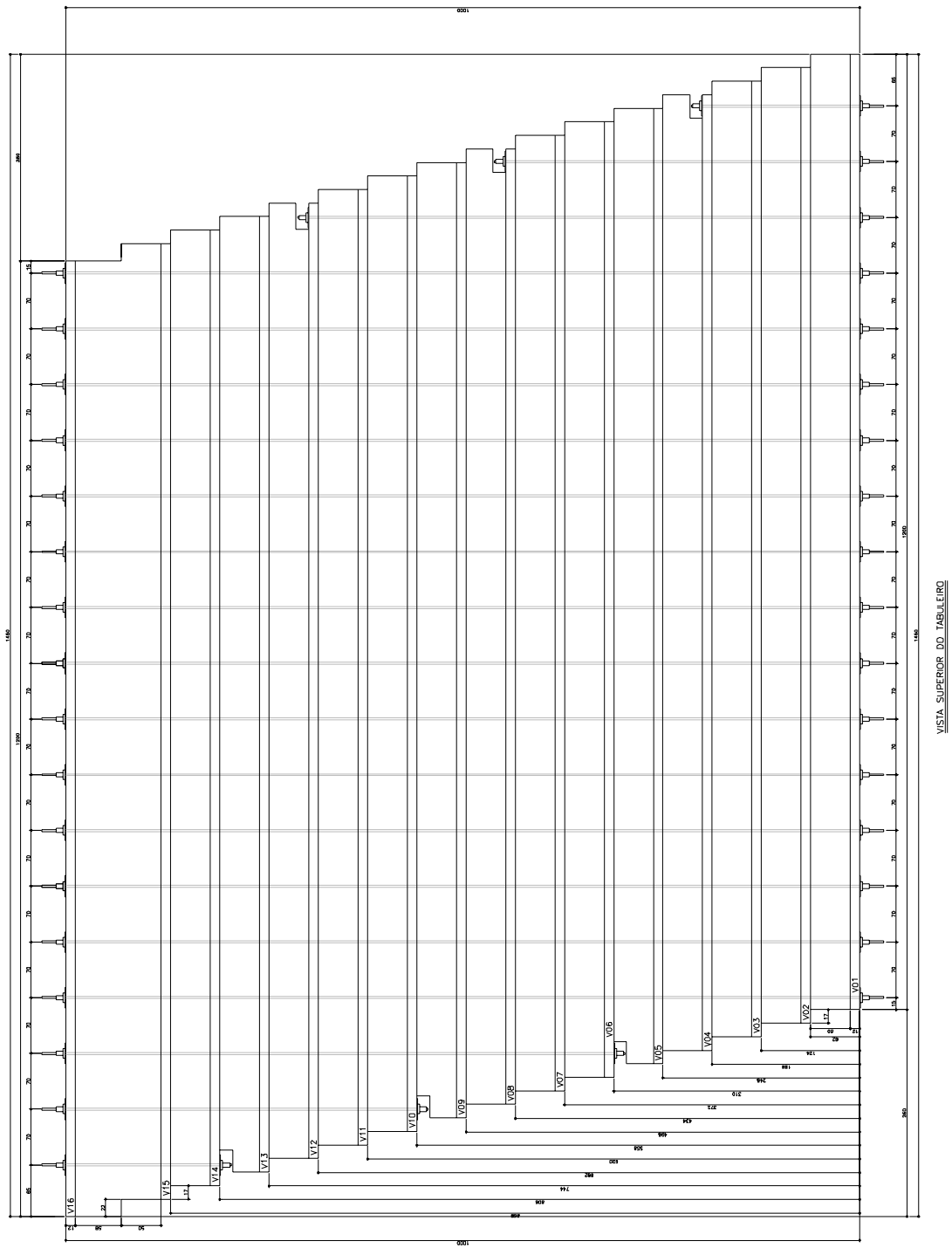
PERFIL DO TABULEIRO PARA O LADO DO VALE

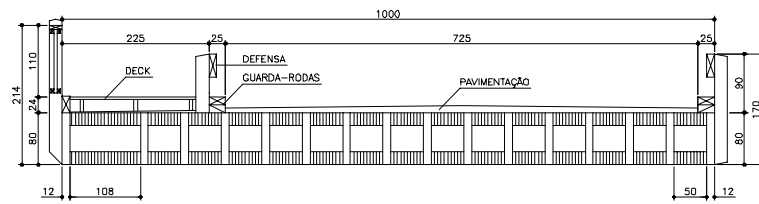


DETALHE DO CONTRAVENTAMENTO

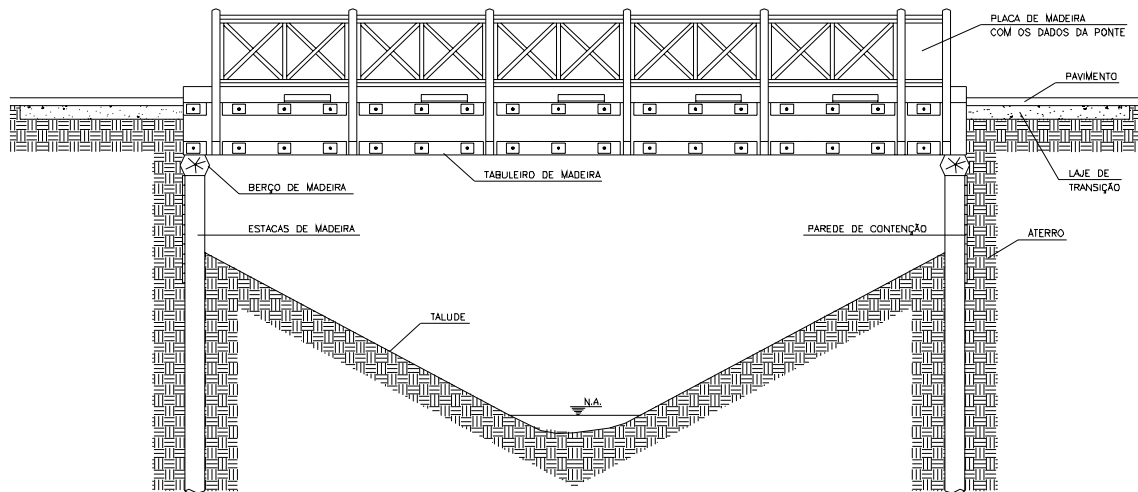


10.3 - EXEMPLO 3:
PONTE “P04” EESC/USP

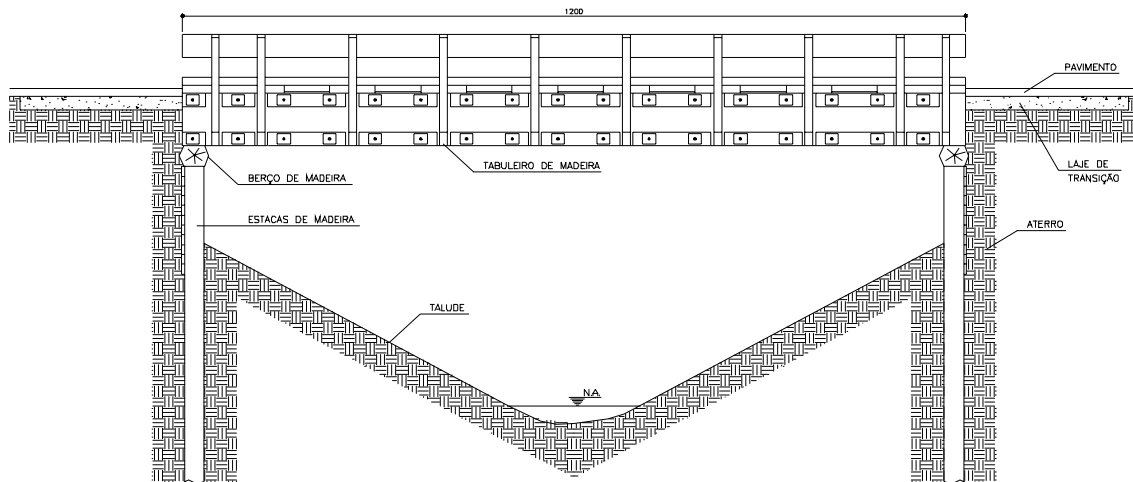




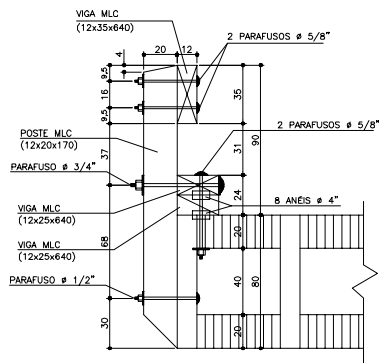
SEÇÃO TRANSVERSAL DO TABULEIRO



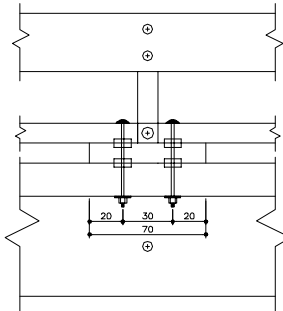
VISTA LATERAL ESQUERDA DO TABULEIRO



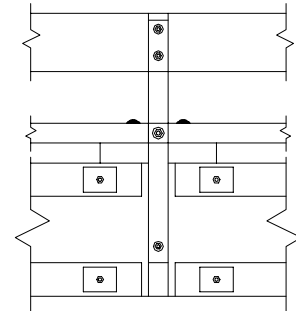
VISTA LATERAL DIREITA DO TABULEIRO



CORTE

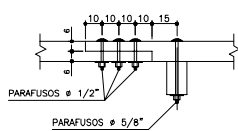


VISTA INTERNA

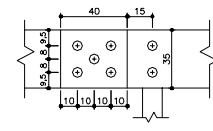


VISTA EXTERNA

