

# PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA

*Eng. DENER GONÇALVES PRATA*


*Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Estrutural.*

*ORIENTADOR: Prof. Titular Carlito Calil Junior*

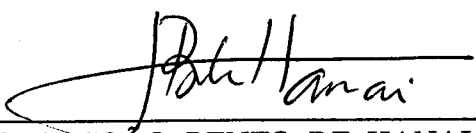
**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**

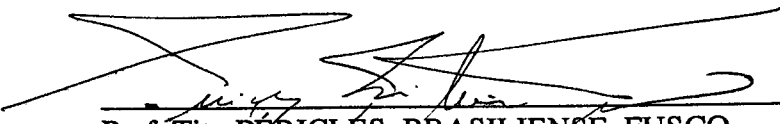
**FOLHA DE APROVAÇÃO**

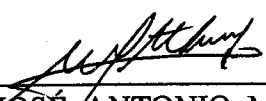
Tese defendida e aprovada em 22/2/1995  
perante a Comissão Julgadora:

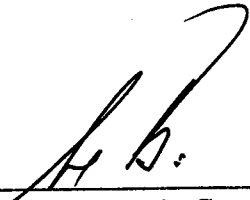
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. CARLITO CALIL JUNIOR - Orientador  
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)

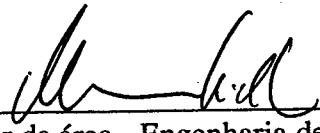
  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. FRANCISCO ANTONIO ROCCO LAHR  
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. JOÃO BENTO DE HANAI  
(Escola de Engenharia de São Carlos - USP)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Tit. PERICLES BRASILIENSE FUSCO  
(Escola Politécnica - USP)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. JOSÉ ANTONIO MATTHIESEN  
(Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira - UNESP)

  
\_\_\_\_\_  
Presidente da Comissão de Pós-Graduação  
Prof. Dr. JURANDYR POVINELLI

  
\_\_\_\_\_  
Coordenador da área - Engenharia de Estruturas  
Prof. Dr. MOUNIR KHALIL EL DEBS

**à Miwako  
companheira e amiga.**

## **AGRADECIMENTOS**

*O autor agradece a colaboração dada pelas empresas:*

**PREMA S/A, de RIO CLARO - SP, pelo fornecimento da madeira utilizada na experimentação aqui desenvolvida.**

**PROTENDIDOS DYWIDAG DO BRASIL LTDA., de SÃO PAULO - SP, pela cessão dos materiais empregados na experimentação: cilindro hidráulico, barras roscadas com passo tratado, porcas e placas de ancoragem.**

*O autor agradece a oportunidade oferecida pelo Departamento de Estruturas, da Escola de Engenharia de São Carlos, de ver este trabalho desenvolvido em suas dependências, no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM).*

*O autor agradece também a colaboração intensa, dedicada e amiga, do Prof. Titular Carlito Calil Júnior, que foi luz nos difíceis momentos vivenciados na confecção desta tese, particularmente neste ano que passou.*

*O autor deixa registrado o carinho dedicado pelos funcionários do LaMEM, técnicos e administrativos, que foram decisivos à realização desta Tese.*

*O autor agradece também o trabalho de apoio dado pela arquiteta Cristina M. Perissinoto Baron e pelos engenheiros Giani M. Pfister e Fernando Sérgio Okimoto na edição de mais este trabalho.*

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	i
LISTA DE TABELAS .....	xi
LISTA DE ABREVIATURAS .....	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xiv
LISTA DE SIGLAS .....	xvi
RESUMO .....	xvii
ABSTRACT .....	xviii
1. SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES DE MADEIRA .....	1
1.1 DEFINIÇÕES .....	1
1.2 FORMAS ESTRUTURAIS DE PONTES .....	2
1.2.1 Tabuleiro .....	2
1.2.2 Escolha do Tipo de Superestrutura .....	
1.3 VARIEDADE DE FORMAS .....	
1.3.1 Placa .....	2
1.3.2 Vigas .....	3
1.3.3 Pórticos .....	5
1.3.4 Trelças .....	6
1.3.5 Arcos .....	11
1.3.6 Estruturas suportadas por cabos .....	13
2. A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL .....	20
2.1 INTRODUÇÃO .....	20
2.2 PRESERVAÇÃO DE MADEIRA PARA USO EM PONTES .....	22
2.3 ELASTICIDADE DA MADEIRA .....	26
2.4 APLICAÇÃO DOS VALORES ÀS PONTES DE MADEIRA .....	31
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	36
3.1 AMÉRICA DO NORTE .....	36
3.1.1 Canadá .....	37
3.1.2 Estados Unidos .....	43
3.1.2.1 American Institute of Timber Construction .....	43
3.1.2.2 American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO)....	44
3.1.2.3 Federal Highway Administration(FHWA) e o Transportation Research Board(TRB).44	
3.1.2.4 American Railway Engineering Association (AREA).....	45

3.1.2.6 American Society of Civil Engineers (ASCE) .....	45
3.2 BRASIL .....	57
3.2.1 Introdução .....	57
3.2.2 Histórico .....	61
3.2.3 O Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM) .....	74
3.2.4 Escola Politécnica - USP .....	86
3.2.5 Outras Instituições .....	91
3.2.6 Madeiras de Reflorestamento no Brasil .....	93
3.3 AUSTRÁLIA .....	95
3.4 A CONJUNTURA BRASILEIRA .....	101
4 PONTES EM PLACA - O MÉTODO OHBDC .....	103
4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAÇÃO DE MOMENTOS LONGITUDINAIS .....	103
4.1.1 Limitações na Geometria das Pontes .....	106
4.1.2 O Método de Carregamento Ontário .....	110
4.1.3 Consideração da Carga Dinâmica .....	115
4.1.4 Base de desenvolvimento do Método Ontário .....	117
4.1.5 O Método passo a passo .....	119
4.1.6 Método Simplificado - Estado Limite de Utilização Tipo I (SLS I) .....	124
4.2. OS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS .....	128
4.2.1 Método Analíticos para Pontes em Placas Sobre Vigas .....	131
4.2.1.1 Momentos Locais .....	131
4.2.1.2 Momentos Globais .....	133
4.3 FORÇAS CORTANTES NAS PONTES EM PLACA .....	134
4.3.1 Cisalhamento Longitudinal .....	134
4.3.2 Método para Análise .....	139
4.3.3 Método para o Carregamento OHBDC .....	143
4.3.4 Cisalhamento Transversal .....	144
4.3.5 O Método para o Carregamento OHBDC .....	146
5. EXPERIMENTAÇÃO DE PLACAS EM LABORATÓRIO .....	149
5.1 INSTRUMENTAÇÃO PRELIMINAR .....	152
5.2 ENSAIO DAS PLACAS .....	155
5.2.1 O Ensaio de Torção de Placas .....	158
5.2.2 O Ensaio da Placa 0° .....	161
5.2.3 O Ensaio da Placa +/-45° .....	164
5.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	165

<b>6. CONCLUSÕES .....</b>	<b>168</b>
<b>ANEXO A .....</b>	<b>171</b>
<b>ANEXO B .....</b>	<b>229</b>
<b>ANEXO C .....</b>	<b>263</b>
<b>ANEXO D .....</b>	<b>284</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>301</b>

## LISTA DE FIGURAS

- FIGURA 1.1 - Placas de madeira maciça**
- (a) madeira laminada colada.
  - (b) madeira laminada atirantada (passiva) e colada.
  - (c) madeira laminada pregada; há pregos de topo e lateralmente, interconectando as vigas.
  - (d) madeira atirantada (ativa), não colada. ....3
- FIGURA 1.2 - Vigas de madeira maciça:**
- (a) Madeira serrada em bruto.
  - (b) Madeira laminada colada.
  - (c) Madeira serrada, solidarizada por tarugos ou anéis metálicos e parafusos.
  - (d) Postes.
  - (e) Postes combinados, solidarizados por anéis metálicos ou tarugos e parafusos. ....3
- FIGURA 1.3 - Vigas de seção composta:**
- (a) Vigotas de madeira serrada, coladas a uma placa de compensado ou laminado.
  - (b) Vigas de madeira serrada, coladas ou pregadas a duas placas (caixão).
  - (c) Vigas intertravadas por chapas duras de fibra ou laminado.
  - (d) Vigas de madeira laminada colada fechadas por placas de compensado (caixão). ....4
- FIGURA 1.4 - Grelhas Ortogonais :**
- (a) Planta ortogonal
  - (b) Planta com esconsidade ( $\psi$ ) .....5
- FIGURA 1.5 - Pórticos longitudinais:**
- (a) Pórtico acrescentado às vigas
  - (b) Pórtico escorado .....6
- FIGURA 1.6 - Configurações das pontes em treliça:**
- (a) Treliça ou Arco Treliçado apóiam o piso no plano inferior.
  - (b) Viga Treliçada, Treliça ou Arco Treliçado apóiam o piso no plano superior. ....7



**FIGURA 1.7 - Componentes das pontes em treliça:**

- (a) tabuleiro contínuo, longitudinal, apoiado em vigas de piso transversais  
 (b) tabuleiro contínuo, transversal, apoiado em vigas longitudinais que se apóiam em treliças ou vigas transversais. .... 8

**FIGURA 1.8 - Formas mais comuns de treliças para pontes:**

- (a) PRATT.  
 (b) HOWE.  
 (c) WARREN.  
 (d) K- Contraventado.  
 (e) Sistema Contraventado em Losangos. .... 9

**FIGURA 1.9 - Enrijecimentos dos painéis de treliças para apoio do tabuleiro.**

- (a) Tabuleiro superior;  
 (b) Tabuleiro inferior. .... 10

**FIGURA 1.10 - Vigas de seção composta, pregadas:**

- (a) Disposição construtiva.  
 (b) Idealização como treliça. .... 10

**FIGURA 1.11 - Nomenclatura dos elementos da ponte em arco. .... 11****FIGURA 1.12 - Tipos de ponte em arco. .... 12****FIGURA 1.13 - Componentes da ponte suportada por cabos:**

1. Viga ou treliça de rigidez longitudinal.
2. Sistema de cabos que suporta a base.
3. Torre, que apóia os cabos.
4. Ancoragem para suporte vertical e/ou horizontal dos cabos. .... 14

**FIGURA 1.14 - Ponte Pênsil: (a) Pendurais verticais.**

(b) Pendurais inclinados.

(c) Suspensão combinada. .... 14/15

<b>FIGURA 1.15 - Ponte Estaiada:</b>	<b>(a) Sistema em leque, puro;</b>	
	<b>(b) Sistema em harpa;</b>	
	<b>(c) Sistema em leque, modificado.</b>	<b>15</b>
<b>FIGURA 1.16 - Sistemas de ancoragem:</b>	<b>(a) auto-ancorado;</b>	
	<b>(b) aterrado.</b>	<b>16</b>
<b>FIGURA 1.17 - Sistema com dois planos verticais contendo cabos paralelos longitudinais.</b>		<b>17</b>
<b>FIGURA 1.18 - Sistemas de dois cabos planos:</b>	<b>(a) posicionados entre vias de tráfego;</b>	
	<b>(b) posicionados externamente às vigas.</b>	<b>17</b>
<b>FIGURA 1.19 - Sistemas de quatro cabos em planos paralelos.</b>		<b>18</b>
<b>FIGURA 1.20 - Sistema com um único plano de cabos, central.</b>		<b>18</b>
<b>FIGURA 1.21 - Sistema com dois planos inclinados de cabos.</b>		<b>19</b>
<b>FIGURA 2.1 - Corte esquemático do tronco da árvore mostrando as posições de anisotropia e eixos de referência : L, longitudinal; R, radial; T, tangencial, em vigas resultantes do desdobro do tronco.</b>		<b>21</b>
<b>FIGURA 2.2 - Comparação dos processos de preservação à pressão para a madeira.</b>		<b>24</b>
<b>FIGURA 2.3 - Valor do coeficiente de Torção k.</b>		<b>34</b>
<b>FIGURA 3.1 - Ponte Ferroviária Moderna</b>		<b>36</b>
<b>FIGURA 3.2 - Ponte ferroviária em madeira com tabuleiro lastrado.</b>		<b>37</b>
<b>FIGURA 3.3 - Ponte ferroviária em tabuleiro aberto.</b>		<b>37</b>
<b>FIGURA 3.4 - Protensão transversal para recuperação estrutural.</b>		<b>38</b>

<b>FIGURA 3.5 - Aspecto estrutural das placas que compõem o pórtico protendido da Ponte em Fox Lake, Ontário. ....</b>	<b>40</b>
<b>FIGURA 3.6 - Sistema com tabuleiro celular de madeira. ....</b>	<b>42</b>
<b>FIGURA 3.7 - Pontes de Madeira Laminada Tensionada, West Virginia University, da TBI.</b>	
a) Placa;	
b) Placas com Vigas de madeira laminada colada (mlc);	
c) Celular com nervuras de mlc. ....	<b>50</b>
<b>FIGURA 3.8 - Tabuleiro de mlc de dupla camada. ....</b>	<b>51</b>
<b>FIGURA 3.9 - Aspectos principais da Hiroshima Bridge : Vistas das vigas laminadas.</b>	
(a) lateral;	
(b) seção transversal;	
(c) aspecto das torres da ponte;	
(d) módulo do sistema de banzos paralelos. ....	<b>53/54</b>
<b>FIGURA 3.10 - Estrutura Geológica do Território Brasileiro. ....</b>	<b>58</b>
<b>FIGURA 3.11 - Relevo do Território Brasileiro, Planícies e Planaltos. ....</b>	<b>58</b>
<b>FIGURA 3.12 - Bacias hidrográficas no Brasil. ....</b>	<b>59</b>
<b>FIGURA 3.13 - Mapa com a localização dos rios Sul-Americanos citados. ....</b>	<b>60</b>
<b>FIGURA 3.14 - Primeira Ponte Pênsil de Chavantes, dois vãos treliçados e um vão pênsil de 75m (extensão : 120m). ....</b>	<b>62</b>
<b>FIGURA 3.15 (a) Vista Lateral da Terceira Ponte Pênsil de Chavantes;</b>	
(b) Aspecto dos cabos e das contenções das transversinas. ....	<b>63</b>
<b>FIGURA 3.16 - Ponte Grande. ....</b>	<b>64</b>
<b>FIGURA 3.17 - Ponte da Rua São Felipe. ....</b>	<b>65</b>
<b>FIGURA 3.18 - Ponte de Madeira sobre o Rio Samambaia. ....</b>	<b>66</b>

<i>FIGURA 3.19 - Ponte de madeira com aterro - até 4.50m de vão. ....</i>	<i>68</i>
<i>FIGURA 3.20 - Ponte de madeira sem aterro - aspecto de variação da figura 3.19. ....</i>	<i>69</i>
<i>FIGURA 3.21 - Ponte de madeira contínua .....</i>	<i>70</i>
<i>FIGURA 3.22 - Seção Transversal - Ponte ITAVUVU. ....</i>	<i>72</i>
<i>FIGURA 3.23- Seção Longitudinal - Ponte ITAVUVU. ....</i>	<i>73</i>
<i>FIGURA 3.24 - Ponte típica da Prefeitura municipal de Cuiabá (MT). ....</i>	<i>73</i>
<i>FIGURA 3.25 - Ponte de BORBOREMA. ....</i>	<i>74</i>
<i>FIGURA 3.26 - Ponte de S. PAULO - CIA.NITROQUÍMICA. ....</i>	<i>75</i>
<i>FIGURA 3.27 - Apresentação da Treliza contínua (SZÚCS, 1979), Classe 36. ....</i>	<i>76</i>
<i>FIGURA 3.28 - Vista de meia ponte proposta por HORTEGAL. ....</i>	<i>78</i>
<i>FIGURA 3.29 - Modelo de ponte com viga armada instrumentado por LOGRADO. ....</i>	<i>79</i>
<i>FIGURA 3.30 - Ponte de Eucalipto Citriodora usada no estudo de DIAS (1987). ....</i>	<i>80/81</i>
<i>FIGURA 3.31 - Grelha idealizada para a análise (DIAS, 1987). ....</i>	<i>82</i>
<i>FIGURA 3.32 - Modelo de Tabuleiro, de Peroba Rosa :</i>	
<i>(a) Posicionamento de sete barras de aço;</i>	
<i>(b) Posicionamento de onze barras de aço;</i>	
<i>(c) Seção Transversal [MATTHIESEN, 1987]. ....</i>	<i>84</i>
<i>FIGURA 3.33 - Modelo com onze linhas de barras de aço e anéis metálicos. ....</i>	<i>85</i>
<i>FIGURA 3.34 - Seções dos modelos analisados por Matthiesen (1987). ....</i>	<i>86</i>

<b>FIGURA 3.35 - Ponte Estaiada proposta:[ALMEIDA, 1989]</b>	
(a) Elevação;	
(b) Planta	
(c) Ponte esquemática;	
(d) Seção transversal. ....	87/88
<b>FIGURA 3.36 - Ponte de Iperó. ....</b>	<b>89/90</b>
<b>FIGURA 3.37- Aspecto de montagem da viga bicircular com tarugos de aço. ....</b>	<b>91</b>
<b>FIGURA 3.38 - Estrutura montada. ....</b>	<b>92</b>
<b>FIGURA 3.39 - Ponte Rodoviária Típica Existente na Austrália até a década passada. ....</b>	<b>97</b>
<b>FIGURA 4.1 - Modelo de distribuição transversal para momentos longitudinais. ....</b>	<b>104</b>
<b>FIGURA 4.2 - Distribuição Transversal do Momento Longitudinal <math>M_x</math> . ....</b>	<b>105</b>
<b>FIGURA 4.3 - Pontes que não podem ser analisadas por métodos simplificados :</b>	
(a) planta de uma ponte com largura variável;	
(b) planta de uma ponte em placa com poucos apoios isolados;	
(c) planta de uma ponte esconsa com ângulo de esconsidade maior que 20°;	
(d) ponte curva em planta, com $L^2/bR$ maior que 1.00;	
(e) ponte com seção transversal não uniforme;	
(f) elevação lateral de ponte com seção não uniforme na porção central (50% do vão);	
(g) seção de ponte em placa sobre vigas com menos que quatro vigas;	
(h) ponte de seção celular com menos que três células. ....	108/109
<b>FIGURA 4.4 - Demarcação das porções externas e interna nas seções transversais das pontes :</b>	
(a) em placa;	(c) placa sobre vigas de madeira serrada;
(b) em placa sobre vigas;	(d) estrutura celular. ....
	110
<b>FIGURA 4.5 - Carregamento Ontário:</b>	
(a) Nível 3;	(b) Nível 2;
	(c) Nível 1. .
	112/113

- FIGURA 4.6 - Momentos fletores gerados por meio caminhão ou meia faixa carregada. .114**
- FIGURA 4.7 - Fator de aceitação de carga dinâmica conforme o Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC). ..... 116**
- FIGURA 4.8 - Casos determinantes de carregamento correspondentes ao OHBDC, três e quatro faixas de tráfego (para uma e duas faixas os carregamentos em uma e duas faixas são os determinantes, respectivamente). ..... 118**
- FIGURA 4.9 - Diagramas de  $D$  e  $C_f$  .:**
- a) pontes de uma faixa de tráfego;
  - b) pontes de duas faixas de tráfego;
  - c) pontes de três faixas de tráfego;
  - d) pontes de quatro faixas de tráfego. .... 122/123
- FIGURA 4.10 - Diagrama de procedimentos descritos, OHBDC, estado limite de utilização de tipo II e estado limite último. .... 124**
- FIGURA 4.11 - Diagramas de  $D$  e  $C_f$ , estado limite de utilização tipo 1, uma faixa de tráfego carregada:**
- a) pontes de duas faixas de tráfego;
  - b) pontes de três faixas de tráfego;
  - c) pontes de quatro faixas de tráfego, (SLS I, OHBDC). .... 126/127
- FIGURA 4.12 - Seção parcial da placa deformada sob ação de  $M_y$ , gerado por um eixo carregado do veículo; a linha tracejada indica a superfície indeformada. .... 128**
- FIGURA 4.13 - Distribuição de  $M_y$  : transversal, valor máximo; longitudinal, envoltória das distribuições possíveis. .... 129**
- FIGURA 4.14 - Dispersão da carga de rodas no tabuleiro :**
- a) transversal;
  - b) longitudinal;
  - c) planta (eixo duplo, OHBDC). .... 132
- FIGURA 4.15 - Momentos Locais, carregamento OHBDC. .... 132**
- FIGURA 4.16 - Momentos Transversais Globais em pontes em placas sobre vigas, gerados pelo carregamento OHBDC. .... 134**

FIGURA 4.17 - Definição de $V_x$ em seções contíguas, em uma faixa da ponte. ....	135
FIGURA 4.18 - Distribuição Transversal de Momentos e Cortantes Longitudinais. ....	136
FIGURA 4.19 - Posição relativa à carga móvel das seções analisadas. ....	137
FIGURA 4.20 - (a) Ponte real (b) Placa ortotrópica (c) Grelha equivalente.....	139
FIGURA 4.21 - Forças cortantes, carregamento em meia-pista.....	143
FIGURA 4.22 - Força cortante transversal máxima nas pontes : (a) rigidez maior (b) rigidez torcional menor.....	146/147
FIGURA 5.1 - Placa protendida para ensaio de torção.....	151
FIGURA 5.2 - Placa protendida para ensaio de torção.....	151
FIGURA 5.3 - Instrumentação Preliminar, Primeira fase.....	152
FIGURA 5.4 - Primeiros resultados de laboratório.....	153
FIGURA 5.5 - Resultados experimentais; protensão de 150 kN.....	154
FIGURA 5.6 - Placa E montada.....	155
FIGURA 5.7 - Placa ABCD montada.....	156
FIGURA 5.8 - Placa ortotrópica, quadrada, ensaio de torção: (a) Placa 0°                      (b) Placa + 45°.....	158
FIGURA 5.9 - Disposição de Carregamento na Placa 0°.....	162
FIGURA 5.10 - Arranjo de Ensaio, placa 0°.....	163

<b>FIGURA 5.11 - Disposição de carregamento na placa +/- 45°</b> .....	<b>164</b>
<b>FIGURA 5.12 - Arranjo das peças, placa + 45°</b> .....	<b>165</b>
<b>FIGURA B.1 : Configurações das Molas Belleville :</b>	
(a) disco simples.	
(b) discos em paralelo.	
(c) discos em série. ....	<b>240</b>
<b>FIGURA B.2 - Carga por Deslocamento das molas simples.</b> .....	<b>242</b>
<b>FIGURA B.3 - Carga por Deslocamento das molas em séries.</b> .....	<b>242</b>
<b>FIGURA B.4 - Ponte Merrills Bridge.</b> .....	<b>251</b>
<b>FIGURA B.5 - Detalhes de ancoragem das barras de protensão :</b>	
a) Detalhe Padrão	
b) Detalhe com os feixes de Mola Belleville. ....	<b>253</b>
<b>FIGURA B.6 - Planta de Instrumentação para a Merrills Bridge.</b> .....	<b>255</b>
<b>FIGURA B.7 - Detalhes da célula de carga.</b> .....	<b>256</b>
<b>FIGURA B.8 - Instalação da célula de carga nas ancoragens :</b>	
a) sem os conjuntos de molas	
b) com os conjuntos de Molas Belleville. ....	<b>257</b>
<b>FIGURA B.9 - Programação do Sistema de Monitoração à Distância.</b> .....	<b>260</b>
<b>FIGURA C.1 - Tabuleiro FPL e suas configurações de ensaio (sem e com perfis "C").</b> ....	<b>271</b>
<b>FIGURA C.2 - Gráfico comparativo dos valores encontrados em estudos anteriores, <math>E_T</math>.</b> .....	<b>277</b>
<b>FIGURA C.3 - Gráfico comparativo dos valores encontrados em estudos anteriores, <math>G_{LT}</math>.</b> .....	<b>278</b>



<i>FIGURA C.4 - Esquema de carregamento para o estudo de torção de placa para determinação das constantes elásticas. ....</i>	<i>278</i>
<i>FIGURA C.5 - Planta da placa 0°. ....</i>	<i>280</i>
<i>FIGURA C.6 - Planta da placa +/- 45°. ....</i>	<i>280</i>
<i>FIGURA C.7 - Resultados de ensaio da placa 0°, deslocamento no centro, carga no canto. ....</i>	<i>281</i>
<i>FIGURA C.8 - Resultados de ensaio da placa +45°, deslocamento no centro, carga no canto. ....</i>	<i>281</i>
<i>FIGURA C.9 - Resultados de ensaio da placa -45°, deslocamento no centro, carga no canto. ....</i>	<i>282</i>
<i>FIGURA C.10 - <math>E_T</math> como função da tensão de protensão no tabuleiro. ....</i>	<i>283</i>
<i>FIGURA C.11 - <math>G_{LT}</math> como função da tensão de protensão no tabuleiro. ....</i>	<i>283</i>

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Valores dos Índices de Poisson. ....	29
TABELA 2.2 - Valores Comparativos. ....	30
TABELA 2.3 - Valores obtidos. ....	30
TABELA 2.4 - Valores Comparados. ....	31
TABELA 2.5 - Resumo de Valores para Cálculo. ....	34
QUADRO 4.1 : Classificação das rodovias. ....	111
QUADRO 4.2 : Fatores de Redução de Cargas. ....	114
QUADRO 4.3 : Número de faixas de Cálculo, OHBDC. ....	115
QUADRO 4.4 : Momento Longitudinal Inicial, $D_d$ (m). ....	119
TABELA 4.1 - Análise de Grelha de uma ponte, momentos e cortantes longitudinais. ....	138
TABELA 4.2 - Valores de D para Força Cortante Longitudinal, em metros, OHBDC. ....	141
TABELA 4.3 - Número Determinante de Faixas Carregadas, Esforço Cortante, OHBDC. ....	142
TABELA 4.4 - Rigidezes a Computar para análise de placa articulada. ....	145
TABELA 5.1 - Resultados da Classificação por Flexão. ....	157
TABELA 5.2 - Larguras medidas da Placa 0°. ....	161
TABELA 5.3 - Larguras medidas da Placa +/- 45°. ....	164

<i>TABELA 5.4 - Resultados de Ensaaios - Placa 0°</i> .....	165
<i>TABELA 5.5 - Resultados de Ensaaios - Placa -45°</i> .....	165
<i>TABELA 5.6 - Resultados de Ensaaios - Placa +45°</i> .....	165
<i>TABELA B.1 : Perda de altura em uma mola Belleville a partir da situação sem carregamento</i> .....	241
<i>TABELA B.2 - Perda de altura para séries de molas Belleville</i> .....	243
<i>TABELA C.1 - Resultados dos Ensaaios de Torção</i> .....	282

## LISTA DE ABREVIATURAS

ACA	- <i>Arseniato de Cobre em solução Amoniacal.</i>
CCA	- <i>Arseniato de Cobre Cromatado.</i>
CCB	- <i>Borato de Cobre Cromatado.</i>
DLA	- <i>Dynamic Load Allowance, Aceitação de Carga Dinâmica.</i>
ELU	- <i>Estado Limite Último.</i>
ELUt	- <i>Estado Limite de Utilização.</i>
LVL	- <i>Laminated Veneer Lumber, placa laminada longitudinal.</i>
MLC	- <i>Madeira Laminada Colada.</i>
MLP	- <i>Madeira Laminada Pregada.</i>
MLT	- <i>Madeira Laminada Tensionada.</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

<i>a</i>	- coeficiente da matriz de constantes elásticas.
<i>b</i>	- meia largura da placa ortotrópica; espessura de laminações.
<i>t</i>	- altura de peças de madeira.
<i>f</i>	- frequência de flexão da estrutura.
<i>r</i>	- eixo radial para a madeira, coordenadas cilíndricas.
<i>z</i>	- eixo logitudinal para a madeira, coordenadas cilíndricas; eixo transversal da placa, coordenadas cartesianas.
<i>x</i>	- eixo de tráfego, longitudinal da placa; coordenadas cartesianas.
<i>y</i>	- eixo transversal da placa; coordenadas cartesianas.
<i>w</i>	- deslocamento da placa (função $w(x,y)$ ).
<i>p</i>	- carregamento genérico da placa (função $p(x,y)$ ).
<i>s</i>	- desvio padrão.
<i>h</i>	- espessura da placa.
<b>L</b>	- eixo de referência anisotrópico para a madeira, longitudinal (na direção das fibras).
<b>R</b>	- eixo de referência anisotrópico para a madeira, radial (na direção dos raios).
<b>T</b>	- eixo de referência anisotrópico para a madeira, tangencial (perpendicular aos raios); número de caminhos-tipo diários.
<b>E</b>	- módulo de elasticidade longitudinal em um eixo.
<b>G</b>	- módulo de elasticidade transversal.
<b>D</b>	- rigidez de placa; fator de distribuição transversal de cargas.
<b>I</b>	- momento de inércia à flexão.
<b>J</b>	- momento de inércia à torção.
<b>H</b>	- metade da rigidez total torcional da placa.
<b>S</b>	- espaçamento entre vigas; coeficiente da matriz de constantes elásticas.
<b>M</b>	- momento fletor.
<b>V</b>	- força cortante.
<b>A</b>	- área; classe de via.
<b>N</b>	- número de veículos por dia; quantidade de vigas.
<b>B</b>	- classe de via.
<b>C</b>	- classe de via.
<b>W</b>	- peso do veículo-tipo; largura da faixa de tráfego.
<b>C<sub>r</sub></b>	- fator de ajuste para o parâmetro <b>D</b> .

$\phi$	- <i>escondidade; ângulo entre o eixo do apoio e a direção longitudinal.</i>
$\theta$	- <i>ordenada polar (sistema esférico de coordenadas; coeficiente de flexão adimensional.</i>
$\varepsilon$	- <i>deformação normal específica.</i>
$\gamma$	- <i>deformação tangencial específica.</i>
$\sigma$	- <i>tensão normal.</i>
$\tau$	- <i>tensão tangencial.</i>
$\alpha$	- <i>ângulo de rotação dos eixos nas placas de ensaio; coeficiente de torção adimensional.</i>
$\nu$	- <i>índice de Poisson.</i>
$\mu$	- <i>fator de correção.</i>
$\beta$	- <i>parâmetro adimensional de placa articulada.</i>
$\Delta$	- <i>variação percentual.</i>

## LISTA DE SIGLAS

<b>AASHTO</b>	- <i>American Association of State Highways and Transportation Officials.</i>
<b>ABNT</b>	- <i>Associação Brasileira de Normas Técnicas.</i>
<b>AITC</b>	- <i>American Institute of Timber Construction.</i>
<b>AREA</b>	- <i>American Railway Engineering Association.</i>
<b>ASCE</b>	- <i>American Society of Civil Engineers.</i>
<b>AUSTIM</b>	- <i>Australian - US Timber Bridge Program.</i>
<b>AWPA</b>	- <i>American Wood Preserves' Association.</i>
<b>CSCE</b>	- <i>Canadian Society of Civil Engineering.</i>
<b>DER/SP</b>	- <i>Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.</i>
<b>DNER</b>	- <i>Departamento Nacional de Estradas de Rodagem.</i>
<b>EESC</b>	- <i>Escola de Engenharia de São Carlos.</i>
<b>FHWA</b>	- <i>Federal Highway Administration.</i>
<b>FS-USDA</b>	- <i>Forest Service - United States Department of Agriculture.</i>
<b>LaMEM</b>	- <i>Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira.</i>
<b>LRFD</b>	- <i>Load and Resistance Factor Design.</i>
<b>MTO</b>	- <i>Ministry of Transportation of Ontario.</i>
<b>NBR</b>	- <i>Norma Brasileira Registrada.</i>
<b>NCHRP</b>	- <i>National Cooperative Highway Research Program.</i>
<b>NELMA</b>	- <i>Northeastern Lumber Manufactures' Association.</i>
<b>OHBDC</b>	- <i>Ontario Highway Bridge Design Code.</i>
<b>OMTC</b>	- <i>Ontario Ministry of Transportation and Communications.</i>
<b>SET</b>	- <i>Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos.</i>
<b>TBI</b>	- <i>Timber Bridge Initiative.</i>
<b>TBIRC</b>	- <i>Timber Bridge Information Resource Center.</i>
<b>TRB</b>	- <i>Transportation Research Board.</i>
<b>USP</b>	- <i>Universidade de São Paulo.</i>

**RESUMO**

*Esta tese apresenta o estudo dos sistemas construtivos, métodos de análise e cálculo de pontes de madeira com ênfase no estudo teórico e experimental de pontes de madeira protendidas, com a determinação de parâmetros elásticos para a utilização da espécie de madeira de reflorestamento eucalipto citriodora, fornecendo as diretrizes de projeto a serem seguidas.*



**ABSTRACT**

*This thesis present the study on many constructive and structural systems, methods of analysis and design of timber bridges with emphasis in the teoretical and experimental studies of prestressed timber bridges with the determination of elastic parameters to the utilization of reforestation specie Eucalyptus Citriodora, grown in Brazil and giving the guidelines for their design and construction.*

## 1. - SISTEMAS ESTRUTURAIS DE PONTES DE MADEIRA

### 1.1. DEFINIÇÕES

*As pontes são soluções estruturais para a transposição de obstáculos nas vias de transporte. Há exemplos de pontes para solução de gargalos em canais com cruzamento em desnível para as embarcações e de vias rápidas de acesso urbano sob aeroportos.*

*As pontes são mais comuns em rodovias e ferrovias e, por esta razão, atendem com mais frequência aos carregamentos destas vias. Outras interferências são diferenciadas como viadutos - as obras de transposição de obstáculos que não sejam cursos d'água - e neste os casos são mais abundantes, tanto para os carregamentos de rodovias e ferrovias quanto para pedestres e dutovias.*

*São definidas:<sup>1</sup>*

- *ponte : Construção destinada a ligar margens opostas de uma superfície líquida qualquer.*
- *viaduto : Construção destinada a transpor uma depressão de terreno ou servir de passagem superior.*

*As diretrizes para projeto de estruturas para transposição de tais obstáculos são as mesmas e gerais, razão pela qual estas estruturas serão aqui denominadas pontes.*

---

<sup>1</sup> *Ferreira, Aurélio B. de H. - Novo Dicionário da Língua Portuguesa - 1a. Edição (14a. reimp.)*

## **1.2. FORMAS ESTRUTURAIS DE PONTES**

### **1.2.1. Tabuleiro.**

*Sistema plano que recebe as solicitações do tráfego, transferindo-as ao resto da superestrutura. Em um bom projeto, o tabuleiro deve atuar como parte da superestrutura, absorvendo tensões resultantes da transferência de cargas na direção longitudinal; por exemplo, o tabuleiro pode atuar como mesa superior de uma viga principal; como parte do banzo superior de uma treliça; como tirante de um arco; como escora de equilíbrio do esforço no cabo de uma ponte pênsil auto-atirantada. Pode-se, porém, ter a necessidade de isolar o tabuleiro da estrutura principal, para se evitar deformações incompatíveis entre materiais diferentes que conduzam a concentração de tensões, levando o projeto a detalhes especiais de articulação.*

### **1.2.2. Escolha do tipo de superestrutura**

*A escolha do material e da forma estrutural para a superestrutura principal é um problema complexo e só pode ser resolvido considerando-se todos os fatores que afetam o projeto de cada ponte. A escolha é função do vão, sendo influenciada diretamente pela qualidade e custo dos materiais, condições e exeqüibilidade das fundações, geometria do tabuleiro (altura da superfície, traçado da via) e limitações impostas pelo local na execução da superestrutura.*

## **1.3. VARIEDADE DAS FORMAS**

### **1.3.1. Placa**

*O sistema de piso do tabuleiro é o elemento estrutural principal, responsável pela resistência global da superestrutura às solicitações de todos os tipos, transferindo-as à mesoestrutura.*

Há placas de diversas concepções. São seções transversais características:

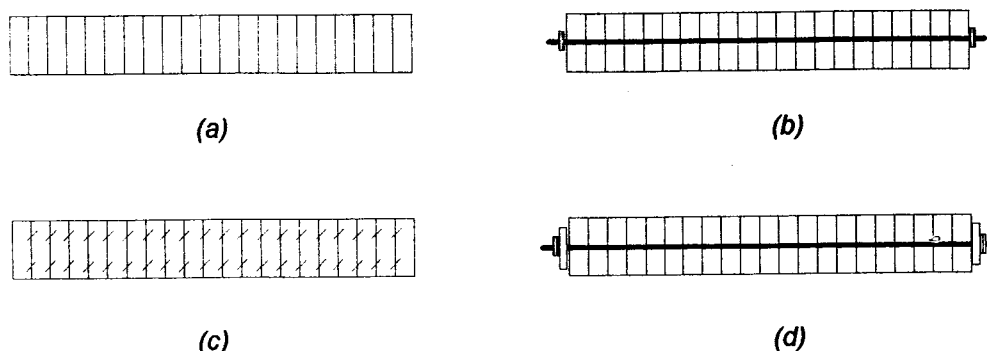


FIGURA 1.1 - Placas de madeira maciça

(a) madeira laminada colada.