DETALHES DO GUARDA-RODAS E DEFENSA

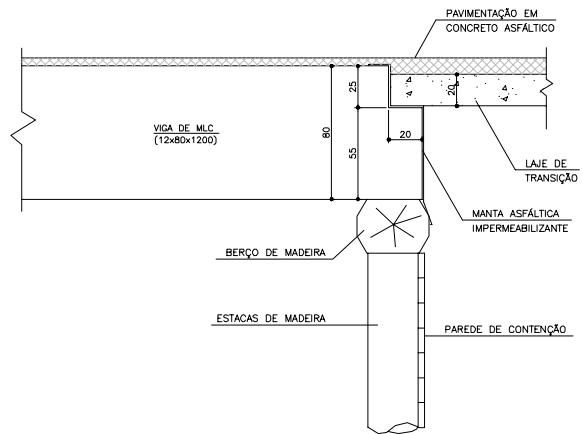


VISTA SUPERIOR



VISTA LATERAL

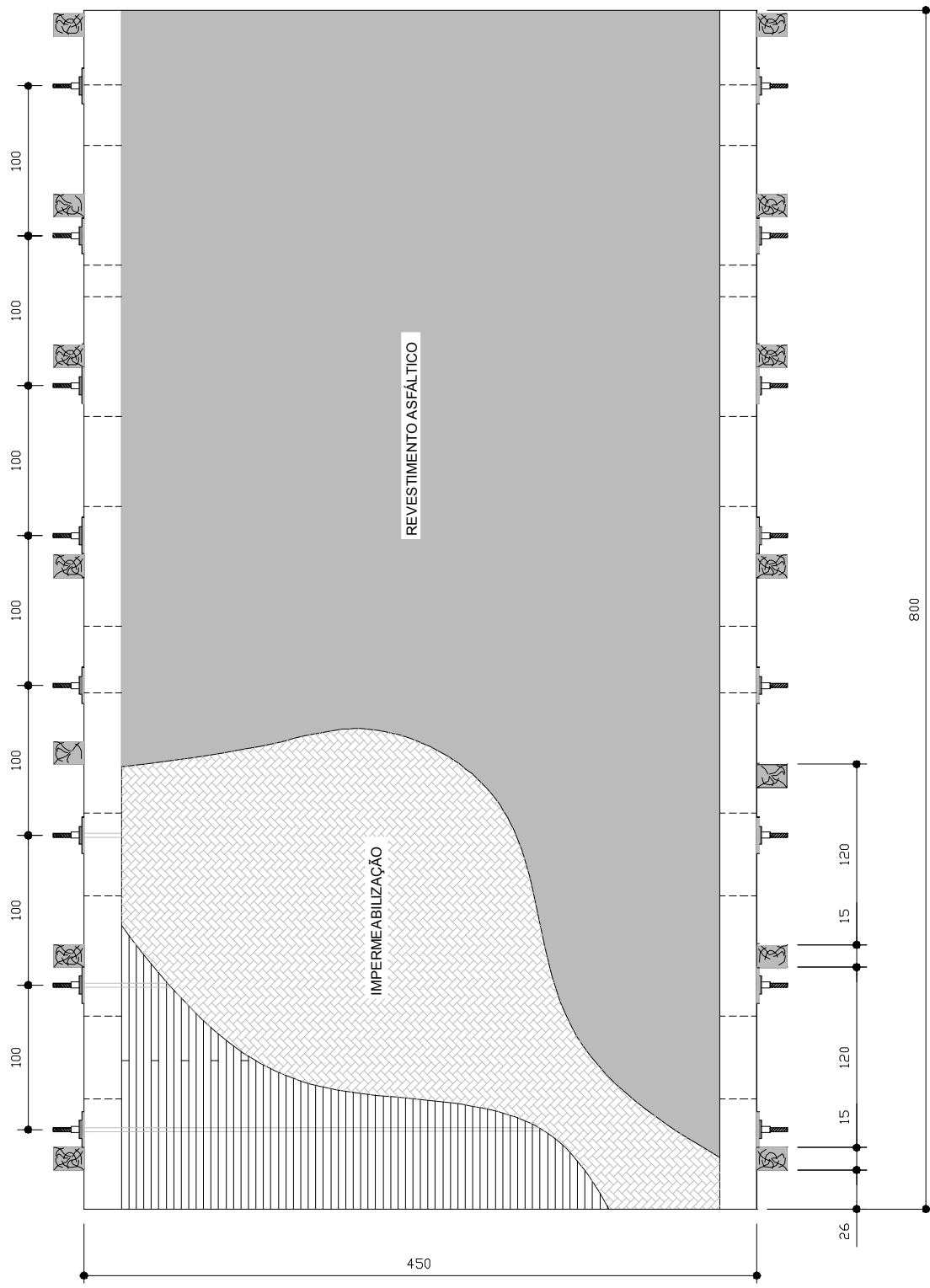
DETALHE DA LIGAÇÃO DA DEFENSA



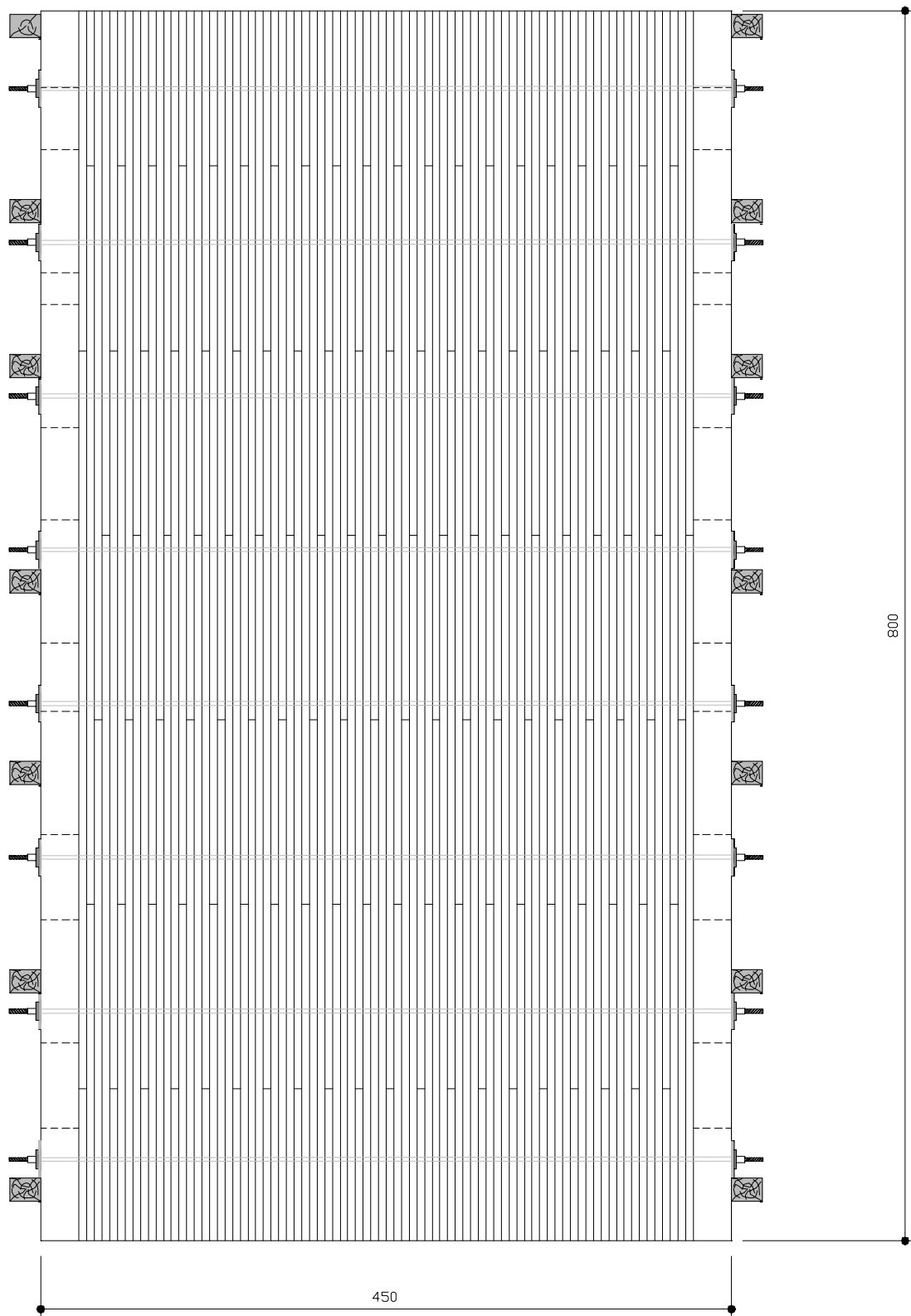
DETALHE DA CABEÇEIRA

10.4 - EXEMPLO 4:

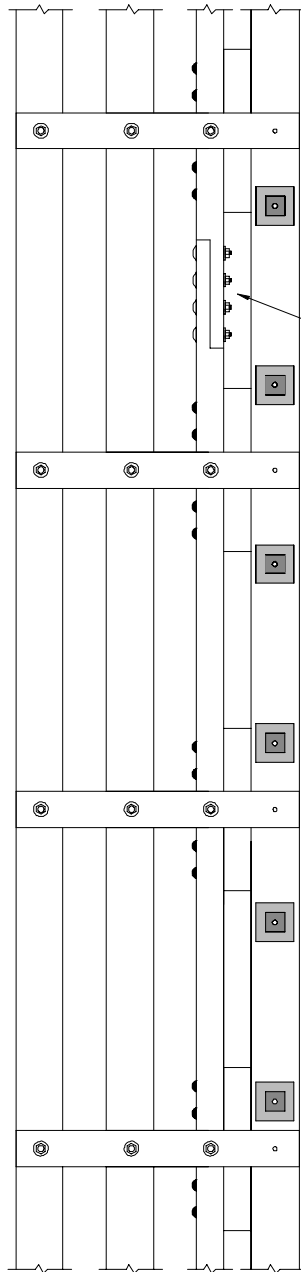
PONTES “JOCKEY CLUB” – SÃO CARLOS



PLANTA PONTE

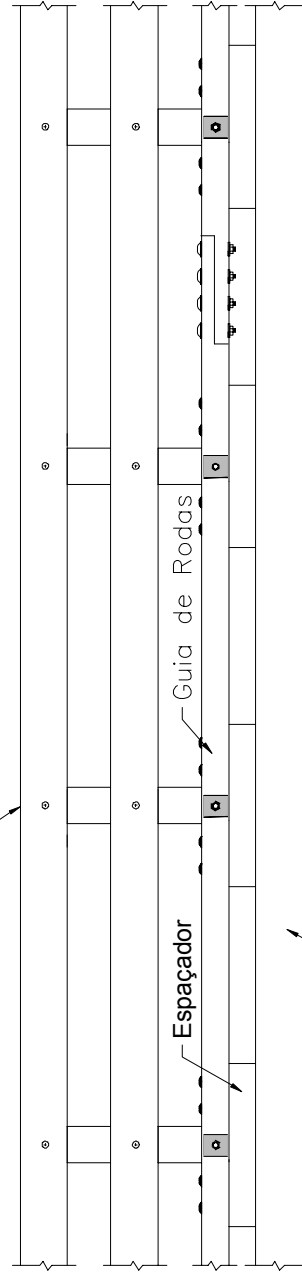


PLANTA (JUNTA DE TOPO)
1 cada 4



VISTA LATERAL

DETALHE LIGAÇÃO GUIA DE RODA



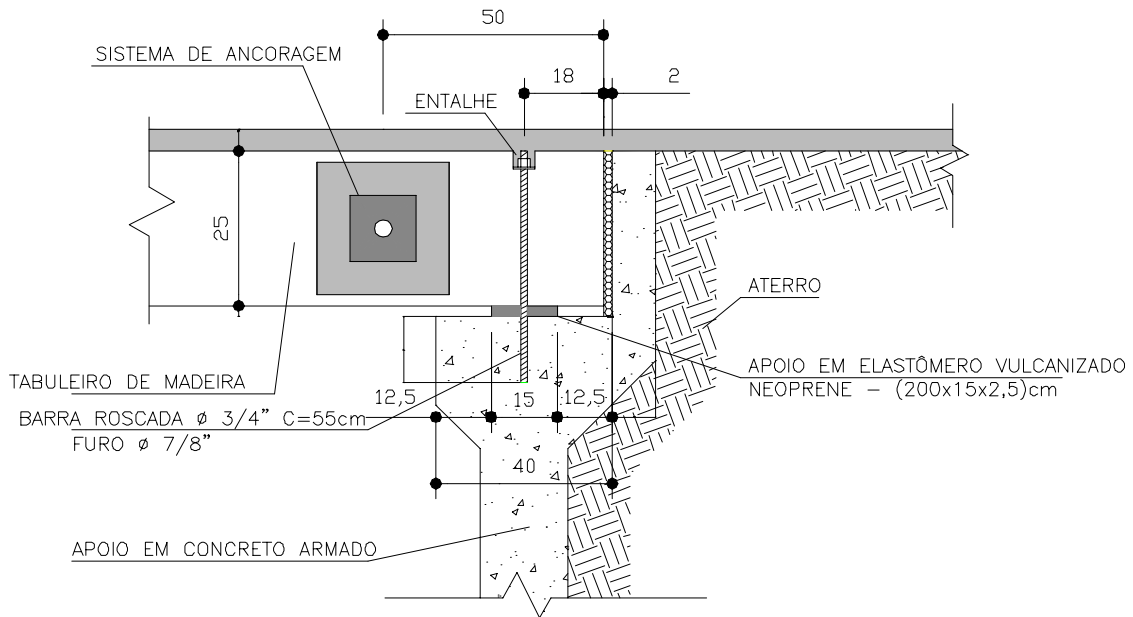
VISTA FRONTAL

Detalhe A

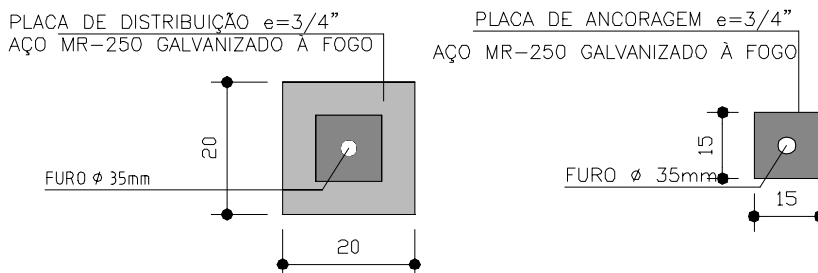
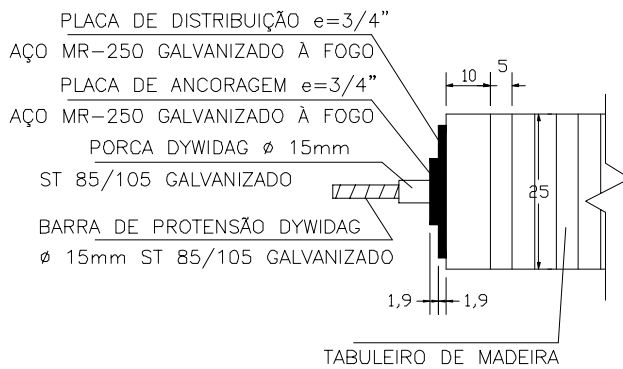
Espaçador

Guia de Rodas

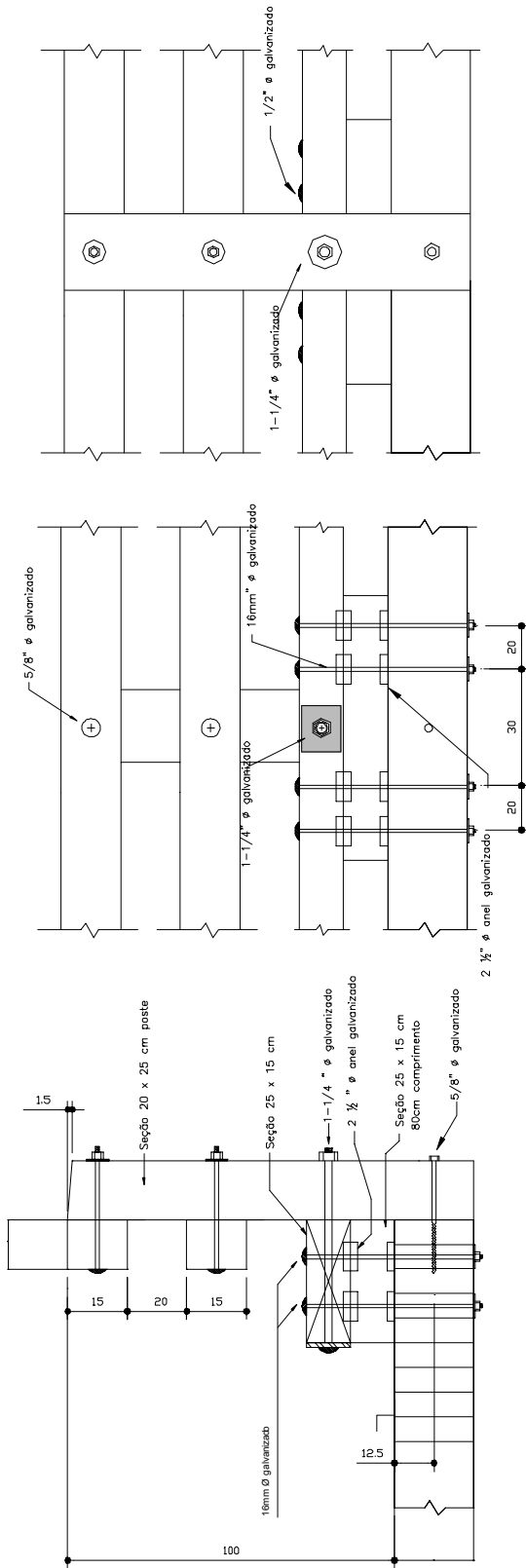
Tabuleiro



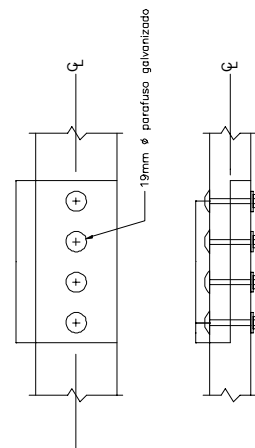
DETALHE APOIOS LATERAIS



DETALHE SISTEMA DE PROTENSÃO



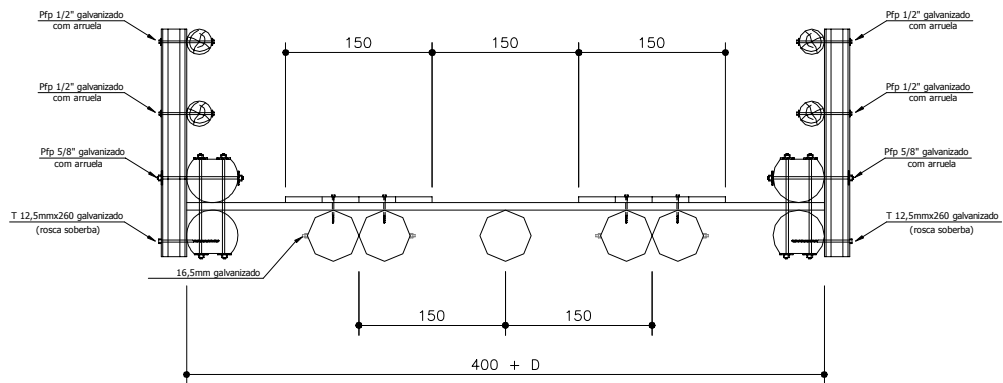
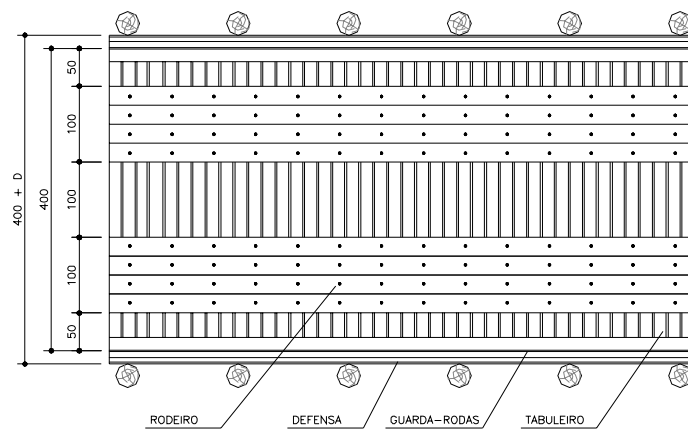
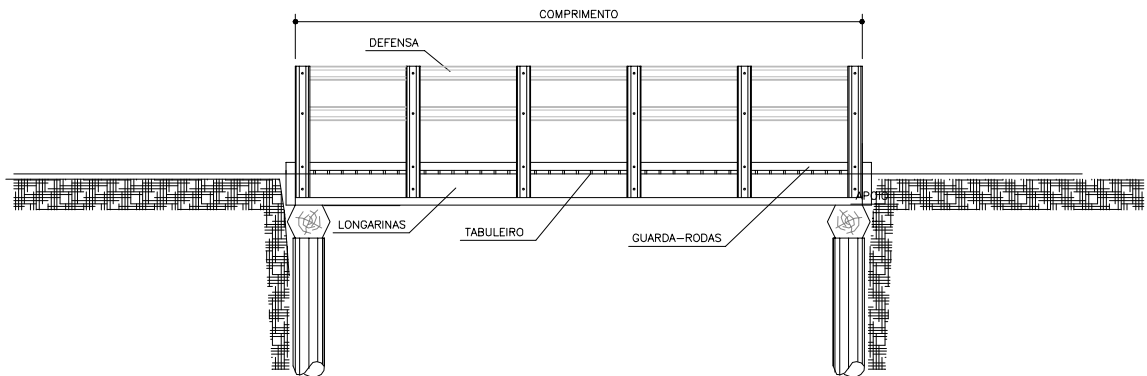
DETALHE GUARDA-CORPO

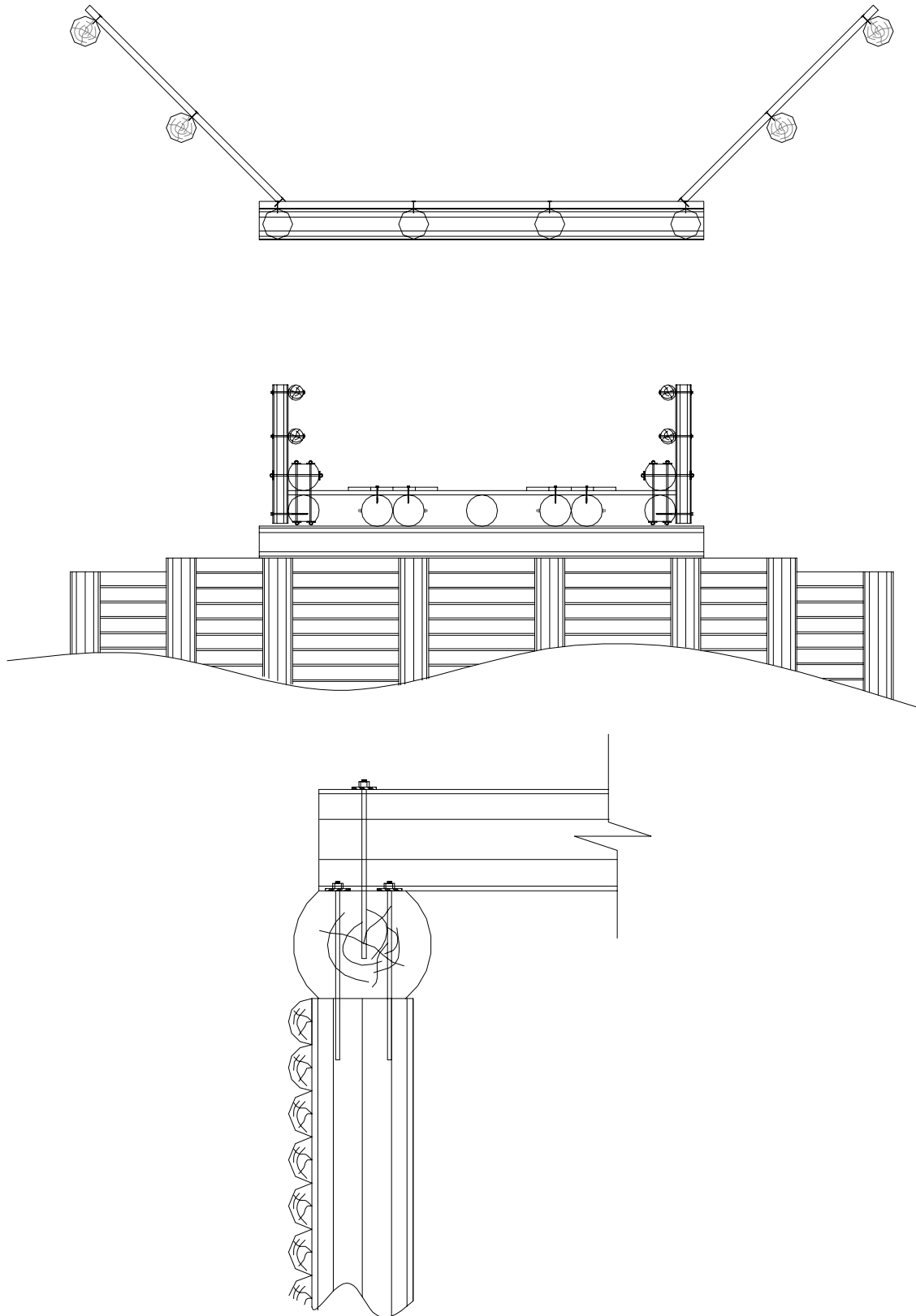


DETALHE GUIA DE RODA

10.5 - EXEMPLO 5:

“PONTES EM VIGAS ROLIÇAS”





BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR 7188 – Cargas móveis em pontes rodoviárias e passarela de pedestres. Rio de Janeiro.

ALVES, N. P. (2002). Análise de pontes de madeira protendidas transversalmente formadas por vigas-T. São Carlos. 110p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ALVIM, R. C. (2002). A Resistência dos Pilares de Madeira Composta. São Paulo. 206p. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ALVIM, R. C.; VELOSO, L. A. C. M.; ALMEIDA, P. A. O.; MANCINI, E. (2003). Determinação da força cortante nas ligações de pilares de madeira solidarizados descontinuamente – Proposta para a revisão da NBR 7190 (1997). São Paulo. 8p.

BRAZOLIN, S.; LANA, L.E.; MONTEIRO, M.B.B; LOPEZ, G.A.C e PLETZ, E. (2004). Preservação de madeiras – sistema de classe de risco. Revista Madeira: arquitetura e engenharia, ano 5, nº 13. Escola de Engenharia de São Carlos, Instituto Brasileiro de Madeira e das Estruturas, São Carlos, SP. CD Rom, mai/ago.

CHEUNG, A. B. (2003). Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira. São Carlos. 167p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- DICKSON, B. (1995). *Modern Timber Bridges of West Virginia – Volume I e II. Constructed Facilities Center, West Virginia University.*
- FONTE, T. B. (2004). *Pontes protendidas de eucalipto citriodora. São Carlos. 120p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- GÓES, J. L. N. (2005). *Estudo de pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido. São Carlos. 184p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- NAHUZ, M. A. R. (2002). *Produtos de Pinus de maior valor agregado. Revista da Madeira, Curitiba, edição especial, p. 134-135, dezembro.*
- OKIMOTO, F. S. (1997). *Pontes protendidas de madeira: Parâmetros de projeto. São Carlos. 175p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- OKIMOTO, F. S. (2001). *Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira. São Carlos. 197p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- PRATA, D. G. (1995). *Pontes protendidas de madeira. São Carlos. 311p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.*
- REVISTA DA MADEIRA (2001). *Madeira de Eucalipto na construção civil. Curitiba, edição especial, p. 100-102, setembro.*
- RITTER, M. A. (1994). *Timber Bridges. USDA Forest Service.*
- VELOSO, L. A. C. M. (1999). *Estudo do comportamento das placas de madeira laminada protendida. São Paulo. 90p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.*

ANEXO I

OBRAS REALIZADAS

Ponte Aiuroca

Aiuroca/MG

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS S 22° 50' 57,1'' e W 47° 54' 7,9'', altitude 472 m

Sistema estrutural: viga treliçada

Geometria: retangular

Número de vigas: 4 vigas compostas de 5 treliças de 1 m de altura

Largura: 3,8 m

Comprimento: 15,7 m

Madeira: Eucalipto citriodora e roxinho

Fundações: concreto ciclópico



Figura A1 - Vista da Ponte Aiuroca



Figura A2 - Vista lateral da ponte



Figura A3 - Vista superior



Figura A4 - Detalhes das ligações



Figura A5 - Fixação das transversinas

Ponte Batalha

Paracatu/MG

Dados:

Classe da ponte: TB 45

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: retangular

Número de vigas: 9 longarinas roliças (diâmetro médio de 43 cm)

Concreto: f_{ck} 18 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi em “X”, espaçamento (25 cm nas extremidades e 50 cm no centro)

Largura: 4,0 m

Comprimento: 20,45 m (15,0 + 5,45)

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: concreto armado

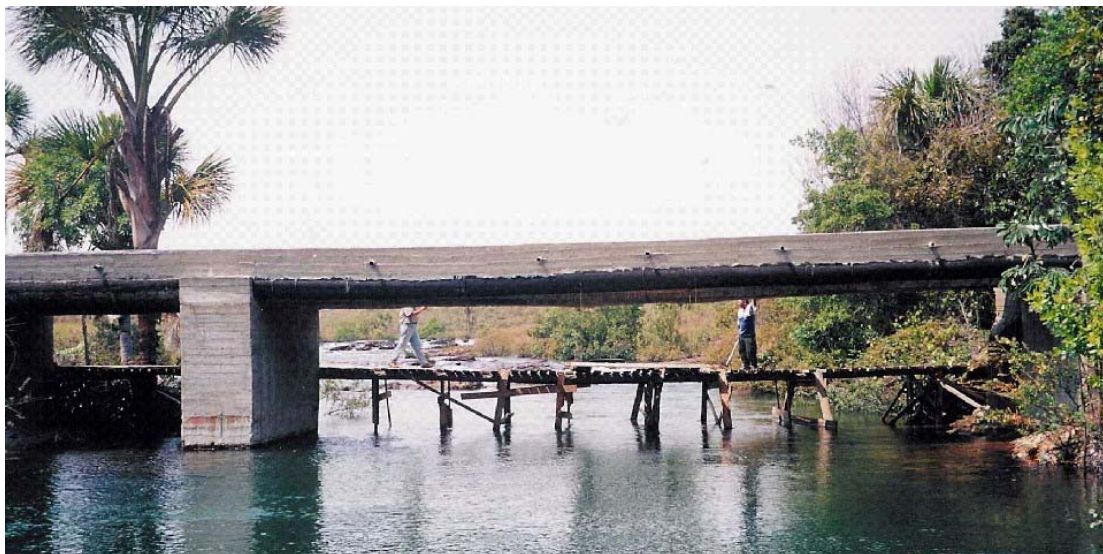


Figura A6 - Vista da Ponte Batalha



Figura A7 – Vista lateral



Figura A8 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A9 – Prova de carga no vão maior



Figura A10 – Prova de carga no vão menor



Figura A11 – Prova de carga no vão maior com dois veículos

Ponte Caminho do Mar

Cubatão/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS S 23° 51' 26,2" e W 46° 26'34,7", altitude 265m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: esconsa

Número de vigas: 16 longarinas roliças (diâmetro médio de 33 cm)

Concreto: f_{ck} 25 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi em "X", espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 7,2 m

Comprimento: 24,0 m (6,0 + 12,0 + 6,0)

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: pilares de madeira e bloco de concreto armado



Figura A12 - Vista da Ponte Caminho do Mar



Figura A13 – Vista lateral



Figura A14 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A15 – Prova de carga na lateral esquerda



Figura A16 – Prova de carga na lateral direita



Figura A17 – Vista superior do tabuleiro com os conectores metálicos

Ponte Capela

Piracicaba/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS S 22° 50' 57,1'' e W 47° 54' 7,9''; altitude 472m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: retangular

Número de vigas: 14 longarinas roliças (diâmetro médio de 33 cm)

Concreto: f_{ck} 20 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 25,4 mm) instalados a cada 25 cm

Largura: 5,0 m

Comprimento: 7,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: pilares de madeira e blocos de concreto armado



Figura A18 - Vista da Ponte Capela



Figura A19 – Detalhe das fundações



Figura A20 – Vista das fundações



Figura A21 – Vista superior do tabuleiro com os conectores metálicos

Ponte Estrada Floresta

Piracicaba/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Sistema estrutural: vigas simples roliças de madeira

Geometria: retangular

Número de vigas: 7 longarinas roliças (diâmetro médio de 35 cm)

Largura: 5,0 m

Comprimento: 6,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas de madeira



Figura A22 - Vista da Ponte Estrada Floresta



Figura A23 – Rodeiro de madeira



Figura A24 – Tabuleiro de madeira



Figura A25 – Longarinas roliças



Figura A26 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A27 - Vista das fundações

Ponte Florestinha

Piracicaba/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS S 22° 45' 40" e W 47° 45' 12,5"; altitude 450m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: retangular

Número de vigas: 12 longarinas roliças (diâmetro médio de 32 cm)

Concreto: f_{ck} 18 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 8,0 mm) colados com adesivo epóxi em "X", espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 4,0 m

Comprimento: 7,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas de madeira



Figura A28 - Vista da Ponte Florestinha



Figura A29 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A30 – Vista das ferragens do tabuleiro



Figura A31 – Prova de carga na ponte

Ponte Ibitiruna

Piracicaba/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 45

Localização: coordenadas GPS S 22° 46' 32" e W 47° 57' 56"; altitude 492 m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: esconsa