(b) madeira laminada atirantada (passiva) e colada.

(c) madeira laminada pregada; há pregos de topo e lateralmente, interconectando as vigas.

(d) madeira atirantada (ativa), não colada.

Destas formas básicas podem ser feitas muitas variações e combinações.

### 1.3.2. Vigas

O sistema de piso do tabuleiro arranja os travamentos superiores sem, efetivamente, resistir às solicitações globais da superestrutura. As vigas podem ser unicamente longitudinais ou estarem dispostas longitudinal e transversalmente. São seções transversais típicas:

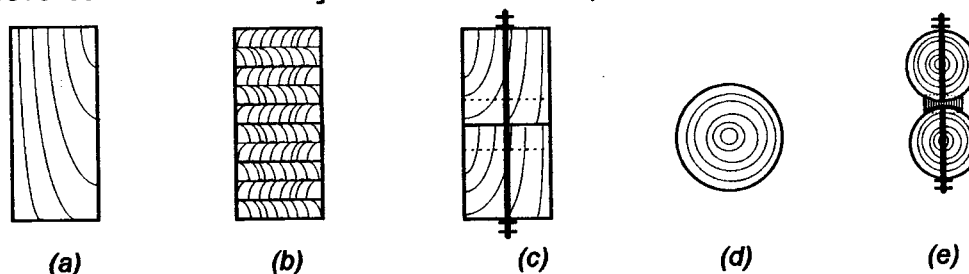


FIGURA 1.2 - Vigas de madeira maciça:

(a) Madeira serrada em bruto.

(b) Madeira laminada colada.

(c) Madeira serrada, solidarizada por tarugos ou anéis metálicos e parafusos.

(d) Postes.

(e) Postes combinados, solidarizados por anéis metálicos ou tarugos e parafusos.

Arranjos adicionais podem ser feitos para aumentar a altura das seções utilizando-se chapas de compensado, de laminado ou de fibras :

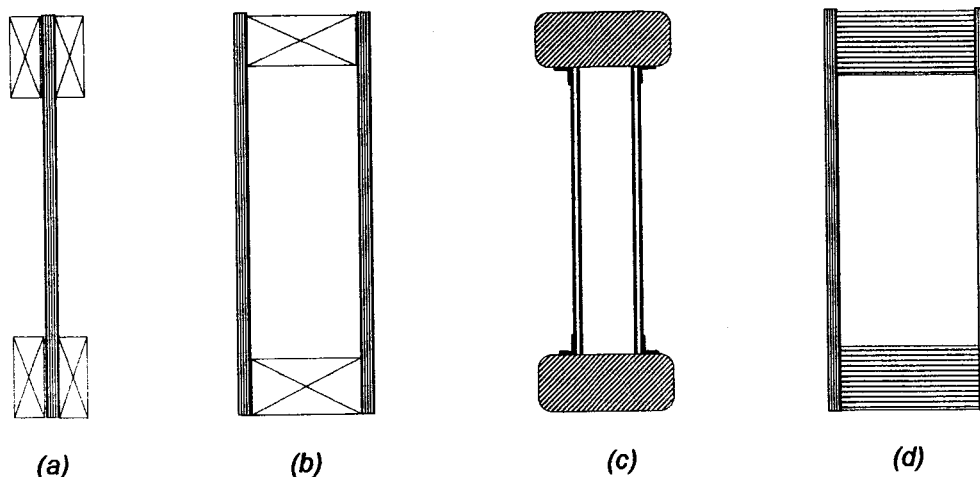


FIGURA 1.3 - Vigas de seção composta:

- (a) Vigotas de madeira serrada, coladas a uma placa de compensado ou laminado.  
 (b) Vigas de madeira serrada, coladas ou pregadas a duas placas (caixão).  
 (c) Vigas intertravadas por chapas duras de fibra ou laminado, e coladas.  
 (d) Vigas de madeira laminada colada fechadas por placas de compensado (caixão).

Um sistema combinado implica em se distribuir o carregamento, responsabilizando-se o tabuleiro pela rigidez transversal da placa e as vigas longitudinais mais o tabuleiro pela rigidez longitudinal. É denominado placa sobre vigas, comportando-se de modo bastante semelhante às grelhas ortogonais.

Um sistema de grelha composto de vigas de madeira é aplicado com sucesso em pisos de pontes com dois arcos ou treliças longitudinais principais, onde vigas longitudinais apóiam-se sobre as vigas transversais : é a grelha simples, sem a compensação pelas vigas dos esforços de torção.

A grelha propriamente dita, com as vigas no mesmo plano de trabalho (longitudinais e transversais), com resistência à torção e tabuleiro com vigas longitudinais, transversais, ou misto, em madeira, é bastante aplicada

quando se dispõe de madeira laminada colada, e adaptam-se muito bem quando há esconsidade (não perpendicularidade entre apoios e vigas longitudinais) na geometria da planta da ponte. Também é possível o uso de travessas de postes roliços e/ou com vigas de seção composta (como mostrado nas figuras acima) de modo a enrijecer o conjunto; as transversinas funcionam como diafragmas na contenção lateral das almas das vigas e servem para o apoio do tabuleiro entre as vigas longitudinais.

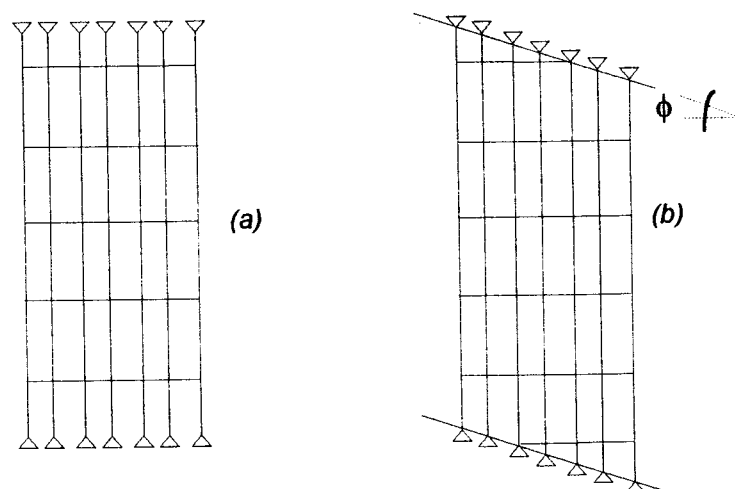


FIGURA 1.4 - Grelhas Ortogonais : (a) Planta ortogonal.  
(b) Planta com esconsidade ( $\phi$ ).

Um outro sistema combinado implica em utilizar-se duas placas unidas por vigas, formando uma placa vazada, se de pequena altura, ou em viga de seção celular, de várias células, se de altura maior.

Vigas de grande altura, vazadas e longitudinais também são encontradas em pontes de madeira (Viga Vierendeel), mais citadas como pórticos ou casos especiais de treliça.

### 1.3.3. Pórticos

Sistemas com aplicação de pórticos (cavaletes, escoras) são restritos a médios vãos, como reforços às vigas. São estruturas típicas :

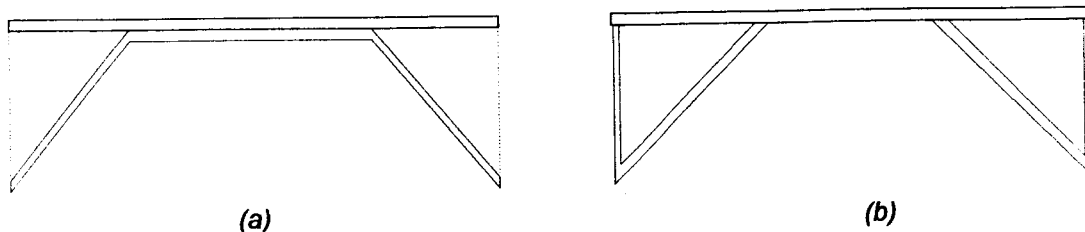


FIGURA 1.5 - Pórticos longitudinais: (a) Pórtico acrescentado às vigas.  
(b) Pórtico escorado.

#### 1.3.4. Treliças

Uma treliça é um conjunto de barras retas compondo triângulos e articuladas entre si. Uma treliça tem as seguintes características :

- (a) OS EIXOS de todos os elementos são retos e concorrentes nos nós ou juntas;
- (b) A TRELIÇA propriamente dita é carregada somente nos nós.

São as forças axiais, nos elementos de treliça, que resistem principalmente às cargas aplicadas. Os momentos fletores são pequenos e têm efeito muito reduzido nas forças axiais necessárias ao equilíbrio, embora teoricamente os momentos fletores em todos os elementos devessem ser nulos, pois os elementos seriam articulados sem atrito em todos os nós. Na prática, a maioria dos elementos são conectados rigidamente nas juntas. Porém, o valor dos momentos fletores nos elementos é pequeno, sendo controlado pelas dimensões da treliça, por técnicas de fabricação, pré- montagem e montagem final.

Uma treliça plana pode ser considerada como uma viga de grande altura, onde as mesas de uma seção I "jumbo" fossem substituídas por um sistema aberto de elementos de alma. Em certos casos, deve-se empregar treliças em lugar de vigas de alma cheia :

- uma viga reta simplesmente apoiada ou contínua no tabuleiro de uma ponte pênsil enrijecida;
- uma ponte com viga atirantada;
- um arco (mesmo em combinação : arco treliçado).

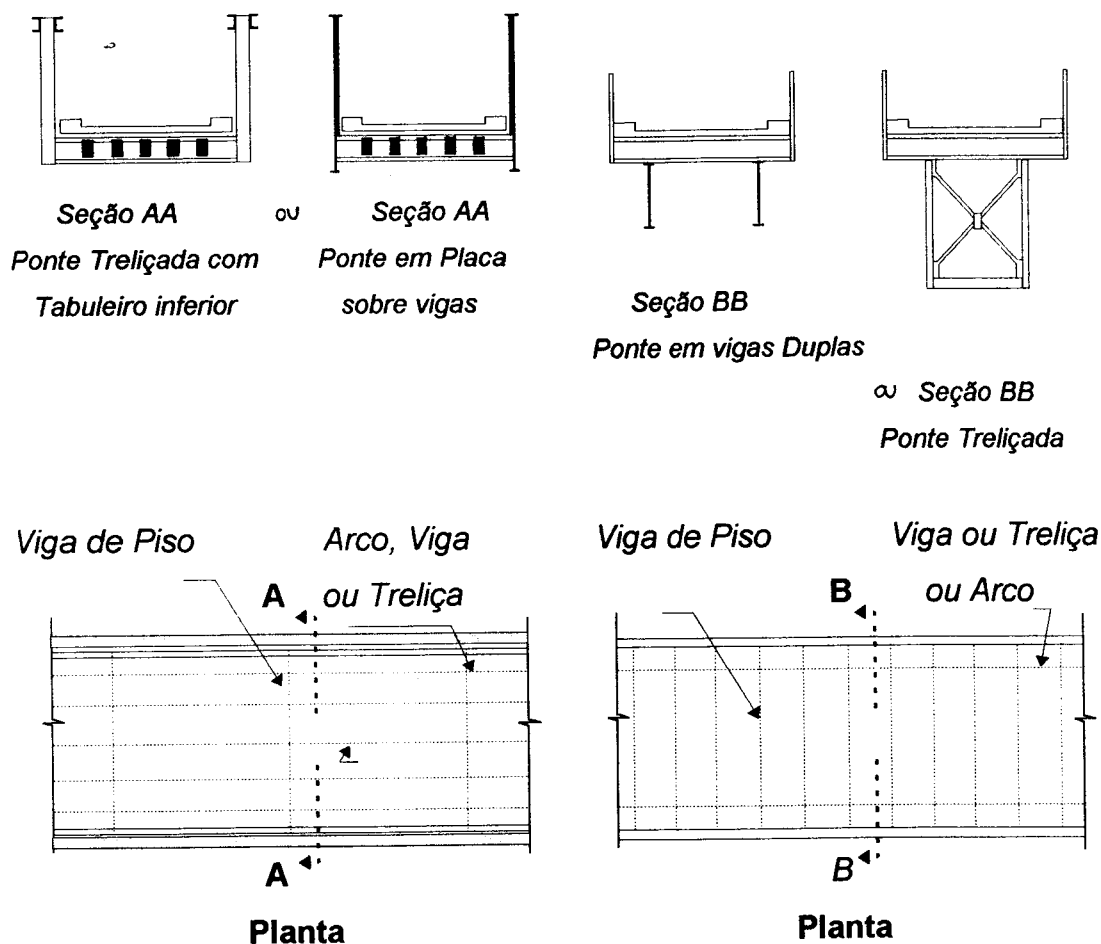


FIGURA 1.6 - Configurações das pontes em treliça:

(a) Treliça ou Arco Treliçado apóiam o piso no plano inferior.

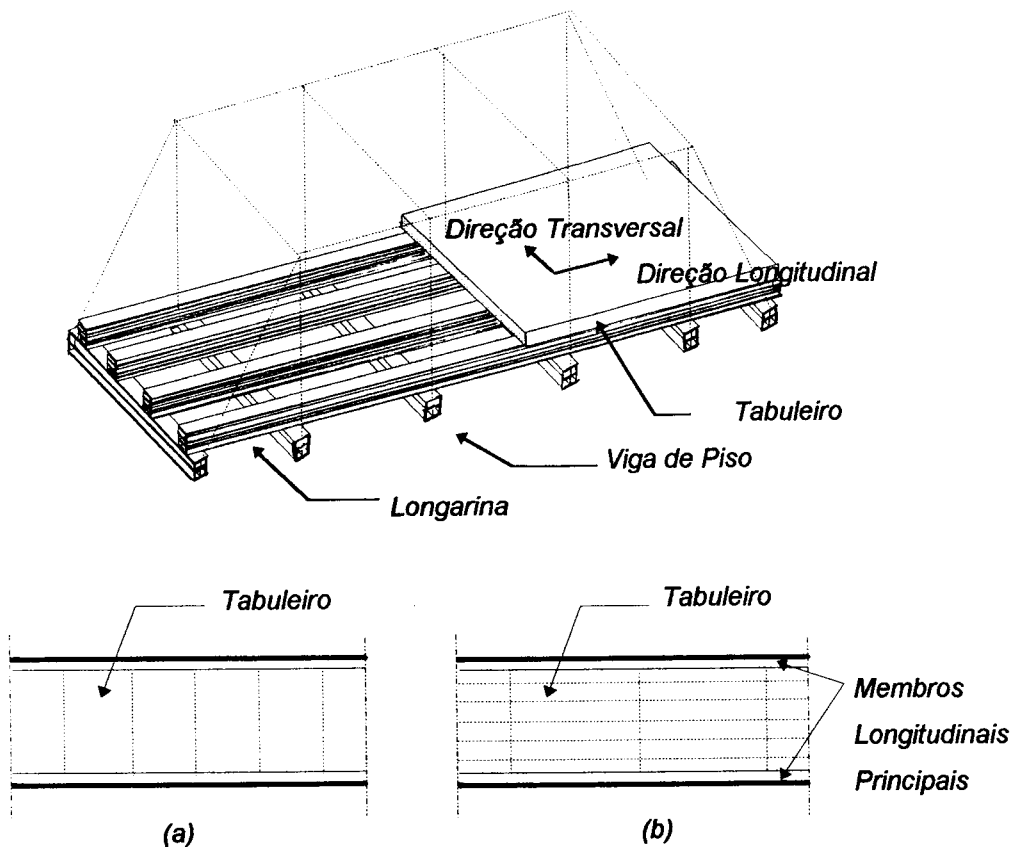
(b) Viga Treliçada, Treliça ou Arco Treliçado apóiam o piso no plano superior.

Uma ponte completa em treliça tem os seguintes componentes :

- I. Uma laje de tabuleiro, apoiada em
- II. longarinas , que por sua vez se estendem entre as
- III. transversais nos pontos de nós das
- IV. duas treliças longitudinais principais.



- V. Há o contraventamento horizontal nos planos dos banzos, transmitindo cargas horizontais transversais aos
- VI. contraventamentos verticais extremos e daí aos
- VII. pilares.
- VIII. Além disso deve existir contraventamentos verticais intermediários.

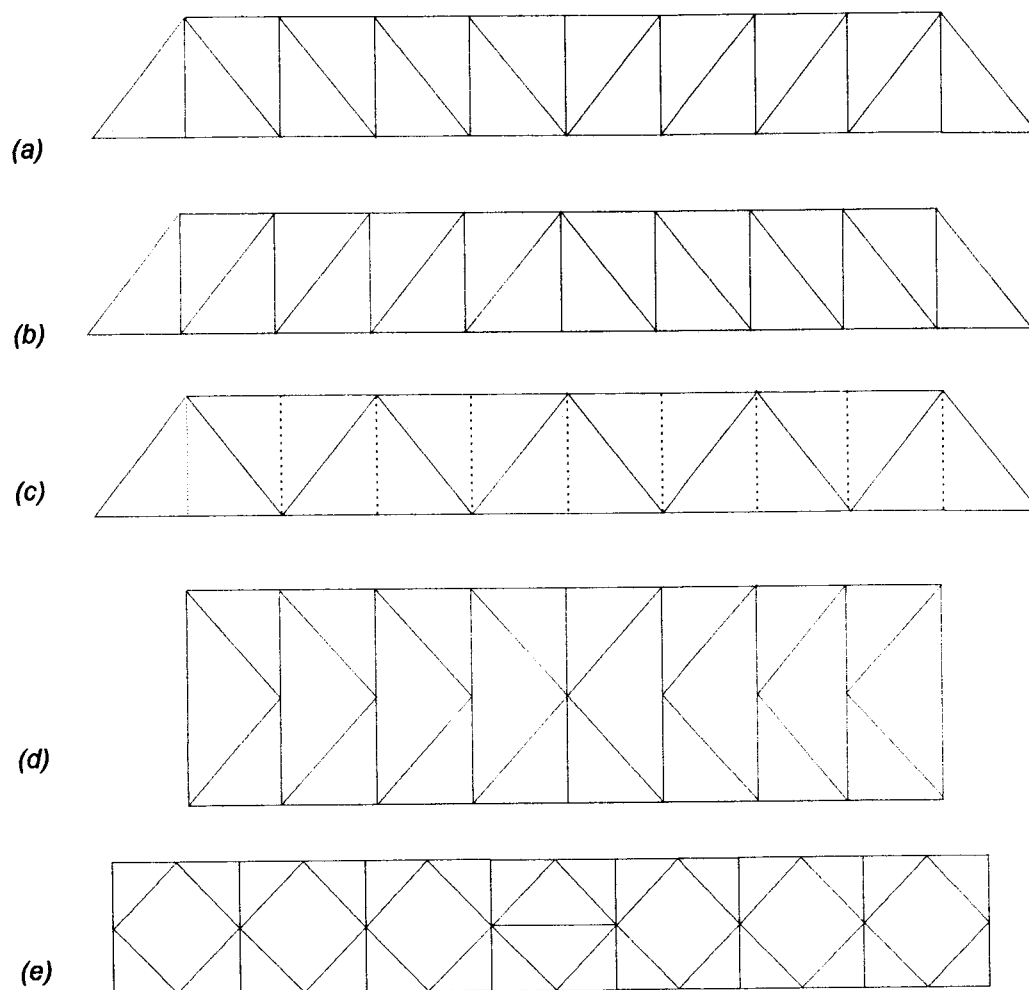


**FIGURA 1.7 - Componentes das pontes em treliça:**

- (a) tabuleiro contínuo, longitudinal, apoiado em vigas de piso transversais;
- (b) tabuleiro contínuo, transversal, apoiado em vigas longitudinais que se apoiam em treliças ou vigas transversais.

Os contraventamentos verticais intermediários auxiliam na distribuição das cargas transversais ao sistema lateral e são úteis durante a construção, mantendo em esquadro a estrutura principal enquanto incompleta.

As formas de treliças planas mais importantes são :



**FIGURA 1.8 - Formas mais comuns de treliças para pontes:**

- (a) PRATT.**
- (b) HOWE.**
- (c) WARREN.**
- (d) K- Contraventado.**
- (e) Sistema Contraventado em Losangos.**

*Uma variável importante no projeto das treliças é sua altura, determinante no fator economia. Usualmente a altura da treliça é fixada como uma fração do vão, fazendo variar proporcionalmente a altura à medida em que o vão cresce. Para que o tabuleiro se apóie adequadamente, pode ser necessário subdividir os painéis, de acordo com a posição do tabuleiro :*

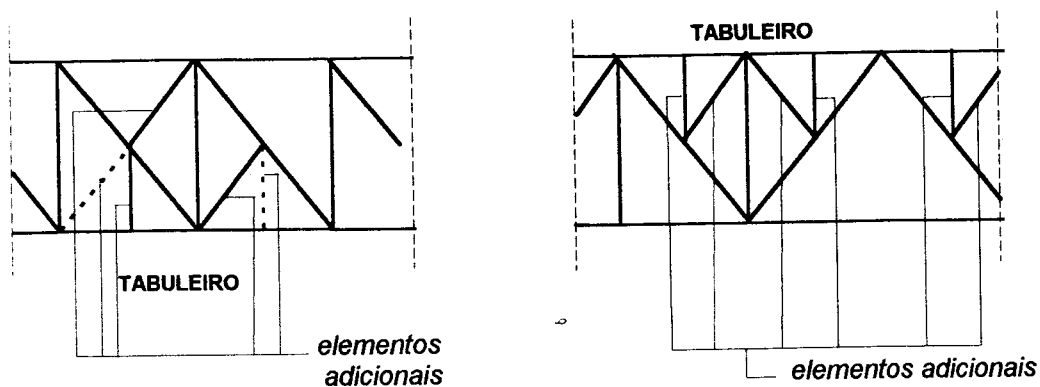


FIGURA 1.9 - Enrijecimentos dos painéis de treliças para apoio do tabuleiro:

- (a) Tabuleiro superior;
- (b) Tabuleiro inferior.

Certos arranjos de vigas de alma cheia comportam-se como treliças, que podem ser idealizadas como uma treliça reticulada:

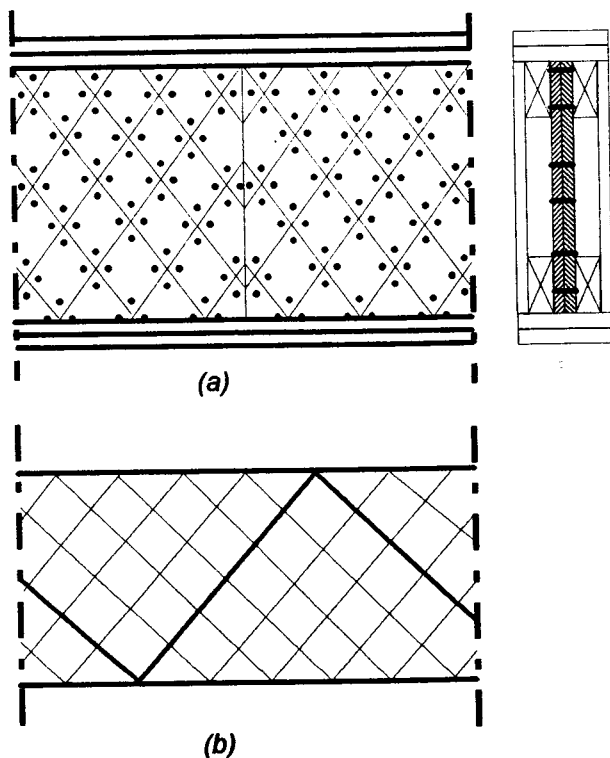


FIGURA 1.10 - Vigas de seção composta, pregadas:

- (a) Disposição construtiva - Elevação e Seção transversal;
- (b) Idealização como treliça generalizada.

### 1.3.5. Arcos

Um arco é uma barra de eixo curvo onde as cargas são posicionadas entre os seus apoios e são transmitidas para eles principalmente pelas forças axiais que o comprimem.

Para um determinado carregamento, a forma do arco pode ser escolhida de modo a evitar qualquer momento fletor. Para as cargas verticais, para baixo, esta forma será côncava para baixo. Se as cargas forem concentradas, o arco ideal toma um aspecto poligonal. Se as cargas forem distribuídas, o arco toma a forma curva. A forma clássica do arco é a constituída pela nervura curva, que vai de encontro a encontro, que fornecem as reações de apoio cujas componentes horizontais são fundamentais para a ação do arco.

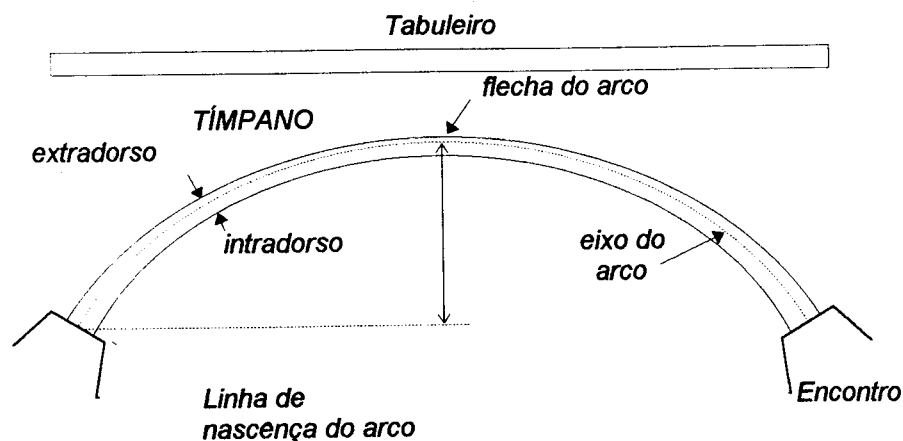


FIGURA 1.11 - Nomenclatura dos elementos da ponte em arco.

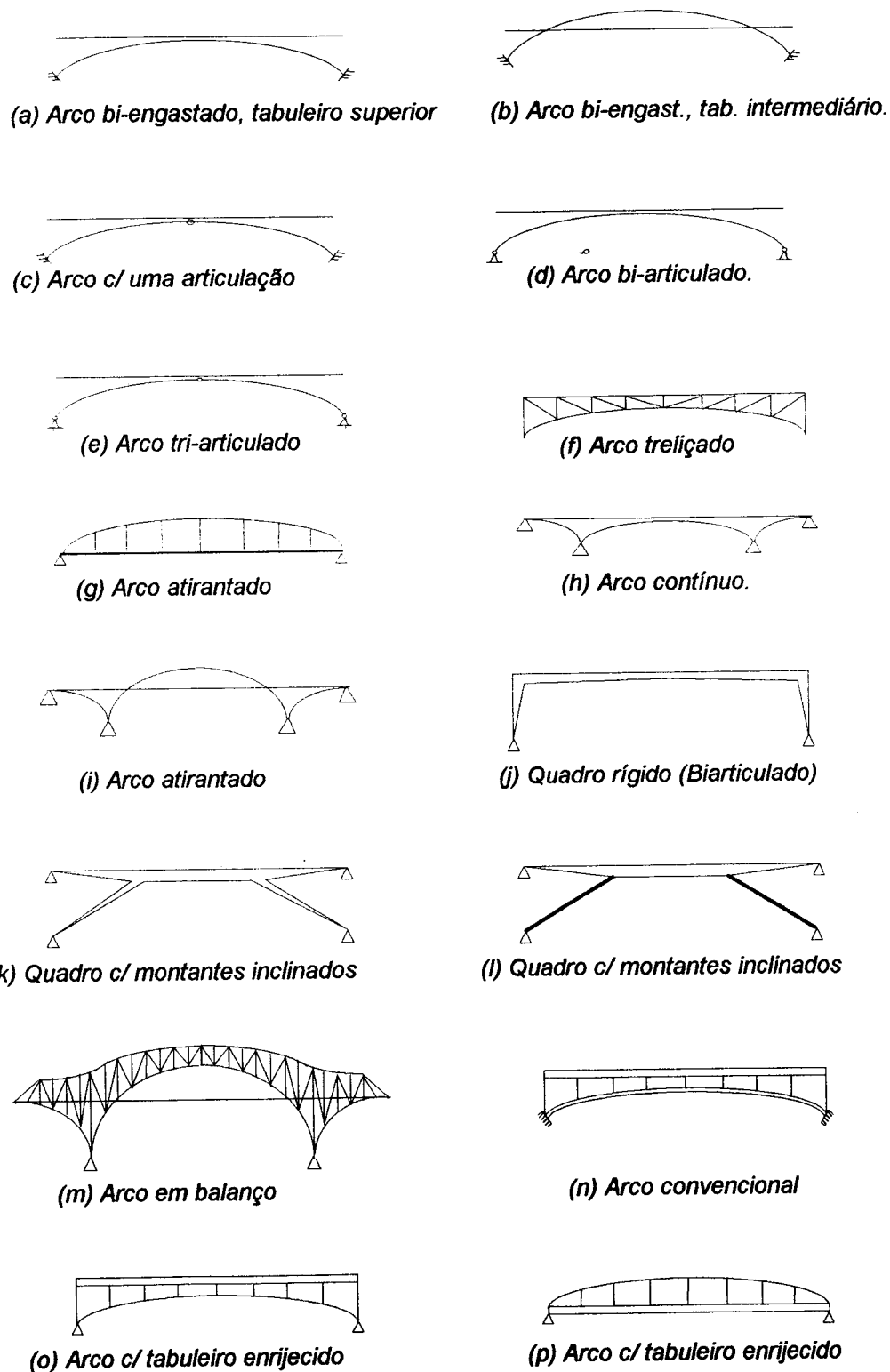


FIGURA 1.12 - Tipos de ponte em arco.

*A linha do arco é geralmente conformada para receber a carga permanente sem momentos fletores. Esta carga é então chamada de carga de forma. Se a carga de forma for grande, a carga móvel se torna, essencialmente, uma perturbação aplicada a um elemento comprimido. Deve-se, pois, obrigatoriamente usar a teoria da deformação no cálculo. Imperfeições iniciais da forma do arco podem ter efeitos muito importantes.*

*A forma do arco visa reduzir os momentos fletores na superestrutura, devendo apresentar economia de material quando comparada com a equivalente viga reta ou treliça simplesmente apoiada.*

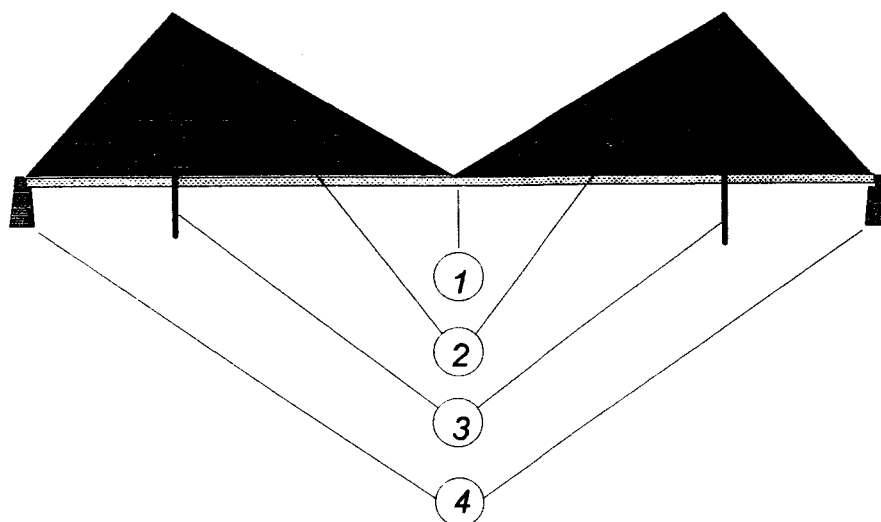
*Esteticamente, o arco pode ser o tipo de ponte de maior sucesso. O homem parece considerar a forma em arco harmoniosa e expressiva. A forma curva é quase sempre agradável.*

### **1.3.6. Estruturas suportadas por cabos**

*São distinguidas pela capacidade de suplantar grandes vãos; são competitivas para vãos no intervalo de 50m a 1500m.*

*A imensa maioria de todas as pontes suportadas por cabos pode ser dividida em quatro componentes principais :*

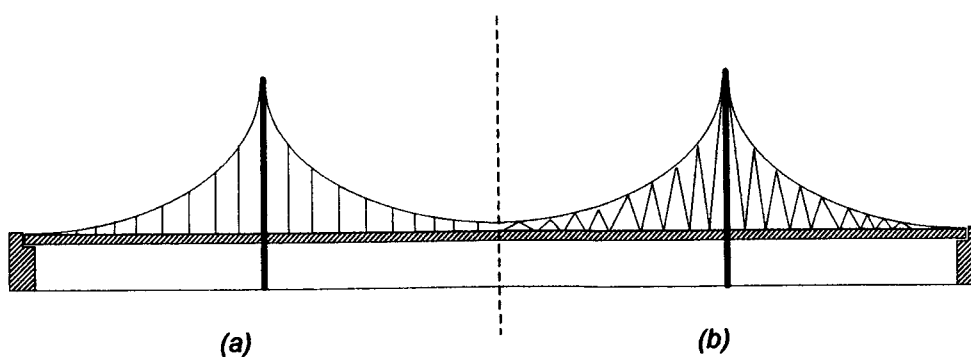
- 1. Viga ou Treliça de Rigidez, com o tabuleiro.*
- 2. Sistema de cabos que suporta a base rígida.*
- 3. Torre ou pilastra suportando o sistema de cabos.*
- 4. Bloco ou pilar de ancoragem, suportando vertical e/ou horizontalmente os cabos.*

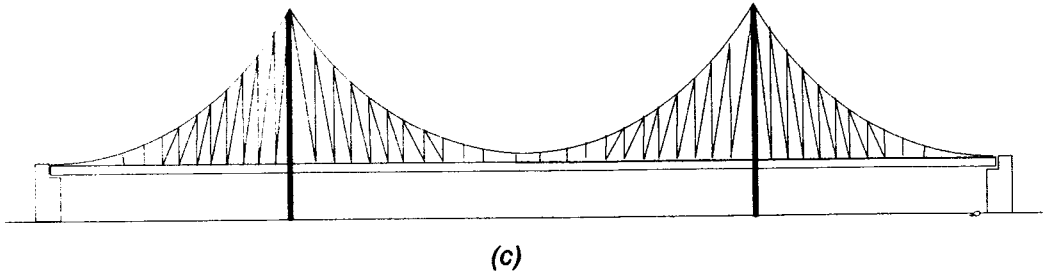


**FIGURA 1.13 - Componentes da ponte suportada por cabos:**

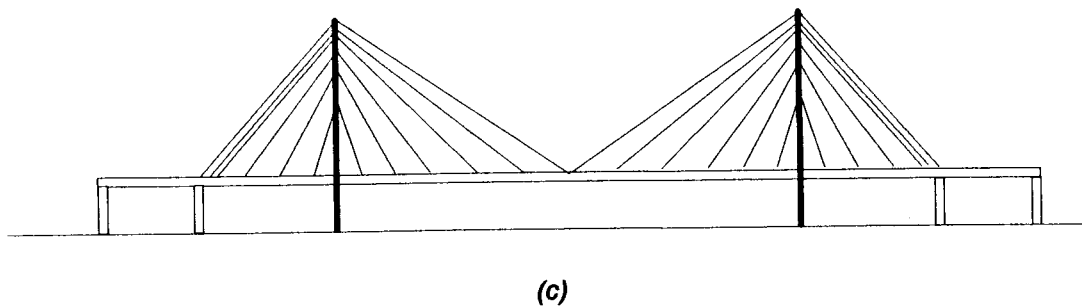
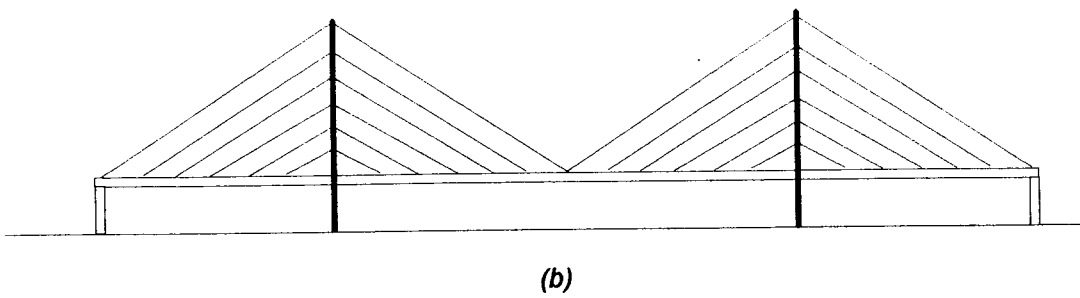
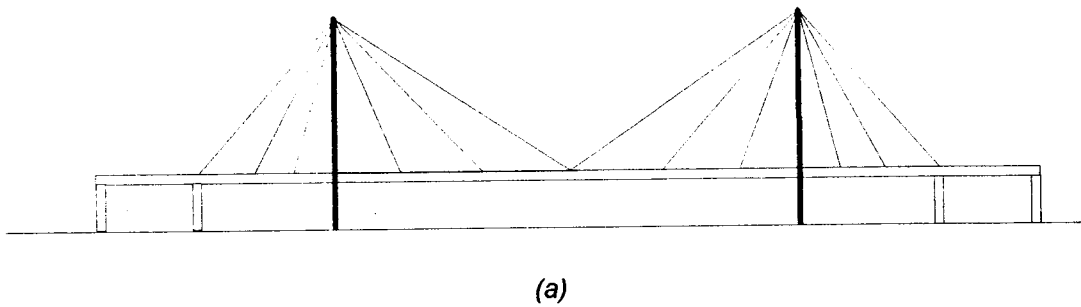
1. Viga ou treliça de rigidez longitudinal
2. Sistema de cabos que suporta a base
3. Torre, que apóia os cabos
4. Ancoragem para suporte vertical e/ou horizontal dos cabos

Os diferentes tipos destas pontes se caracterizam pela configuração do sistema de cabos. O sistema pênsil compreende um cabo principal parabólico e cabos pendurais verticais ou ligeiramente inclinados, conectando a viga de rigidez ao cabo principal; geralmente há dois cabos principais paralelos. O sistema de cabos estaiados contém cabos retos conectando a viga de rigidez à torre; no sistema em leque, todos os cabos irradiam do topo da torre; no sistema em harpa os cabos são paralelos. Podem-se usar sistemas intermediários.