Número de vigas: 12 longarinas roliças (diâmetro médio de 35 cm)

Concreto: f_{ck} 18 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi inclinados a 45°, espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 4,0 m

Comprimento: 6,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas de madeira



Figura A32 – Vista da Ponte Ibitiruna



Figura A33 – Tabuleiro de madeira



Figura A34 – Prova de carga sem o concreto



Figura A35 – Prova de carga final



Figura A36 – Vista superior da ponte

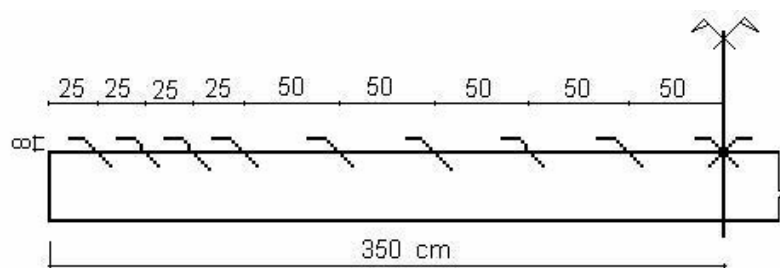


Figura A37 – Disposição dos conectores tracionados a 45°

Ponte Paredão Vermelho

Piracicaba/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 45

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: retangular

Número de vigas: 11 longarinas roliças (diâmetro médio de 34 cm)

Concreto: f_{ck} 18 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi em “X”, espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 5,0 m

Comprimento: 10,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas de madeira



Figura A38 – Vista da Ponte Paredão Vermelho



Figura A33 – Cravação das estacas



Figura A34 – Fundação concluída



Figura A35 – Posicionamento das longarinas



Figura A36 – Detalhe de proteção dos tops



Figura A37 – Prova de carga da ponte



Figura A38 – Prova da carga da ponte

Ponte Monjolinho

São Carlos/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 45

Localização: coordenadas GPS S 21° 59' 25,5" e W 47° 53' 30,6", altitude 849 m

Sistema estrutural: protendido simples

Tabuleiro: altura 25 cm

Protensão: barras dywidag 15 mm cada 63 cm

Geometria: esconsa 5°

Largura: 4,0 m

Comprimento: 8,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: muro de alvenaria



Figura A39 – Vista da Ponte Monjolinho



Figura A40 – Aplicação de protensão



Figura A41 – Transporte do tabuleiro



Figura A39 – Vista da ponte pronta

Passarela Estaiada em Módulos Curvos

LaMEM - São Carlos/SP

Dados:

Localização: coordenadas GPS 22° 00' 13,1" S 47° 53' 59,2" W, altitude 811 m

Sistema estrutural: estaiado com tabuleiro em protendido simples

Estai: barras de aço de alta resistência

Mastro: poste roliço de eucalipto citriodora tratado com CCA ($\phi_{base} = 50$ cm e $\phi_{topo} = 45$ cm)

Tabuleiro: altura 20 cm

Protensão: barras dywidag 15 mm cada 63 cm

Geometria: curva

Largura: 2,0 m

Comprimento: 35,0 m

Madeira: Pinus elliotti tratado com CCA

Fundações: tubulão em concreto armado



Figura A40 – Vista da Passarela Estaiada em Módulos Curvos



Figura A41 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A42 – Vista lateral



Figura A43 – Içamento do mastro



Figura A44 – Içamento dos módulos



Figura A45 – Prova de carga da passarela

Ponte 01 - CAMPUS II USP

São Carlos/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS 21° 59' 57,9" S 47° 55' 44,7" W, altitude 834 m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: esconsa 15°

Número de vigas: 22 longarinas roliças (diâmetro médio de 33 cm)

Concreto: f_{ck} 25 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi em "X", espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 10,0 m

Comprimento: 12,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas, blocos e viga de distribuição em concreto armado



Figura A46 – Vista da Ponte 01



Figura A47 – Vista lateral da ponte



Figura A48 – Vista inferior do tabuleiro



Figura A49 – Vista da defesa



Figura A50 – Instalação dos conectores



Figura A51 – Vista superior da ferragem

Ponte 02 - CAMPUS II USP

São Carlos/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 30

Localização: coordenadas GPS 21° 59' 58,4" S 47° 55' 44,0" W, altitude 833 m

Sistema estrutural: misto madeira e concreto

Geometria: esconsa 15°

Número de vigas: 22 longarinas roliças (diâmetro médio de 35 cm)

Concreto: f_{ck} 25 MPa

Conectores: aço CA50 (ϕ 12,5 mm) colados com adesivo epóxi em "X", espaçamento de 25 cm nas extremidades e 50 cm no centro

Largura: 10,0 m

Comprimento: 12,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA

Fundações: estacas, blocos e viga de distribuição em concreto armado

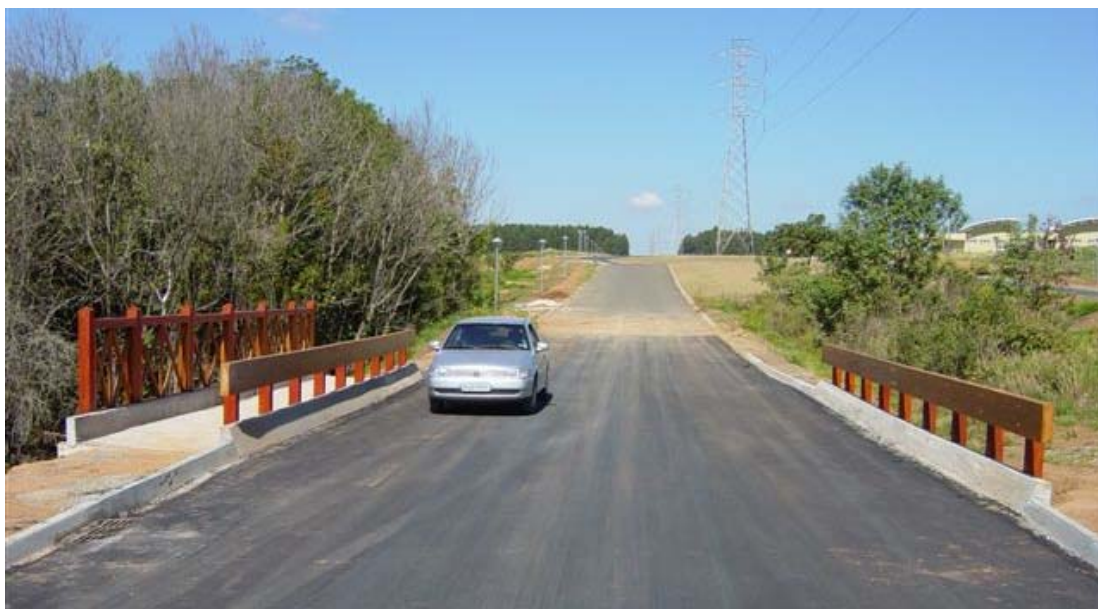


Figura A52 – Vista da Ponte 02

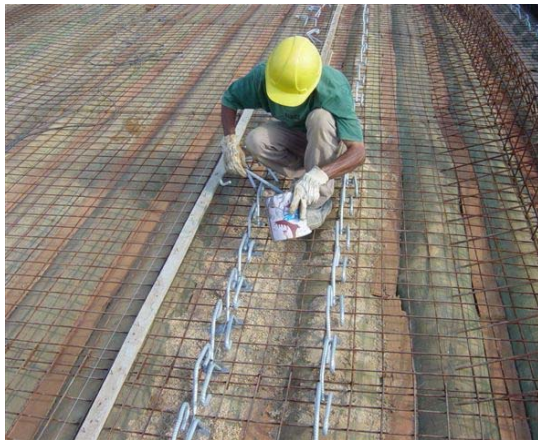


Figura A53 – Instalação dos conectores



Figura A54 – Vista superior do tabuleiro



Figura A55 – Preparação para a concretagem



Figura A56 – Concretagem do tabuleiro

Ponte 03 - CAMPUS II USP

São Carlos/SP

Dados:

Classe da ponte: TB 45

Localização: coordenadas GPS 22° 00' 13,4" S 47° 55' 52,2" W, altitude 841 m

Sistema estrutural: multicelular de madeira protendida

Geometria: esconsa 15°

Número de vigas: 20 vigas compostas com alma de compensado com 80 cm de altura

Largura: 10,0 m

Comprimento: 12,0 m

Madeira: Eucalipto citriodora tratado com CCA e compensado de pinus tratado com CCA

Fundações: estacas de madeira



Figura A57 – Vista da Ponte 03



Figura A58 – Cravação das estacas



Figura A59 – Montagem das vigas compostas



Figura A60 – Posicionamento das vigas



Figura A61 – Instalação das barras de protensão



Figura A62 – Aplicação da força de protensão

ANEXO II

DIMENSIONAMENTO DE PEÇAS COMPOSTAS DE MADEIRA

II.1 – GENERALIDADES

O emprego de peças compostas de madeira, formadas pela união de peças de dimensões comerciais, vem alcançando importância no setor de estruturas de madeira do Brasil, principalmente em virtude da gradativa escassez de peças de grandes dimensões. As peças compostas de madeira serrada, solidarizadas continuamente por pregos, possuem vasta aplicação como material estrutural, por exemplo, como vigas para instalações residenciais e industriais. O sistema em vigas compostas apresenta como principais vantagens a facilidade e o baixo custo de produção.

As ligações por pinos metálicos permitem deslizamento entre as peças unidas. Esse deslizamento, que é função da rigidez da ligação, causa redução nas propriedades de resistência e rigidez da peça composta.

Fica caracterizada, assim, a importância da quantificação da rigidez das ligações para as peças compostas. Sabe-se que a rigidez é influenciada por vários fatores, dentre eles: o tipo, espaçamento e quantidade dos elementos de ligação, além das características mecânicas, de resistência e elasticidade da espécie da madeira utilizada.

Em contradição ao exposto, a norma brasileira NBR 7190 (1997) “Projeto de Estruturas de Madeira”, atualmente em revisão, apresenta uma metodologia simplificada de cálculo para o dimensionamento de peças com seção transversal composta, recomendando a redução da inércia da peça, por meio de coeficientes que consideram a solidarização parcial das peças que compõem a seção transversal. Esses coeficientes são apresentados conforme o arranjo da seção transversal, não levando em conta a rigidez da ligação.

Neste anexo é apresentado um novo critério de dimensionamento para peças compostas de madeira solidarizadas continuamente, baseado nos critérios de normas internacionais. Também é apresentada uma tabela prática de pré-dimensionamento para vigas de madeira formada por peças com bitolas comerciais.

II.2 – CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

O critério de dimensionamento exposto é baseado no modelo da norma europeia EUROCODE 5 (1993). Para o desenvolvimento de toda a teoria envolvida neste modelo de dimensionamento admite-se a validade das seguintes hipóteses:

- As ligações entre os elementos são contínuas, distribuídas uniformemente e apresentam as mesmas propriedades mecânicas em todo o comprimento da viga.
- O deslocamento relativo da região correspondente à superfície de contato dos elementos é diretamente proporcional ao esforço atuante na conexão.
- Os deslocamentos verticais dos elementos da viga composta, tomadas em qualquer posição ao longo do comprimento, são sempre as mesmas para todos os elementos.
- A distribuição das deformações ao longo da altura dos elementos da viga composta é linear.
- Os elementos constituintes da viga composta seguem a lei de Hooke.
- Os deslocamentos verticais são muito pequenos.
- São desprezadas as deformações produzidas pelo esforço cortante, no cálculo dos deslocamentos das seções transversais.

A adoção da primeira hipótese significa o estudo de um caso particular de vigas compostas. O fato de se considerar a superfície fictícia de interligação com propriedades mecânicas invariantes, implica em se ter os conectores aplicados em arranjos regulares por todo o plano de separação dos elementos.

Com a segunda hipótese fica assumido um comportamento linear para o conector isolado. Tal fato, entretanto, por vezes não é confirmado experimentalmente em ensaios dos conectores isolados, porém a determinação da característica de rigidez com base na inclinação de reta secante à curva experimental do conector isolado, e o seu posterior emprego nas expressões teóricas, conduzem a resultados coerentes com os de experimentação de vigas.

A integridade da viga composta é admitida na terceira hipótese. As demais se enquadram no grupo de hipóteses da modelagem de Bernoulli-Navier para a flexão de vigas ordinárias.

Sendo assim, inicia-se a apresentação do critério de dimensionamento para vigas compostas unidas por conectores metálicos (uniões flexíveis).

O módulo de deslizamento é determinado em função da densidade da madeira e do diâmetro do pino utilizado. No caso de ligações com pré-furação os valores de K são dados por:

$$K_{ser} = \frac{\rho_k^{1,5} \cdot d}{20} \quad (\text{A.1})$$

$$K_u = \frac{2}{3} \cdot K_{ser} \quad (\text{A.2})$$

onde:

K_{ser} = módulo de deslizamento usado para os estados limites de utilização (N/mm);

K_u = módulo de deslizamento usado para os estados limites últimos (N/mm);

d = diâmetro do prego em mm;

ρ_k = densidade da madeira em kg/m^3 . Se as peças forem de madeiras diferentes deve-se utilizar uma densidade equivalente $\rho_k = \sqrt{\rho_{k1} \cdot \rho_{k2}}$.

A partir deste módulo de deslizamento, é definido o fator de redução da inércia do conjunto, levando em consideração além do tipo de união, a disposição e espaçamento dos elementos de ligação, o tipo de madeira, a forma de montagem e proporção das peças individuais e o vão entre apoios da viga composta.

$$\gamma_2 = 1 \quad \text{e} \quad \gamma_i = \left[1 + \frac{\pi^2 \cdot E_i \cdot A_i \cdot s_i}{K_i \cdot L^2} \right]^{-1} \quad \text{para } i = 1 \text{ e } 3 \quad (\text{A.3})$$

onde:

E_i = módulo de elasticidade de cada elemento da seção transversal;

A_i = área de cada parte da seção transversal;

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

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

L = vão efetivo da viga (L = vão, para vigas biapoiadas), ($L = 0,8 \cdot$ vão, para vigas contínuas) e ($L = 2 \cdot$ vão, para vigas em balanço).

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

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{\min} + 0,25 \cdot s_{\max} \quad (\text{A.4})$$

A distância entre os centros de gravidade da seção até a linha neutra da peça (ver figura A63) é dado por:

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot E_1 \cdot A_1 \cdot (h_1 + h_2) - \gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot (h_2 + h_3)}{2 \cdot \sum_{i=1}^3 \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i} \quad (\text{A.5})$$

$$a_1 = \left(\frac{h_1 + h_2}{2} \right) - a_2 \quad \text{e} \quad a_3 = \left(\frac{h_2 + h_3}{2} \right) + a_2 \quad (\text{A.6})$$

onde:

a_i = distância do centróide da área de cada elemento que compõe a seção transversal até a linha neutra $y-y$, desde que a_2 não seja menor que zero e não maior que $h_2/2$;

h_i = altura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal com h_3 nulo para seção T;

b_i = largura de cada parte dos elementos componentes da seção transversal;

Assim é possível o cálculo da rigidez efetiva levando em consideração a rigidez da ligação.

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i \cdot I_i + \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i^2) \quad (\text{A.8})$$

onde:

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

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

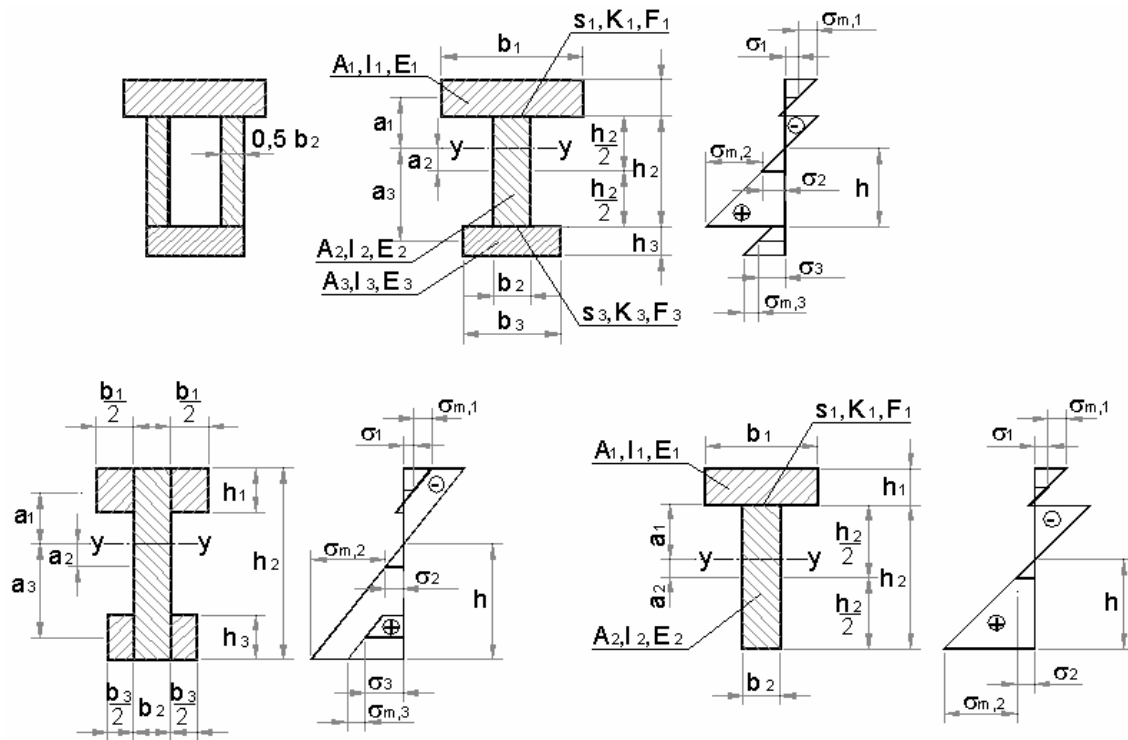


Figura A1 – Seções transversais e distribuição de tensões do EUROCODE 5 (1993)

Para vigas com geometria de seção transversal conforme as da figura A63, as tensões normais devem ser calculadas conforme mostrado a seguir:

$$\sigma_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot a_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{A.10})$$

$$\sigma_{m,i} = 0,5 \cdot E_i \cdot h_i \cdot \frac{M}{(EI)_{ef}} \quad (\text{A.11})$$

onde:

M = momento fletor;

σ_i = tensão normal no centróide do elemento “i” devido a força normal;

$\sigma_{m,i}$ = tensão normal na extremidade do elemento “i” devido ao momento.

A máxima tensão cisalhante ocorre onde a tensão normal é nula. A tensão máxima de cisalhamento na alma da viga pode ser obtida como:

$$\tau_{2,\max} = \left(\gamma_3 \cdot E_3 \cdot A_3 \cdot a_3 + 0,5 \cdot E_2 \cdot b_2 \cdot h^2 \right) \cdot \frac{V}{b_2 \cdot (EI)_{\text{ef}}} \quad (\text{A.12})$$

onde:

V = força máxima de cisalhamento.

E por fim apresenta-se a equação para o cálculo da carga aplicada no conector.

$$F_i = \gamma_i \cdot E_i \cdot A_i \cdot a_i \cdot s_i \cdot \frac{V}{(EI)_{\text{ef}}} \quad \text{para } i = 1 \text{ e } 3 \quad (\text{A.13})$$

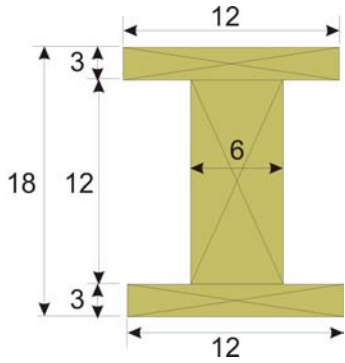
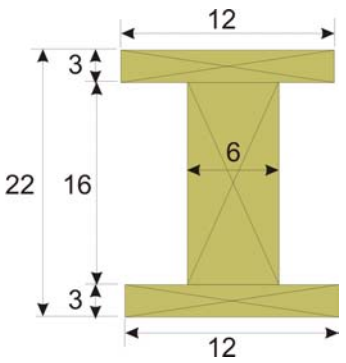
II.3 – TABELA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Neste item é apresentada a tabela prática de pré-dimensionamento de vigas compostas de madeira solidarizadas continuamente por pregos. As informações contidas na tabela têm o objetivo de ajudar o engenheiro projetista, tornando mais dinâmica a etapa de pré-dimensionamento. O projetista é fortemente encorajado a realizar o dimensionamento do elemento estrutural seguindo o roteiro especificado anteriormente considerando as particularidades de seu projeto.

A tabela A1 indica a carga distribuída máxima de cálculo para uma viga composta em função da classe da madeira empregada, do vão teórico e da geometria da seção transversal. Os valores de carga distribuída máxima de cálculo foram obtidos utilizando a teoria de vigas compostas descrita anteriormente e considerando a solidarização executada com pregos 22 x 48 (ϕ 5,1 mm) espaçados cada 10 cm. Também foram consideradas as condições de uso: carregamento de longa duração, classe de umidade 2 e madeira de segunda categoria, gerando um $K_{\text{mod}} = 0,56$.

Os dois tipos de viga composta apresentados na tabela A1 são formados por peças serradas de madeira maciça (dicotiledônea) com dimensões comerciais 6 x 12 cm e 6 x 16 cm.

Tabela A1 - Tabela de pré-dimensionamento de vigas compostas carga distribuída de cálculo (kN/m)

Classe de madeira (Dicotiledônea)						
	Vão teórico			Vão teórico		
	4,00 m	5,00 m	6,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m
C20	0,70	0,54	0,44	0,52	0,33	0,70
C30	1,06	0,82	0,67	0,78	0,60	0,50
C40	2,20	1,69	1,38	1,62	1,25	0,83
C50	2,48	1,91	1,55	1,83	1,41	0,93
C60	2,74	2,10	1,71	2,01	1,55	1,03

II.4 – TEXTOS PARA CONSULTA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro. 107p.

GÓES, J. L. N. (2002). Análise de vigas de madeira pregadas com seção composta I. São Carlos. 123p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GÓES, J. L. N.; DIAS, A. A. (2002). Análise do dimensionamento de vigas de madeira com seção composta. (CD-ROM) In: XXX JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, Brasília. 27 à 31 de Maio de 2002. Anais. Brasília – UNB.

GÓES, J. L. N.; DIAS, A. A. (2003). Vigas pregadas de madeira com seção composta I. REVISTA SEMINA: CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLÓGICAS, Londrina. V.24, p.35-48, 2003.

GÓES, J. L. N.; DIAS, A. A. (2004). Proposta para dimensionamento de vigas compostas de madeira maciça ligadas continuamente por pregos. (CD-ROM) REVISTA MADEIRA ARQUITETURA E ENGENHARIA, São Carlos. Ano 5, Número 13. Mai./Ago. 2004.

COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALIZATION (1993). EUROCODE 5 – Design of timber structures. Brussels.

DEUSTCHES INSTITUT FÜR NURMING (1988). DIN 1052 - Structural Use of Timber - Design and construction. Berlin.

ANEXO III

DIMENSIONAMENTO DE PILARES COM PEÇAS MÚLTIPLAS SOLIDARIZADAS DESCONTINUAMENTE

II.1 – GENERALIDADES

O emprego de pilares de madeira constituídos de peças compostas solidarizadas descontinuamente, formadas pela união de peças de dimensões comerciais, vem alcançando importância no setor de estruturas de madeira do Brasil, principalmente em virtude da gradativa escassez de peças de grandes dimensões. Os pilares de peças múltiplas de madeira serrada, solidarizadas descontinuamente por pregos ou parafusos, possuem vasta aplicação como material estrutural.

“Os pilares compostos com ligação descontínua são peças com seção transversal formadas a partir de duas ou mais peças individuais afastadas por elementos separadores que encontram-se distribuídos descontinuamente ao longo do comprimento do pilar e que são solidarizados mecanicamente às peças laterais por diferentes meios de união” (Alvim, 2002).

É de conhecimento há muitos anos que as ligações por pinos metálicos permitem deslizamento entre as peças unidas. Esse deslizamento, que é função da rigidez da ligação, causa redução nas propriedades de resistência e rigidez da peça múltipla.

Fica caracterizada, assim, a importância da quantificação da rigidez das ligações para as peças compostas. Sabe-se que a rigidez é influenciada por vários fatores, dentre eles: o tipo, espaçamento e quantidade dos elementos de ligação, além das características mecânicas, de resistência e elasticidade da espécie da madeira utilizada.

Em contradição ao exposto, a norma brasileira NBR 7190 (1997) “Projeto de Estruturas de Madeira”, atualmente em revisão, apresenta uma metodologia simplificada para verificação de peças com seção transversal composta ligadas descontinuamente, recomendando a redução da inércia da peça, por meio de coeficientes que consideram a solidarização parcial das peças que compõem a seção transversal por um aspecto puramente geométrico. Esse coeficiente é função do número de espaçadores utilizados no arranjo e a condição de “interposto” ou “lateral”.

Com isso, este anexo apresenta o critério de dimensionamento para peças múltiplas de madeira solidarizadas descontinuamente, baseado na norma brasileira. Também é apresentada uma tabela prática de pré-dimensionamento para colunas com peças múltiplas formada por peças com seções comerciais.

II.2 – CRITÉRIO DE DIMENSIONAMENTO

Nas peças de madeira de seção composta, a distribuição dos esforços internos de cada seção e das diferentes peças constituintes do sistema, dependerá da flexibilidade dos elementos de ligação utilizados para a sua solidarização.

Nos pilares, devido ao fenômeno da flambagem, o efeito da deformabilidade da ligação é ainda mais importante. No caso dos pilares de seção transversal composta, as deformações por forças cortantes são importantes e não podem ser desprezadas no cálculo da curvatura das barras.

Existem muitos métodos para investigação da instabilidade de pilares compostos. De modo geral segundo Alvim (2002), podem ser divididos em dois grupos. Um deles, considera as peças com ligações rígidas entre seus componentes e o outro grupo considera o deslizamento dos elementos justapostos.

O critério de dimensionamento exposto é baseado no modelo da norma brasileira NBR 7190 (1997) e não considera o efeito da deformabilidade das ligações. No dimensionamento das ligações das peças compostas solidarizadas descontinuamente, a expressão para o cálculo da força cortante da ligação apresentada na NBR 7190 (1997) conduz a valores muito altos, algumas vezes superiores à própria carga de projeto do pilar.

Diante disso, Alvim et al. (2003) apresenta uma nova proposta para o cálculo da força axial centrada de cálculo das ligações com base na Teoria da Estabilidade Elástica de barras comprimidas. Em linhas gerais, o método consiste em usar o valor da flecha calculada para uma barra curva comprimida para determinar o valor da rotação do seu eixo médio. De posse deste valor, é possível calcular a força cortante normal ao eixo do pilar. Finalmente, por equilíbrio de um trecho longitudinal típico do pilar, calcula-se a força cortante na ligação.

A NBR 7190 (1997) diferencia dois tipos de pilares compostos recomendando critérios de resistência distintos.

1. Peças solidarizadas continuamente

A estabilidade das peças compostas por elementos justapostos solidarizados continuamente pode ser verificada como se elas fossem maciças com redução das propriedades geométricas reduzidas, conforme o item 7.7.5 da NBR 7190 (1997).

2. Peças solidarizadas descontinuamente

As peças compostas solidarizadas descontinuamente por espaçadores interpostos ou por chapas laterais de fixação como mostrado na Figura A2 devem ter sua segurança verificada em relação ao estado limite último de instabilidade global por meio da equação A 23.

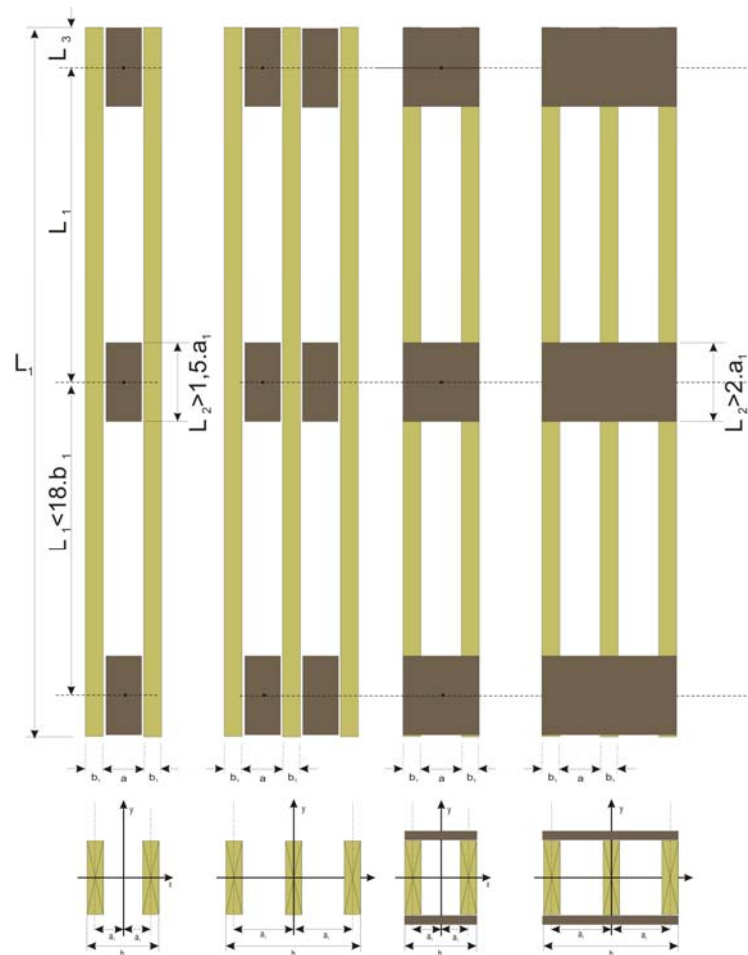


Figura A2 – Peças solidarizadas descontinuamente, adaptada de Alvim (2003).