**FIGURA 1.14 - Ponte Pênsil:** (a) Pendurais verticais.  
 (b) Pendurais inclinados.  
 (c) Suspensão combinada.



**FIGURA 1.15 - Ponte Estaiada:** (a) Sistema em leque, puro;  
 (b) Sistema em harpa;  
 (c) Sistema em leque, modificado.



As pontes suportadas por cabos mais comuns são as que apresentam três vãos sendo um vão central maior ladeado por dois vãos menores. Em certos casos, porém têm sido empregadas pontes estaiadas com dois vãos, assimétricos; em outros casos, a suspensão ocorre em um vão e os cabos são ancorados sem compartilhar a resistência em vãos adjacentes, tornando a estrutura uma viga de rigidez contínua parcialmente suspensa ou somente pênsil de um vão.

Pontes com vãos múltiplos têm sido construídas em poucos casos. A ponte Seto Ohashi, no Japão, é uma estrutura alternadamente disposta estaiada e pênsil, com cabos auto-ancorados e aterrados parcialmente, para dificultar a propagação de ondas elásticas através da estrutura, e tem cerca de 9400m no total. No sistema auto-ancorado, a componente horizontal da força realizada nos cabos é transferida para a viga (ou treliça) de rigidez enquanto a componente vertical é transferida para ao pilar de ancoragem. Já no sistema aterrado, as forças horizontal e vertical são ambas descarregadas no bloco de ancoragem.

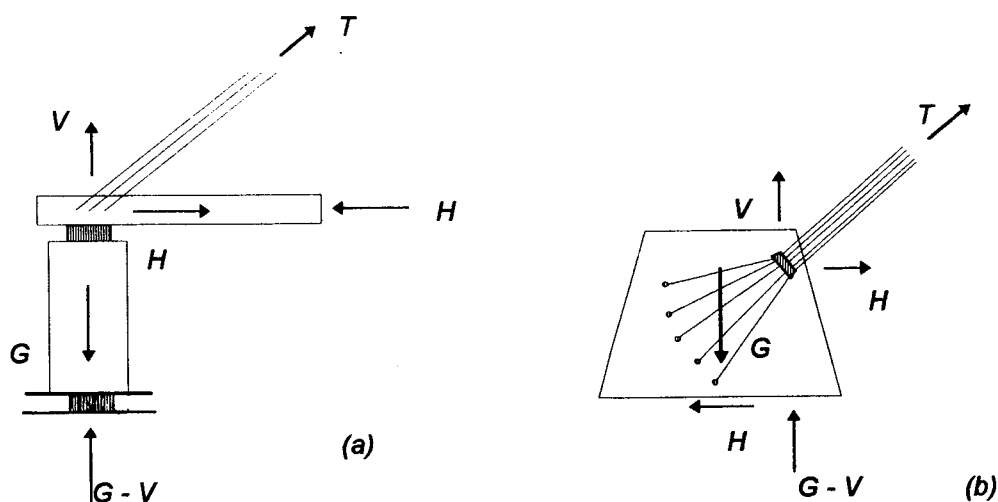


FIGURA 1.16 - Sistemas de ancoragem: (a) auto-ancorado; (b) aterrado.

A prática atual consagra o sistema auto-ancorado em pontes estaiadas e o sistema aterrado em pontes pênsis, mas ambos os sistemas de ancoragem aplicam-se às pontes pênsis e estaiadas.

Na direção transversal destas pontes varia bastante a disposição dos cabos. O arranjo mais generalizado é o de dois planos paralelos de cabos suportando a viga de rigidez ao longo das bordas livres da ponte. Este arranjo é encontrado tanto nas pontes pênséis como estaiadas e a armação de enrijecimento é suportada verticalmente e torcionalmente pelos cabos.

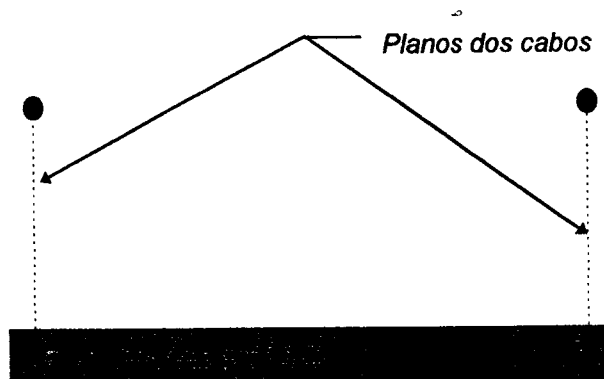


FIGURA 1.17 - Sistema com dois planos verticais contendo cabos paralelos longitudinais.

Nos casos em que houver balanços laterais a intensidade das cargas é preponderante na determinação da resposta da estrutura. Por exemplo, pontes com ferrovias na parte central e rodovias nas faixas externas podem requerer que os cabos fiquem na área mais central, pois do contrário os esforços de flexão da viga seriam bastantes elevados; em contrapartida, a resistência torcional oferecida pelo sistema de cabos se reduz drasticamente. A disposição mais moderada dos planos dos cabos transversalmente é encontrada em pontes com passagens protegidas nas laterais, especialmente para pedestres :

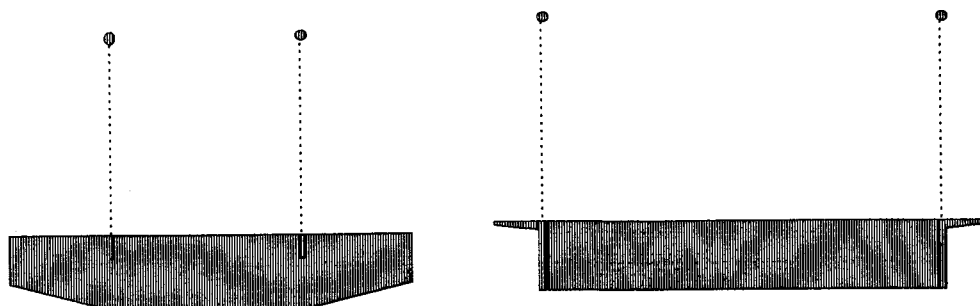


FIGURA 1.18 - Sistemas de dois cabos planos: (a) posicionados entre vias de tráfego; (b) posicionados externamente às vigas.

A colocação de mais de dois planos paralelos de cabos é viável ainda hoje pois reduzirá substancialmente a quantidade de material exigido para transmissão transversal das cargas na estrutura. Já foi executado em algumas grandes pontes pênséis deste século.

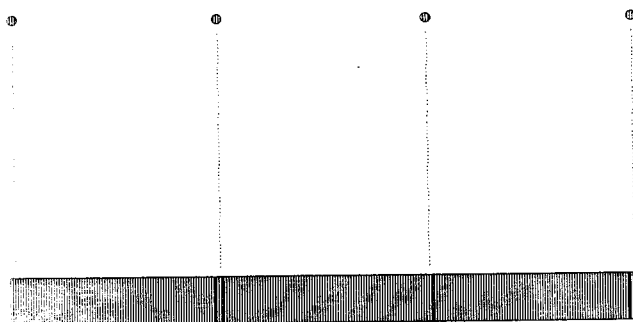


FIGURA 1.19 - Sistemas de quatro cabos em planos paralelos.

Um único plano de cabos pode ser visto em certas pontes estaiadas e este arranjo é tal que a viga de rigidez é suportada apenas verticalmente ao longo do vão entre torres, cabendo à viga efetivamente transmitir os momentos de torção através de uma caixa rígida, de considerável rigidez torcional.

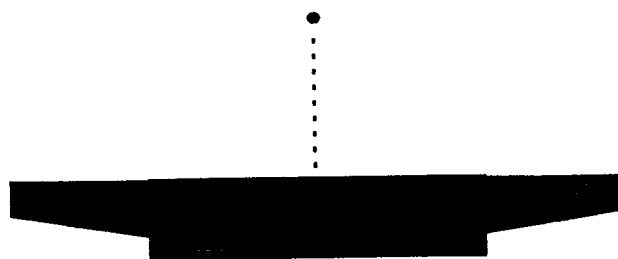


FIGURA 1.20 - Sistema com um único plano de cabos, central.

Cabos planos inclinados fixados nas bordas do assoalho da ponte, convergindo no alto são encontrados em pontes estaiadas com torres em forma de "A". Nesta disposição, a viga de enrijecimento é suportada vertical e torcionalmente pelo sistema de cabos.

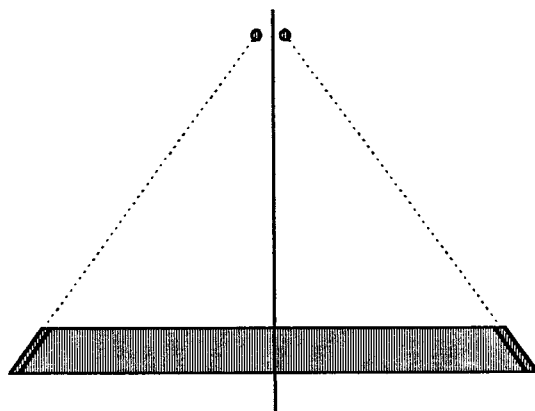


FIGURA 1.21 - Sistema com dois planos inclinados de cabos.

Como observação geral, a mais alta eficiência da sustentação por cabos é obtida quando eles têm função resistente vertical e torcional. Por esta razão é que se deve projetar uma ponte pênsil ou estaiada com dois ou mais planos de cabos fixados nas bordas livres do tabuleiro da ponte na armação de rigidez (viga ou treliça).

## 2. - A MADEIRA COMO MATERIAL ESTRUTURAL

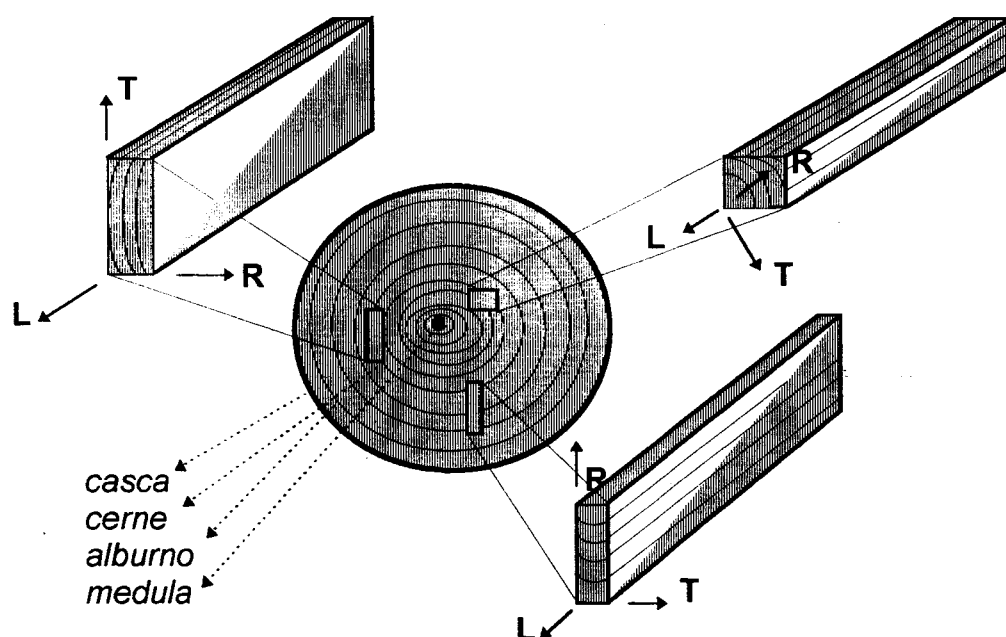
### 2.1. INTRODUÇÃO

*A aplicação estrutural da madeira, para ser bem realizada, requer conhecimento da gênese, constituição e arranjo do material. A madeira é um polímero natural, polissacarídeo, produzido pelas árvores vivas através da fotossíntese.*

*Este açúcar especial se dispõe em fibras com enorme variedade de arranjos, transpondo a grande diversidade da natureza em combinações microestruturais únicas, fazendo a impressão digital da espécie, que é recurso de grande valor para a identificação. Desta forma, em gênero e espécies diferentes há características de microestrutura intensamente diferentes, mas as características se mantêm entre indivíduos da mesma espécie vegetal. Os elementos principais componentes da madeira são vasos, traqueídes, poros resiníferos em espécies de coníferas, e vasos, fibras, raios medulares e parênquima em espécies de dicotiledôneas.*

*No aspecto macroestrutural há intensas variações, mesmo em indivíduos da mesma espécie. As causas destas variações são diversas : clima, solo, disponibilidade de água, velocidades de crescimento. As propriedades da madeira, resultantes de um processo de polimerização descontínuo na árvore, são não-homogêneas e apresentam valor mais significativo na direção correspondente ao eixo de crescimento da árvore.*

*Pode-se analisar uma árvore através da representação de seu tronco em um sistema cilíndrico de eixos de referência. Como as fibras dispõem-se longitudinalmente ao tronco, pode-se dizer que elas se dispõem transversalmente ao longo de anéis anuais de crescimento da árvore, direções radial e tangencial. Considerando-se que o tronco se alarga, a fronteira viva do material lenhoso tem circunferência cada vez maior, deixando o círculo interno para preenchimento com reservas de energia e aumentando a resistência mecânica do tronco.*



**FIGURA 2.1** - Corte esquemático do tronco da árvore mostrando as posições de anisotropia e eixos de referência : L, longitudinal; R, radial; T, tangencial, em vigas resultantes do desdobro do tronco.

*Durante o crescimento da árvore as fibras se desenvolvem com fototropismo positivo, portanto, preferencialmente no sentido de L, e à medida que a altura aumenta, alarga-se diametralmente, preenchendo os poros do albarno na região mais interna, adensando-o.*

*Após o corte da árvore o cerne é a região aproveitável em desdobro da madeira. Deixando de ser um organismo vivo, a ciclagem natural de nutrientes entra em ação, tentando biodegradar a madeira. Por este motivo,*

*quando se aplicar estruturalmente a madeira deve-se pensar sempre em "madeira tratada".*

## **2.2. PRESERVAÇÃO DA MADEIRA PARA USO EM PONTES**

*- A aplicação das madeiras em pontes, de maneira geral, requer:*

- Permanência da estrutura em serviço com baixa manutenção;*
- estabilidade construtiva;*
- resistência às variações do tempo, do tráfego e do ambiente.*

*Desta forma é essencial o tratamento preservativo da madeira para que a estrutura seja durável, esteticamente agradável, funcional e ofereça rigidez às condições de uso.*

*O tratamento preservativo em base oleosa deve ser recomendado em primeiro lugar pois não induz a madeira a fendilhar-se. O auxílio à estabilidade dimensional da madeira é extremamente eficaz, fazendo com que a estrutura não apresente movimentos gerados pela flutuação do teor de umidade do ambiente - e, conseqüentemente, do teor de umidade de equilíbrio da madeira. Tais movimentos podem ser não uniformes, causando distorções diferenciais na estrutura, mais prejudiciais do que a variação das propriedades de resistência e elasticidade da madeira na estrutura.*

*Os tratamentos preservativos principais em base oleosa são: creosoto, pentaclorofenol e naftenato de cobre. Podem ser aplicados em autoclave e em processos de difusão. Apesar de apresentarem instabilidade inicial devido à lenta estabilização do material tratado com o ambiente (exsudação), têm grande fixação às paredes mas não as alteram.*

*Os tratamentos em base aquosa podem ser adotados em segundo lugar. Os principais tratamentos são: CCA (cobre, cromo, arsênio), CCB (cobre, cromo, boro), ACA (amônia, cobre, arsênio).*

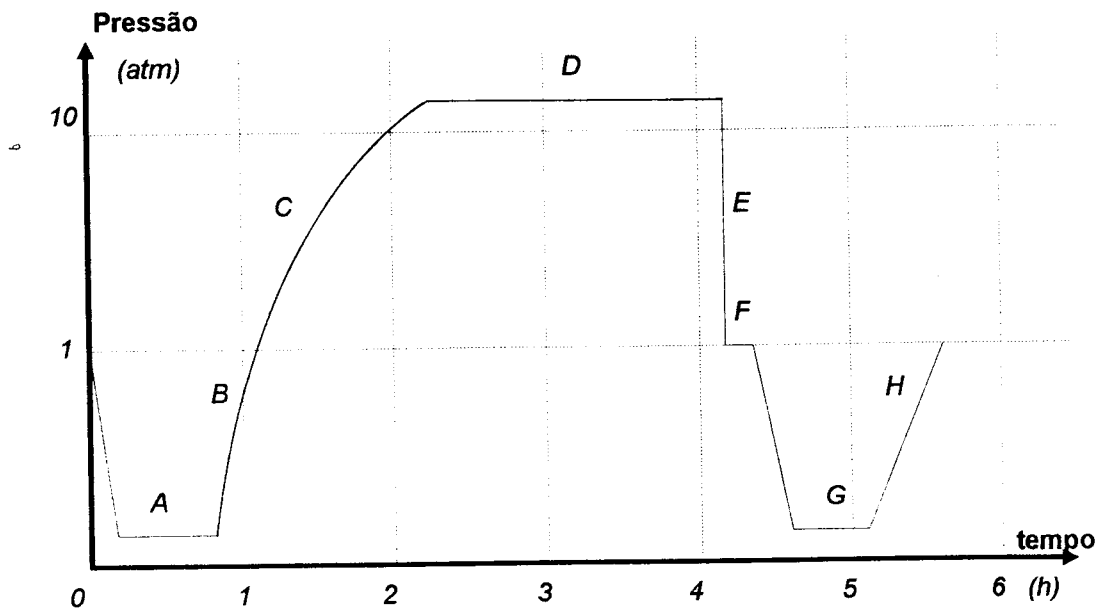
No caso de adoção de tratamentos hidrossolúveis, a exequibilidade das pontes protendidas foi motivo de pesquisa desenvolvida por CACCESE et al (1991) no Maine (EUA), recomendando a utilização de feixes de molas em série com as barras de tensionamento para compensar as variações na força de protensão devidas à flutuação do teor de umidade do tabuleiro. Este trabalho constitui o ANEXO B desta tese.

O processo de fixação dos preservativos hidrossolúveis à parede celular é bastante rápido, razão pela qual recomenda-se sempre que o tratamento seja feito à pressão e em unidades industriais. Por reagir com a parede celular com grande poder inseticida (devido ao arsênio) e fungicida (devido ao cobre), a diferença entre os agentes de difusão se deve à maior facilidade que se pode encontrar para preencher os poros da madeira. De um modo geral, o boro é o elemento que apresenta maior compatibilidade com as fibras tornando a madeira mais permeável ao tratamento, auxilia a migração do preservativo ao longo de um gradiente de umidade dentro da madeira, é tóxico à maioria dos agentes de biodeterioração, porém pouco tóxico a mamíferos, sem causar problemas à usinagem, corrosão de metais, alteração do odor e da cor. Isoladamente, os boratos devem ser um tratamento prévio para as madeiras a usar em estruturas de pontes, que deve ser seguido de um tratamento adicional e complementar. Para aplicação em águas salinas, requer-se o tratamento com CCA preferencialmente aos oleossolúveis devido à toxicidade especial do tratamento aos perfuradores marinhos (limnoria e teredo); as estruturas de madeira tratadas com pentaclorofenol e creosoto apresentaram desempenho inferior frente aos cupins do mar mencionados.

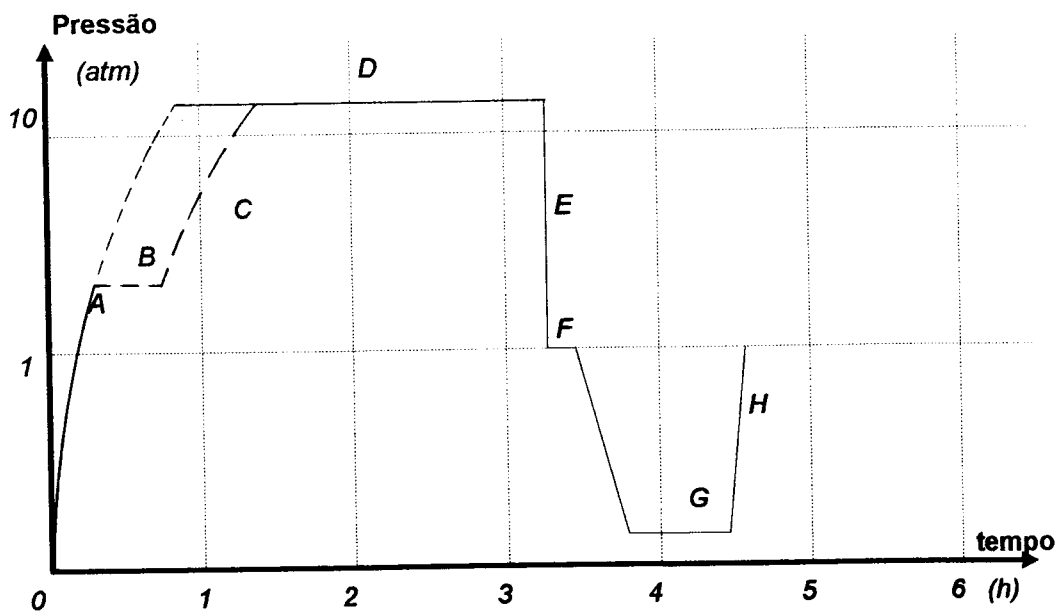
Os tratamentos realizados à pressão em autoclaves têm tipos distintos, referidos aos ciclos de alta e baixa pressões aplicados. O Processo Bethell (ou célula cheia) deixa as células, vasos e poros da madeira cheios de solução. Os Processos Lowry e Rueping não se iniciam com um vácuo inicial, mas com pressão, terminando ambos com um ciclo final de vácuo.



Estes processos deixam as células, poros e vasos mais vazios, evitando-se o fenômeno de exsudação muito intensa.



Processo de Célula Cheia



Processo de Célula Vazia

FIGURA 2.2 - Comparação dos processos de preservação à pressão para a madeira.

*Resumindo, a aplicação de madeira preservada pode seguir as diretrizes:*

- (1) As madeiras a serem utilizadas em pontes de madeira serão necessariamente tratadas sob pressão. Requer-se unidades industriais licenciadas.*
- (2) Furos, ranhuras e danos eventuais, realizados em campo, no envelope de preservativo exigirão aplicação de pincelamento ou aspersão adicional antes de se fechar o orifício com conectores.*
- (3) Excepcionalmente o tratamento local poderá ser feito com um profissional treinado e com creosoto ou naftenato de cobre, se for base oleosa.*
- (4) Não se exige que o construtor que aplica madeira tratada seja licenciado pelas agências de proteção ambiental.*
- (5) O tratamento preservativo deve ser tal que os riscos ao ambiente sejam minimizados - isto se consegue utilizando a madeira estrutural somente após a estabilização da madeira*
- (6) Devem ser seguidas as normas que estabelecem as condições e balanceamento das soluções químicas e as retenções necessárias para o uso final são editadas anualmente pela American Wood Preservers' Association. As normas para análise e certificação/ controle de qualidade, manuseio e manutenção completam o livro de normas.*
- (7) O uso da madeira tratada amplia a durabilidade da madeira até o limite de duração do tratamento ou do funcionamento estrutural. Projetos de estruturas com tecnologia compatível e a aplicação correta dos preservativos estende a vida útil do projeto em aplicação final, proporcionando a perenização das pontes de madeira como parte da paisagem das vias de transporte.*

### 2.3. ELASTICIDADE DA MADEIRA

No aspecto de análise da elasticidade do material, considera-se  $L$  o eixo de anisotropia da madeira, pois seções transversais do tronco apresentam simetria radial e semelhança tangencial (simetria rômbrica). A equação completa da Lei de Hooke é escrita matricialmente, em um sistema referido aos eixos cilíndricos  $(r, \theta, z)$  :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= a_{11} \sigma_r + a_{12} \sigma_\theta + a_{13} \sigma_z + a_{14} \tau_{\theta z} + a_{15} \tau_{rz} + a_{16} \tau_{r\theta} \\
 \varepsilon_\theta &= a_{21} \sigma_r + a_{22} \sigma_\theta + a_{23} \sigma_z + a_{24} \tau_{\theta z} + a_{25} \tau_{rz} + a_{26} \tau_{r\theta} \\
 \varepsilon_z &= a_{31} \sigma_r + a_{32} \sigma_\theta + a_{33} \sigma_z + a_{34} \tau_{\theta z} + a_{35} \tau_{rz} + a_{36} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{\theta z} &= a_{41} \sigma_r + a_{42} \sigma_\theta + a_{43} \sigma_z + a_{44} \tau_{\theta z} + a_{45} \tau_{rz} + a_{46} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{rz} &= a_{51} \sigma_r + a_{52} \sigma_\theta + a_{53} \sigma_z + a_{54} \tau_{\theta z} + a_{55} \tau_{rz} + a_{56} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{r\theta} &= a_{61} \sigma_r + a_{62} \sigma_\theta + a_{63} \sigma_z + a_{64} \tau_{\theta z} + a_{65} \tau_{rz} + a_{66} \tau_{r\theta}
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

Sendo  $z$  o eixo correspondente a  $L$ , os eixos  $r$  e  $\theta$  de uma seção do tronco são correspondentes aos de uma seção adjacente, o que torna a matriz de coeficientes simétrica :

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_r &= a_{11} \sigma_r + a_{12} \sigma_\theta + a_{13} \sigma_z + a_{14} \tau_{\theta z} + a_{15} \tau_{rz} + a_{16} \tau_{r\theta} \\
 \varepsilon_\theta &= a_{12} \sigma_r + a_{22} \sigma_\theta + a_{23} \sigma_z + a_{24} \tau_{\theta z} + a_{25} \tau_{rz} + a_{26} \tau_{r\theta} \\
 \varepsilon_z &= a_{13} \sigma_r + a_{23} \sigma_\theta + a_{33} \sigma_z + a_{34} \tau_{\theta z} + a_{35} \tau_{rz} + a_{36} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{\theta z} &= a_{14} \sigma_r + a_{24} \sigma_\theta + a_{34} \sigma_z + a_{44} \tau_{\theta z} + a_{45} \tau_{rz} + a_{46} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{rz} &= a_{15} \sigma_r + a_{25} \sigma_\theta + a_{35} \sigma_z + a_{45} \tau_{\theta z} + a_{55} \tau_{rz} + a_{56} \tau_{r\theta} \\
 \gamma_{r\theta} &= a_{16} \sigma_r + a_{26} \sigma_\theta + a_{36} \sigma_z + a_{46} \tau_{\theta z} + a_{56} \tau_{rz} + a_{66} \tau_{r\theta}
 \end{aligned}
 \tag{2.2}$$

Como há um plano de simetria elástica perpendicular a  $z$  em cada ponto, então os coeficientes  $a_{14}$ ,  $a_{24}$ ,  $a_{34}$ ,  $a_{15}$ ,  $a_{25}$ ,  $a_{35}$ ,  $a_{46}$ ,  $a_{56}$  são iguais a zero. Como há dois planos de simetria elástica, radial e tangencial, então  $a_{16}$ ,  $a_{26}$ ,  $a_{36}$ ,  $a_{45}$  são também iguais a zero. Com isso :

$$\begin{aligned}
\varepsilon_r &= a_{11} \sigma_r + a_{12} \sigma_\theta + a_{13} \sigma_z \\
\varepsilon_\theta &= a_{12} \sigma_r + a_{22} \sigma_\theta + a_{23} \sigma_z \\
\varepsilon_z &= a_{13} \sigma_r + a_{23} \sigma_\theta + a_{33} \sigma_z \\
\gamma_{\theta z} &= a_{44} \tau_{\theta z} \\
\gamma_{rz} &= a_{55} \tau_{rz} \\
\gamma_{r\theta} &= a_{66} \tau_{r\theta}
\end{aligned} \tag{2.3}$$

Com a introdução de constantes de elasticidade :

$$\begin{aligned}
\varepsilon_r &= \frac{\sigma_r}{E_r} - \nu_{\theta r} \frac{\sigma_\theta}{E_\theta} - \nu_{zr} \frac{\sigma_z}{E_z} \\
\varepsilon_\theta &= -\nu_{r\theta} \frac{\sigma_r}{E_r} + \frac{\sigma_\theta}{E_\theta} + \nu_{z\theta} \frac{\sigma_z}{E_z} \\
\varepsilon_z &= -\nu_{rz} \frac{\sigma_r}{E_r} - \nu_{\theta z} \frac{\sigma_\theta}{E_\theta} + \frac{\sigma_z}{E_z} \\
\gamma_{\theta z} &= \frac{\tau_{\theta z}}{G_{\theta z}}; \quad \gamma_{rz} = \frac{\tau_{\theta z}}{G_{\theta z}}; \quad \gamma_{r\theta} = \frac{\tau_{r\theta}}{G_{r\theta}}
\end{aligned} \tag{2.4}$$

No sistema de referência para a madeira :

$$\begin{aligned}
\varepsilon_R &= \frac{\sigma_R}{E_R} - \nu_{TR} \frac{\sigma_T}{E_T} - \nu_{LR} \frac{\sigma_L}{E_L} \\
\varepsilon_T &= -\nu_{RT} \frac{\sigma_R}{E_R} + \frac{\sigma_T}{E_T} + \nu_{LT} \frac{\sigma_L}{E_L} \\
\varepsilon_L &= -\nu_{RL} \frac{\sigma_R}{E_R} - \nu_{LT} \frac{\sigma_T}{E_T} + \frac{\sigma_L}{E_L} \\
\gamma_{TL} &= \frac{\tau_{TL}}{G_{TL}}; \quad \gamma_{RL} = \frac{\tau_{RL}}{G_{RL}}; \quad \gamma_{RT} = \frac{\tau_{RT}}{G_{RT}}
\end{aligned} \tag{2.5}$$

$E_R$  ,  $E_r$  ,  $E_L$  são os módulos de Young nas direções R, T, L;  $\nu_{TR}$  é o coeficiente de Poisson que caracteriza a compressão em R para tração em T, etc., e  $G_{TL}$  ,  $G_{RL}$  ,  $G_{RT}$  são os módulos transversais que caracterizam as variações de ângulo nas direções T e L, R e L, R e T, respectivamente. Assim, para se caracterizar completamente a madeira, definem-se seis módulos de elasticidade e seis coeficientes de Poisson (Lekhnitskii, 1963). Investigações realizadas por Bodig e Jayne [BODIG, J. e JAYNE, B.A. (1982)]

ressaltam que há grande variabilidade dos parâmetros elásticos, sendo as principais variáveis interferentes: espécies, velocidades de carregamento, temperatura, umidade, densidade da madeira. Apesar disso, apresenta as relações seguintes entre os módulos :

$$E_L : E_R : E_T \cong 20 : 1,6 : 1$$

$$G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \cong 10 : 9,4 : 1 \quad [2.6]$$

$$E_L : G_{LR} \cong 14 : 1$$

Estas relações não são constantes, pois variam com  $E_L$ . Os vários coeficientes de Poisson obedecem às relações seguintes :

$$\frac{\nu_{LR}}{E_L} = \frac{\nu_{RL}}{E_R}, \quad \frac{\nu_{LT}}{E_L} = \frac{\nu_{TL}}{E_T}, \quad \frac{\nu_{RT}}{E_R} = \frac{\nu_{TR}}{E_T} \quad [2.7]$$

A esta variabilidade natural soma-se a variação das formas de se obter os parâmetros elásticos. A definição destes está bem documentada no nosso meio - FUSCO (1993), FERREIRA (1994), MASCIA 1991) - mas sua obtenção tem sido bastante diversificada.

É possível determinar-se os parâmetros elásticos por ensaios de compressão paralela às fibras, compressão inclinada em relação às fibras e em relação aos raios, tração paralela às fibras e tração inclinada em relação às fibras e aos raios, torção em placas - como especialmente referido por GOODMAN e BODIG (1970).