Os espaçadores devem estar igualmente afastados entre si ao longo do comprimento L da peça. A sua fixação aos elementos componentes deve ser feita por ligações com pregos ou parafusos, consideradas rígidas pela NBR 7190 (1997).

“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. Porém a recomendação de no mínimo 2 parafusos por espaçador”, NBR 7190 (1997).

Nessa verificação, para as seções mostradas na Figura A3, admitem-se as seguintes relações:

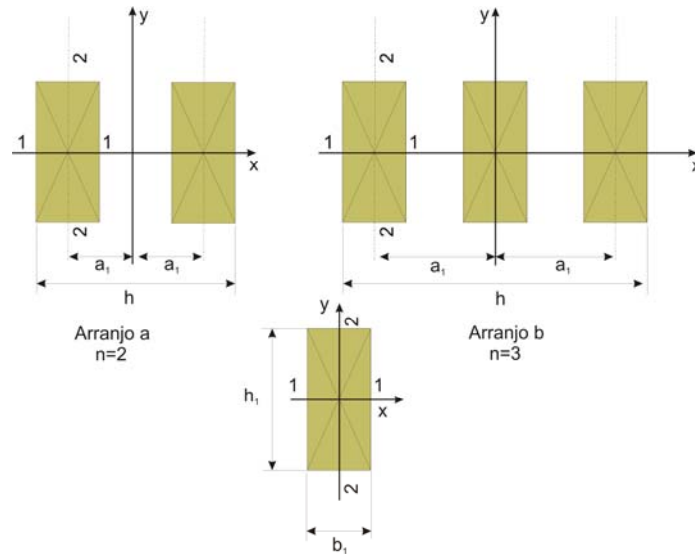


Figura A3 – Seções compostas por dois ou três elementos iguais

Seção do elemento componente

$$A_1 = b_1 h_1 \quad (\text{A.14})$$

$$I_1 = b_1 h_1^3 / 12 \quad (\text{A.15})$$

$$I_2 = h_1 b_1^3 / 12 \quad (\text{A.16})$$

Seção composta

$$A = n A_1 \quad (\text{A.17})$$

$$I_x = n I_1 \quad (\text{A.18})$$

$$I_y = n I_2 + 2 A_1 a_1^2 \quad (\text{A.19})$$

$$I_{y,ef} = \beta_I I_y \quad (\text{A.20})$$

Com

$$\beta_I = \frac{I_2 m^2}{I_2 m^2 + \alpha_y I_y} \quad (\text{A.21})$$

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

$$m = \frac{L}{L_1} \quad (\text{A.22})$$

A verificação deve ser feita como se a peça fosse maciça de seção transversal com área A e momentos de inércia Ix e Iy,ef.

Nessa verificação, as condições de segurança especificadas em 6.5 são representadas por

$$\frac{N_d}{A} + \frac{M_d I_2}{I_{y,ef} W_2} + \frac{M_d}{2a_1 A_1} \left(1 - n \frac{I_2}{I_{y,ef}} \right) \leq f_{cod} \quad (\text{A.23})$$

Onde

$$W_2 = \frac{I_2}{b_1/2} \quad (\text{A.24})$$

Algumas recomendações construtivas devem ser adotadas para aumentar a rigidez das peças compostas (Alvim et. al., 2003):

No caso de separadores intermediários:

$$L_2 \geq 2 \cdot a \quad (\text{para pilares com peças laterais}) \quad (\text{A.25})$$

$$L_2 \geq 1,5 \cdot a \quad (\text{para pilares com blocos espaçadores}) \quad (\text{A.26})$$

No caso de separadores de extremidade:

$$\frac{L}{20} \leq L_3 \leq \frac{L}{10} \quad (\text{para pilares com peças laterais}) \quad (\text{A.27})$$

Uma observação importante é a disposição mínima de quatro parafusos por espaçador para que as expressões da NBR 7190 (1997) não sejam contra a segurança.

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

$$9b_1 \leq L_1 \leq 18b_1 \quad (\text{A.28})$$

$$a \leq 3b_1 \quad (\text{A.29})$$

$$a \leq 6b_1 \quad (\text{A.30})$$

A verificação da solitação da ligação dos espaçadores pela força cortante são as recomendadas por Alvim et. al. (2003).

A força cortante do pilar é dada por:

$$V_d = \begin{cases} N_d \cdot e_{1,ef} \cdot \frac{F_E}{F_E - N_d} \cdot \frac{\pi}{L} & \text{para } \lambda_{ef} \leq 40 \\ \frac{N_d \cdot \lambda_{ef}}{40} \cdot e_{1,ef} \cdot \frac{F_E}{F_E - N_d} \cdot \frac{\pi}{L} & \text{para } \lambda_{ef} > 40 \end{cases} \quad (\text{A.31})$$

O valor da esbeltez efetiva é dado em função a rigidez efetiva das peças composta:

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\frac{A}{I_{ef}}} \cdot L \quad (\text{A.32})$$

A partir da força cortante é possível determinar o valor do esforço cortante da ligação, F_s . Este valor deve ser calculado em função do equilíbrio de esforços num trecho característico do pilar, Figura A4.

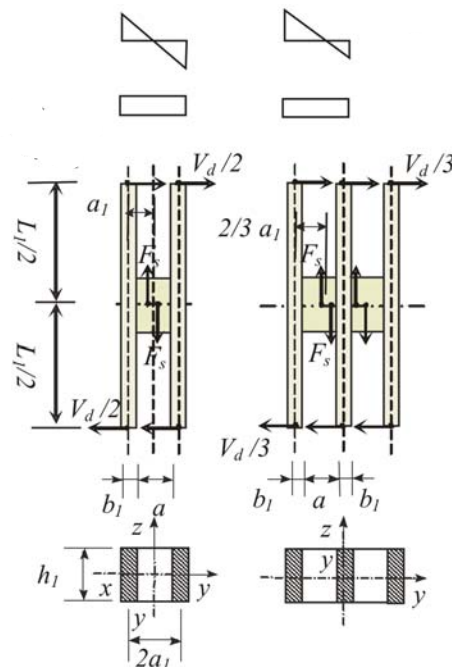


Figura A4 – Equilíbrio dos trechos típicos do pilares com 2 e com 3 peças espaçadas, adaptada de Alvim (2003).

O valor da força cortante na ligação para o caso de duas e três peças interpostas, é dado por:

$$F_{s,d} = \frac{V_d \cdot L_1}{2 \cdot a_1} \quad (\text{A.33})$$

II.3 – TABELA DE PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Neste item são apresentadas tabelas práticas de pré-dimensionamento para pilares de peças múltiplas de madeira solidarizadas descontinuamente por pregos ou parafusos. As informações contidas na tabela têm o objetivo de ajudar o engenheiro projetista, tornando mais dinâmica a etapa de pré-dimensionamento. O projetista é fortemente encorajado a realizar o dimensionamento do elemento estrutural seguindo o roteiro especificado anteriormente considerando as particularidades de seu projeto.

Os 4 tipos de pilares múltiplos são apresentados nas tabelas A2, A3, A4 e A5 e que são formados por peças serradas de madeira maciça (dicotiledônea) com dimensões comerciais 6 x 12 cm e 6 x 16 cm. Foram determinadas as resistências de cálculo a compressão centrada R_{Nd} para o estado limite de instabilidade da peça múltipla. Foram escolhidos 3 comprimentos usuais de pilares múltiplos e 3 condições de geometria de espaçadores.

O procedimento para a determinação da resistência do pilar foi implementado por meio do carregamento incremental levando em consideração somente os efeitos de 2º ordem, ou seja, não foram contabilizados os efeitos devido à fluência.

As tabelas fornecem os valores da resistência de cálculo à compressão centrada R_{Nd} para os dois planos de instabilidade. O índice ⁽¹⁾ é a resistência de cálculo de instabilidade na direção do eixo x e o índice ⁽²⁾ é a resistência de cálculo de instabilidade na direção do eixo y.

Tabela A2 - Tabela de pré-dimensionamento 2 peças (6x12) com espaçadores interpostos.

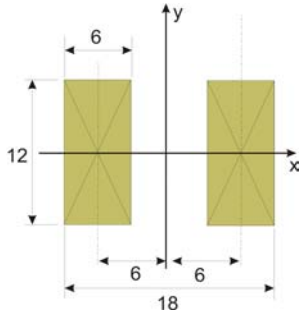
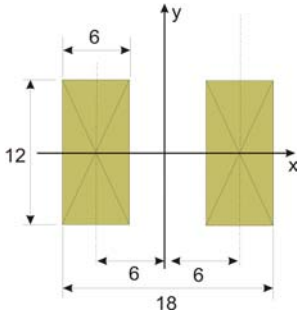
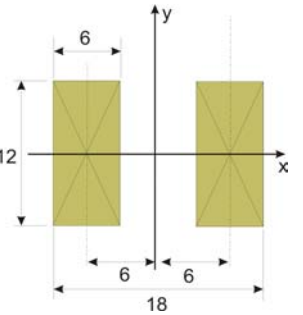
Classe da madeira							
	m=3		m=4		m=5		
	L=2 m	L=3 m	L=3 m	L=4 m	L=3 m	L=4 m	
$K_{mod}=1,0,0,7,0,8=0,56$	C20	73 kN ⁽¹⁾	47 kN ⁽¹⁾	62 kN ⁽¹⁾	43 kN ⁽¹⁾	70 kN ⁽¹⁾	52 kN ⁽¹⁾
		76 kN ⁽²⁾	54 kN ⁽²⁾	54 kN ⁽²⁾	38 kN ⁽²⁾	54 kN ⁽²⁾	38 kN ⁽²⁾
	C30	110 kN ⁽¹⁾	72 kN ⁽¹⁾	93 kN ⁽¹⁾	65 kN ⁽¹⁾	106 kN ⁽¹⁾	79 kN ⁽¹⁾
		115 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	57 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	57 kN ⁽²⁾
	C40	147 kN ⁽¹⁾	96 kN ⁽¹⁾	125 kN ⁽¹⁾	87 kN ⁽¹⁾	142 kN ⁽¹⁾	105 kN ⁽¹⁾
153 kN ⁽²⁾		110 kN ⁽²⁾	110 kN ⁽²⁾	77 kN ⁽²⁾	110 kN ⁽²⁾	77 kN ⁽²⁾	
C50	179 kN ⁽¹⁾	114 kN ⁽¹⁾	150 kN ⁽¹⁾	103 kN ⁽¹⁾	173 kN ⁽¹⁾	125 kN ⁽¹⁾	
	189 kN ⁽²⁾	133 kN ⁽²⁾	133 kN ⁽²⁾	90 kN ⁽²⁾	133 kN ⁽²⁾	90 kN ⁽²⁾	
C60	211 kN ⁽¹⁾	131 kN ⁽¹⁾	175 kN ⁽¹⁾	117 kN ⁽¹⁾	203 kN ⁽¹⁾	144 kN ⁽¹⁾	
	224 kN ⁽²⁾	154 kN ⁽²⁾	154 kN ⁽²⁾	104 kN ⁽²⁾	154 kN ⁽²⁾	104 kN ⁽²⁾	
$K_{mod}=1,0,0,7,1,0=0,7$	C20	91 kN ⁽¹⁾	59 kN ⁽¹⁾	77 kN ⁽¹⁾	54 kN ⁽¹⁾	88 kN ⁽¹⁾	65 kN ⁽¹⁾
		95 kN ⁽²⁾	68 kN ⁽²⁾	68 kN ⁽²⁾	47 kN ⁽²⁾	68 kN ⁽²⁾	47 kN ⁽²⁾
	C30	138 kN ⁽¹⁾	90 kN ⁽¹⁾	117 kN ⁽¹⁾	81 kN ⁽¹⁾	133 kN ⁽¹⁾	98 kN ⁽¹⁾
		144 kN ⁽²⁾	103 kN ⁽²⁾	103 kN ⁽²⁾	72 kN ⁽²⁾	103 kN ⁽²⁾	72 kN ⁽²⁾
	C40	184 kN ⁽¹⁾	121 kN ⁽¹⁾	157 kN ⁽¹⁾	109 kN ⁽¹⁾	178 kN ⁽¹⁾	132 kN ⁽¹⁾
192 kN ⁽²⁾		138 kN ⁽²⁾	138 kN ⁽²⁾	96 kN ⁽²⁾	138 kN ⁽²⁾	96 kN ⁽²⁾	
C50	225 kN ⁽¹⁾	143 kN ⁽¹⁾	188 kN ⁽¹⁾	128 kN ⁽¹⁾	216 kN ⁽¹⁾	156 kN ⁽¹⁾	
	236 kN ⁽²⁾	166 kN ⁽²⁾	166 kN ⁽²⁾	113 kN ⁽²⁾	166 kN ⁽²⁾	113 kN ⁽²⁾	
C60	264 kN ⁽¹⁾	164 kN ⁽¹⁾	219 kN ⁽¹⁾	147 kN ⁽¹⁾	253 kN ⁽¹⁾	180 kN ⁽¹⁾	
	280 kN ⁽²⁾	193 kN ⁽²⁾	193 kN ⁽²⁾	130 kN ⁽²⁾	193 kN ⁽²⁾	130 kN ⁽²⁾	

Tabela A3 - Tabela de pré-dimensionamento 2 peças (6x16) com espaçadores interpostos.

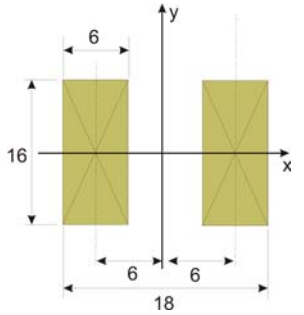
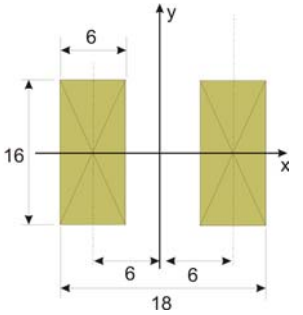
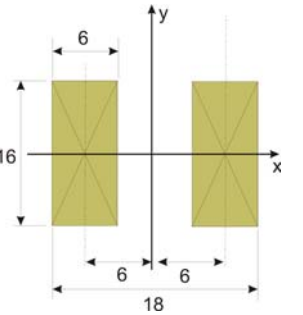
Classe da madeira							
	m=3		m=4		m=5		
	L=2 m	L=3 m	L=3 m	L=4 m	L=3 m	L=4 m	
$K_{mod}=1,0,0,7,0,8=0,56$	C20	97 kN ⁽¹⁾	63 kN ⁽¹⁾	82 kN ⁽¹⁾	57 kN ⁽¹⁾	94 kN ⁽¹⁾	69 kN ⁽¹⁾
		116 kN ⁽²⁾	94 kN ⁽²⁾	94 kN ⁽²⁾	73 kN ⁽²⁾	94 kN ⁽²⁾	73 kN ⁽²⁾
	C30	147 kN ⁽¹⁾	96 kN ⁽¹⁾	125 kN ⁽¹⁾	87 kN ⁽¹⁾	142 kN ⁽¹⁾	105 kN ⁽¹⁾
		174 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	110 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	110 kN ⁽²⁾
	C40	196 kN ⁽¹⁾	129 kN ⁽¹⁾	167 kN ⁽¹⁾	117 kN ⁽¹⁾	190 kN ⁽¹⁾	141 kN ⁽¹⁾
233 kN ⁽²⁾		190 kN ⁽²⁾	190 kN ⁽²⁾	147 kN ⁽²⁾	190 kN ⁽²⁾	147 kN ⁽²⁾	
C50	240 kN ⁽¹⁾	152 kN ⁽¹⁾	201 kN ⁽¹⁾	137 kN ⁽¹⁾	231 kN ⁽¹⁾	167 kN ⁽¹⁾	
	289 kN ⁽²⁾	233 kN ⁽²⁾	233 kN ⁽²⁾	177 kN ⁽²⁾	233 kN ⁽²⁾	177 kN ⁽²⁾	
C60	282 kN ⁽¹⁾	175 kN ⁽¹⁾	233 kN ⁽¹⁾	157 kN ⁽¹⁾	270 kN ⁽¹⁾	192 kN ⁽¹⁾	
	345 kN ⁽²⁾	274 kN ⁽²⁾	274 kN ⁽²⁾	206 kN ⁽²⁾	274 kN ⁽²⁾	206 kN ⁽²⁾	
$K_{mod}=1,0,0,7,1,0=0,7$	C20	122 kN ⁽¹⁾	79 kN ⁽¹⁾	103 kN ⁽¹⁾	72 kN ⁽¹⁾	118 kN ⁽¹⁾	87 kN ⁽¹⁾
		145 kN ⁽²⁾	118 kN ⁽²⁾	118 kN ⁽²⁾	91 kN ⁽²⁾	118 kN ⁽²⁾	91 kN ⁽²⁾
	C30	184 kN ⁽¹⁾	120 kN ⁽¹⁾	156 kN ⁽¹⁾	109 kN ⁽¹⁾	178 kN ⁽¹⁾	131 kN ⁽¹⁾
		218 kN ⁽²⁾	178 kN ⁽²⁾	178 kN ⁽²⁾	138 kN ⁽²⁾	178 kN ⁽²⁾	138 kN ⁽²⁾
	C40	246 kN ⁽¹⁾	161 kN ⁽¹⁾	209 kN ⁽¹⁾	146 kN ⁽¹⁾	237 kN ⁽¹⁾	176 kN ⁽¹⁾
291 kN ⁽²⁾		238 kN ⁽²⁾	238 kN ⁽²⁾	184 kN ⁽²⁾	238 kN ⁽²⁾	184 kN ⁽²⁾	
C50	300 kN ⁽¹⁾	190 kN ⁽¹⁾	251 kN ⁽¹⁾	171 kN ⁽¹⁾	288 kN ⁽¹⁾	209 kN ⁽¹⁾	
	362 kN ⁽²⁾	291 kN ⁽²⁾	291 kN ⁽²⁾	221 kN ⁽²⁾	291 kN ⁽²⁾	221 kN ⁽²⁾	
C60	352 kN ⁽¹⁾	218 kN ⁽¹⁾	292 kN ⁽¹⁾	196 kN ⁽¹⁾	338 kN ⁽¹⁾	240 kN ⁽¹⁾	
	432 kN ⁽²⁾	343 kN ⁽²⁾	343 kN ⁽²⁾	257 kN ⁽²⁾	343 kN ⁽²⁾	257 kN ⁽²⁾	

Tabela A4 - Tabela de pré-dimensionamento 3 peças (6x12) com espaçadores interpostos.

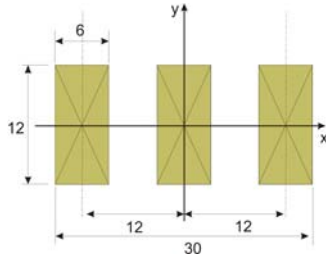
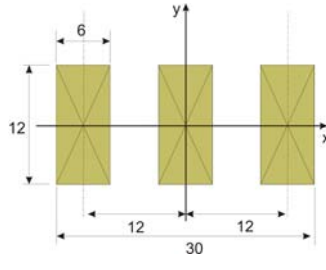
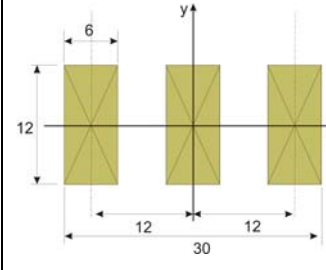
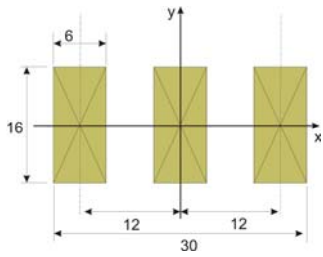
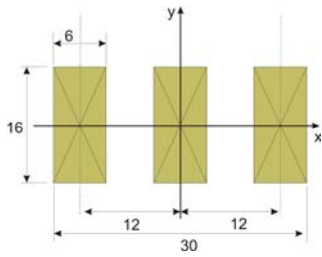
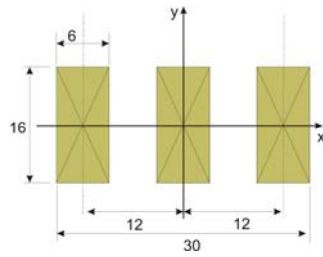
Classe da madeira							
	m= 3		m= 4		m= 5		
	L=2 m	L=3 m	L=3 m	L=4 m	L=3 m	L=4 m	
$K_{mod}=1,0,0,7,0,8=0,56$	C20	100 kN ⁽¹⁾	60 kN ⁽¹⁾	88 kN ⁽¹⁾	60 kN ⁽¹⁾	108 kN ⁽¹⁾	79 kN ⁽¹⁾
		114 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	57 kN ⁽²⁾	82 kN ⁽²⁾	57 kN ⁽²⁾
	C30	150 kN ⁽¹⁾	92 kN ⁽¹⁾	134 kN ⁽¹⁾	91 kN ⁽¹⁾	164 kN ⁽¹⁾	120 kN ⁽¹⁾
		172 kN ⁽²⁾	124 kN ⁽²⁾	124 kN ⁽²⁾	86 kN ⁽²⁾	124 kN ⁽²⁾	86 kN ⁽²⁾
	C40	201 kN ⁽¹⁾	123 kN ⁽¹⁾	179 kN ⁽¹⁾	122 kN ⁽¹⁾	219 kN ⁽¹⁾	161 kN ⁽¹⁾
230 kN ⁽²⁾		166 kN ⁽²⁾	166 kN ⁽²⁾	115 kN ⁽²⁾	166 kN ⁽²⁾	115 kN ⁽²⁾	
C50	243 kN ⁽¹⁾	144 kN ⁽¹⁾	214 kN ⁽¹⁾	142 kN ⁽¹⁾	265 kN ⁽¹⁾	191 kN ⁽¹⁾	
	283 kN ⁽²⁾	199 kN ⁽²⁾	199 kN ⁽²⁾	136kN ⁽²⁾	199 kN ⁽²⁾	136kN ⁽²⁾	
$K_{mod}=1,0,0,7,1,0=0,7$	C20	125 kN ⁽¹⁾	76 kN ⁽¹⁾	111 kN ⁽¹⁾	75 kN ⁽¹⁾	136 kN ⁽¹⁾	99 kN ⁽¹⁾
		143 kN ⁽²⁾	102 kN ⁽²⁾	102 kN ⁽²⁾	71 kN ⁽²⁾	102 kN ⁽²⁾	71 kN ⁽²⁾
	C30	188 kN ⁽¹⁾	115 kN ⁽¹⁾	167 kN ⁽¹⁾	113 kN ⁽¹⁾	205 kN ⁽¹⁾	150 kN ⁽¹⁾
		216 kN ⁽²⁾	155 kN ⁽²⁾	155 kN ⁽²⁾	108 kN ⁽²⁾	155 kN ⁽²⁾	108 kN ⁽²⁾
	C40	252 kN ⁽¹⁾	154 kN ⁽¹⁾	224 kN ⁽¹⁾	152 kN ⁽¹⁾	274 kN ⁽¹⁾	202 kN ⁽¹⁾
288 kN ⁽²⁾		207 kN ⁽²⁾	207 kN ⁽²⁾	144 kN ⁽²⁾	207 kN ⁽²⁾	144 kN ⁽²⁾	
C50	304 kN ⁽¹⁾	181 kN ⁽¹⁾	268 kN ⁽¹⁾	178 kN ⁽¹⁾	332 kN ⁽¹⁾	239 kN ⁽¹⁾	
	354 kN ⁽²⁾	249 kN ⁽²⁾	249 kN ⁽²⁾	170 kN ⁽²⁾	249 kN ⁽²⁾	170 kN ⁽²⁾	
C60	356 kN ⁽¹⁾	206 kN ⁽¹⁾	309 kN ⁽¹⁾	202 kN ⁽¹⁾	388 kN ⁽¹⁾	274 kN ⁽¹⁾	
	420 kN ⁽²⁾	290 kN ⁽²⁾	290 kN ⁽²⁾	195 kN ⁽²⁾	290 kN ⁽²⁾	195 kN ⁽²⁾	

Tabela A5 - Tabela de pré-dimensionamento 3 peças (6x16) com espaçadores interpostos.

Classe da madeira							
	m=3		m=4		m=5		
	L=2 m	L=3 m	L=3 m	L=4 m	L=3 m	L=4 m	
$K_{mod}=1,0,0,7,0,8=0,56$	C20	133 kN ⁽¹⁾	81 kN ⁽¹⁾	118 kN ⁽¹⁾	80 kN ⁽¹⁾	145 kN ⁽¹⁾	106 kN ⁽¹⁾
		174 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	109 kN ⁽²⁾	142 kN ⁽²⁾	109 kN ⁽²⁾
	C30	201 kN ⁽¹⁾	123 kN ⁽¹⁾	179 kN ⁽¹⁾	121 kN ⁽¹⁾	218 kN ⁽¹⁾	161 kN ⁽¹⁾
		262 kN ⁽²⁾	213 kN ⁽²⁾	213 kN ⁽²⁾	165 kN ⁽²⁾	213 kN ⁽²⁾	165 kN ⁽²⁾
	C40	269 kN ⁽¹⁾	164 kN ⁽¹⁾	239 kN ⁽¹⁾	162 kN ⁽¹⁾	292 kN ⁽¹⁾	215 kN ⁽¹⁾
349 kN ⁽²⁾		285 kN ⁽²⁾	285 kN ⁽²⁾	221 kN ⁽²⁾	285 kN ⁽²⁾	221 kN ⁽²⁾	
C50	325 kN ⁽¹⁾	193 kN ⁽¹⁾	285 kN ⁽¹⁾	190 kN ⁽¹⁾	354 kN ⁽¹⁾	255 kN ⁽¹⁾	
	434 kN ⁽²⁾	349 kN ⁽²⁾	349 kN ⁽²⁾	266 kN ⁽²⁾	349 kN ⁽²⁾	266 kN ⁽²⁾	
C60	379 kN ⁽¹⁾	220 kN ⁽¹⁾	330 kN ⁽¹⁾	216 kN ⁽¹⁾	414 kN ⁽¹⁾	293 kN ⁽¹⁾	
	518 kN ⁽²⁾	412 kN ⁽²⁾	412 kN ⁽²⁾	309 kN ⁽²⁾	412 kN ⁽²⁾	309 kN ⁽²⁾	
$K_{mod}=1,0,0,7,1,0=0,7$	C20	166 kN ⁽¹⁾	101 kN ⁽¹⁾	148 kN ⁽¹⁾	100 kN ⁽¹⁾	181 kN ⁽¹⁾	132 kN ⁽¹⁾
		218 kN ⁽²⁾	177 kN ⁽²⁾	177 kN ⁽²⁾	137 kN ⁽²⁾	177 kN ⁽²⁾	137 kN ⁽²⁾
	C30	251 kN ⁽¹⁾	153 kN ⁽¹⁾	223 kN ⁽¹⁾	151 kN ⁽¹⁾	273 kN ⁽¹⁾	201 kN ⁽¹⁾
		327 kN ⁽²⁾	267 kN ⁽²⁾	267 kN ⁽²⁾	207 kN ⁽²⁾	267 kN ⁽²⁾	207 kN ⁽²⁾
	C40	336 kN ⁽¹⁾	206 kN ⁽¹⁾	299 kN ⁽¹⁾	203 kN ⁽¹⁾	365 kN ⁽¹⁾	269 kN ⁽¹⁾
437 kN ⁽²⁾		357 kN ⁽²⁾	357 kN ⁽²⁾	277 kN ⁽²⁾	357 kN ⁽²⁾	277 kN ⁽²⁾	
C50	406 kN ⁽¹⁾	241 kN ⁽¹⁾	357 kN ⁽¹⁾	237 kN ⁽¹⁾	443 kN ⁽¹⁾	318 kN ⁽¹⁾	
	543 kN ⁽²⁾	436 kN ⁽²⁾	436 kN ⁽²⁾	332 kN ⁽²⁾	436 kN ⁽²⁾	332 kN ⁽²⁾	
C60	474 kN ⁽¹⁾	275 kN ⁽¹⁾	413 kN ⁽¹⁾	270 kN ⁽¹⁾	518 kN ⁽¹⁾	366 kN ⁽¹⁾	
	648 kN ⁽²⁾	515 kN ⁽²⁾	515 kN ⁽²⁾	386 kN ⁽²⁾	515 kN ⁽²⁾	386 kN ⁽²⁾	

II.4 – TEXTOS PARA CONSULTA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). NBR 7190 – Projeto de estruturas de madeira. Rio de Janeiro. 107p.