Uma vez conhecidos os valores do parâmetro mais importante e que determina a maioria das indicações para se usar a madeira - o módulo de elasticidade longitudinal  $E_L$  - as relações dos outros parâmetros poderá ser estipulada razoavelmente, conhecendo-se (ou determinando-se em

laboratório) as equações que os relacionem. Em termos de 570 ensaios realizados em madeiras de coníferas e dicotiledôneas (compressão paralela, compressão inclinada e torção), BODIG e GOODMAN (1973) acrescentaram o ensaio de flexão em placas ao trabalho antecedente (de 1970) para determinar as equações procuradas, por exemplo:

$$G_{LR} = 3685.2 E_L^{0.23585} \quad [2.8]$$

Em resumo, é possível estabelecer relações aproximadas para uso prático. Das relações [2.6] se tem:

$$E_L : E_R : E_T : G_{LR} : G_{LT} : G_{RT} \cong 140 : 11,2 : 7 : 10 : 9,4 : 1 \quad [2.9]$$

Com os índices de Poisson há variabilidade, como indicado nas Tabelas 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, com a interdependência mostrada nas equações [2.7].

TABELA 2.1 - Valores dos índices de Poisson.

Índice	Coníferas	Dicotiledôneas
$v_{LR}$	0.37	0.37
$v_{LT}$	0.42	0.50
$v_{RT}$	0.47	0.67
$v_{TR}$	0.35	0.33
$v_{RL}$	0.041	0.044
$v_{TL}$	0.033	0.027

[Fonte : Bodig, J. e Jayne, B. A. (1982)].

Experimentação realizada por Mascia [MASCIA, N. T. (1991)] no Laboratório de Madeira e Estruturas de Madeira (LaMEM), em São Carlos, chegou a valores apresentados - de forma modificada - a seguir:

TABELA 2.2 - Valores Comparativos.

Série c.p.	$E_L / E_T$	$E_L / E_R$	$E_L / G_{LT}$	$E_L / G_{LR}$	$E_L / G_{RT}$
$S_1$	10.336	7.363	8.412	7.607	53.411
$S_2$	9.674	6.827	8.450	8.987	59.680
$S_3$	13.784	8.467	10.249	8.960	84.779
$S_4$	11.213	6.137	8.599	7.632	79.392
$T_{C1}$	11.171	7.415	8.277	9.931	53.807
$T_{C2}$	12.213	6.752	8.335	9.284	48.114
$I_1$	18.786	10.322	21.708	29.094	50.642
$A_1$	18.521	11.276	11.771	15.779	34.427
$P_1$	7.417	5.213	17.821	10.083	47.042
Média	12.568	7.752	11.514	11.869	56.810

Espécies utilizadas : Guapuruvu ( *Schizolobium parahyba* )  
 Ipê ( *Tabebuia impetiginosa* )  
 Angico ( *Parapiptadenia rigida* )  
 Pinus ( *Pinus elliottii* )

[Fonte : Mascia, N. T. (1991)].

TABELA 2.3 - Valores obtidos.

Série c.p.	$V_{LT}$	$V_{LR}$	$V_{RT}$	$V_{TL}$	$V_{RL}$	$V_{TR}$
$S_1$	0.6865	0.5585	0.8300	0.0645	0.0770	0.5300
$S_2$	0.6359	0.5159	0.9611	0.0557	0.0713	0.6100
$S_3$	0.7086	0.5932	0.9074	0.0606	0.0670	0.6125
$S_4$	0.6238	0.6134	0.8673	0.0593	0.0711	0.5412
$T_{C1}$	0.4149	0.4166	0.6680	0.0318	0.0701	0.3541
$T_{C2}$	0.5019	0.4818	0.6802	0.0448	0.0662	0.3458
$I_1$	0.4790	0.4345	0.6136	0.0270	0.0371	0.3532
$A_1$	0.4549	0.5089	0.8068	0.0279	0.0484	0.4975
$P_1$	0.3346	0.3701	0.6393	0.0477	0.0858	0.4509
Média	0.5632	0.5154	0.7918	0.0465	0.0635	0.4805

Média : exclusive  $P_1$ ; Fonte : Mascia, N.T. (1991) p. 192. Madeiras analisadas : Guapuruvu, Ipê, Angico, Pinus elliottii .

TABELA 2.4 - Valores Comparados.

Índice	CONÍFERAS			DICOTILEDÓNEAS		
	[1]	[2]	[1]-[2]/[1] (%)	[1]	[2]	[1]-[2]/[1] (%)
$v_{LR}$	0.37	0.3701	-0.03	0.37	0.5154	-39.30
$v_{LT}$	0.42	0.3346	+20.33	0.50	0.5632	-12.64
$v_{RT}$	0.47	0.6393	-36.02	0.67	0.7918	-18.18
$v_{TR}$	0.35	0.4509	-28.83	0.33	0.4805	-45.61
$v_{RL}$	0.041	0.0858	-109.27	0.044	0.0635	-44.32
$v_{TL}$	0.033	0.0477	-44.55	0.027	0.0465	-72.22

Fontes: [1] = Bodig e Jayne; [2] = Mascia, N. T.

Está razoavelmente bem estabelecido o conhecimento dos parâmetros de elasticidade da madeira, com mais ênfase à sua variabilidade do que propriamente ao seu valor:

$$E_L \gg E_R > E_T \quad e \quad G_{LT} \cong G_{LR} > G_{RT}$$

#### 2.4. APLICAÇÃO DOS VALORES ÀS PONTES DE MADEIRA.

De uma maneira geral, as pontes simples formam aspectos de placa na planta, com dois apoios extremos paralelos e transversais ao tráfego, e duas outras bordas longitudinais, paralelas e não conectadas diretamente à infraestrutura. No caso de estruturas de pontes, os efeitos relevantes são os momentos fletores longitudinal e transversal, as forças cortantes longitudinal e transversal e os momentos torçores de equilíbrio.

As estruturas construídas com madeira compõem longitudinalmente um meio contínuo, responsável pela transmissão dos esforços na estrutura para os apoios. Essa continuidade é funcional e os parâmetros que nela intervêm são  $E_L$ ,  $E_T$  e  $E_R$ ,  $G_{LT}$ ,  $G_{LR}$  e  $v_{LT}$  e  $v_{LR}$ . Pelos valores apresentados e para fins de análise destas estruturas, utilizam-se :



- $E_L$ ;
- $E_T$ , agrupando-se em um valor  $E_T$  e  $E_R$ ;
- $G_{LT}$ , agrupando-se  $G_{LT}$  e  $G_{LR}$ ;
- $\nu_{LT}$ , agrupando-se  $\nu_{LT}$  e  $\nu_{LR}$ .

Adotando-se uma referência comparativa [BAKHT, B. (1983)] :

- $E_T = 0.05 E_L$
- $G_{LT} = 0.065 E_L$
- $\nu_{LT} = 0.3$
- $E_L \geq 9600 \text{ MPa}$

A determinação dos parâmetros de rigidez da placa são diferenciados necessitando de critérios funcionais, diferentemente do uso comum. O caso geral de análise das placas ortotrópicas é dado pela equação diferencial (CUSENS, A. R. e PAMA, R. P., 1969) :

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x,y)$$

onde :

- $\omega(x, y)$  é a função de deslocamento da estrutura;
- $p(x, y)$  é a função de carregamento da estrutura;
- $D_x$  é a rigidez longitudinal à flexão da ponte por metro de largura;
- $D_y$  é a rigidez transversal à flexão da ponte por metro de comprimento;
- $D_{xy}$  é a rigidez à torção por metro de largura;
- $D_{yx}$  é a rigidez à torção por metro de comprimento;
- $D_1, D_2$  são as rigidezes combinados de torção;
- $2H$  é a rigidez torcional total, tal que :  $2H = D_{yx} + D_{xy} + D_1 + D_2$ .
- $(x,y)$  coordenadas cartesianas do plano que contém a placa.

Para a análise dos tabuleiros de pontes, de modo geral, há três possibilidades :

- (1)  $H^2 > D_x \cdot D_y$  : a placa é rígida à torção e flexível.
- (2)  $H^2 = D_x \cdot D_y$  : a placa é isotrópica, tão rígida à torção quanto à flexão.
- (3)  $H^2 < D_x \cdot D_y$  : a placa é rígida à flexão, sem rigidez à torção.

Em particular derivam-se :

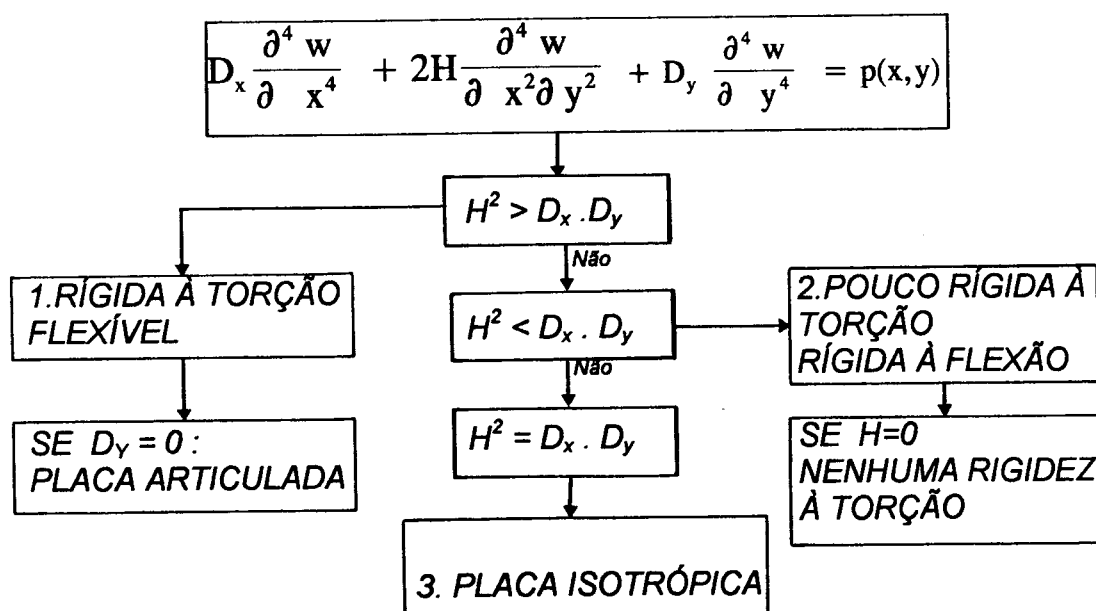
- (4) De (1), se  $D_y = 0$  : a placa é articulada para a flexão.
- (5) De (3), se  $H = 0$  : a placa não trabalha com torção.

O diagrama a seguir resume o caminho teórico acima descrito.

### PLACA ORTOTRÓPICA NO PLANO (X, Y)

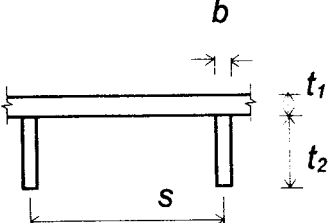

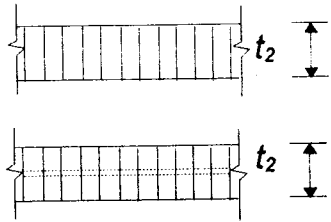
$$D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2 = 2H \quad ; \quad w = \text{deslocamento} = w(x, y) ;$$

$$p(x, y) = \text{carregamento}$$



Para o caso de pontes de madeira calculam-se os parâmetros da placa ortotrópica conforme a tabela a seguir (BAKHT, 1983).

TABELA 2.5 - Resumo de Valores para Cálculo

TIPO	SEÇÃO TRANSVERSAL	$D_x$	$D_y$	$D_{xy}$	$D_{yx}$	$D_1=D_2$
Tabuleiro laminado transversal sobre vigas longitudinais de madeira		$\frac{E_L b t_2^3}{12 s}$	$\frac{E_L t_1^3}{12}$	$\frac{G_{LT} k t_2 b}{s}$	$\frac{G_{LT} t_1^3}{6}$	0,0
Tabuleiro em placa de concreto sobre vigas laminadas coladas longitudinais de madeira		$E_C \cdot I_{m\acute{a}x}$ por metro de largura	$\frac{E_C t_1^3}{12}$	$\frac{G_C t_1^3}{6}$	$\frac{G_C t_1^3}{6}$	$\nu_{LR} D_y$
Tabuleiro laminado colado longitudinal ou transversalmente protendido pós-tensionado, de madeira		$\frac{E_L t_2^3}{12}$	$\frac{E_L t_2^3}{12}$	$\frac{G_{LT} t_2^3}{6}$	$\frac{G_{LT} t_2^3}{6}$	$\nu_{LR} D_y$

onde:  $k$  é dado pela figura abaixo,

$E_C$ ,  $G_C$  são do concreto

$I_{m\acute{a}x}$  é determinado com uso da relação modular  $E_C / E_L$

$$t/b > 2 : K = 0.333 - 0.21(b/t)$$

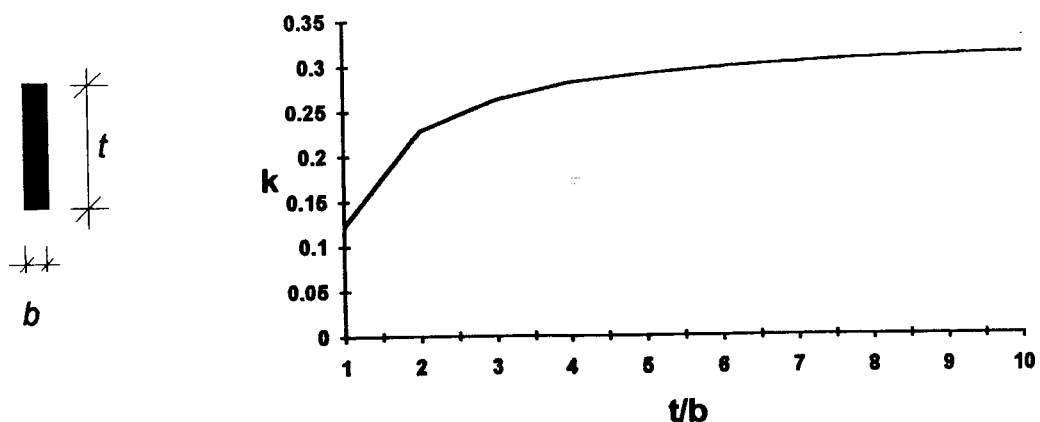


FIGURA 2.3 - Valor do coeficiente de Torção  $k$

*Esses parâmetros são determinados para o cálculo dos momentos fletores longitudinal e transversal, das forças cortantes longitudinal e transversal, gerados pelas ações permanentes e pelas ações acidentais.*

*Para a determinação dos efeitos das carga móvel, apresenta-se o método de Ontário, um modelo simplificado de cálculo que se baseia na teoria das placas ortotrópicas para ajustar os fatores determinantes do comportamento da ponte, no caso dos momentos fletores, e da analogia de grelha, no caso das forças cortantes.*

### 3. - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 3.1. AMÉRICA DO NORTE

Segundo UPPAL et al (1990a) havia em serviço, em 1976, 3700 quilômetros de pontes ferroviárias de madeira na América do Norte. Este número diminuiu desde então pela substituição das pontes de madeira por outros materiais.

Segundo OU e WELLER (1986), 12.6% das pontes com mais de 6m de vão nos Estados Unidos (ou 71200) são de madeira. Somente no Serviço Florestal 7500 pontes de madeira estão em uso e mais estão em projeto e construção. As ferrovias têm mais de 2400 quilômetros de pontes e viadutos de madeira em pleno funcionamento.

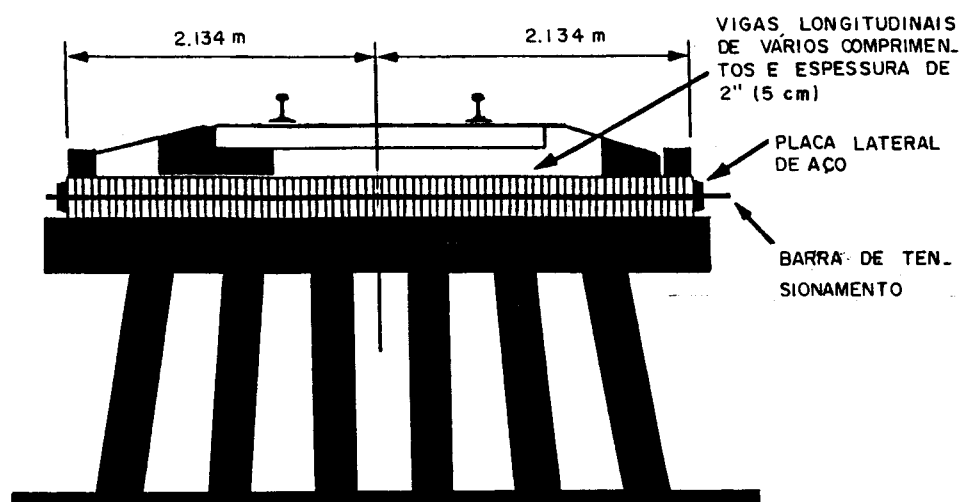


FIGURA 3.1 - Ponte Ferroviária Moderna

Fonte: BENTON III, 1991

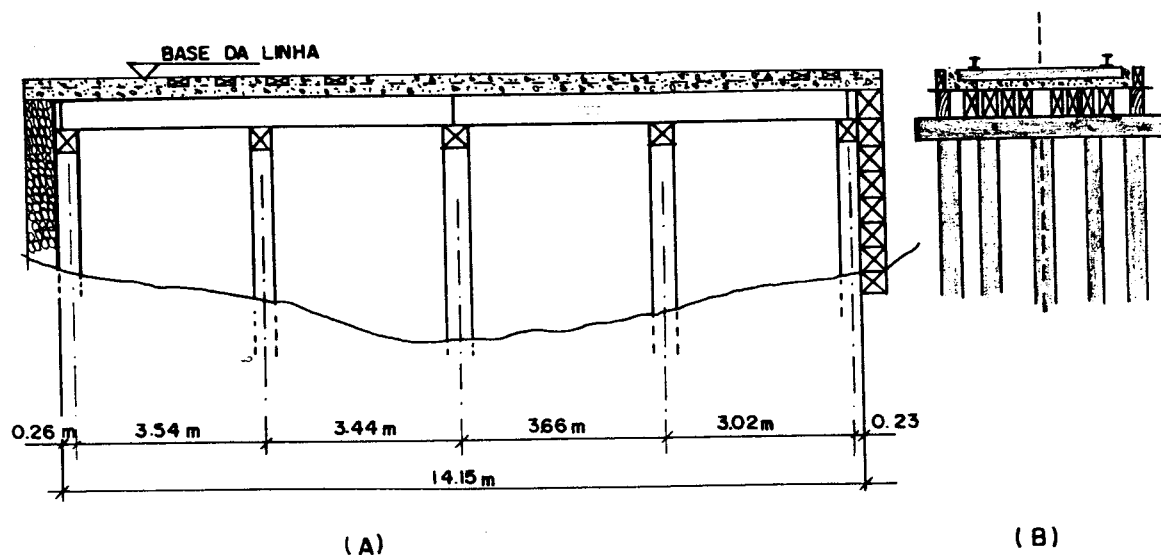


FIGURA 3.2 - Ponte ferroviária em madeira com tabuleiro lastrado

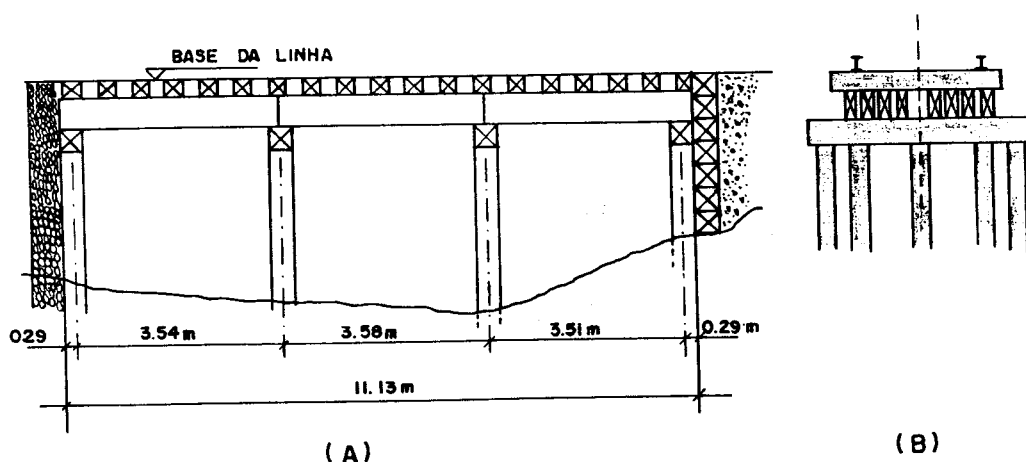


FIGURA 3.3 - Ponte ferroviária em tabuleiro aberto

### 3.1.1. Canadá

*Das muitas construções em madeira existentes no Canadá nasceu a preocupação com a pequena durabilidade de um sistema barato, rápido e simples de se fazer - a placa de madeira laminada pregada.*

*Investigações conduzidas pela Província de Ontário, através do seu Ministério de Comunicações - Departamento de Engenharia Estrutural - resolveram experimentar a protensão transversal de dupla camada naquelas placas como tentativa de recuperação e enrijecimento do conjunto. A tentativa pioneira aconteceu em 1976 e foi monitorada por três anos. Um*

corte da seção transversal, esquemático, é apresentado na Figura 3.4. A possibilidade de se dar curvatura transversal e também longitudinal pela protensão diferenciada é uma grande vantagem obtida pelo sistema, o que encorajou novas pesquisas.

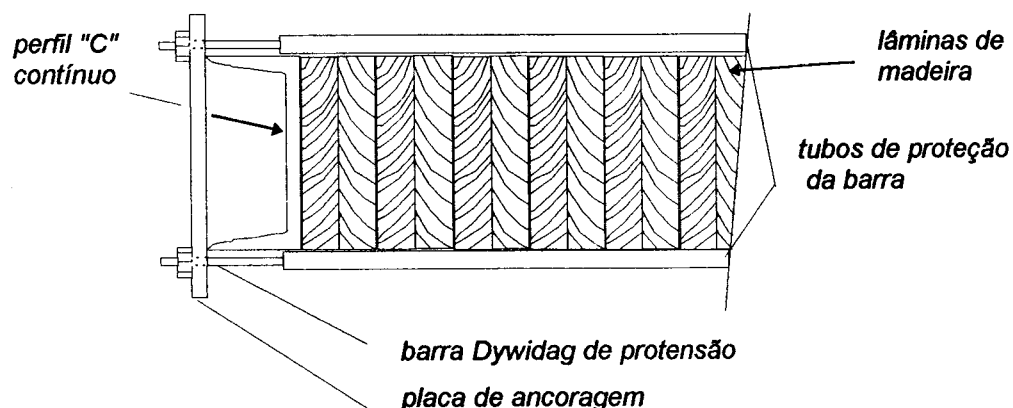


FIGURA 3.4 - Protensão transversal para recuperação estrutural.

No início da década de 1970, o uso de madeira para pontes estava virtualmente reduzido aos tabuleiros laminados pregados utilizando madeira serrada classificada, fornecendo vãos de até seis metros apenas. Além disso, estes tabuleiros apresentavam um sério problema para as equipes de manutenção: as pregações afrouxavam e as lâminas longitudinais desprendiam-se (delaminação).

A menos que ocorresse uma idéia nova, a engenharia de pontes de madeira estava condenada à extinção, pois seria improvável a permanência da madeira desempenhando um papel sério na construção de pontes. Havia centenas de pontes de tabuleiros de madeira laminada pregada em toda a província de Ontário e o prejuízo econômico seria grande. Além disso, as madeiras utilizadas tinham os tamanhos mais disponíveis no mercado e, por esse singular motivo, representavam a melhor possibilidade para aperfeiçoamento futuro se os problemas associados a elas pudessem ser resolvidos (TAYLOR e RITTER, 1990). Utilizando barras metálicas de alta resistência, o tabuleiro antigo seria reunido por compressão, criando-se o

*atrito adequado para restabelecer a continuidade transversal e a integridade estrutural para a distribuição das cargas.*

*A aplicação do sistema protendido transversal para a recuperação da ponte do Rio Pinckerel, na rodovia Trans-Canadá, na porção setentrional da província de Ontário, provou-se um sucesso e várias provas de carga têm confirmado o desempenho superior destas pontes recuperadas com este sistema. Este sucesso detonou uma série extensa de pesquisas e desenvolvimentos, bancados pelo Ministério de Transportes de Ontário desde os primórdios dos anos 1970. Novos tabuleiros de madeira laminada tensionada (mlt), usando uma única barra de aço por seção transversal, agora substituem o sistema pregado nos projetos de pontes de madeira. Essas pesquisas pioneiras permitiram que a segunda edição do Código de Cálculo de Pontes Rodoviárias de Ontário (ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE, 1983) já incorporasse diretrizes e especificações de cálculo para os tabuleiros de mlt.*

*Os primeiros tabuleiros construídos permitiram discutir os procedimentos mais adequados para a protensão. No tabuleiro longitudinal a limitação das larguras foi discutida e apreciada quando da recuperação da Sioux Narrows Bridge, realizado em 1982. A superestrutura é a de dois arcos treliçados, quase Bowstring, com tabuleiro inferior, e 64m de vão. O tabuleiro contínuo, de 120m de extensão, foi construído em duas metades para se manter o fluxo do tráfego e depois as duas metades foram interconectadas e tensionadas para formar o meio contínuo necessário - as vigas transversais que sustentam o piso não foram substituídas. Construída em 1936, acredita-se (TAYLOR e RITTER, 1990) que seja a maior ponte de madeira de vão simples da América do Norte. A ponte está aberta ao tráfego e permanece como um monumento à durabilidade da madeira para a construção das pontes rodoviárias.*



Outras aplicações do sistema laminado tensionado também foram desenvolvidas, com crescente aprendizado sobre seu desempenho. Na ponte sobre o Rio Aquasabon aplicou-se um tabuleiro tensionado transversal sobre vigas longitudinais de aço. Na primeira etapa, painéis do tabuleiro foram protendidos antes de serem levados a campo. Na segunda etapa cada painel foi posicionado sobre as vigas, então foram acoplados e tensionados contra o painel anterior, antes de serem fixados às longarinas de aço. Este método evitou a possível instabilidade que ocorreria se o tabuleiro fosse tensionado em toda a extensão (42m) de uma só vez. Na verdade, se alguma contenção à flambagem fosse necessária à protensão global de cada barra contra o tabuleiro, esta contenção afetaria seriamente os procedimentos e os resultados da protensão.

Em Fox Lake foi possível aplicar um sistema de pórtico para um vão de 20m, totalmente pré-fabricado e transversalmente protendido com trabalho mínimo de fundações por causa das rochas sãs aflorantes no local. Aproveitando a localização, pré-fabricou-se pórticos com espessuras uniformes e ligações padronizadas com chapas metálicas galvanizadas a quente. A forma da estrutura é apresentada na figura 3.5.

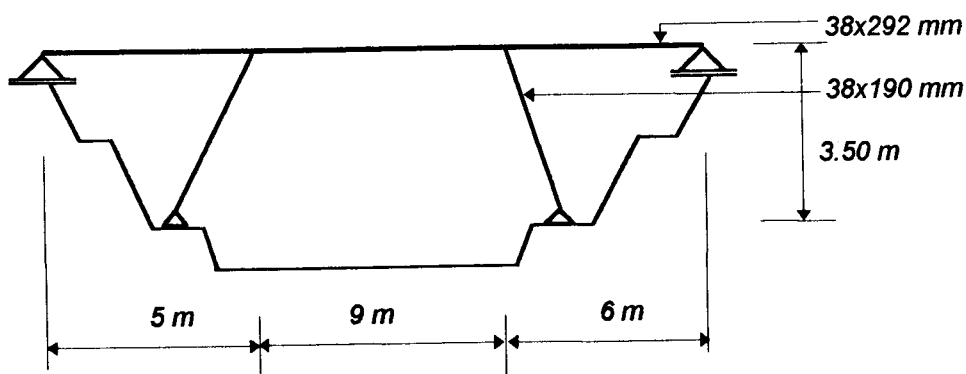


FIGURA 3.5 - Aspecto estrutural das placas que compõem o pórtico protendido da Ponte em Fox Lake, Ontário.

*As peças pré-fabricadas, pré-furadas, tratadas e já conectadas, foram posicionadas uma a uma (lado a lado), passou-se as barras de aço para protensão através dos furos e todas foram protendidas ao mesmo tempo, inclusive as pernas do pórtico. A estrutura finalizada foi carregada com o caminhão de 200.000 libras (900 kN) e a deflexão máxima do sistema foi de apenas 9mm. A intenção inicial de se fazer um tabuleiro laminado transversal com vigas principais de aço foi avaliada em um custo de 50% superior pelo Ministério de Recursos Naturais de Ontário, proprietário da nova ponte. Embora essa forma esteja limitada a condições locais favoráveis, ficou evidenciada a viabilidade do sistema de madeira laminada tensionada em aplicações mais complexas.*

*Desenvolveu-se, também, conectores para a integração entre tabuleiros de madeira e vigas de aço, e sua aplicação em um vão de 50 m está sendo acompanhada pelo Ministry of Transportation of Ontario (MTO), com critérios de compatibilização entre os materiais : o conector é soldado sobre o flange da viga de aço e cabe em um furo pré-executado de 150mm de diâmetro no tabuleiro de madeira; em cada furo do tabuleiro cabem três conectores e o espaço é preenchido com argamassa não retraível, ou massa de calafetar.*

*O estudo de tabuleiros integrados também foi desenvolvido para suportar aplicações a maiores vãos, nascendo a idéia do tabuleiro celular onde almas são integradas aos tabuleiros para formar um sistema combinado. As almas são de chapas fibrosas laminadas ou vigas de madeira laminada colada de altura plena, Figura 3.6. A seção "T" é uma variação desta idéia e tem grande aceitação em toda a América do norte.*

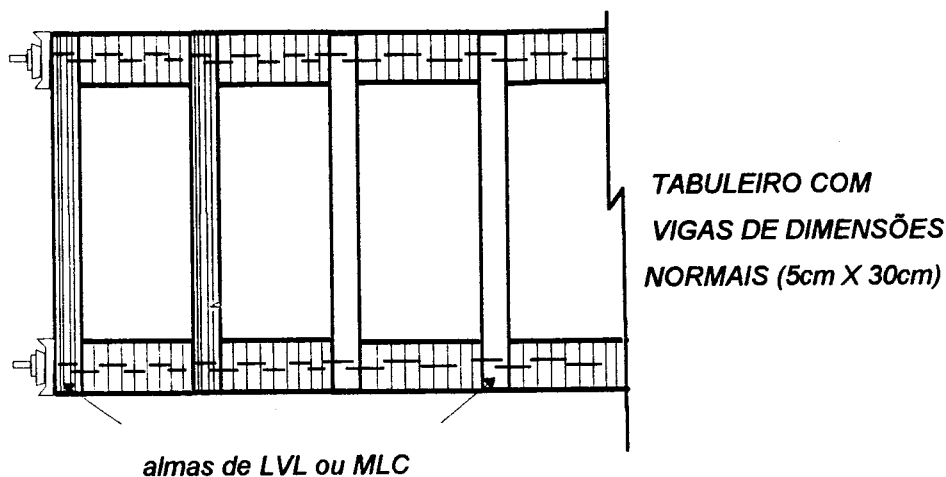


FIGURA 3.6 - Sistema com tabuleiro celular de madeira.

Nas concepções dos projetos pelo MTO foi analisado o projeto com treliças para a confecção das almas, porque as treliças são de produção simples, rápidas e padronizadas, variando a sua altura conforme necessidade do vão, podendo ser construídas por módulos, virtualmente compondo-as em qualquer tamanho. O problema é a realização das conexões, notadamente das diagonais aos banzos, especialmente das placas de aço galvanizadas: seu desempenho ante cargas repetitivas. O resultado experimental, inclusive de uma estrutura de 6 m, foi conclusivo: as placas de aço são suscetíveis à fadiga sob carregamentos repetitivos. Os resultados estáticos, embora demonstrassem que a interação entre diagonais e tabuleiro pudesse ser conseguida, levaram à consideração de se utilizar almas sólidas compostas de placas de lâminas com fibras paralelas - não o compensado, mas o veneer (LVL) - e o uso de treliças foi descartado.

Esta concepção de sistema integrado visa obter vãos de 60m ou até mais, por isso o espaçamento das almas (ou o tamanho das células) é reduzido - e esta pequena distância pode ser compensada com o uso de almas delgadas desde que sejam bem conhecidas as características de resistência à flexão e à torção dos materiais empregados. Nessas diretrizes os pesquisadores do MTO estão desenvolvendo a caracterização dos materiais e dos primeiros protótipos.

*Se a altura do sistema celular for menor, a capacidade, em termos de vão, será menor, mas o conjunto trabalhará por resistência à flexão e à torção. Deformações excessivas destas pontes, sejam em geral, sejam diferenciais dentro do conjunto, conduzirão a problemas graves de manutenção provocados pela fadiga induzida aos componentes e à ruína da camada de desgaste (capa asfáltica betuminosa).*

*Todas estas aplicações visam o aproveitamento de espécies de madeira locais e manufaturas já instaladas de produção, beneficiamento, tratamento e industrialização de estruturas de madeira para a confecção dos sistemas de piso, tanto quanto possível.*

### **3.1.2. Estados Unidos**

*Empresas privadas, agências governamentais e consultores estão envolvidos, em graus diversos, há bastante tempo, com pesquisa e desenvolvimento das pontes de madeira nos Estados Unidos. Embora tenha ocorrido o declínio tecnológico das construções até 1980 por causa do desinteresse dos construtores e escassez de material, podem ser citadas as instituições seguintes :*

**3.1.2.1. - American Institute of Timber Construction (AITC),** *que deu suporte nacional à produção de pontes de madeira especializando-se em produtos de madeira laminada colada (mlc). São marcos deste Instituto as especificações Standard Specifications of Structural Glued Laminated Timber (1974), AITC 117-74, para critérios de projeto, classificação e produção de peças estruturais de mlc, e o relatório Modern Timber Highway Bridges : A State of the Art Report (1973), descrevendo a evolução dos sistemas estruturais para pontes de madeira laminada colada, com atenção às vigas principais e ao tabuleiro produzido com esses sistemas. O AITC apresentou o Timber Construction Manual (1974) com estas informações e todas as*

*exigências pertinentes às estruturas de mlc em geral e, na Parte 1, Seção 4, há um item específico para as pontes de madeira; na Parte 2 estão todas as especificações necessárias ao material: adesivos, preservativos e métodos de trabalho.*

**3.1.2.2. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)**, *que tem apresentado critérios de distribuição de carga e especificações para cálculo, projeto e construção de pontes de madeira através da Standard Specifications of Highway Bridges (1989) desde 1931.*

**3.1.2.3. Federal Highway Administration (FHWA) e o Transportation Research Board (TRB)** *que, em conjunto com a AASHTO e diversos Departamentos Rodoviários Estaduais, têm desenvolvido pesquisas nacionais desde 1962 com o National Cooperative Highway Research Program (NCHRP). Este programa tem vários temas e recursos financeiros aprovados pelo Congresso Nacional e implementado também pelo National Research Council através das universidades. Em particular interesse, o National Cooperative Highway Research Program tem as áreas 10-Materiais e Construção : Especificações, Procedimentos e Práticas; e 12-Projeto : Pontes. Nesta área estão diversos projetos temáticos, como o 12-26 (Distribuição de Cargas de Rodas em Pontes Rodoviárias), o 12-28(4) (Métodos de Reforço para Pontes Rodoviárias Existentes), o 12-33 (Desenvolvimento de Especificações Abrangentes para Pontes e Comentários), onde está o 12-33A (Estruturas de Madeira e Adequação Normativa), em desenvolvimento desde 1988. Este projeto de pesquisa visa o desenvolvimento de uma especificação completamente nova no formato Load and Resistance Factor Design (LRFD), probabilístico, com fatores de ponderação para cargas e resistências, e sua versão final será apresentada à AASHTO para avaliação e posterior adoção.*

**3.1.2.4. American Railway Engineering Association (AREA),** que tem apresentado no seu Manual for Railway Engineering as recomendações de cálculo e construção de pontes e cavaletes - pilar, estaca e travessas de madeira, tensões para madeira serrada, exigências de construção e manutenção, tabelas de carregamento e desenhos típicos para diversos carregamentos ferroviários. -

**3.1.2.5. Forest Service, United States Department of Agriculture (FS-USDA),** através do Forest Products Laboratory (FPL), que gerencia todos os parques nacionais, áreas de recuperação ambiental e desenvolvimento de projetos em estruturas de madeira, em especial pontes de madeira.