ALVIM, R. C. (2002). A Resistência dos Pilares de Madeira Composta. São Paulo. 206p. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

ALVIM, R. C.; VELOSO, L. A. C. M.; ALMEIDA, P. A. O.; MANCINI, E. (2003). Determinação da força cortante nas ligações de pilares de madeira solidarizados descontinuamente – Proposta para a revisão da NBR 7190 (1997). São Paulo. 8p.

ANEXO IV

ADEQUAÇÃO DAS ESPÉCIES DE MADEIRA ÀS CLASSES DE RESISTÊNCIA

IV.1 – OBJETIVOS

Este anexo tem como objetivo principal fornecer ao leitor a classificação das espécies de madeiras nas classes de resistência a partir do banco de dados de ensaios de corpos-de-prova realizados no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

IV.2 – ESPÉCIES ESTUDADAS

Tabela A6 - Tabela de espécies enquadradas em classes.

Coníferas	Dicotiledôneas
Pinus caribaea var. Caribaea	Eucalipro Grandis
Pinus caribaea var. Bahamensis	Eucalipto Maculata
Pinus caribaea var. Hondurensis	Eucalipto Paniculata
Pinus elliottii. var.elliottii	Eucalipto Propinqua
Pinus oocarpa	Eucalipto Saligna
Pinus taeda	Eucalipto Tereticornis
	Eucalipto Urophylla
	Angelim Araroba
	Angelim Ferro
	Angelim Pedra
	Angelim Pedra Verdadeiro
	Branquilho
	Cafearana
	Canafistula
	Casca Grossa
	Castelo
	Cedro Amargo
	Cedro Doce
	Champanhe
	Cupiúba
	Cutiúba
	Garapa Roraima
	Guaíçara
	Guarucaia
	Ipê
	Jatobá
	Louro Preto
	Maçaranduba
	Mandioqueira
	Oiticica Amarela
	Oiuchu
	Quarubarana
	Sucupira
	Tatajuba

IV.3 – VALORES CARACTERÍSTICOS DAS PROPRIEDADES DA MADEIRA:

O valor característico da resistência foi estimado pela expressão abaixo:

$$X_k = \left(2 \times \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2} - 1} - X_{\frac{n}{2}} \right) \quad (\text{A.34})$$

onde n é o número de corpos-de-prova ensaiados.

Os resultados foram colocados em ordem crescente ($X_1 < X_2 < \dots < X_n$) e desprezou-se o valor mais alto quando se dispunha de número ímpar de corpos-de-prova. Não se tomou para X_k valor inferior a X_1 e nem a $0,7 \cdot X_m$ (valor médio).

IV.4 – CLASSES DE RESISTÊNCIA (FONTE NBR 7190)

Tabela A7 – Classes de resistência para as Coníferas.

Classe	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	ρ_{ap} (kg/m ³)
C20	20	4	3.500	400	500
C25	25	5	8.500	450	550
C30	30	6	14.500	500	600

Tabela A8 – Classes de resistência para as Dicotiledôneas.

Classe	f_{cok} (MPa)	f_{vk} (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	ρ_{ap} (kg/m ³)
C20	20	4	9.500	500	650
C30	30	5	14.500	650	800
C40	40	6	19.500	750	950
C50	50	7	22.000	770	970
C60	60	8	24.500	800	1.000

Espécie)	$f_{c0,k}$ (MPa)	E_{c0} (MPa)	$\rho_{ap(12\%)}$ (Kg/m ³)	Classe
Angelim Araroba	45	12876	688	C40
Angelim Ferro	65	20827	1170	C60
Angelim Pedra	48	12912	694	C40
Angelim Pedra Verdadeiro	55	16694	1170	C50
Branquillo	45	13481	803	C40
Cafearana	43	14098	677	C40
Canafistula	36	14613	871	C30
Casca Grossa	39	16224	801	C40
Castelo	39	11105	759	C40
Cedro Amargo	33	9839	504	C30
Cedro Doce	24	8058	500	C20
Champagne	65	23002	1090	C60
Cupiúba	40	13627	838	C40
Catiúba	61	19426	1221	C60
E. Alba	33	13409	705	C30
E. Camaldulensis	34	13286	899	C30
E. Citriodora	40	18421	999	C40
E. Cloeziana	40	13963	822	C40
E. Dunnii	34	18029	690	C30
E. Grandis	30	12813	640	C30
E. Maculata	50	18099	931	C50
E. Maidene	34	14431	924	C30
E. Microcorys	40	16782	929	C40
E. Paniculata	52	19881	1087	C50
E. Propinqua	38	15561	952	C40
E. Punctata	55	19360	948	C50
E. Saligna	32	14933	731	C30
E. Tereticornis	46	17198	899	C40
E. Triantha	38	14617	755	C40
E. Umbra	30	14577	889	C30
E. Urophylla	31	13166	739	C30
Garapa Roraima	62	18359	892	C60
Guaiçara	60	14624	825	C60
Guarucaia	55	17212	919	C50
Ipê	61	18011	1068	C60
Jatobá	66	23607	1074	C60
Louro Preto	45	14185	684	C40
Maçaranduba	60	22733	1143	C60
Mandioqueira	62	18971	856	C60
Oiticica Amarela	50	14719	756	C50
Quarubarana	30	9067	544	C30
Sucupira	68	21724	1106	C60
Tatajuba	56	19583	940	C50
Pinho do Paraná	30	15225	580	C30
Pinus caribea	25	8431	579	C25
Pinus bahamensis	25	7110	537	C25
Pinus hondurensis	33	9868	535	C30
Pinus elliottii	30	11889	560	C30
Pinus oocarpa	30	10904	538	C30
Pinus taeda	31	13304	645	C30

ANEXO V

PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ DE PEÇAS ROLIÇAS

V.1 – OBJETIVOS

Sabe-se que as peças roliças apresentam propriedades de resistência e rigidez superiores às peças serradas devido à continuidade das fibras da madeira que não foram interrompidas pelo processo de desdobro. Por outro lado, é conhecida a influência da idade da madeira nas propriedades de resistência e rigidez de peças oriundas principalmente de reflorestamento. Neste contexto, este anexo fornece as principais características físicas e mecânicas para peças com pequeno, médio e grande diâmetro.

Este anexo tem como objetivo principal fornecer as propriedades de resistência e rigidez de peças roliças de madeira a partir do banco de dados de ensaios de peças estruturais realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira do Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos. Os resultados de elasticidade e resistência foram obtidos a partir de ensaios de flexão e compressão paralela em peças estruturais.

V.2 – VANTAGENS e desvantagens NA UTILIZAÇÃO DE PEÇAS ROLIÇAS

Entre as principais vantagens na utilização das peças roliças, pode-se citar:

- ✓ Menor custo;
- ✓ Maior resistência e rigidez que a madeira serrada;
- ✓ Uso eficiente do material sem desperdício.

A principal desvantagem é:

- ✓ Variabilidade geométrica transversal e longitudinal (classificação visual).

V.3 – CLASSIFICAÇÃO VISUAL DE PEÇAS ROLIÇAS

A condição de madeira de primeira categoria descrita na norma NBR 7190 (1997) somente pode ser admitida se todas as peças estruturais forem classificadas como isentas de defeitos, por meio de método visual normatizado, e também submetidas a uma classificação mecânica que garanta a homogeneidade da rigidez das peças que compõem o lote. Desta forma, torna-se necessário agrupar as peças de madeira com propriedades semelhantes em classes, permitindo assim, a utilização segura e racional dos recursos florestais disponíveis.

Desta forma, com o objetivo de fornecer os princípios básicos de classificação de peças roliças, é apresentada sucintamente na Tabela A11 a metodologia para a classificação visual para peças estruturais roliças adotando-se como base a *norma britânica BS 5756 (1980)*.

Tabela A11 - Roteiro para classificação visual de dicotiledôneas.

Defeitos	Restrições
Fibras inclinadas	podem ser permitidas, em uma inclinação de até 1:11 em qualquer parte da peça, medida por uma distância suficientemente grande para determinar a inclinação geral, desprezando-se os desvios locais, muito comuns em madeiras denominadas como Tropical Hardwoods pela norma britânica
Nós	podem ser permitidos desde que sejam menores que 1/4 da menor dimensão da peça ou 2 cm. Quando as extremidades de dois ou mais nós forem separados ao longo da direção do comprimento por uma distância menor que 2 vezes a altura da peça, cada nó deve ser medido e o soma das medidas deve ser comparado aos limites descritos acima
Fissuras	se o comprimento das fissuras for menor que 1/3 da espessura da peça, poderão ser permitidas em número ilimitado; se for maior que esta medida, mas menor que a espessura da peça, o comprimento não deverá exceder 1,5 vezes a altura da peça e nem 0,2 vezes o seu comprimento; se o tamanho do defeito for igual à espessura da peça, somente poderão ser permitidas se ocorrerem no fim da peça e o seu comprimento não exceder a altura da peça
Perfurações	perfurações ativas (com presença de insetos vivos) ou perfurações grandes (maior que 6 mm) não deverão ser permitidas. Quanto às demais, somente poderão ser aceitas se ocorrerem em pequenas porções da peça e serão consideradas como defeitos
Manchas por fungos	não devem ser permitidas, a menos que sejam apenas descoloração
Podridão	não é permitida
Arqueamento	permite-se em peças maiores que 2 metros, até uma flecha máxima de 15 mm a cada 2 metros de comprimento
Torcimento	não deve exceder 1 mm por 25 mm de altura a cada 2 metros de comprimento, e só será permitido em peças superiores a este comprimento
Rachaduras	não deverão ser permitidas nas bordas, mas poderão ser permitidas nas extremidades da face, desde que seus comprimentos cumulativos não ultrapasse 10% do comprimento da peça; entretanto não devem ser permitidas em cortes limpos
Bolsas de resina	se forem não maiores que 3 mm em altura podem ser permitidas em uma extensão ilimitada, bolsas de resina maiores que 3 mm, mas não maiores que 10 mm em altura e ocorrendo em não mais que uma a cada 600 mm de comprimento da peça pode ser permitida desde que o comprimento de cada bolsa não exceda a metade da altura da peça; bolsas maiores ou mais frequentes não devem ser permitidas
Outros defeitos	qualquer peça que tiver defeitos que possam influenciar em suas características mecânicas deverá ser rejeitada

V.4 – TABELA DE PROPRIEDADES DE RESISTÊNCIA E RIGIDEZ PARA DIVERSOS DIÂMETROS DE EUCALYPTO CITRIODORA

Tabela A12 – Tabela de resistência e rigidez para peças roliças de Eucalypto Citriodora.

n° de peças ensaiadas	Diâmetro médio (cm)	Diâmetro topo (cm)	Diâmetro base (cm)	Densidade aparente (kg/m³)	MOE (MPa)	MOR (MPa)	f_{co} (MPa)
66*	6 - 8 ($D_{m,m}$ =7,14cm; COV 6,70%)	6 - 10 ($D_{t,m}$ =8,16cm; COV 7,5%)	5 - 7 ($D_{b,m}$ =6,12cm; COV 7,80%)	650 - 1028 ($\rho_{ap,m}$ =855kg/m³; COV 9,20%)	10310 - 27130 (MOE_m =18618MPa; COV 19,10%)		54 - 66 ($f_{co,m}$ =59,6MPa; COV 7,7%)
25	6 - 9 ($D_{m,m}$ =7,8cm; COV 9,88%)	6 - 9 ($D_{t,m}$ =7,35cm; COV 10,95%)	7 - 10 ($D_{b,m}$ =8,54cm; COV 9,82%)	723 - 1104 ($\rho_{ap,m}$ =1022kg/m³; COV 7,55%)	6347 - 17150 (MOE_m =13733MPa; COV 17,42%)	53 - 118 (MOR_m =91MPa; COV 15,43%)	
35	11 - 16 ($D_{m,m}$ =14,1cm; COV 7,81%)	10 - 14 ($D_{t,m}$ =11,9cm; COV 8,90%)	13 - 19 ($D_{b,m}$ =16,2cm; COV 7,90%)	947 - 1103 ($\rho_{ap,m}$ =1035kg/m³; COV 3,83%)	15097 - 25058 (MOE_m =20389MPa; COV 11,65%)		
6	14 - 16	13 - 15	14 - 17		16920 - 21600	118 - 151	
15	20 - 26 ($D_{m,m}$ =22,6cm; COV 7,71%)	17 - 23 ($D_{t,m}$ =19cm; COV 8,38%)	23 - 32 ($D_{b,m}$ =26,1cm; COV 8,83%)	1016 - 1164 ($\rho_{ap,m}$ =1087kg/m³; COV 4,17%)	15369 - 21393 (MOE_m =18392MPa; COV 8,97%)		
25	24 - 30 ($D_{m,m}$ =26,4cm; COV 5,54%)	21 - 28 ($D_{t,m}$ =24,6cm; COV 6,4%)	27 - 34 ($D_{b,m}$ =30,3cm; COV 6,3%)	700 - 1055 ($\rho_{ap,m}$ =893,4kg/m³; COV 9,46%)	15546 - 29846 (MOE_m =22175MPa; COV 17,34%)	101 - 167 (MOR_m =133MPa; COV 13,7%)	40 - 66 ($f_{co,m}$ =51,2MPa; COV 11,33%)
23	30 - 41 ($D_{m,m}$ =33,8cm; COV 8,90%)	26 - 36 ($D_{t,m}$ =29,4cm; COV 9,0%)	35 - 50 ($D_{b,m}$ =39,6cm; COV 9,4%)		13685 - 32694 (MOE_m =23487MPa; COV 21,3%)		

* Resultados obtidos pelo método de vibração transversal

Este manual apresenta recomendações para o projeto, dimensionamento e disposições construtivas de pontes tecnológicas de madeira com diversos sistemas estruturais e construtivos em vigas e em placas. São apresentados exemplos de projeto com diversos vãos, classes de resistência de madeiras e classes de veículo-tipo a luz das Normas Brasileiras, com a finalidade de fornecer aos engenheiros, arquitetos, construtores e projetistas orientações para o projeto e construção de pontes modernas de madeira de baixo custo, adequada tecnologia, seguras, duráveis e sustentáveis .

Carlito Calil Junior



LaMEM