**3.1.2.6. American Society of Civil Engineers (ASCE),** que conduziu dois estudos sobre as pontes de madeira. O Committee on Wood in the Structural Division of the ASCE compilou extensa bibliografia sobre o projeto de pontes de madeira em 1975, e classificou um conjunto de especificações normativas em Critérios Principais e Critérios Suplementares, tanto para madeira serrada como para madeira laminada colada. Outro estudo, conduzido pelo ASCE Technical Committee on Timber Bridges apresentado por Gutkowski e Williamson (1983) mostrou um resumo dos avanços tecnológicos conseguidos em pontes de madeira e inclui discussões a respeito de novos materiais combinados com a madeira, técnicas de tratamento, manufatura, as melhorias nos métodos de preservação contra a deterioração, o desenvolvimento de novas concepções nos sistemas estruturais de pontes de madeira, o avanço nas técnicas de projeto e de análise de pontes de madeira.

Um inventário nacional das situações das pontes iniciou a mobilização destes agentes quando o TRB os reuniu na conferência BRIDGE ENGINEERING em St. Louis, Missouri (1978). Na ocasião foi divulgado que,

no sistema viário principal, havia 40.000 pontes estruturalmente deficientes nos EUA e os códigos normativos não modificavam esta situação. Em 1984 houve outra conferência e os agentes passaram a dar atenção aos novos desenvolvimentos que surgiram no Canadá e já constavam da segunda edição do ONTARIO HIGHWAY BRIDGE DESIGN CODE (1983), com as pontes de madeira laminada protendida. Os estudos, coordenados pela FHWA, mostraram (NATIONAL BRIDGE INVENTORY, 1987) que 41% das 578000 pontes rodoviárias dos EUA constituíam-se em estruturalmente deficientes ou funcionalmente obsoletas, totalizando 237.000 pontes necessitando de reparo, reforço ou substituição.

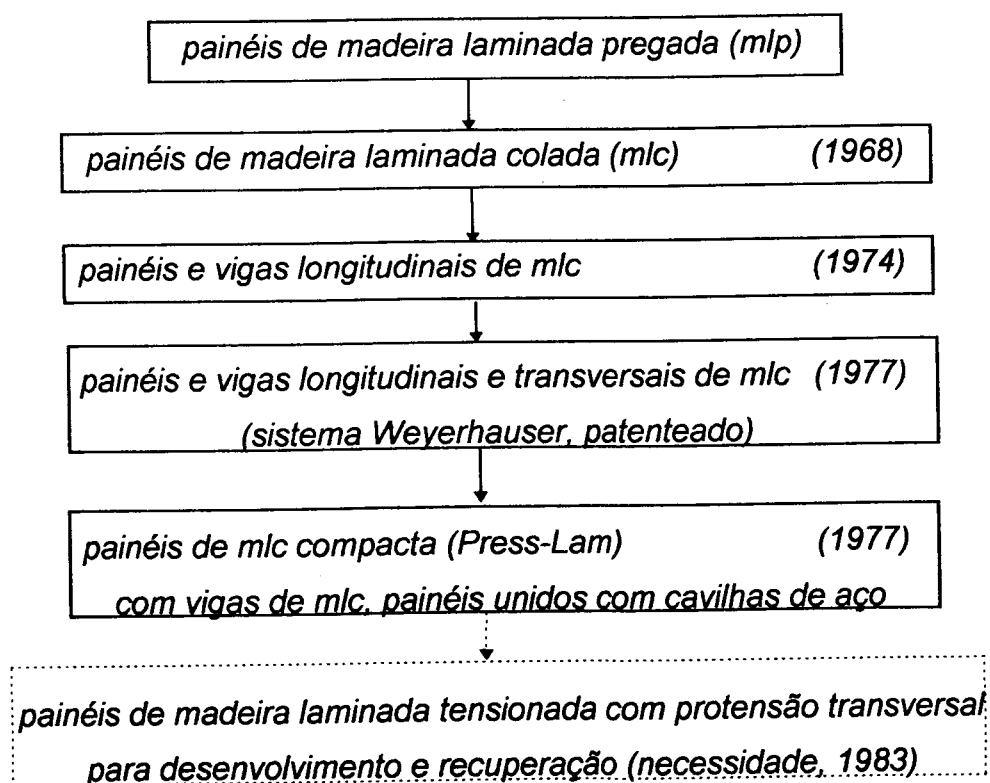
Ainda em 1983, o Committee on Wood da ASCE realizou um workshop intitulado Structural Wood Research : State-of-the-Art and Research Needs onde o Painel 4 trabalhou com estruturas pesadas e pontes. Foi salientado o desenvolvimento dos processos de tratamento e proteção da madeira com o aperfeiçoamento dos projetos, como o uso de uma superfície asfáltica para a pista de rolamento como proteção a ciclos frequentes de mudanças dimensionais provocadas pela variação de umidade, acompanhados de tratamentos a pressão para impregnação da madeira com as substâncias preservantes. Especial ênfase é dada à preferência por tratamentos em base oleosa, com creosoto ou pentaclorofenol - este recebeu mais intensa restrição das agências de proteção ao meio ambiente (EPA's) posteriormente. O creosoto é o tratamento preservativo que oferece melhor resistência à umidade e é indicado tanto para as vigas como para os painéis do tabuleiro, mas não para as partes das pontes que tenham contato com o homem, como os guarda-corpos. Neste caso utilizam-se os tratamentos à pressão em base aquosa que, se não são tão agressivos ao homem, levam a madeira a trabalhar bastante - isto é, inchar-retrair-inchar..., com ciclos de variação dimensional. No caso de madeiras laminadas coladas, duas conclusões são importantes:

1. Tratamento em base aquosa : deve ser feito nas peças de madeira antes de se processar a colagem;

2. *Tratamento em base oleosa* : deve ser feito nas peças de mlc depois de todos os furos executados, isto é, nas peças já coladas, antes da montagem final.

Ainda em relação aos tratamentos, concluiu-se que o envelope de preservativos do material deve estar íntegro, de modo que a madeira não tratada não seja exposta aos agentes de deterioração - razão pela qual furações no local da obra devam ser previstas e pré-executadas (antes do tratamento final).

Os desenvolvimentos tecnológicos do sistema produtivo também foram salientados: novos materiais e novas formas de apresentação dos materiais; abordagem sistêmica para as configurações estruturais; melhoria dos sistemas de cálculo através de recursos computacionais. Os desenvolvimentos até então podem ser sistematizados na figura seguinte :



As necessidades de pesquisas salientaram os desenvolvimentos já paralelos e bem-sucedidos no Canadá.



*Isto gerou a percepção do alto custo e do severo impacto econômico para os Estados Unidos. Com a maioria das estruturas de pontes localizam-se em vias rurais ou de ligação local, em vias de duas faixas de tráfego, dignificou-se que tinham o perfil adequado para as pontes de madeira. Os avanços tecnológicos no tratamento, preservação e projeto em madeira tornou as pontes de madeira uma alternativa segura, atraente e econômica ao aço e ao concreto. As pontes fazem a comunicação terrestre dos mercados local, regional e nacional, dando apoio à expansão de negócios, permitindo trocas, vendas, viagens, acelerando o ritmo econômico que, em retorno, dá ao poder público renda adicional em taxas e serviços. As pontes de madeira modernas ainda possibilitam expandir este padrão, usando árvores de espécies disponíveis e trabalhadores locais.*

*Em 1989, neste contexto, o Congresso dos Estados Unidos lançou a Timber Bridge Initiative (TBI) - Iniciativa em Pontes de Madeira - para melhoria das comunicações rurais e revitalização destas economias usando a madeira para a construção de pontes. Com estes recursos, foram construídas pontes demonstrativas - para pedestres e para veículos (235 até dezembro de 1992), viabilizando os objetivos fundamentais :*

- 1. Melhoria das Vias de Transporte Rurais.*
- 2. Expansão do Mercado de Produtos de Madeira.*
- 3. Criação de Serviços Industriais para Construção de Pontes de Madeira.*

*Metas intermediárias foram propostas:*

- i. Pontes Demonstrativas:** *estimular a consciência de alternativas viáveis e eficientes às técnicas e materiais tradicionais de construção de pontes.*
- ii. Pesquisa:** *otimizar o equilíbrio entre a tecnologia existente e a tecnologia em desenvolvimento no uso da madeira como material estrutural.*
- iii. Transferência Tecnológica e Gerenciamento da Informação:** *gerenciar a informação sobre uso da madeira em infra-estrutura de transportes e transferir tecnologia e informação a um grande número de usuários.*

**iv. Revitalização Rural:** *estabilizar e revitalizar o desempenho econômico das unidades produtoras através do desenvolvimento das indústrias de serviço (processamento, beneficiamento, tratamento, pré-montagem) e expansão de mercados.*

No âmbito da TBI montou-se escritórios de referência, sendo o principal em West Virginia, o Timber Bridge Information Resource Center (TBIRC), que reuniu as iniciativas das agências governamentais (AASTHO, FHWA, TRB, USDA-FS) com as universidades em todo o País e, ainda, cadastrou pesquisadores e projetistas e reuniu toda a bibliografia produzida e de interesse sobre pontes de madeira e delegou metas às unidades de pesquisa. Os frutos já começam a aparecer: três projetos básicos foram detalhados para aplicação pela TBI em todos os Estados Unidos:

1. a ponte em placa protendida transversalmente;
2. a ponte com vigas de madeira laminada colada longitudinais e protendida transversalmente;
3. a ponte em placa celular, com vigas longitudinais de madeira laminada colada, protendida transversalmente nos dois planos e com diafragmas intermediários.

Estes projetos básicos estão aqui apresentados como projetos Tipo A, B e C respectivamente (Figura 3.7). As especificações de projeto, fabricação, montagem, tensionamento, métodos de construção, vãos e detalhes estão apresentados no ANEXO A.

Um exemplo típico das construções usando placas de madeira laminada pregada (década de 1970) também está apresentado no ANEXO A.

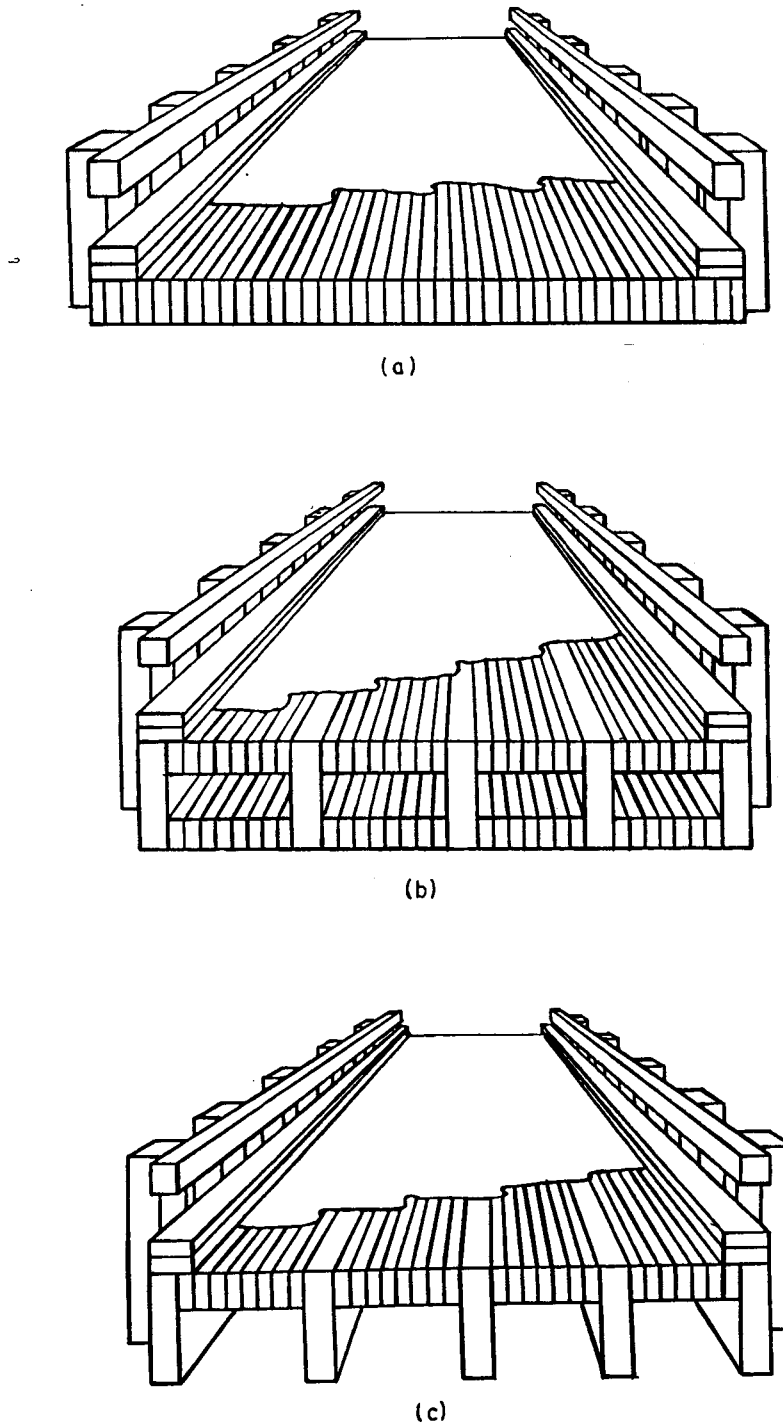


FIGURA 3.7 - Pontes de Madeira Laminada Tensionada (mlt), West Virginia University, da TBI.

- a) Placa;
- b) Placas com Vigas de madeira laminada colada (mlc);
- c) Celular com nervuras de mlc.

Desde Agosto de 1990 o TBIRC tem apresentado um jornal trimestral, "**Crossings**" com sistemática atualização de informações e publicações que têm se tornado disponíveis.

Exemplos de esforço bem-sucedido já estão disponíveis em um manual de amplo espectro : **Timber Bridges : Design, Construction, Inspection and Maintenance** [RITTER, 1990], com 18 capítulos e abordando :

- madeira como material para construção de pontes e tipos de pontes de madeira;
- preservação e proteção de pontes de madeira;
- conceitos básicos do projeto com madeira;
- ações e forças em pontes de madeira;
- projeto de superestruturas em viga, em tabuleiro longitudinal (tensionado ou não);
- sistemas de guarda-corpo e superfícies de rolamento para tabuleiros de madeira;
- fabricação e construção de pontes de madeira;
- inspeção de pontes para deterioração;
- manutenção;
- recuperação;
- substituição.

Após a edição deste manual, aperfeiçoamentos já estão sendo estudados, como um tabuleiro longitudinal de dupla camada, transversalmente tensionado, Figura 3.8 e auxiliado com chapas metálicas.

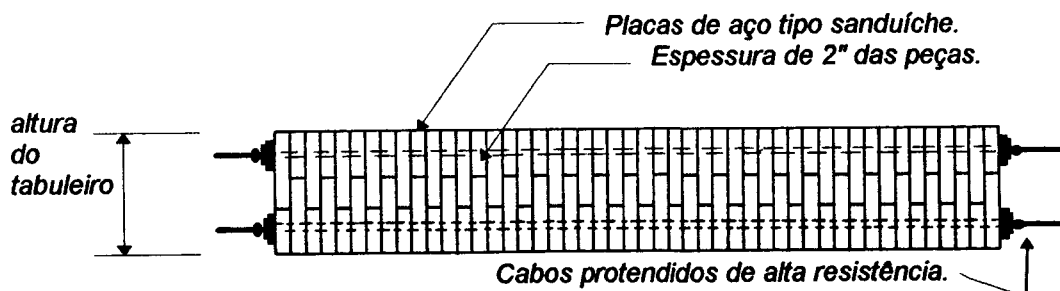
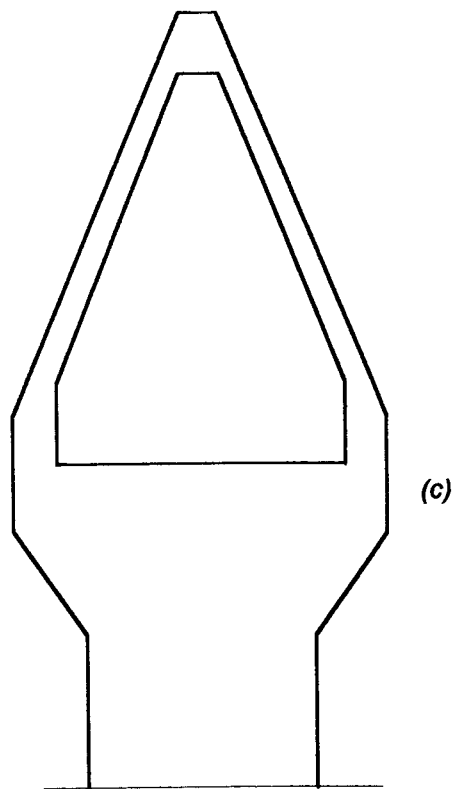
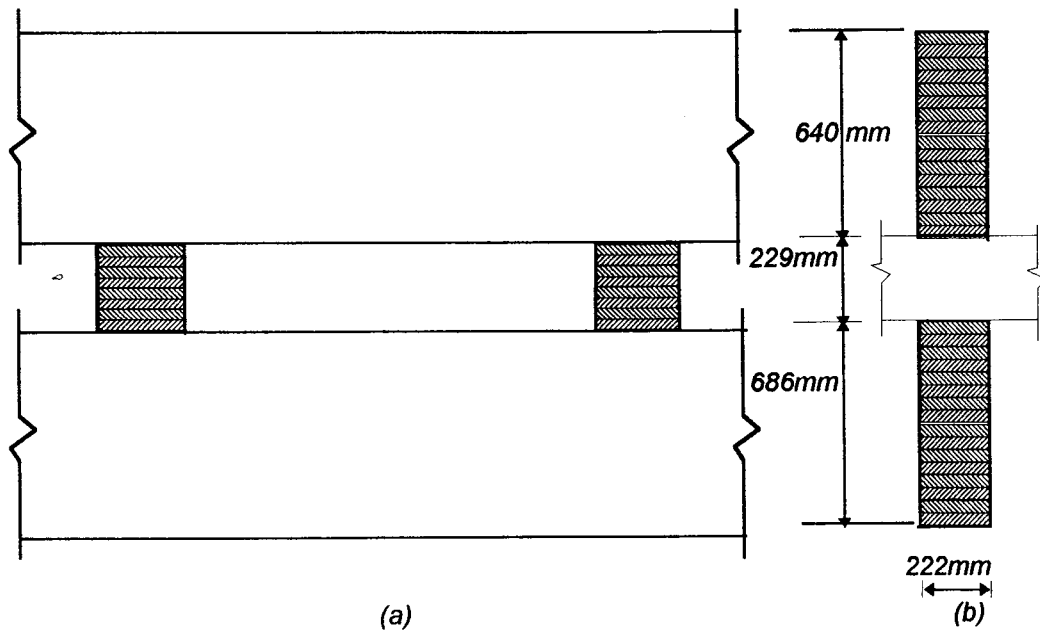


FIGURA 3.8 - Tabuleiro de mlt de dupla camada.

Em 1991 a AASHTO publicou a Guide Specification for the Design of Stress-Laminated Wood Decks, uma recomendação para o cálculo e projeto de pontes de madeira laminada tensionada, não sendo ainda incorporada à Norma AASHTO (Standard Specifications for Highway Bridges) de 1989.

Em 1992 terminou a construção da maior ponte rodoviária, para duas faixas, em madeira, em todo o mundo. É uma estrutura suspensa em estais, que passam em duas torres em forma de arco gótico. Tem 469 pés (143 m) de extensão, com dois vãos laterais de 108 pés (33 m) e um vão central de 253 pés (77 m). Apresenta 16 pés (4,9m) de largura, foi instalada em Junho e Julho daquele ano para a abertura ao tráfego em Setembro, na ligação do aeroporto com a área urbana de Hiroshima, no Japão. O piso constitui-se de uma "treliça de banzos paralelos" com almas de madeira entre os "banzos". Os módulos foram produzidos em treze partes, cada uma correspondendo ao cabo de suspensão (doze, de 1-7/8" de diâmetro - 48 mm) e ao apoio da torre. As dimensões das peças são 8-3/4" (222 mm) x 24" (610 mm) para a parte superior e 8-3/4" (222 mm) x 27" (686 mm) para a inferior, em madeira laminada colada (mlc). Todas as peças de alma são de 8-3/4" (222 mm) x 9" (229 mm) de mlc. Os painéis longitudinais de mlc têm 6-3/4" (171 mm) x 48" (1219 mm), apoiados em vigas de piso de aço, espaçadas de 9pés (2,74 m), conformam o tabuleiro da ponte. As superfícies de mlc foram protegidas com uma capa geotêxtil e uma camada de asfalto para impermeabilização e superfície de rolamento. Todas as peças de mlc foram tratadas à pressão e toda a ferragem foi galvanizada a quente.



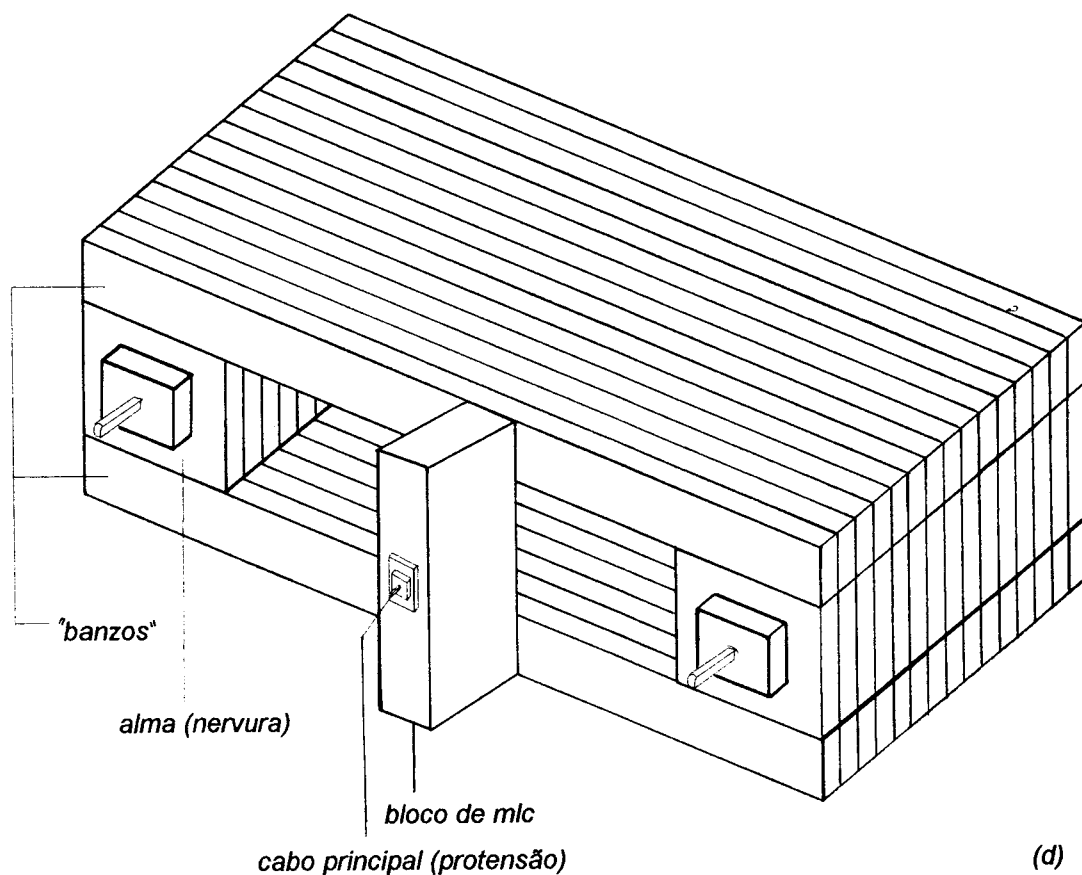


FIGURA 3.9 - Aspectos principais da Hiroshima Bridge : Vistas das vigas laminadas.

- (a) lateral;
- (b) seção transversal;
- (c) aspecto da torre da ponte;
- (d) módulo do sistema de "banzos paralelos".

A Iniciativa em Pontes de Madeira uniu os institutos de pesquisa num programa amplo na América do Norte. Hoje, Canadá e Estados Unidos detêm o que existe de melhor em tecnologia, projeto e construção de pontes de madeira em todo mundo. Há um intercâmbio entre os institutos do Ministry of Transportation of Ontario (MTO), Forest Products Laboratory (FPL) e Federal Highway Administration (FHWA). As pesquisas em andamento neste âmbito, são :

### 1. CRITÉRIOS DE PROJETO.

- *Informações sobre propriedades de madeiras de diversas espécies - red oak, red maple, cottonwood, yellow poplar - para aplicações em pontes. A disponibilidade de madeira de dicotiledôneas, atualmente, na América do Norte, é grande e estudam-se novas aplicações não-usuais para algumas madeiras não chamadas de nobres, como a cottonwood.*
- *Desempenho de sistemas de madeira laminada colada; produtos estruturais novos (também não-usuais, como para a red maple).*

### 2. APERFEIÇOAMENTO DE SISTEMAS DE PONTES.

- *Experimentação para determinar a exeqüibilidade de pontes de "treliças laminadas tensionadas" (Universidade do Estado de Maine).*

### 3. CRITÉRIOS DE CÁLCULO PARA PONTES DE MLT.

- *Análise de efeitos de juntas de topo em tabuleiros de mlt para refinamento dos procedimentos de cálculo que considerem esse efeito na variação da rigidez do tabuleiro.*
- *Sistemas de conectores e dados de fadiga para tabuleiros de mlt.*
- *Eficácia de sistemas de molas de disco para manter as forças nas barras de protensão nas pontes de mlt.*
- *Sistemas de madeira laminada tensionada (mlt) usando madeira laminada colada (mlc) em seções T e caixão.*
- *Programas de monitoramento nacionais e locais.*

### 4. PRESERVATIVOS.

- *Eficácia de preservativos e repelentes de água em madeiras de cerne - avaliações estão sendo realizadas através de amostras (plantadas no*



*solo, em cultura de fungus cellars) tratadas somente com CCA, CCA mais o hidro-repelente ou estabilizadores, e amostras não-tratadas para controle.*

- *Desempenho de uma ponte com tabuleiro de madeira laminada tensionada tratada com CCA, visando a análise e recomendações possíveis para uso alternativo de preservantes de base aquosa para tabuleiros de madeira laminada tensionada.*
- *Novos preservativos - ainda não estão completos os estudos para a avaliação de 4 novos preservantes com possibilidades de aplicações a madeiras a utilizar-se em pontes.*
- *Tratamentos e métodos para tratamento no local das peças das pontes - pesquisa de equipamentos, formulação de preservativos e procedimentos para efetivamente se tratar cortes, furos de inspeção e outras descontinuidades provocadas nos envelopes de preservativos pelas operações construtivas ou de manutenção e inspeção.*

##### 5. INSPEÇÃO E REABILITAÇÃO.

- *Métodos para avaliação no local, utilizando a tecnologia de ondas de pressão, diferenciando os tipos e a integridade estrutural das pontes.*
  - *Diretrizes para projeto e aplicação de camadas asfálticas de proteção e impermeabilização para pistas de rolamento sobre tabuleiros de madeira, analisando as características de comportamento dos diversos tipos e com aplicação de membranas e/ou geotêxteis como interface.*
  - *Efeitos de temperaturas muito baixas no desempenho de pontes de madeira laminada tensionada.*
  - *Equipamentos e métodos para determinação da rigidez efetiva das pontes de madeira laminada tensionada construídas com madeira serrada.*
- Acompanhamento do desempenho e resistência das pontes de madeira laminada tensionada.*

## 6. TECNOLOGIA E TRANSFERÊNCIA DE INFORMAÇÕES.

- *Projetos-padrão e Especificações para Superestruturas de Pontes de Madeira. Está em pleno desenvolvimento os desenhos padrão e especificações construtivas para superestruturas de pontes de madeira:*
  - (a) *vigas de mlc com tabuleiro transversal de mlc;*
  - (b) *tabuleiro longitudinal de mlc;*
  - (c) *tabuleiro longitudinal de mlt;*
  - (d) *tabuleiro longitudinal laminado interpregado;*
  - (e) *tabuleiros de madeira sobre vigas de aço.*
- *Desenvolvimento das especificações da AASHTO para projetos de pontes de madeira: este projeto de pesquisa envolve todas as agências através do National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), para apresentar as especificações no formato probabilístico LRFD.*

### **3.2. BRASIL**

#### **3.2.1. Introdução**

*O Brasil possui território de 8.511.965 km<sup>2</sup>, com 15.719 km de fronteiras terrestres e 7.408 km de praias litorâneas, no Oceano Atlântico. Ocupa a porção centro-oriental da América do Sul e é formado por terrenos antigos (Árqueo-Proterozóicos), em geral recobertos por sedimentação mais recente (64% do território) e divididos em maciços antigos e bacias sedimentares (93% do território apresenta altitudes inferiores a 900 m).*



FIGURA 3.10 - Estrutura Geológica do Território Brasileiro.

FONTE: *Almanaque Abril*, 1991.

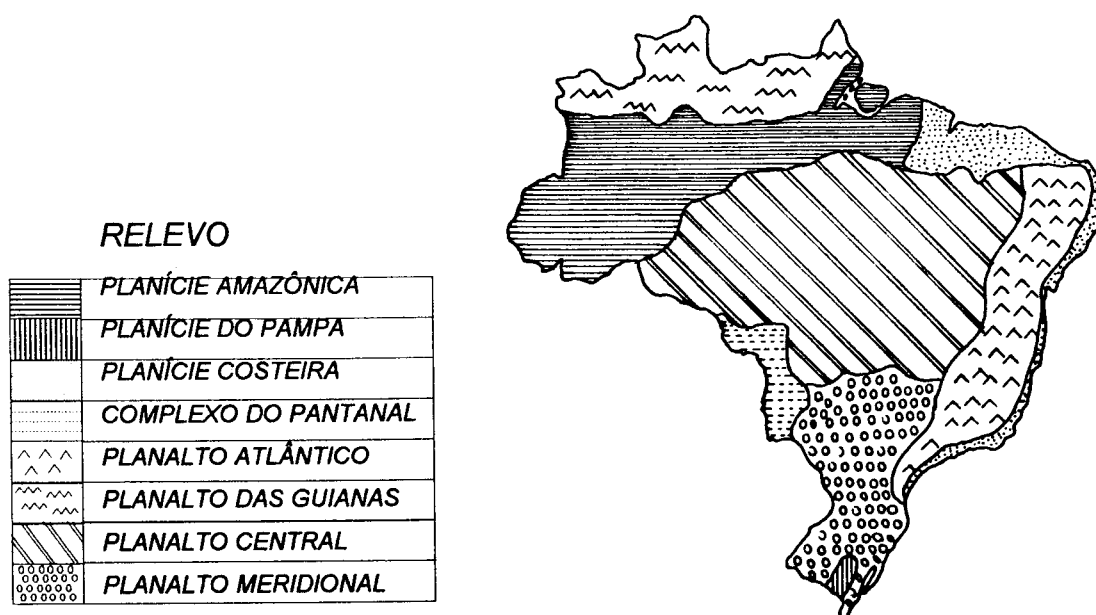


FIGURA 3.11 - Relevo do Território Brasileiro, Planícies e Planaltos.

FONTE: *Almanaque Abril*, 1991.

As baixas latitudes fazem-se sentir no predomínio dos climas quentes e a atuação de massas de ar tropical continental, equatorial, polar e tropical atlântica faz com que haja predomínio de climas úmidos, propiciando uma rede hidrográfica numerosa e com elevados volumes de água.

No Centro-Sul do País a barreira formada pelo Planalto Atlântico é mais intensa fazendo com que os rios que aí nascem ou fluam diretamente para a Planície Costeira ou tomem a vertente continental. É desta forma que se estabeleceu uma miríade de rios de planalto com grandes potenciais hidrelétricos - o que exige, porém, grandes obras de engenharia para os realizar e tornar navegáveis o seu curso. O exemplo mais característico desta vertente é o Rio Paraná, alimentado por rios quase paralelos e extensos (mais de 1000 km cada): Grande, Tietê, Paranapanema, Iguçu. Cada um destes formam sub-bacias com importante eixo de comunicações e, com os terrenos e clima, compõem um estímulo ao florescimento das civilizações; a implementação de infra-estrutura tornou esta região a mais ocupada populacionalmente no País.

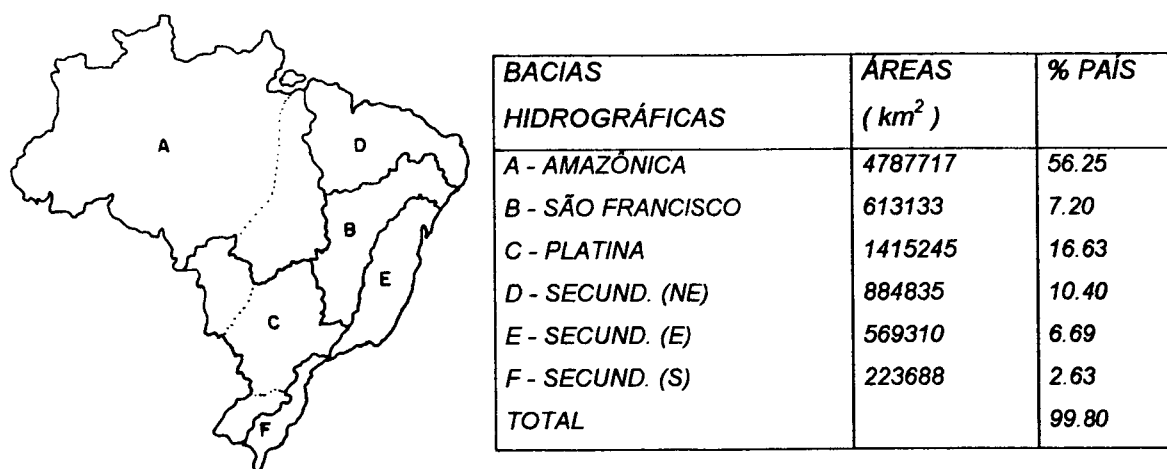


FIGURA 3.12 - Bacias hidrográficas no Brasil.

FONTE: Almanaque Abril, 1991.

Os principais rios, em extensão total, são:

1. Amazonas ( 7025 km).
2. Paraná ( 4025 km).
3. Juruá ( 3283 km).

4. Madeira ( 3240 km ) ( maior rio exclusivamente brasileiro ).
5. Purus ( 3210 km ).
6. São Francisco ( 3161 km ).
7. Tocantins ( 2640 km ).
8. Araguaia ( 2630 km ).
9. Japurá ( 2200 km ).
10. Uruguai ( 2078 km ).
11. Paraguai ( 2020 km ).
12. Tapajós ( 2000 km ).

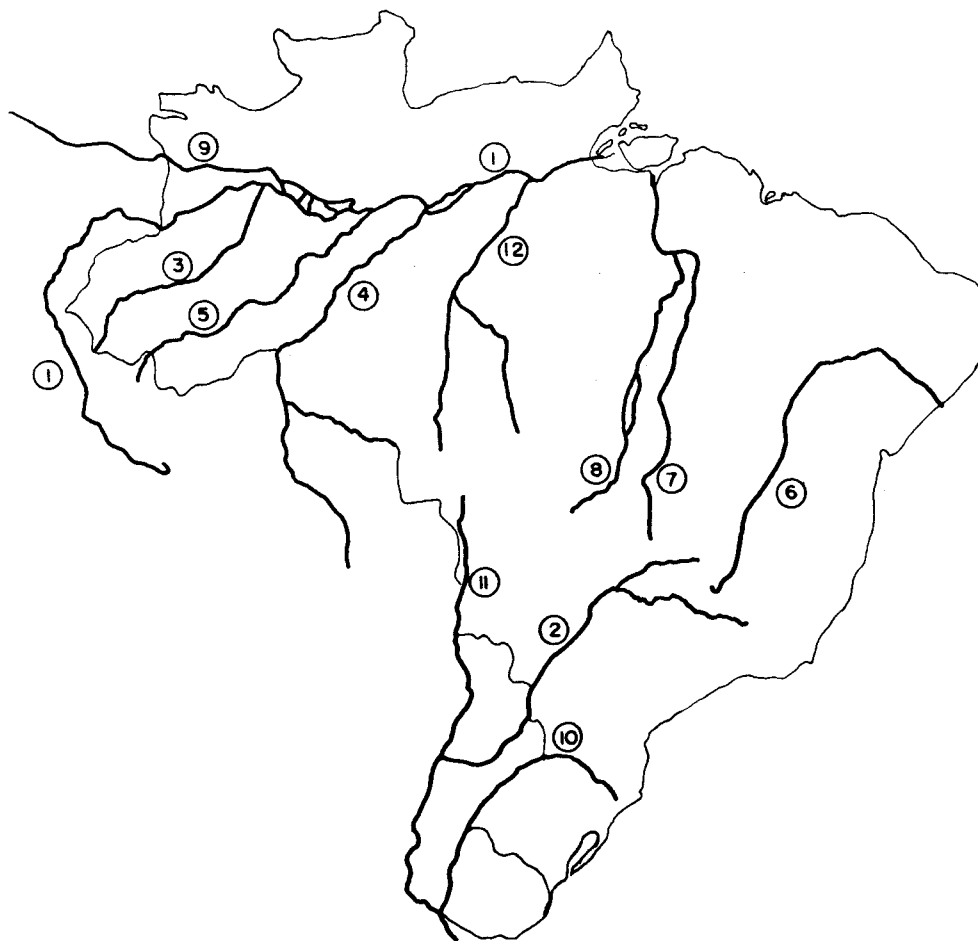


FIGURA 3.13 - Mapa com a localização dos rios Sul-Americanos citados.

FONTE: Círculo do livro, 1994.

*Se nos planaltos já existe indicação de rios com porte hídrico a se considerar, deve-se notar que na Bacia Amazônica, além do Rio Amazonas, encontram-se 7000 (sete mil) afluentes e há 23000 km de rios navegáveis por embarcações de porte.*

*As linhas de comunicação terrestre, para se implantar em todo país, exigem dos engenheiros civis conhecimentos para realizar obras de artes de todo porte, pequenas, médias, grandes e "imensas".*

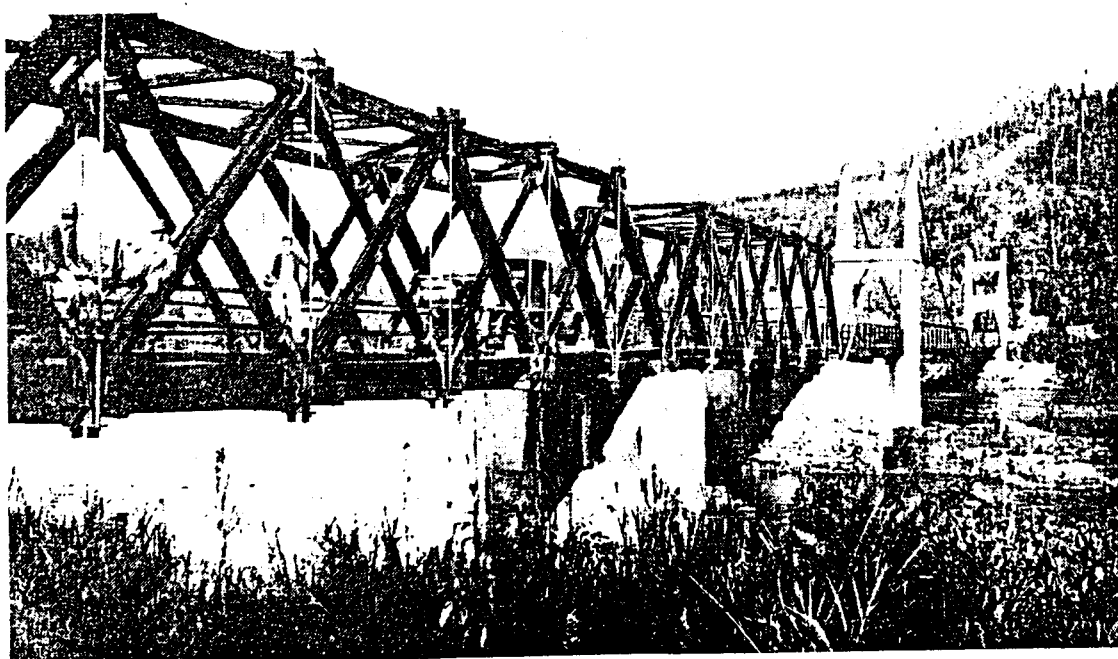
*Uma análise sobre os desenvolvimentos tecnológicos e o conhecimento já produzido, pontes já construídas e novas pontes sendo demandadas podem indicar caminhos esquecidos pela engenharia nacional no que diz respeito às pontes de madeira. A produção deste conhecimento no Brasil começou a ser duradoura a partir mesmo da implantação das ferrovias e alastrou-se com o crescimento do interior do País.*

### **3.2.2. Histórico.**

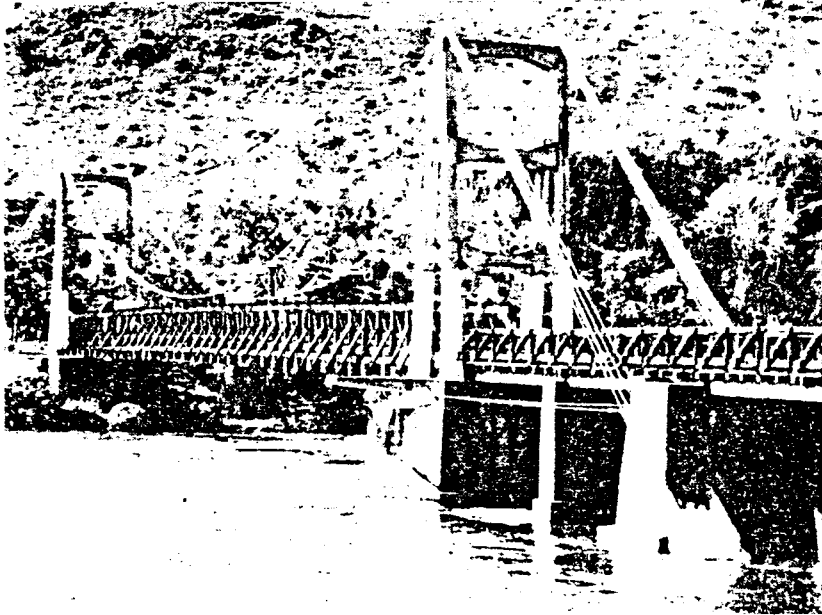
*A partir do advento da Proclamação da República o Governo do Brasil encorajou imigrantes a ocuparem áreas ainda vazias no interior do País. Alemães, italianos, suíços, espanhóis, portugueses e, posteriormente japoneses vieram para os Estados do Rio de Janeiro, Espírito Santo, São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul.*

*Os produtores de café detinham o poder econômico então e a expansão do plantio desde o estado do Rio de Janeiro até o Oeste de São Paulo e Norte do Paraná trouxe a necessidade de artesãos, fabricantes e empreendedores com o conhecimento tecnológico da madeira - as matas naturais com grande reserva biológica estavam a impedir o avanço da fronteira agrícola. No primeiro quarto deste século já se construíam estruturas de grande impacto no escoamento da produção e na circulação de pessoas, bens e serviços. O grande exemplo desta era foi a Ponte Pênsil de Chavantes, na*

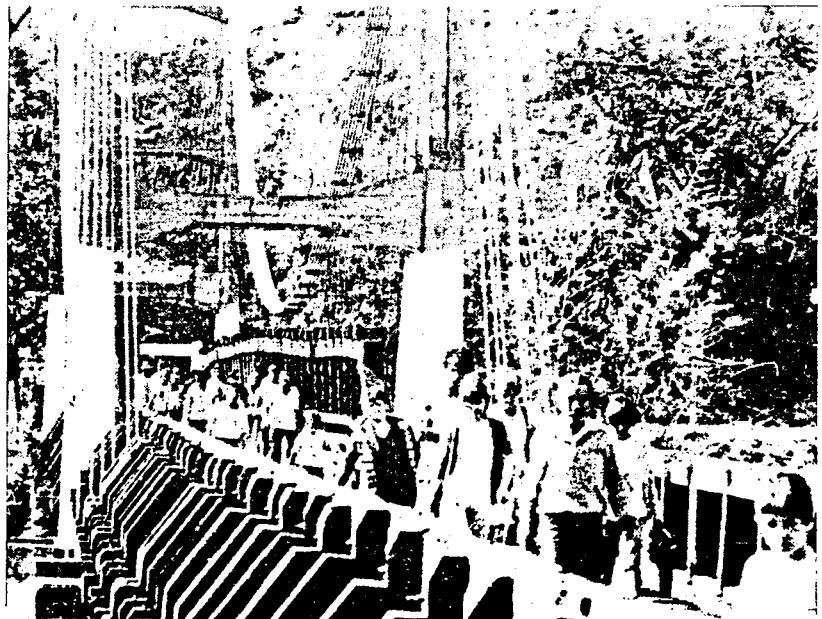
divisa das Províncias de São Paulo e Paraná, sobre o Rio Paranapanema. Destruída em 1924 por ocasião do Movimento Tenentista, a ponte foi reconstruída e esteve em serviço desde 1924 até 1932, quando foi novamente destruída durante o Movimento Constitucionalista. Foi construída mais uma vez, com torres, ancoragens e pista totalmente novos, em uma posição ao lado da anterior. Esta Ponte Pênsil de Chavantes foi seriamente danificada com a grande enchente de 1983, quando o nível do Rio Paranapanema atingiu as transversinas e solicitou o cabo como tirantes do arco provocado pelo arrastamento lateral da estrutura no sentido do fluxo fluvial. Tombada pelo Conselho de Defesa do Patrimônio Histórico em 1985, foi reformada em 1987 e recuperada em 1989, estando em plena operação hoje. A evolução do sistema é mostrada nas figuras a seguir.



**FIGURA 3.14 - Primeira Ponte Pênsil de Chavantes, dois vãos treliçados e um vão pênsil de 75 m (extensão : 120 m).**



(a)



(b)

**FIGURA 3.15** (a) Vista Lateral da Terceira Ponte Pênsil de Chavantes;  
(b) Aspecto dos cabos e das contenções das transversinas.



A execução de sistemas estruturais arquitetônicos e eficientes foi a grande preocupação de um construtor excepcional de estruturas de madeira no Brasil: Erwin Hauff. Seu trabalho foi minuciosamente compilado e salientado por CESAR (1991), e incluiu notáveis pontes de madeira.

O então chamado Sistema Hauff compreendia a utilização de treliças de madeira de várias formas, especialmente com emprego de arcos, com barras treliçadas conectadas com cavilhas de madeira. As seções das barras não eram robustas como resultaria do uso de seções maciças, e empregava-se o carbolineum para preservação da madeira.

O Sistema Hauff foi muito utilizado em coberturas de galpões, em cimbramentos de estruturas de concreto - e recordes construtivos, segundo Vasconcelos (1992) foram atingidos na Ligação Mairinque-Santos da Estrada de Ferro Sorocabana: em cimbramentos e em pontes ferroviárias de concreto armado. O Sistema Hauff foi também empregado em pontes urbanas, das quais a Ponte Grande inaugurada em 1930 com 52m de vão (Figura 3.16) foi recorde construtivo na América do Sul.



FIGURA 3.16 - Ponte Grande, rio Tietê, entre São Paulo e Guarulhos.

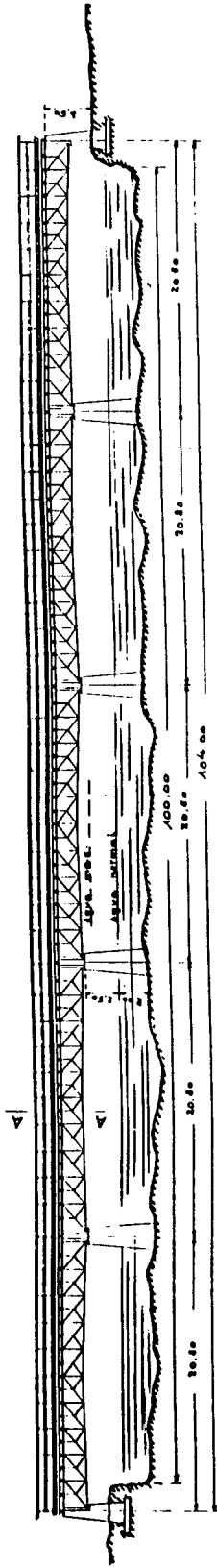
*Outro destaque foi a Ponte da Rua São Felipe, também sobre o Rio Tietê em São Paulo - Capital (Figura 3.17), com 38m de vão.*



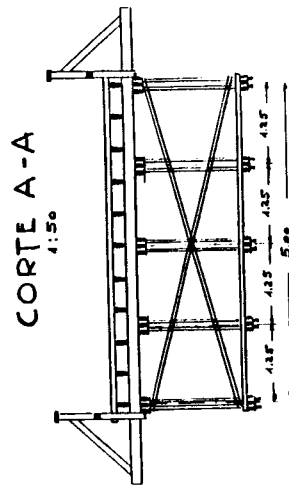
*FIGURA 3.17 - Ponte da Rua São Felipe.*

*O Sistema Hauff foi difundido e muito aplicado no Norte do Paraná. Exemplos são mostrados nas figuras seguintes, construídos entre 1945 e 1960.*

PONTE DE MADEIRA SOBRE O RIO SAMAMBAIA  
1:200



CARGA MOVEL: 20 ton<sup>1</sup>  
CARGA MORTA: 500 Kg/m<sup>2</sup>



ESTRUTURAS DE MADEIRA	
HERMANNSTROCHER & CO. S.A.	
R. S. CARLOS DE ALMEIDA, 111 - SÃO PAULO - SP	
Proj. de	ANTONIO J. DE MOURA ANDRADE
Proj. de	PROJETO DE
Proj. de	LUNA Ponte s. Rio SAMAMBAIA

FIGURA 3.18 - Ponte de Madeira sobre o Rio Samambaia.

O declínio das construções em madeira acompanhou o intenso desenvolvimento das construções em concreto armado no Brasil a partir dos anos 1950. Alguns fatos importantes desta fase são :

1. A substituição do Tabuleiro da Ponte Hercílio Luz. O piso original de madeira (1926) foi trocado por chapas de aço corrugadas revestidas com concreto asfáltico (1960).
2. Substituição das pontes de madeira por pontes de concreto armado na expansão da malha urbana da Capital de São Paulo (1958-1965).
3. Mudança de enfoque dos empreendedores em construções de estruturas de madeira - passaram a dedicar-se a construções em aço e em concreto.

As construções de pontes restringiram-se à tecnologia de construção rural. Exemplos são mostrados nas Figuras 3.19, 3.20 e 3.21 a seguir.

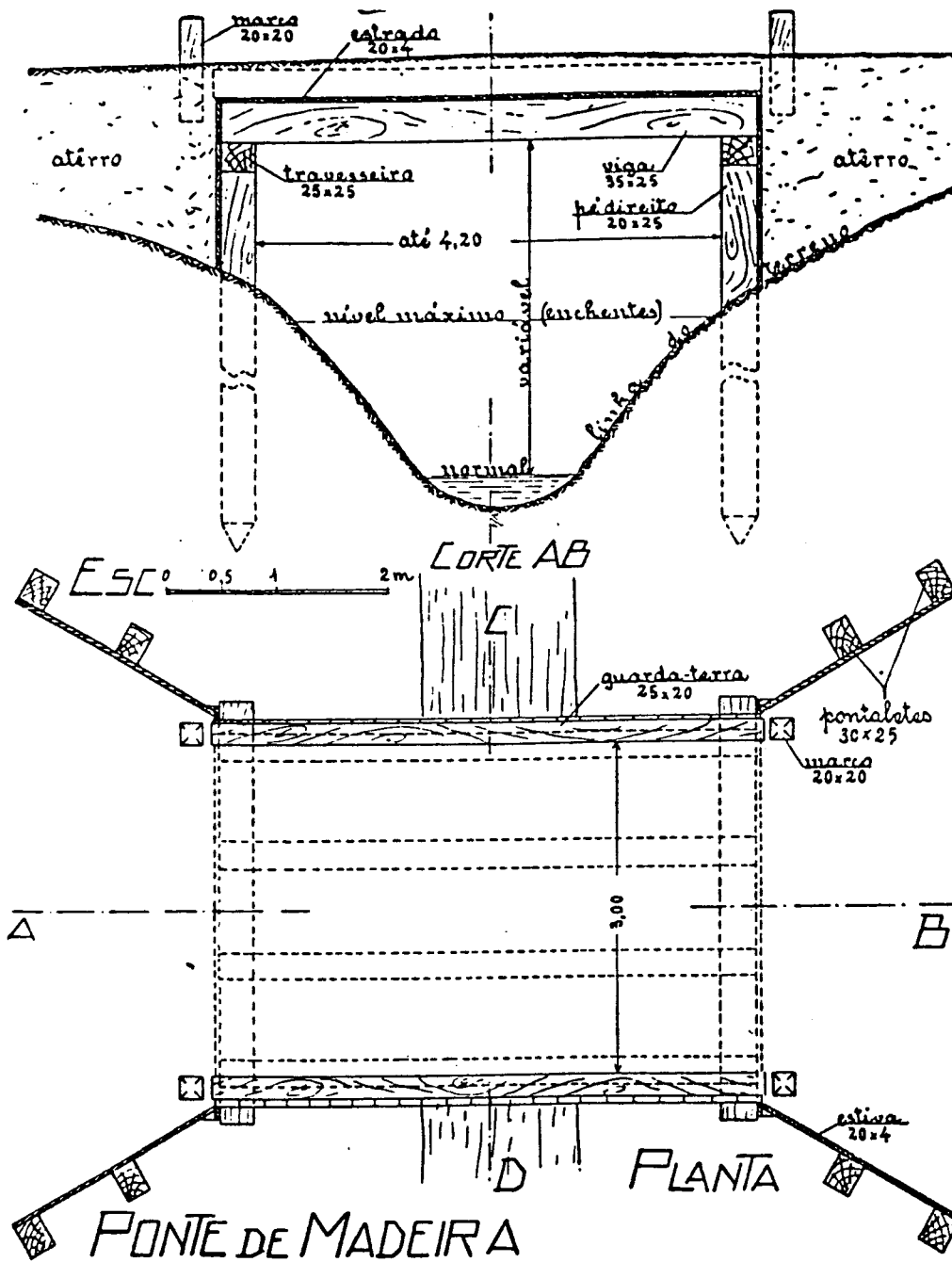


FIGURA 3.19 - Ponte de madeira com aterro - até 4.50m de vão.

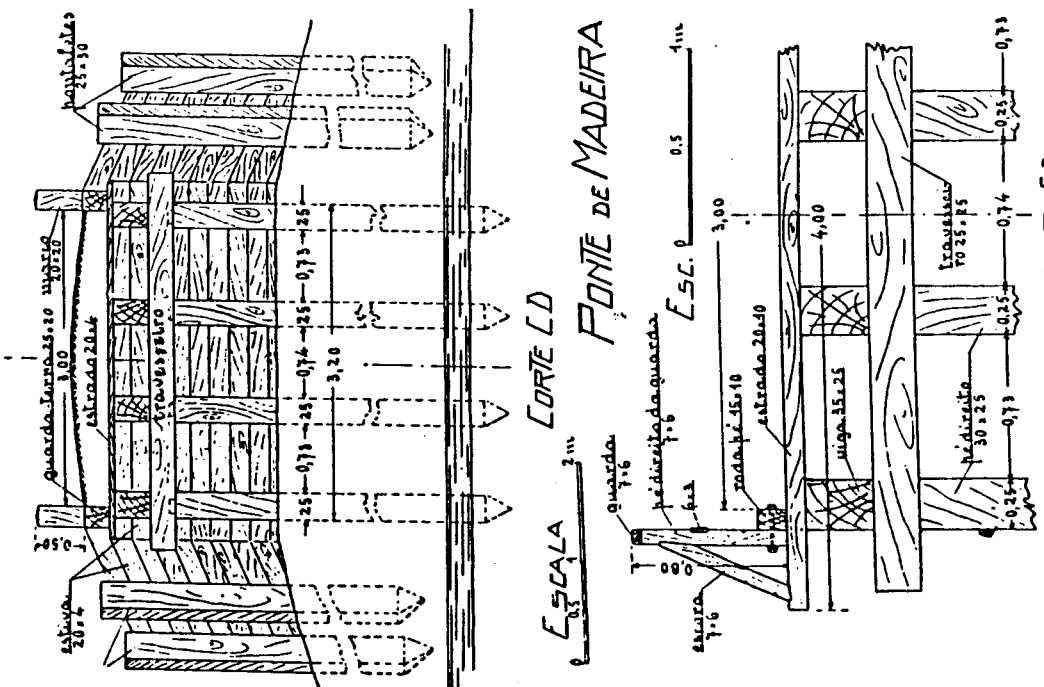
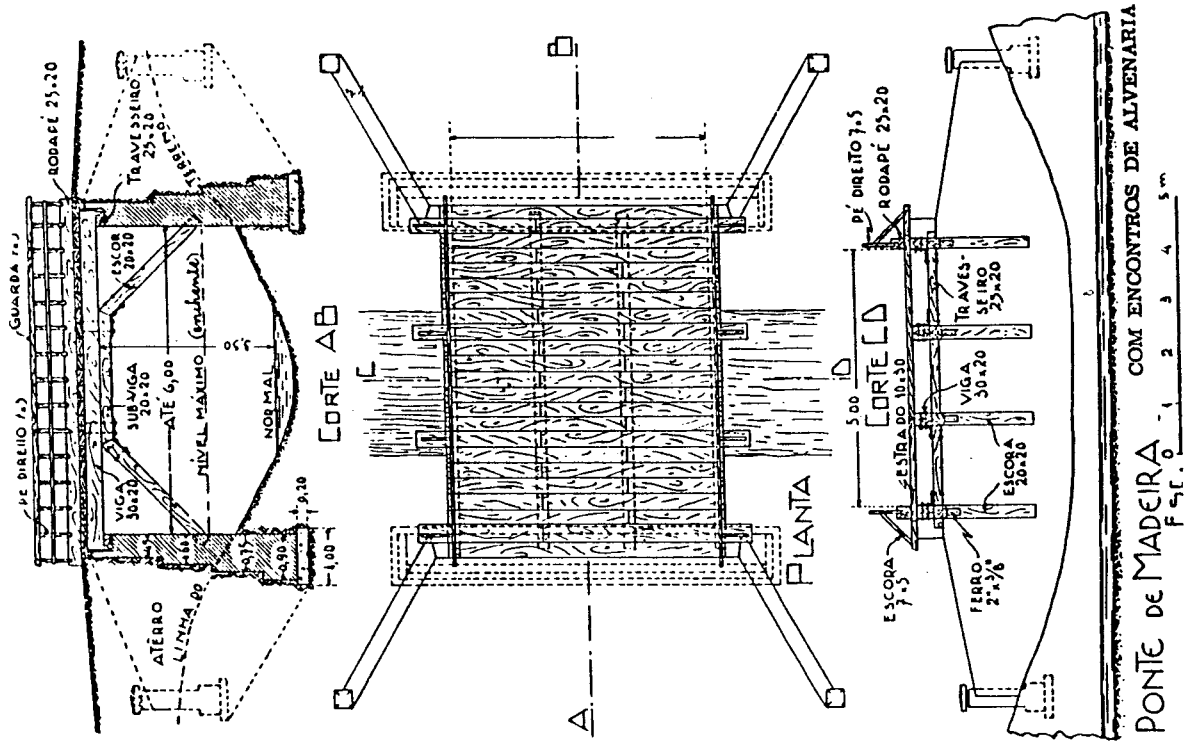


FIGURA 3.20 - Ponte de madeira sem aterro - aspecto de variação da figura 3.19.

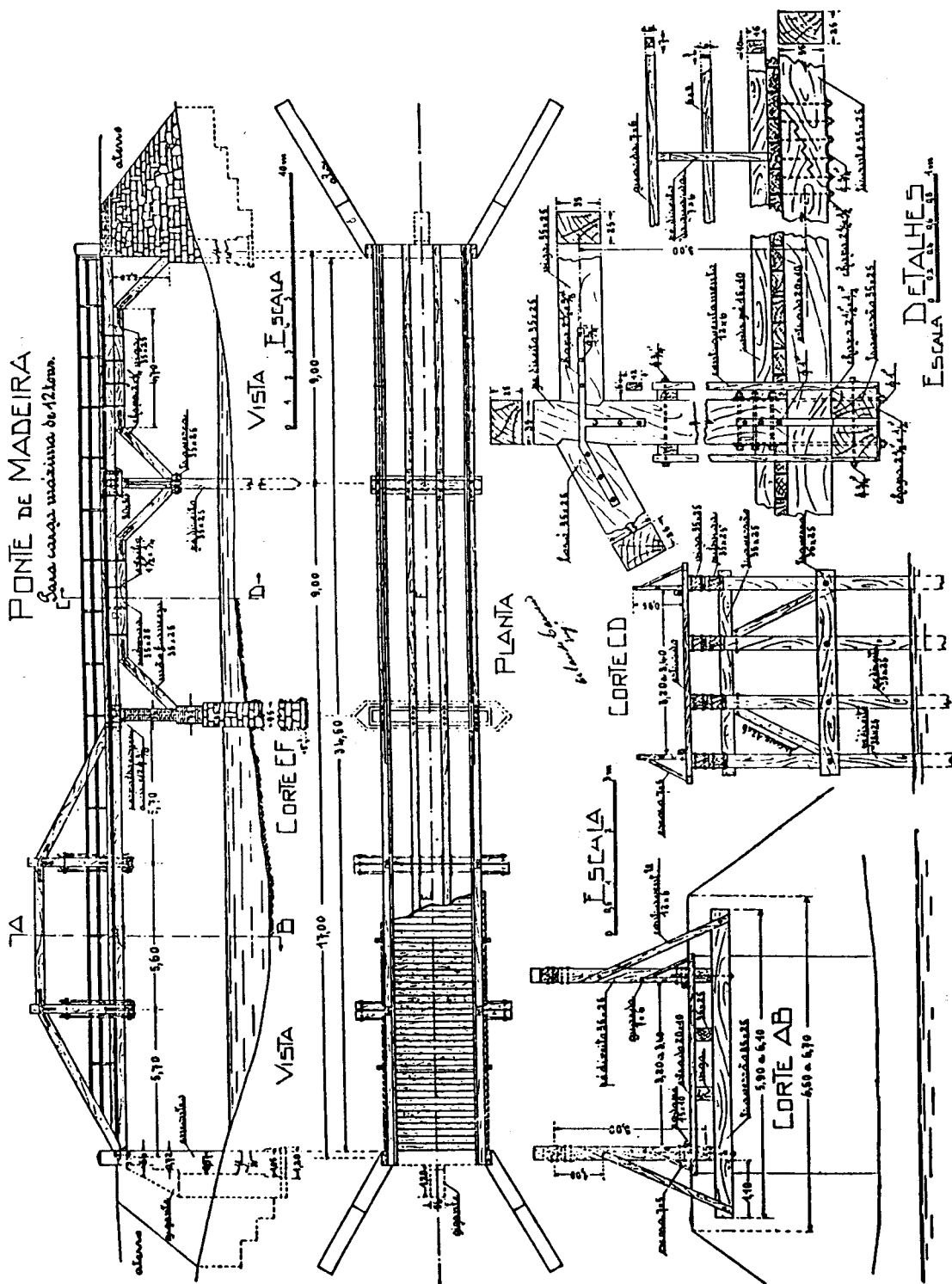


FIGURA 3.21 - Ponte de madeira contínua.

*Por falta de especialização profissional, quando o Governo Federal decidiu ocupar a Amazônia com a implantação de rodovias e uso de madeira para a construção de suas pontes, somente o Grupamento de Engenharia do Exército possuía corpo técnico capacitado em projeto de pontes de madeira. Assim foram realizadas obras em madeira nas rodovias Cuiabá-Santarém, Transamazônica e Perimetral Norte.*

*BEGER<sup>1</sup> salientou que a mão-de-obra contratada não possuía sequer capacidade interpretativa de desenhos para construir as pontes da BR-163, Cuiabá-Santarém. Como consequência os projetos foram repartidos, vãos de 40 m foram reduzidos a dez vãos de 4,0 m e os desenhos apresentados em verdadeira grandeza. Grandes prejuízos e retardamento do cronograma previsto foram as consequências imediatas destas atividades.*

*Passados 20 anos destas intervenções, sabe-se<sup>2</sup> que no Estado do Pará, no trecho da Transamazônica, restam 680km transitáveis. Há mais de 170 pontes de madeira, a maioria delas em estado precário, precisando de manutenção ou reconstrução.*

*As pontes de madeira usualmente construídas no Brasil são simples, de construção rápida e, de modo geral, apresentam estanqueamentos de madeira sucessivos sobre os quais se apoiam as vigas longitudinais e, sobre estas, é fixado o tabuleiro transversal. Algumas vezes sobre as estacas executam-se cavaletes com a disposição de uma viga transversal sob as vigas longitudinais. Os vãos são de 4 m a 5 m de cada vez e em geral estas pontes são contínuas, como ilustrado nas figuras a seguir.*

---

<sup>1</sup> Comunicação pessoal, Setembro de 1988.

<sup>2</sup> Documento Especial, TV Manchete, 03/01/1992.



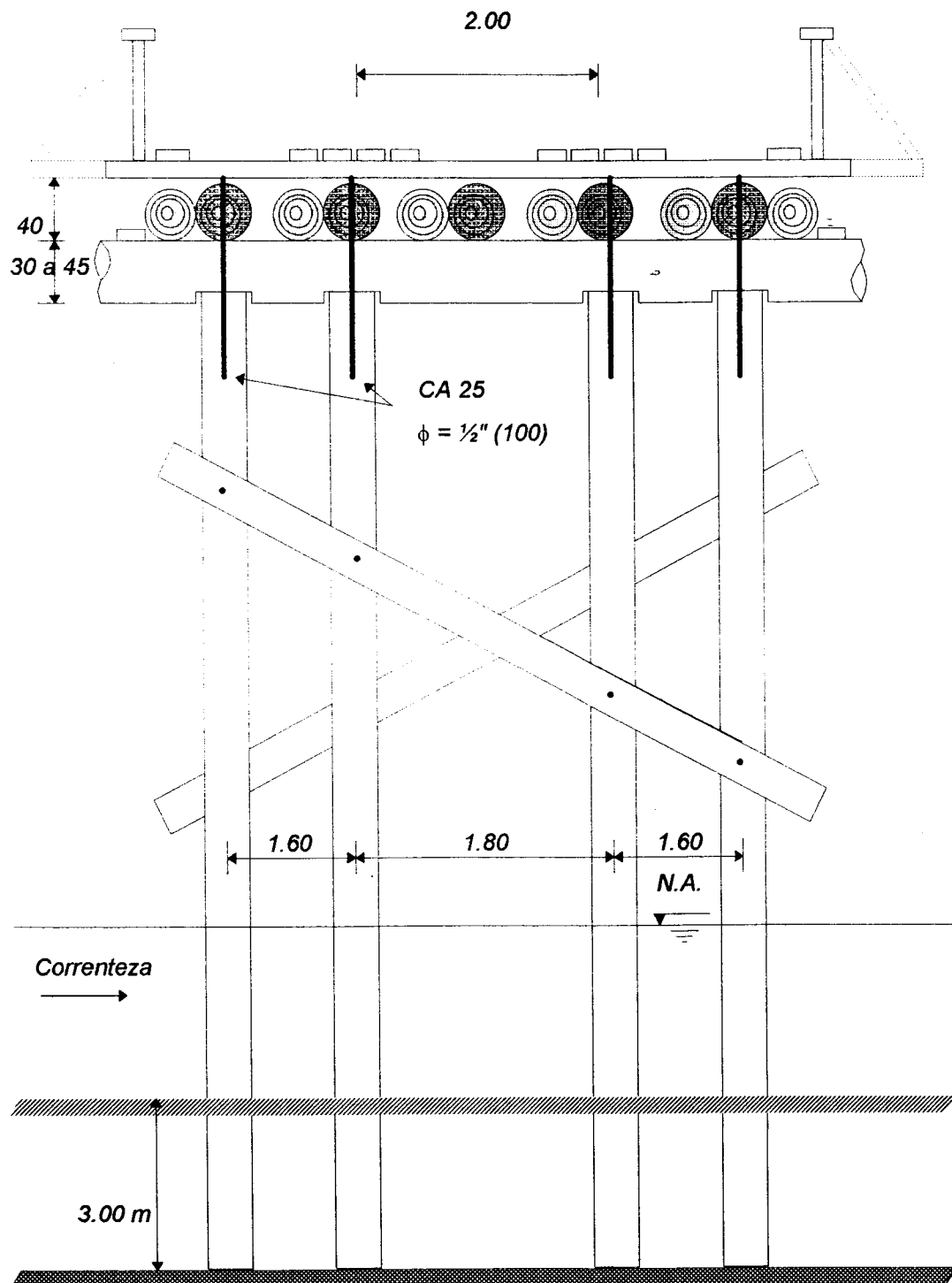


FIGURA 3.22 - Seção Transversal - Ponte ITAVUVU.

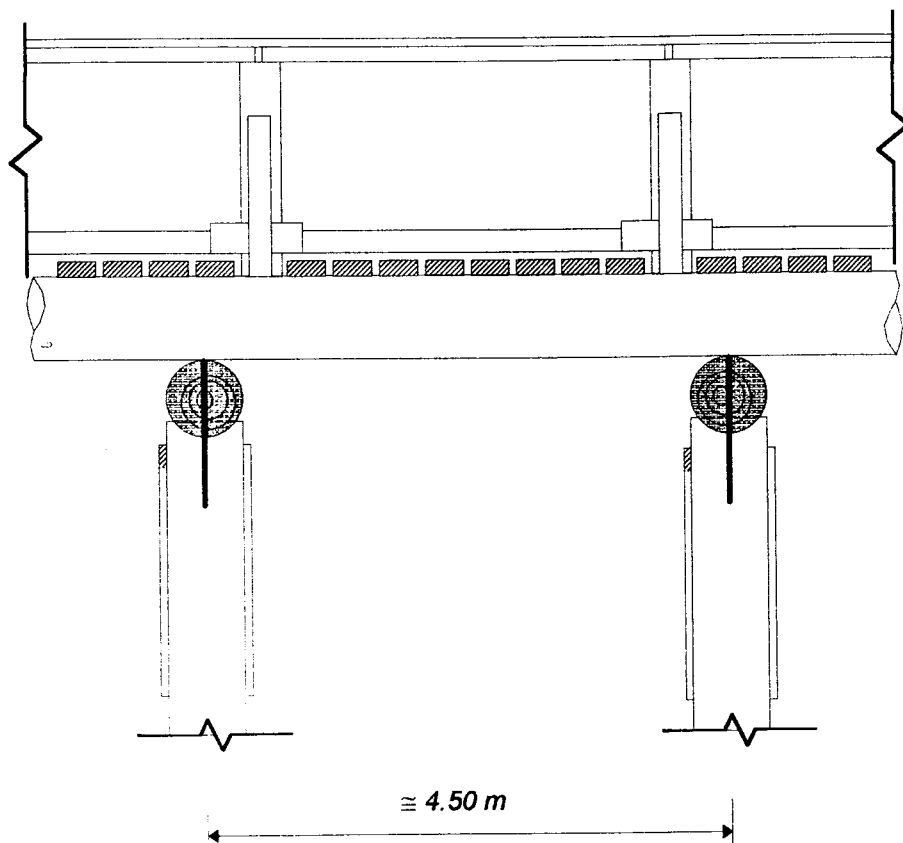


FIGURA 3.23- Seção Longitudinal - Ponte ITAVUVU.

Em alguns casos o tabuleiro é fechado (isto é, forma um meio contínuo) e aproveita-se o plano do tabuleiro para se regularizar a pista de rolamento com concreto asfáltico ou concreto armado, pavimentando assim a superfície de rolamento.

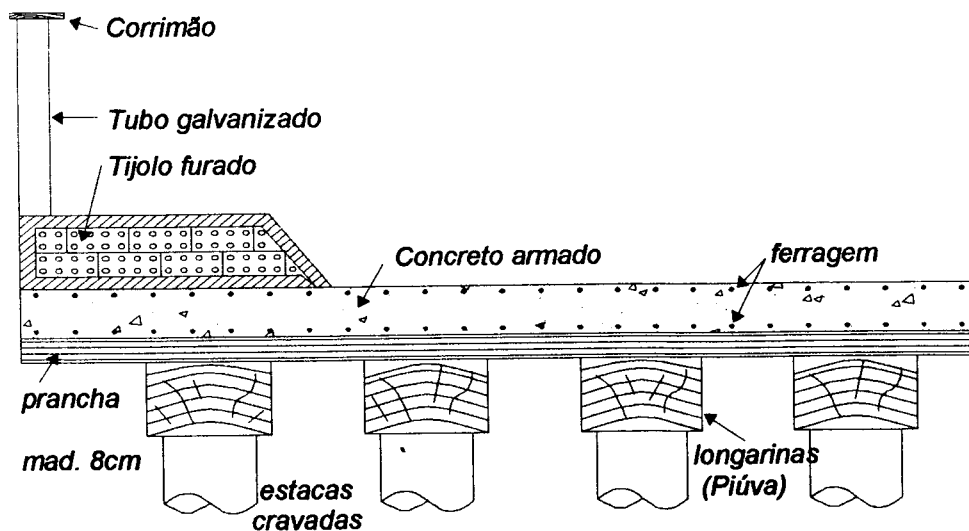
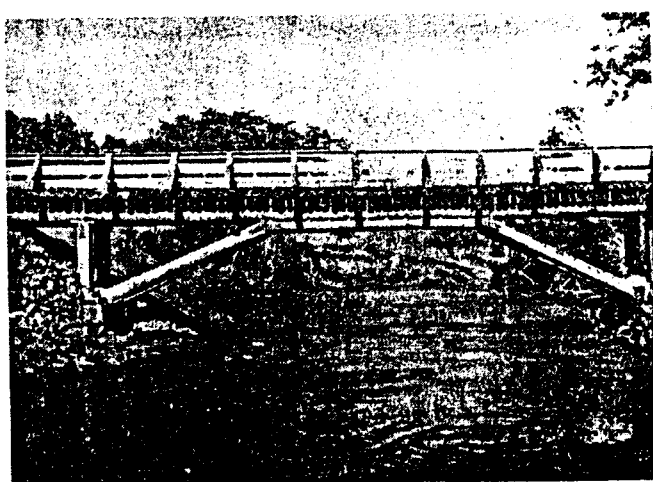


FIGURA 3.24 - Ponte típica da Prefeitura municipal de Cuiabá (MT).

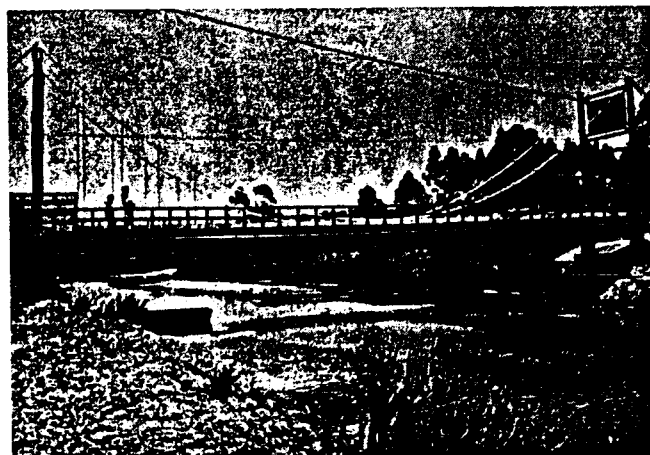
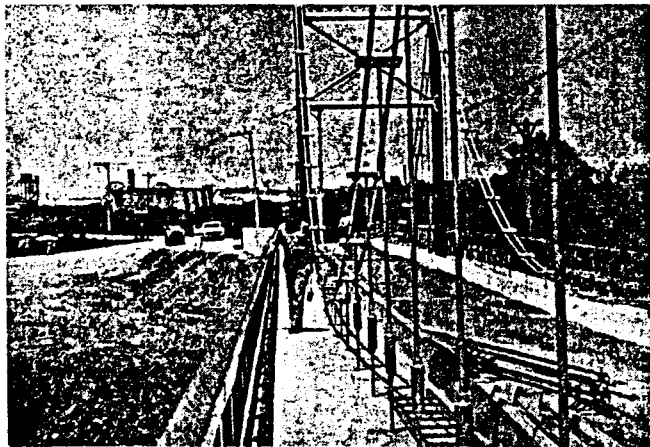
### 3.2.3. O Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM).

*A partir de 1973 o Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira, da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, organizou-se para pesquisa e atendimento à coletividade. Programas de experimentação foram implementados e as primeiras necessidades foram atendidas com execução de estruturas para o Departamento de Estradas e Rodagem (DER), em 1975; para a Companhia Nitro-Química (1977) e Grupo Itaú (1977).*

*Estes atendimentos pioneiros firmaram posição de relevância e inovação tecnológica no país, razão pela qual os projetos são aqui sumariamente apresentados.*



**FIGURA 3.25 - Ponte de BORBOREMA.**



*FIGURA 3.26 - Ponte de S. PAULO - Cia. NITROQUÍMICA.*

A base deste trabalho foi realizada por HELLMEISTER (1978), Pontes de Eucalipto citriodora, tese apresentada com o sistema de postes combinados, verticalmente, para formar as vigas, e horizontalmente, para montar o tabuleiro. Os postes são dispostos com os diâmetros de base e de topo alternados, compensando-os de modo a se ter, na viga, altura uniforme.

A partir destes projetos pioneiros, o ritmo de pesquisas desta unidade se acelerou e vários trabalhos foram concluídos. SZÜCS (1979) desenvolveu a aplicação de treliças a pontes de madeira utilizando anéis metálicos como conectores. Uma treliça contínua para 40 m de extensão e 20 m de vão principal teve sua geometria estudada para acomodar os esforços e a resolução de cada nó de ligação foi apresentada com seu processo de montagem. Sua forma final tem simetria modular (em torno do apoio) e simetria global (no meio do vão). Tem 3,80 m de largura e balanços laterais de 1,50 m no tabuleiro (passagem de pedestres).

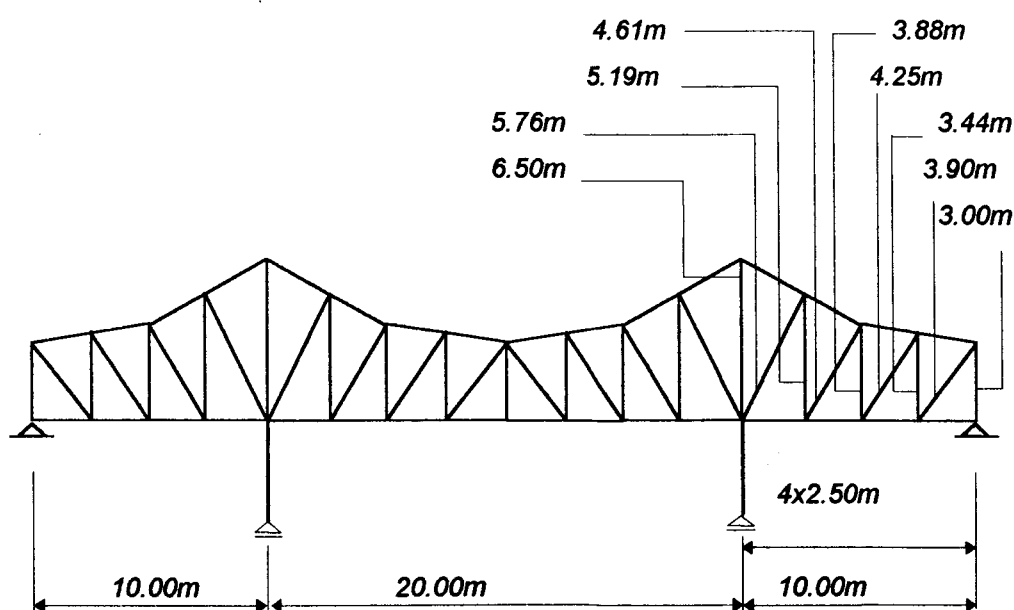


FIGURA 3.27 - Apresentação da Treliça contínua (SZÜCS, 1979), Classe 36.

*HORTEGAL (1979) apresenta o projeto de uma ponte pênsil de madeira, com 40 m de vão central e dois vãos laterais de 20 m, calculada de acordo com as Teorias Elástica e a dos Deslocamentos. O tabuleiro é composto de postes e a viga de rigidez é de madeira laminada colada. Para análise do sistema construtivo foi montado, no Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM), um modelo reduzido em proporção  $1 : 6.67$ , que foi posteriormente avaliado com carregamentos estáticos por DIAS (1983). A geometria proposta foi experimentalmente aprovada e seu esquema está apresentado na Figura 3.28.*

*LOGRADO (1980) apresentou um estudo de viabilidade de aplicação de pontes de Eucalipto Citriodora com vigas armadas. Após descrição e análise dos sistemas possíveis de construção das vigas com o uso de tirantes externos, superiores e inferiores, chegou-se à escolha de um sistema de escoras em madeira com forma de "W". As vigas e tabuleiro são de postes roliços, chegando-se ao projeto e dimensionamento de uma ponte de 20m de vão, uma faixa de tráfego, Classe 36, e uma ponte de 18m de vão, duas faixas de tráfego, Classe 36. O diâmetro médio das vigas utilizadas (um poste e escoras) foi de 30 cm e o ângulo de funcionamento dos tirantes foi de  $20^\circ$  junto do apoio. O resultado final é apresentado na Figura 3.29 a seguir.*

*Foi confeccionado um modelo especial de viga armada e ensaiada no Laboratório, e sua análise apresentou boa concordância com os resultados do cálculo teórico.*

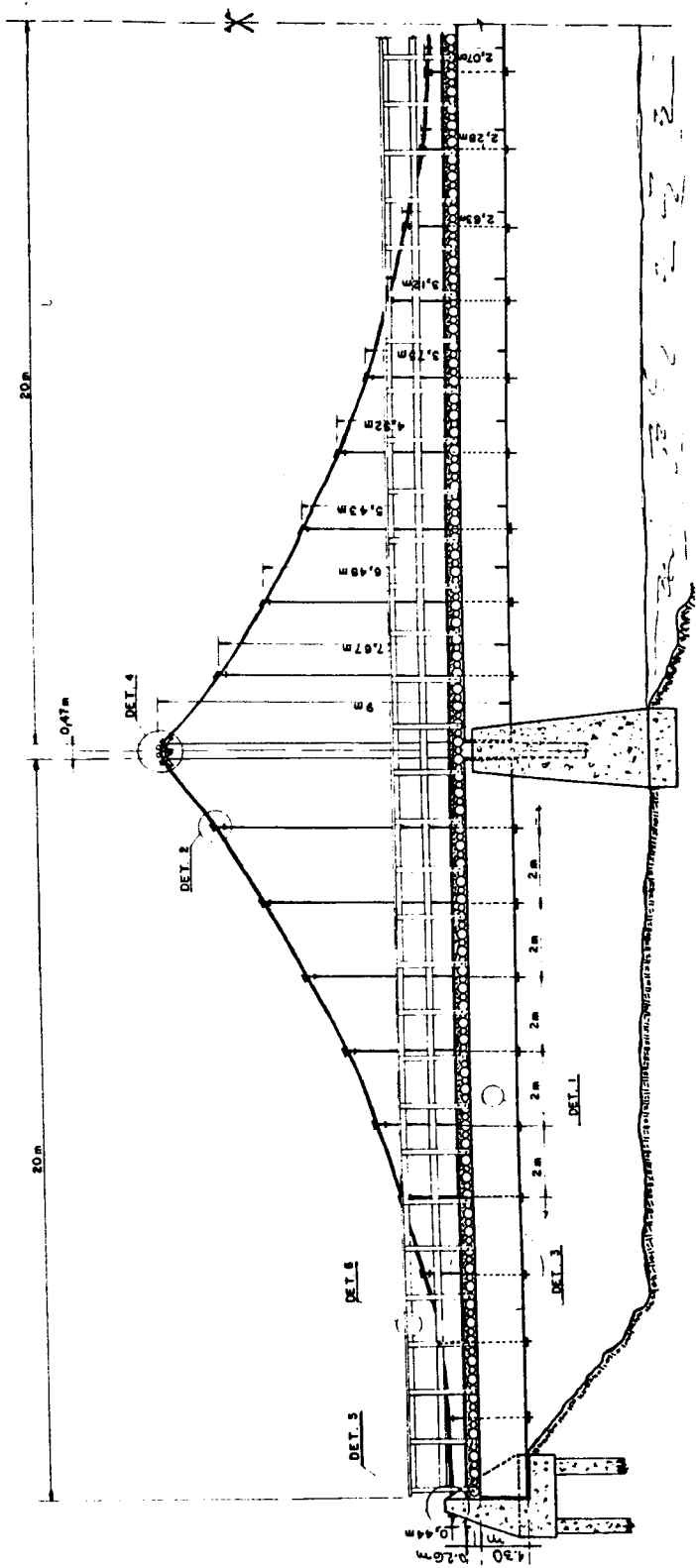


FIGURA 3.28 - Vista de meia ponte proposta por HORTEGAL.  
[FONTE : HORTEGAL (1979)]

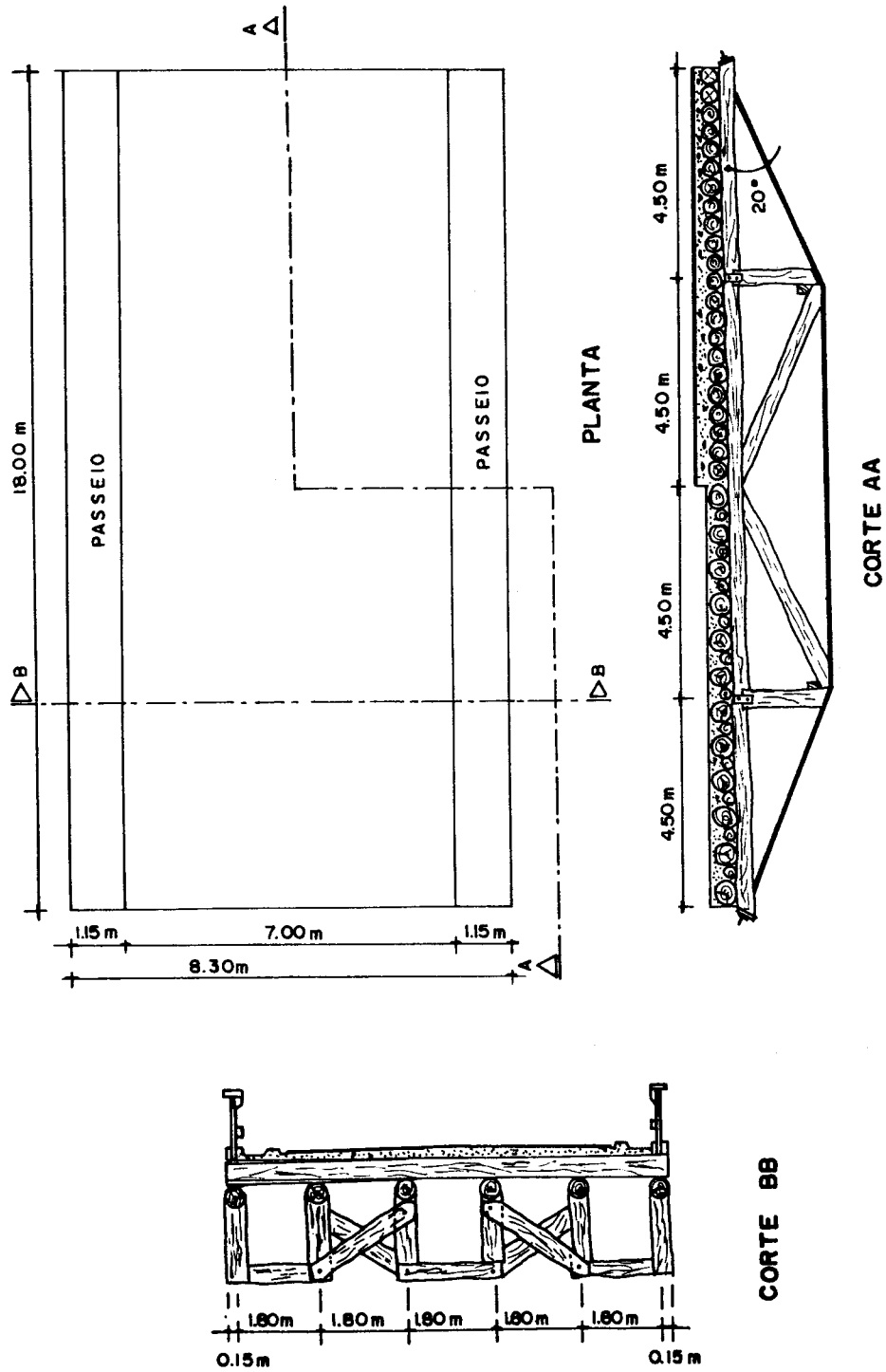


FIGURA 3.29 - Modelo de ponte com viga armada instrumentado por LOGRADO.

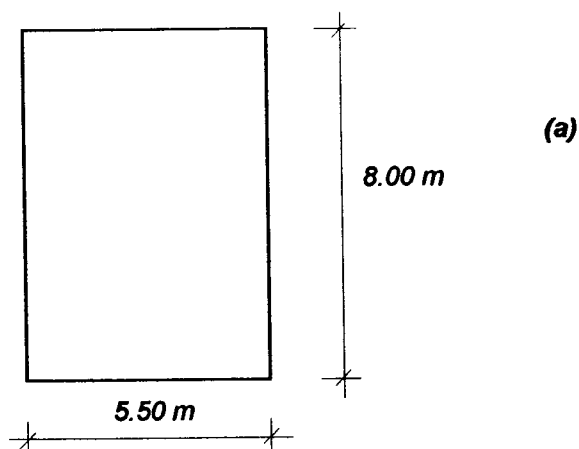


LOGSDON (1982) apresentou uma série de dados necessários para o cálculo de pontes de madeira, utilizando o sistema proposto por Hellmeister e sistematizando os dados, para Classe 36, em três projetos completos :

- simplesmente apoiados, vigas bicirculares duplas, vão de 8 m.
- contínua sobre pilares, vigas bicirculares duplas, vãos de 6 m, 8 m, 6 m.
- pórtico de postes e vigas bicirculares, vão de 20 m.

DIAS (1987) apresentou o trabalho Contribuição para o Estudo da Distribuição Transversal de Cargas em Pontes de Madeira, onde aborda o sistema estrutural de Eucalipto roliço, postes combinados, montando um sistema de placa sobre vigas, levando-se em conta a contribuição da capa de regularização de concreto sobre os postes do tabuleiro - o que, constatou-se, não é permanente, pois o concreto fissura-se e perde a continuidade que daria aquele acréscimo de rigidez necessário à ação de placa.

Considerando, então, a continuidade transversal das peças do tabuleiro sobre as vigas longitudinais, é feita a comparação entre a análise simplificada, isostática e a análise pela analogia de grelha de um protótipo composto de quatro vigas longitudinais, para uma faixa de tráfego e Classe 12.



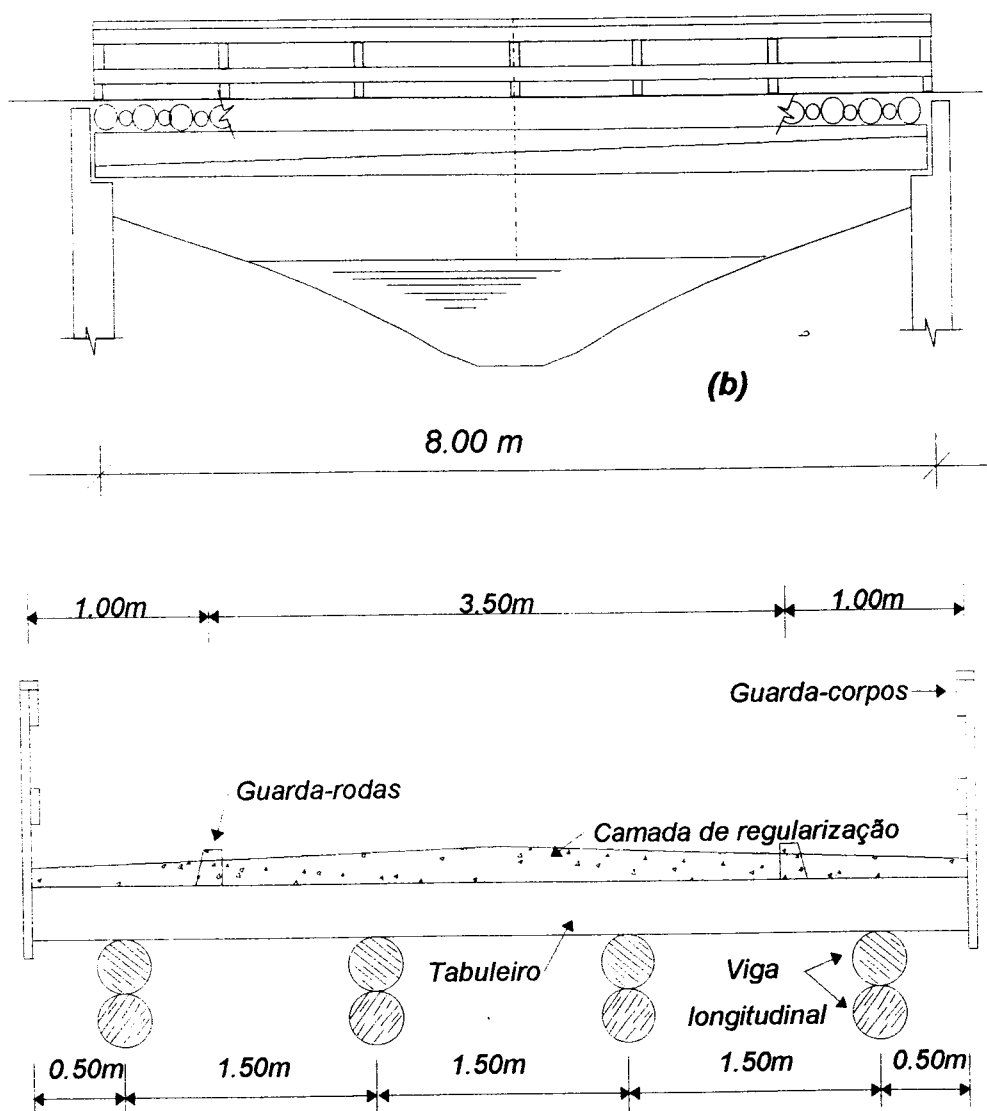


FIGURA 3.30 - Ponte de Eucalipto Citriodora usada no estudo de DIAS (1987).

A análise dos resultados pela analogia de grelha e pelo método simplificado da NBR 7190 - Projeto e Execução de Estruturas de Madeira (1982), permitiu comparação entre os valores gerados pelas ações permanentes e móveis.

Para o momento fletor no meio do vão da viga interna, a teoria simplificada oferece valor 6,3% superior (ação permanente) e 36,5% superior (ação do trem-tipo). Para a viga externa, a teoria simplificada oferece valor 6,6% inferior (ação permanente) e 0,7% inferior (ação do trem-tipo) no valor no momento fletor.

Para os esforços cortantes no apoio, na viga interna, as diferenças entre o método simplificado e a analogia de grelha são, para os momentos fletores das ações permanentes e móveis, de 3,8% e 9,3% superiores, respectivamente. Para a viga externa, as diferenças são de 4,2% inferior e 7,4% superior, respectivamente.

Para as flechas das vigas no meio do vão, obteve-se para a viga interna, diferenças de 5,5% e 40,6% superiores, respectivamente, para as ações permanentes e móveis. Para a viga externa, as diferenças foram de 6,5% e 7,0% inferiores, respectivamente.

Esta análise de grelha foi realizada como tabuleiro discretizado em sete transversinas. O aspecto da grelha resultante é mostrado na figura a seguir.

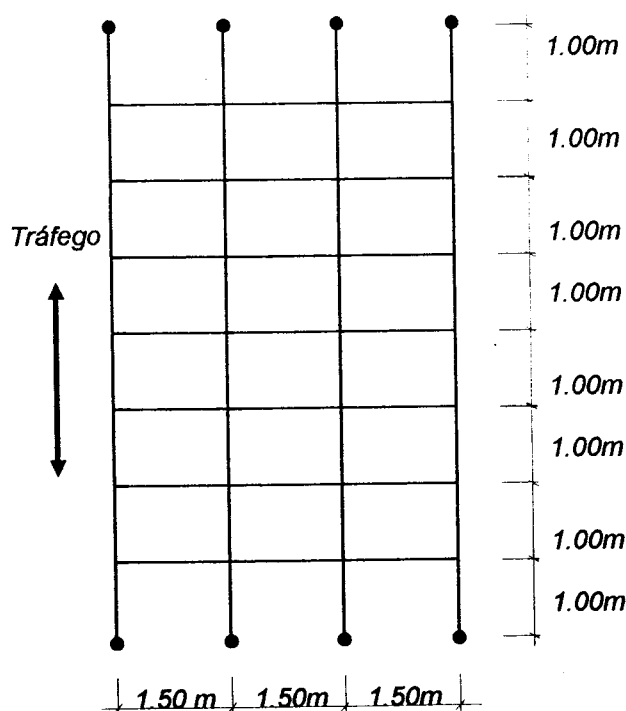


FIGURA 3.31 - Grelha idealizada para a análise (DIAS, 1987).

Foi realizada a instrumentação em modelo, com escala  $1 : 3.33$  do protótipo mostrado na Figura 3.30 anterior, com 2,40 m de vão, 1,65 m de largura e 0,45 m de espaçamento entre vigas. Tendo sido respeitada a razão de semelhança mecânica (diâmetro dos postes do tabuleiro e diâmetro da viga combinados com o produto de inércia  $EI$ ), optou-se pelo uso de uma viga de

um poste, ao invés de dois, com 14 cm de diâmetro, e tabuleiro formado com peças roliças de diâmetros entre 40 e 60 mm. O comportamento medido ( flechas e deformações ) do modelo apresentou ótima concordância com o cálculo pela analogia de grelha usando a discretização proposta.

MATTHIESEN (1987) apresentou diversos estudos experimentais com ensaios de modelos. O primeiro foi a análise do comportamento em Laboratório de modelos com escala geométrica de redução de 1 : 33.3, de um protótipo de 9,60m de largura, 20 m de vão e altura  $h$ , calculada em ante-projeto com o valor de 85 cm, para duas faixas de tráfego e Classe 36. Realizados com Pinho do Paraná (*Araucaria angustifolia*), os modelos ficaram com as seguintes dimensões:

ESCALA	VÃO (cm)	LARGURA (cm)	ALTURA (cm)	PEÇAS MACIÇAS (N)
1:33.3	60	x 28.8	x 2.5,	uma peça
1:20	100	x 60	x 4.0,	três peças

O segundo modelo não representa o protótipo acima, mas outro protótipo de 20 m x 12 m x 0,80 m. Este modelo foi analisado com duas faixas de tráfego e duas passarelas, e depois sem as faixas para uso de pedestres. Foi construído com três pranchas coladas lateralmente e analisado considerando-se o carregamento e sua posição, necessários à obtenção das flechas admissíveis no modelo - cargas correspondentes a uma roda e a um e dois trens-tipo. Concluiu-se que as bordas da placa sob ensaio não contribuem significativamente para reduzir as cargas críticas mas contribui para reduzir as deflexões.

MATTHIESEN realizou também ensaios em modelos compostos por vigas, pois as placas dos protótipos apresentava dimensões incompatíveis com as dimensões das madeiras disponíveis. Uma alternativa para a composição da placa estudada mostrou-se inviável economicamente - a composição de grandes vigas, de madeira laminada colada ou não, coladas lateralmente para compor a placa. Então estudou-se a interligação lateral de vigas de madeira como alternativa.

Aplicando uma razão de semelhança geométrica de  $1 : 4$  e trabalhando com seções de Peroba Rosa (*Aspidosperma polyneuron*) de  $6 \text{ cm} \times 16 \text{ cm}$  e  $5 \text{ m}$  de comprimento, ter-se-ia um protótipo de  $20 \text{ m}$  de vão,  $64 \text{ cm}$  de altura e  $9,60 \text{ m}$  de largura. O modelo foi analisado para o carregamento em meia faixa, com  $60 \text{ cm}$  de largura e  $10$  vigas, interligadas com barras de aço de  $19 \text{ mm}$  de diâmetro, espaçadas entre si de  $1,0 \text{ m}$  e, posteriormente, reduzido este espaçamento a  $0,5 \text{ m}$ .

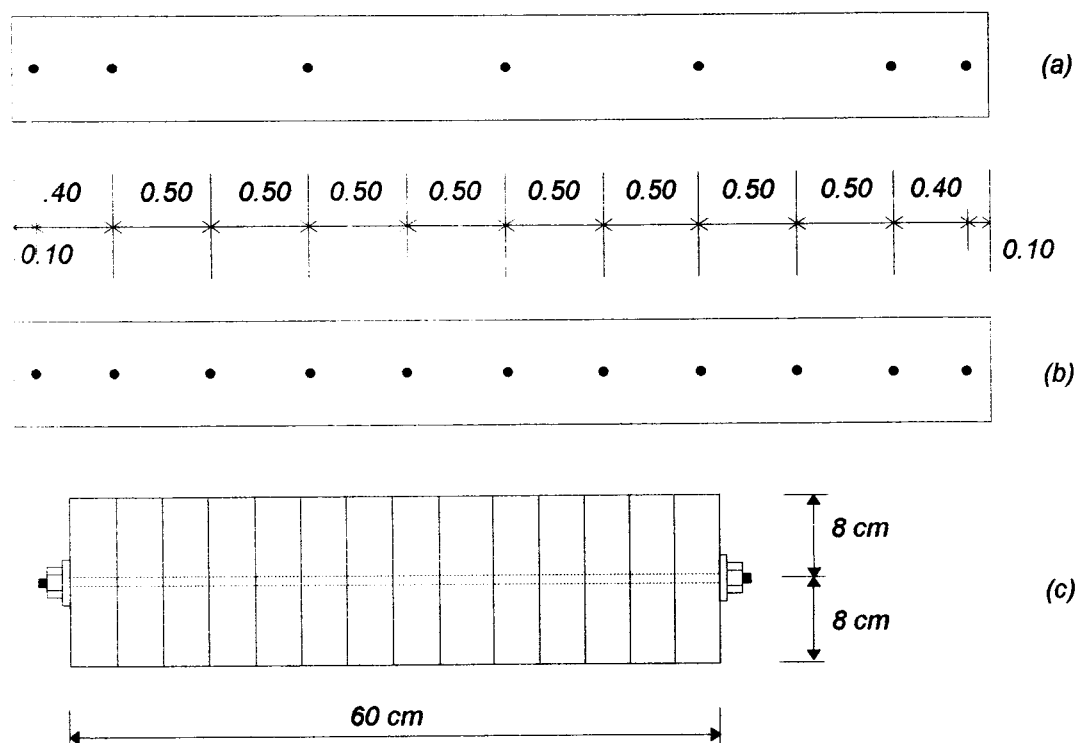


FIGURA 3.32 - Modelo de Tabuleiro, de Peroba Rosa :

- (a) Posicionamento de sete barras de aço;
- (b) Posicionamento de onze barras de aço;
- (c) Seção Transversal [MATTHIESEN, 1987].

Os ensaios com o modelo de dez vigas e onze barras de aço mostraram resistência 18% a 20% superior ao modelo com sete barras de aço, atingindo a flecha admissível com maior distribuição transversal dos deslocamentos sob forças concentradas. MATTHIESEN afirma, neste ponto, que não foi dado grande aperto nas barras de aço, evitando-se comprimir lateralmente as vigas que compuseram as placas, mas se credita uma parcela da distribuição da carga ao atrito lateral entre as vigas.

Alargando-se, posteriormente, os furos passantes onde se alojam as barras de aço de 9,5 mm de diâmetro para 12,7 mm e afastando-se as vigas entre si de 2 mm a 3 mm, a interligação entre as vigas foi feita por anéis metálicos de 63,5 mm de diâmetro centrados no eixo dos furos passantes.

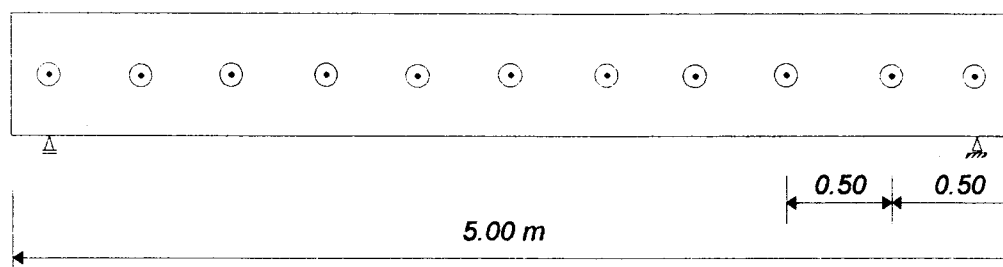


FIGURA 3.33 - Modelo com onze linhas de barras de aço e anéis metálicos.

Os carregamentos foram repetidos no modelo de dez vigas, concluindo-se que os resultados foram de 8% a 9% superiores em relação aos anteriores, com melhores resultados na solidarização do conjunto. Com este estímulo, acrescentou-se nove vigas interligadas por anéis - compondo um módulo caracterizado com antecedência - e foi montado um modelo para uma faixa de tráfego, também na escala  $1 : 4$  com dezenove vigas de 6 cm X 16 cm de Peroba Rosa. Após sucessivos ensaios, observou-se boa distribuição transversal das flechas e comportamento de placa elástica.

Estes ensaios possibilitaram um prosseguimento experimental com postes, caracterizando-os e vinculando-os lateralmente, como aperfeiçoamento da idéia original de HELLMEISTER (1978), desta vez combinando vigas de um e de dois postes longitudinais. A conclusão posterior deste estudo foi que a grelha montada com postes solidarizados lateralmente é funcional e viável quanto ao comportamento estrutural, onde as vigas transversais efetivamente existentes têm seu cômputo devido à rigidez dos anéis e da barra de aço, tanto para a estrutura de seção simples quanto para a nervurada, produzida por postes de Eucalipto Citriodora longitudinalmente dispostos.

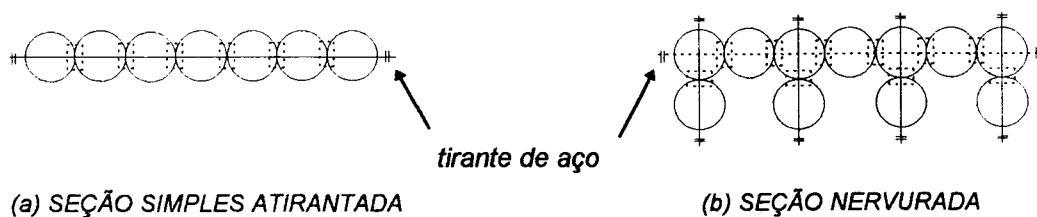


FIGURA 3.34 - Seções dos modelos analisados por Matthiesen (1987).

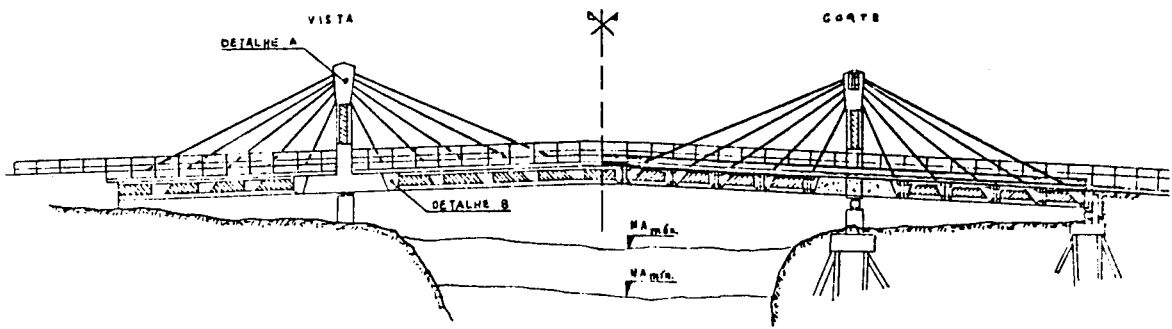
Mais recentemente, NASCIMENTO (1993) investigou a possibilidade de se tensionar um tirante de aço posicionado através de furos em vigas de madeira dispostas lado a lado formando o sistema laminado tensionado.

Usando barras de aço de CA-32 de 12,7mm de diâmetro, a protensão transversal teve seu valor limitado a um máximo teórico de 42 kN (limite de escoamento da barra) mas o máximo prático obtido foi de 28 kN (aperto manual de porcas e contra-porcas nas laterais da placa de madeira) contra as chapas de apoio. O autor estipulou um mínimo necessário de 30,8kN para manter a integridade da placa de madeira.

NASCIMENTO conclui que a deformação por flexão da placa acrescentou tensão à barra transversal, tal como o trabalho precedente de MATTHIESEN (1987).

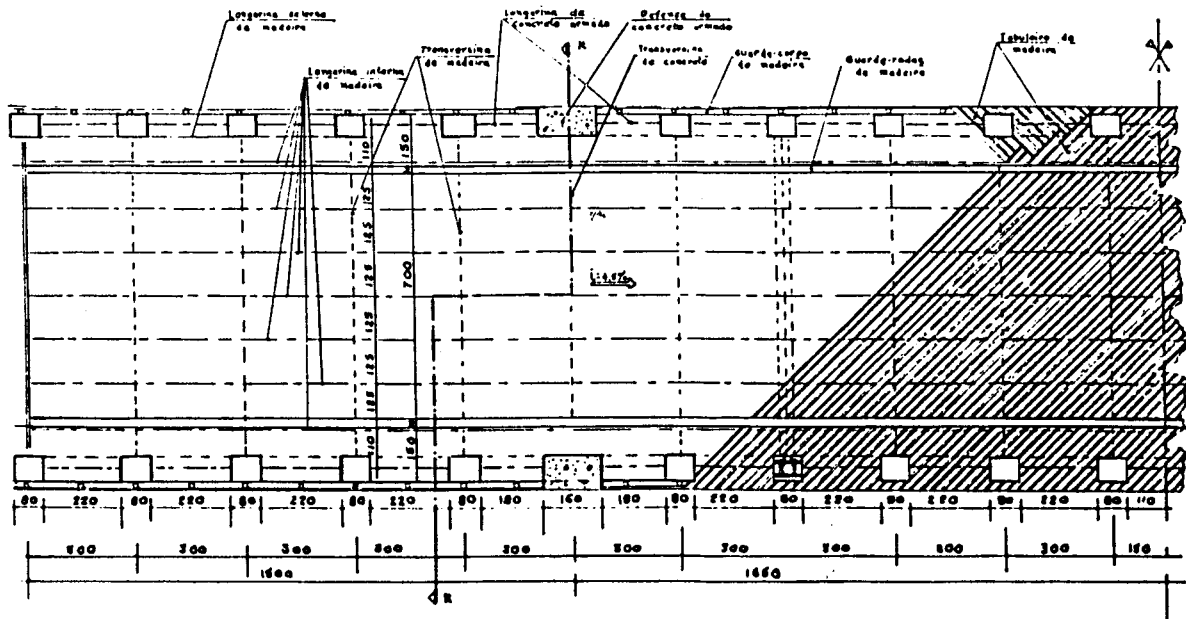
#### 3.2.4. Escola Politécnica - USP.

ALMEIDA (1989) apresentou um trabalho inovador gerado no Setor de Madeiras do Laboratório de Estruturas e Materiais da Escola Politécnica, na Universidade de São Paulo: Pontes Estaiadas de Madeira. Com este trabalho, a autora pesquisou a viabilidade operacional de se substituir uma prática profissional inexistente por investigações experimentais sucessivas, visando a implantação de um protótipo de 63 m de extensão (33 m de vão central) e 10 m de largura.



(a)

(b)



(c)



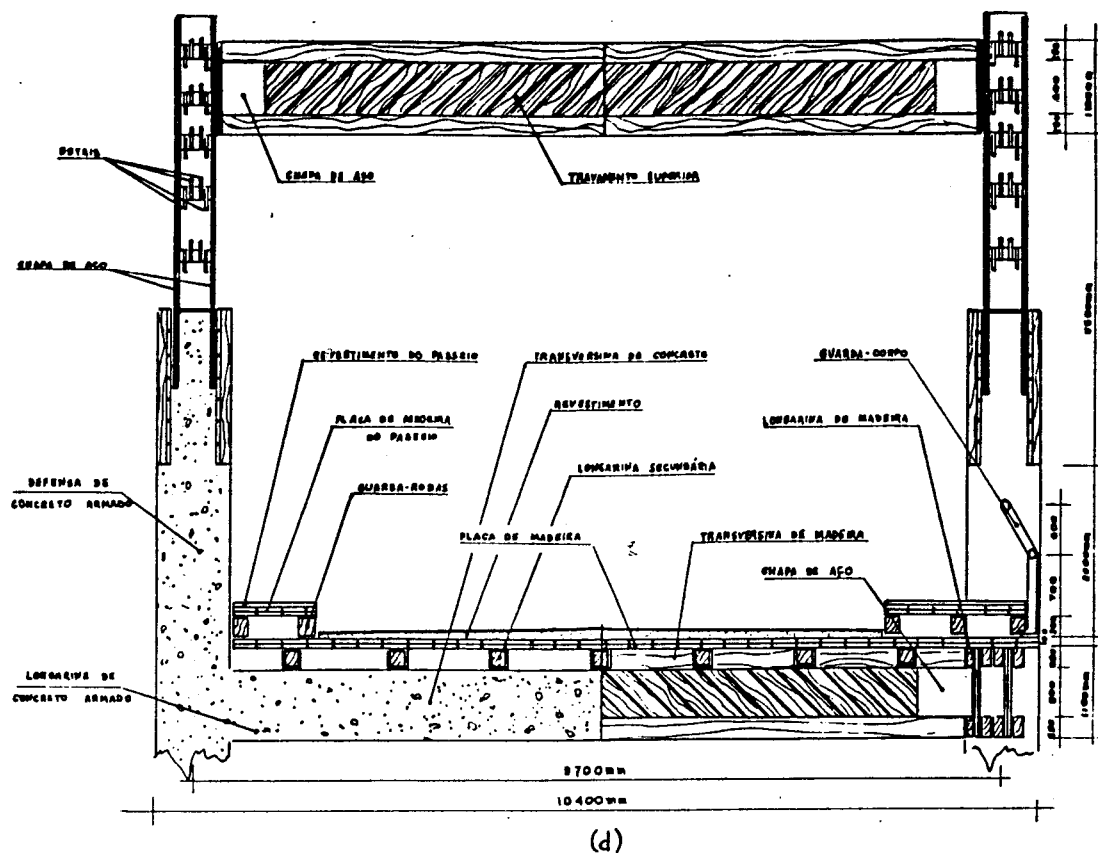


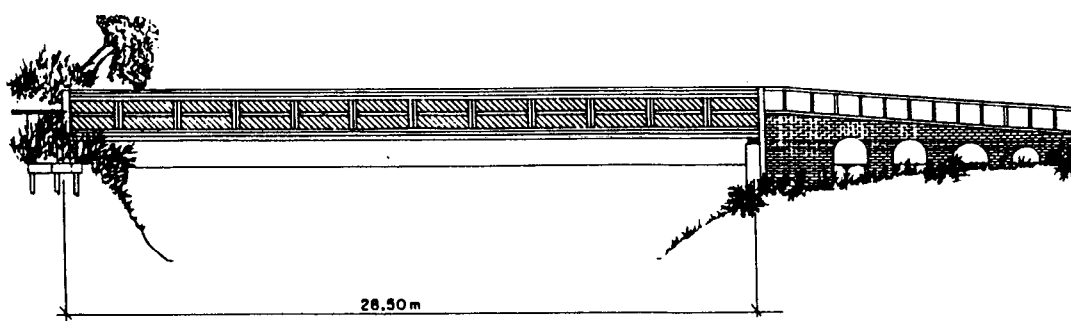
FIGURA 3.35 - Ponte Estaiada proposta por ALMEIDA:  
 (a) Elevação; (b) Corte; (c) Planta; (d) Seção transversal.  
 [FONTE: ALMEIDA, 1989].

O conjunto é tal que, na borda do tabuleiro, há duas longarinas externas de madeira, mais sete longarinas internas de madeira afastadas de 1,25 m entre si, e a cada 3,00 m há uma transversina - de concreto nas torres, de madeira nos vãos. O corte X-X apresenta esta situação (anterior).

Para viabilizar esta concepção, utilizou-se o sistema de tábuas cruzadas pregadas, aproveitando a metodologia anteriormente desenvolvida por ALMEIDA & FUSCO (1989). A superestrutura usa vigas compostas a partir de tábuas dispostas em diagonal, dupla e opostas, mutuamente pregadas, solidarizadas por pregos a mesas de vigotas de madeira e que apóiam um tabuado, também de tábuas cruzadas em diagonal pregadas formando uma placa.

As vigas de alma simples e dupla e a placa foram ensaiadas e, caracterizado o seu comportamento, analisadas numericamente. Um modelo desta proposta está na Cidade Universitária, Campus de São Paulo da USP.

Completando esta abordagem das ligações pregadas ALMEIDA (1990) apresentou Estruturas de Grande Porte de Madeira Composta dedicando-se à confecção de uma ponte no Rio Sorocaba, em Iperó (SP), cuja implantação foi detalhada e instrumentada com uma prova de carga. Nesta ponte, as vigas longitudinais de madeira diagonalmente dispostas e pregadas mutuamente suportam um tabuleiro intermediário, posição onde foram colocados enrijecedores de alma para se evitar a flambagem local (disposto horizontalmente) e, nos pontos de contato das vigas transversais e apoios, colocou-se enrijecedores verticais, solidarizados às vigas por cantoneiras e parafusos de aço, estabilizando o plano de trabalho da estrutura. A ponte tem 28,50 m de vão e está apresentada nas figuras seguintes.



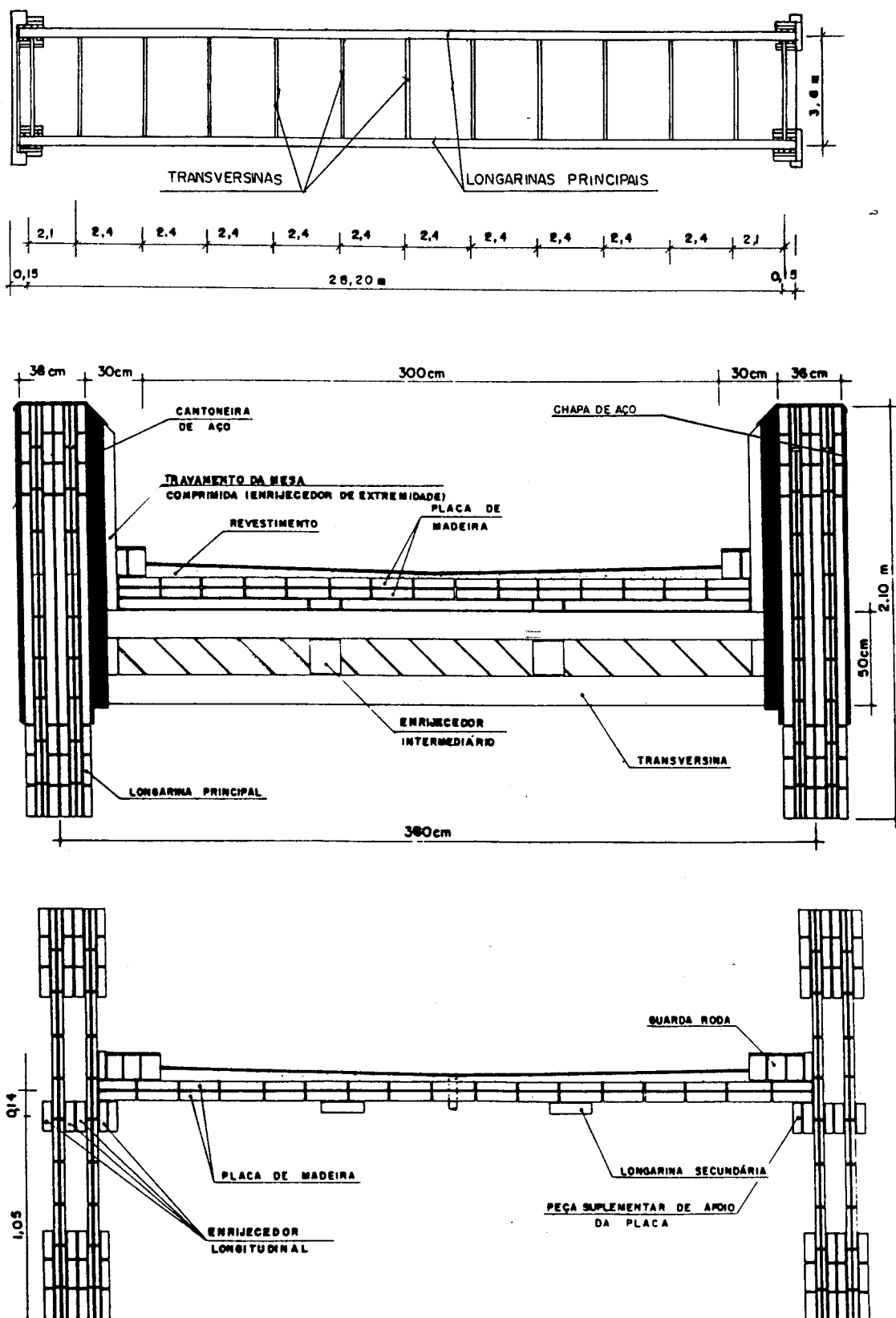


FIGURA 3.36 - Ponte de Iperó sobre o Rio Sorocaba.  
[FONTE: ALMEIDA, 1990].

### 3.2.5 Outras Instituições

SZÜCS (1986) pesquisou a solidarização de postes roliços com diâmetros compensados (sistema Hellmeister), desta vez através de tarugos de aço e parafusos passantes, visando seu aproveitamento para pontes de madeira de 20 m de vão e classes 12, 24 e 36 (NBR 7188/82), durante os anos de 1984 e 1985 no Estado de Santa Catarina. Analisando modelos em Laboratório, na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), o autor conclui que não há necessidade de acréscimo de altura no cálculo dos tarugos, contrariamente ao requerido pelos anéis. A espessura dos tarugos é função da tensão de escoamento do aço por cisalhamento na linha de interface e seu espaçamento é função da resistência da madeira que pode ser cisalhada pela base ou topo da chapa que forma o tarugo. São utilizados parafusos para manter os postes alinhados montando a viga principal. A eficiência do sistema de ligação observada no modelo pouco reduzido foi de 75% a 79% do valor teórico e o autor adotou 80% para o cálculo.

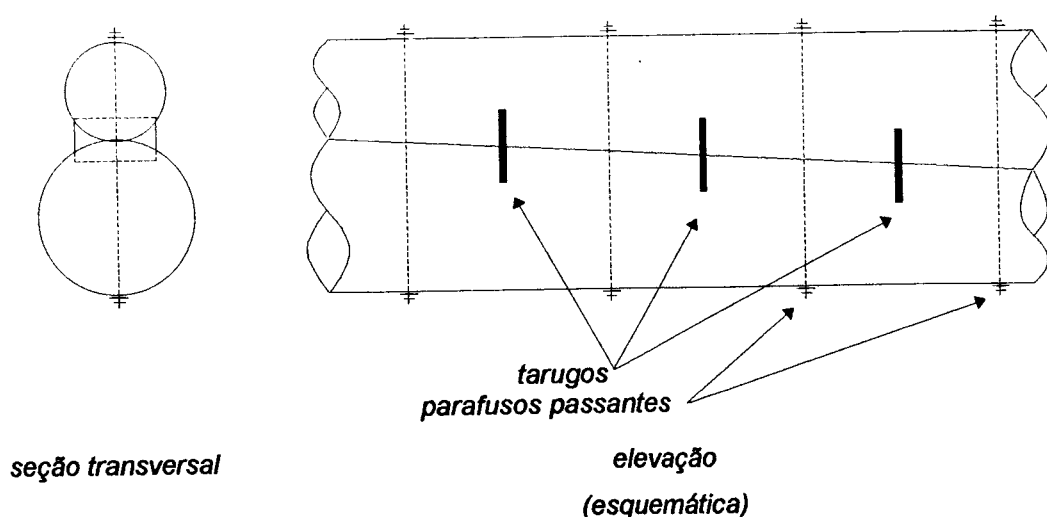


FIGURA 3.37- Aspecto de montagem da viga bicircular com tarugos de aço.

YOJO et al (1993) apresentaram uma contribuição do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT) ao desenvolvimento de estruturas de madeira para travessias: uma passarela de madeira de

*reflorestamento, tratada, construída no Bairro do Butantã, na cidade de São Paulo.*



*FIGURA 3.38 - Estrutura montada.*

*O projeto estrutural foi baseado em um sistema formado por elementos de pórtico e treliça em madeira. O vão livre teórico é de 32,40 m, sendo coberto pela união de dois elementos de poste ligados por parafusos e chapas metálicas soldadas. A estrutura foi dimensionada baseando-se na Norma NBR 7190/82 "Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira", prevendo-se uma carga acidental vertical constante na Norma NBR 7188/84 "Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre". Segundo esta Norma a carga acidental deve ser de 5 kN por metro quadrado. Além disso, foi considerada uma carga de vento segundo a Norma NBR 6123/88 "Forças Devidas ao Vento em Edificações".*

*As partes da estrutura foram pré-fabricadas no IPT e transportadas em módulos praticamente acabados até o local de instalação, onde os dois módulos do vão central foram unidos antes do seu içamento.*

*A infra-estrutura foi executada em concreto armado.*

*O volume total de madeira consumida, inclusive nas duas rampas de acesso, foi de aproximadamente 40 m<sup>3</sup> de postes tratados de Eucalipto utilizadas na estrutura propriamente dita, e aproximadamente 20 m<sup>3</sup> de pranchões de Pinus tratado, utilizados como piso - executado no sistema de pranchas cruzadas.*

*CALIL JR et al (1993) apresentaram o trabalho Passarela Pênsil com Vigas Principais de Madeira, discorrendo resumidamente sobre sua tipologia. O trabalho apresenta o projeto e a construção de uma passarela pênsil de 4 m de largura por 105 m de comprimento e vão livre de 78 m, construída sobre o Rio Piracicaba na cidade de Piracicaba, SP. As vigas longitudinais e transversais são treliçadas, compostas de peças retangulares de 6 cm por 16 cm de Eucalipto Citriodora ligadas através de parafusos metálicos galvanizados. O tabuleiro é composto por duas camadas de tábuas cruzadas perpendicularmente, formando um ângulo de 45 graus com o eixo longitudinal da estrutura. As tábuas do tabuleiro são de Eucalipto Tereticornis, com espessura de 2,5 cm e 20 cm de largura, pregadas às vigas principais. As torres de sustentação dos cabos principais são de aço. O comportamento estrutural da passarela na prova de carga realizada foi plenamente satisfatório e dentro dos limites de deformação calculados.*

***Esta passarela é a maior do Hemisfério Sul construída com estrutura de madeira.***

### **3.2.6. Madeiras de Reflorestamento no Brasil**

*Após ciclos econômicos agrícolas sucessivos, parte do País perdeu grandes áreas de reservas florestais de seus domínios originais e em outra parte a extinção das florestas modificou definitivamente a paisagem para o surgimento das caatingas do sertão semi-árido nordestino.*

Já existe no País um projeto para recuperação ambiental diferenciado, atuando em níveis locais e regionais para obtenção de reserva de fitomassa de grandes proporções para efeitos produtivos múltiplos de interesse nacional, com validação ecológica e social. Este projeto é o Floram<sup>3</sup> (1990) (flor : floresta; am : ambiente), com os níveis :

- florestas sociais;
- florestas para reabilitação de solos;
- florestas para bloqueio de desertificação;
- florestas para reaperenização de drenagem;
- florestas híbridas de interesses sócio-econômicos e cultural;
- florestas e bosques para bloqueio de conurbação;
- revegetação e bosqueamentos viáveis para as regiões semi-áridas.

Este projeto não é uma política florestal mas poderá ser incorporado por ela, trazendo prescrições adequadas e fortalecendo econômica e ecologicamente o desenvolvimento social e florestal dentro do País.

A demonstração da viabilidade operacional de programas de reflorestamentos nos deve levar à observação da estratégia de suprimento de matéria-prima para aplicações diversas no ambiente tecnológico do futuro. Não apenas essências nativas, nem exclusivamente espécies exóticas. Não somente madeira bruta ou beneficiada, nem unicamente produtos industrializados.

O ambiente social e econômico deverá sempre ser interferente e colaborador para que demandas e estratégias possam ser atendidas ao menor tempo, menor custo e melhor relação benefício/custo.

---

<sup>3</sup> Revista Estudos Avançados USP - Projeto FLORAM : uma plataforma.

*A aplicação de madeiras de reflorestamento, pois, não se restringe ao uso de Eucaliptos e Pinus, embora sejam os gêneros disponíveis no mercado Centro-Sul do País atualmente. O replantio sistemático fortalecendo o abastecimento no mercado em um horizonte de 30 anos ou mais certamente propiciará menor pressão pela oferta de madeira de grandes qualidades sem que as espécies acabem ou as distâncias de fretes inviabilizem os empreendimentos. Além disso, há espécies dos gêneros disponíveis com qualidades suficientes para serem substitutas das espécies com maior demanda.*

*A disponibilidade futura de madeira de espécies nativas qualificadas para uso estrutural deverá, assim, ser objeto de reflorestamento tanto quanto o plantio dos gêneros já disponíveis, Eucaliptos e Pinus.*

*Dos reflorestamentos existentes as espécies recomendadas [SALES, 1991] para aplicação em pontes são os Eucalyptus : citriodora, tereticornis, punctata, maculata, paniculata.*

### **3.3. AUSTRÁLIA**

*Nos mais recentes desenvolvimentos da tecnologia envolvendo as pontes de madeira, além dos países antecedentes, é necessário incluir-se a Austrália. Também é um país de dimensões continentais, como Canadá, Estados Unidos e Brasil (área total de 7682300 km<sup>2</sup>) e produtor de madeira.*

*Desde 1990 já está implantada na Austrália a mesma cultura de desenvolvimento da Timber Bridge Initiative (TBI), através de um programa cooperativo conjunto - Australia - United States Timber Bridge Program (AUSTIM), que visa implantar a tecnologia de pontes protendidas.*



*Na International Timber Engineering Conference (London), YTTRUP e LAW (1991) apresentaram um resumo sobre o desempenho estrutural de várias pontes de madeira australianas, rodoviárias e ferroviárias. A tipologia mais comum é a de ponte em vigas, com vãos de 9 m a 14 m nas rodovias e de 5 m a 8 m nas ferrovias, de seções roliças (postes) ou retangulares, vigas compostas com ligações por parafusos. Os sistemas treliçados existem nas rodovias, com vãos de 20 m a 80 m, mas nas ferrovias há muito poucas pontes treliçadas.*

*No sistema ferroviário da província de Queensland, encontram-se mais de 100 km de pontes de madeira (cerca de 17000 vãos) com idades até 120 anos.*

*No sistema rodoviário da província de New South Wales há cerca de 1000 pontes de vigas e 100 pontes treliçadas; além disso, no sistema municipal (vicinais) há ainda mais pontes.*

*No país todo, há provavelmente 5000 pontes que já ultrapassaram seu nível de eficiência, carecendo de reparo ou substituição com custo estimado de US\$ 15.000.000,00. Mesmo que a política de substituição destas pontes hoje deficitárias já esteja em implementação, não se reduzirá a importância das pontes de madeira no papel de interligação terrestre do país, por causa da excelente performance já demonstrada por elas. Por exemplo, pontes projetadas para a passagem lenta de unidades "pesadas" (16 toneladas) suportam hoje veículos de 40 toneladas nas velocidades de tráfego rodoviário modernas.*

*As pontes de vigas típicas do sistema construtivo adotado na Austrália adotam vigas roliças aparelhadas na face e acomodadas geometricamente ao vão, com o tabuleiro fixado diretamente às vigas, figura 3.39.*

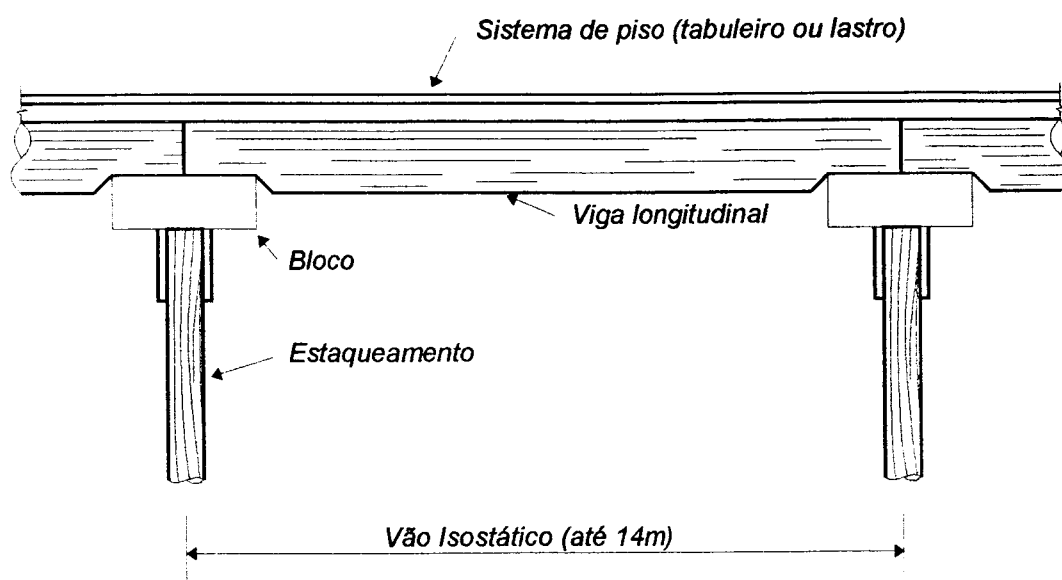


FIGURA 3.39 - Ponte Rodoviária Típica Existente na Austrália até a década passada.

Em julho de 1994 houve a Pacific Timber Engineering Conference realizada em Gold Coast, Austrália. A grande afluência dos pesquisadores em todos os continentes fez desta Conferência um grande sucesso. Na ocasião, divulgou-se que os países em que se implementam protótipos com o sistema construtivo de madeira laminada tensionada são:

- a) Canadá.
- b) Estados Unidos.
- c) Austrália.

Os vários trabalhos apresentados nesta Conferência, sobre as pontes de madeira, podem ser divididos em três categorias:

1. Estudos de desempenho e aperfeiçoamento de sistema construtivo.
2. Apresentação de projetos.
3. Relatos com o estado-da-arte tecnológica dos países.

Conseguiu-se uma troca de informações que atualizam as possibilidades de uso do sistema laminado tensionado, particularmente quanto ao uso de

madeiras de dicotiledôneas. Se com madeiras de coníferas se deve esperar uma relaxação da força na barra de 50% (e até 60%), há casos instrumentados com perdas médias inferiores a 20% no mesmo período de dois anos [TAYLOR,R. e KEITH,J.(1994)] com as madeiras de folhosas.

O desempenho superior dos tabuleiros confeccionados com barras Dywidag - desenvolvidas para o uso em concreto protendido - e madeiras de dicoledôneas está trazendo um enorme impulso à construção de pontes de madeira porque possibilita o uso imediato da madeira disponível no mercado, sem delas exigir grandes dimensões ( bitolas e/ou comprimentos especiais). Com isso, as construções combinadas ( seções T, caixão, celular ) ganharam impulso também na Austrália, usando veneer de Pinus radiata e duplo tabuleiro com madeiras de folhosas. A maior ponte laminada protendida construída com sistema laminado tensionado é celular, tem 60 m de comprimento e é contínua sobre 6 vãos, com largura de 8 m.

Uma sequência de pesquisas definidoras dos parâmetros necessários à implantação de pontes de madeira protendidas na Austrália está sendo realizada na University of Technology, Sydney conjuntamente com as responsáveis pelo planejamento de transportes. A primeira grande fase de pesquisa iniciou-se em 1990 com os estágios seguintes:

#### 1. Definição, Especificação e Finalização dos Procedimentos de Ensaio.

Este trabalho é necessário para se determinar como se comportam o material e as estruturas montadas, e seu desempenho medido e compreendido. Foram construídos tabuleiros de até 8,5 m (e partes de até 4,8 m) em laboratório. Estes tabuleiros foram carregados para que se estabelecesse um limite de utilização (por medidas de flechas) para o comportamento de placas e se comparasse com a análise teórica (teoria de placa ortotrópica). Ensaios adicionais foram realizados para que se conhecesse o estado limite último de resistência e o comportamento pós-

colapso. Esta condição experimental foi decisiva para se qualificar os limites de resistência e comportamento estrutural sob condições de sobrecargas extremas.

## 2. Registro, Análise e Interpretação dos Resultados de Ensaio.

Esta etapa possibilita fundamentar um método analítico para previsão de comportamentos que, por sua vez, permite preparar procedimentos racionais de cálculo estrutural. É a parte crucial de pesquisa e desenvolvimento.

## 3. Construção, Supervisão e Monitoração de Pontes-Protótipo.

Tão essencial quanto o desenvolvimento de critérios, a disseminação de informações tecnológicas às autoridades constituídas (poder local, regional e nacional) precisa de confirmações práticas de desempenho que só são obtidas pela implantação de protótipos que sejam monitorados e demonstrem sua suficiência em campo. Este é o argumento definitivo para que os consultores e futuros profissionais se engajem na importante área de implementação de tecnologia pelo seu efeito-demonstração. Assim, adiciona-se à experiência em laboratório medidas reais do comportamento no meio-ambiente definitivo, fornecendo documentação significativa para a análise estrutural das pontes-protótipo.

Atualmente o programa de desenvolvimento experimental foi desmembrado em doze estágios principais, conforme CREWS et al (1994):

**ESTÁGIO 1: Propriedades Físicas dos Componentes de Madeira.**

**ESTÁGIO 2: Ensaio em Frações de Tabuleiros.**

**ESTÁGIO 3: Derivação das Propriedades das Placas Ortotrópicas.**

**ESTÁGIO 4: Ensaio em Carga de Ruptura.**

*ESTÁGIO 5: Efeitos de Tratamentos e Ensaio de Acabamento Superficial.*

*ESTÁGIO 6: Monitoração de Campo e Pontes-Protótipo.*

*ESTÁGIO 7: Documentação do Tabuleiros em Placa.*

*ESTÁGIO 8: Seções Compostas.*

*ESTÁGIO 9: Monitoração de Campo e Pontes-Protótipo Celulares.*

*ESTÁGIO 10: Ensaio de Componentes de Pontes Celulares.*

*ESTÁGIO 11: Documentação de Combinação de Seções.*

*ESTÁGIO 12: Estabelecimento de uma Base de Dados.*

*MUIR(1994) aplica-se à investigação tecnológica e aponta o "faça" e o "não faça" na construção das pontes de madeira:*

- 1. Construir tabuleiros com caída suficiente para drenar a água tão eficazmente quanto possível. Esta preocupação levou os europeus e americanos a colocar telhados sobre as pontes pioneiras, que tiveram grande durabilidade.*
- 2. Garantir que as fibras extremas estejam tratadas - o calcanhar de Aquiles das peças estruturais, tabuleiros e estacas de madeira.*
- 3. Evitar a exposição ao tempo de superfícies largas ou de seções de extremidade, sempre que possível.*
- 4. Selar as superfícies largas de vigas e sempre especificar madeiras duráveis adequadas às aplicações expostas ao tempo.*
- 5. Sempre ancorar o piso com a medula para baixo e o alburno tratado para cima.*

6. *Para adicionar valor à aplicação dada, respeite e obedeça à legislação ambiental em vigor. O uso de produtos adequados e aprovados é sinal de qualidade.*
7. *Preparar e comprometer-se com um programa simples de manutenção - preventiva, para cada projeto, para garantir a vida útil prolongada da estrutura. Estes programas podem ser feitos de tal modo que sejam simples de aplicar e baratos.*
8. *Quando se especificar ou comprar madeira, explicar ao fornecedor de madeira o propósito de seu pedido. O fornecedor consciente da legislação e das práticas de manejo sustentado deverá se encarregar de fornecer a melhor madeira disponível para a intenção desejada pelo preço tolerável.*

### **3.4. A CONJUNTURA BRASILEIRA.**

*As Normas Brasileiras atuais, em que se pese o estágio de revisão da NBR 7190 (Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), não contemplam disposições construtivas que considerem o projeto de pontes em placa, protendidas ou não, e outros sistemas mais modernos que o sistema estrutural que usa vigas. Esta conjuntura foi discutida por PRATA (1992). É necessário incorporar as disposições da NBR 8681 (Ações e Segurança nas Estruturas), da NBR 7188 (Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre), ou da NBR 7189 (Cargas Móveis para o Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias), à sistemática de cálculo de pontes de madeira. Além destas, é necessário adicionar especificações construtivas desde as dimensões das peças, seu tratamento, industrialização e montagem até acabamento e uso final. Alguns subsídios para esta orientação estão nos ANEXOS A e B. Outros estão no Capítulo 4.*

*NASCIMENTO et al (1993) propuseram as condições a serem satisfeitas pelas estruturas laminadas protendidas, a saber:*

- *teor de umidade máximo de 18%;*
- *emendas dispostas modularmente;*
- *compressão interlaminar mínima de 700 kN/m<sup>2</sup> em serviço;*
- *ancoragens simples (em placas discretas);*
- *tabuleiro com revestimento asfáltico de 5 a 7,5 cm com membrana geotêxtil na interface;*
- *utilização de cilindros hidráulicos de protensão e barras especiais.*

*O trabalho desenvolvido por NASCIMENTO (1993), porém, não atingiu a protensão mínima necessária para se induzir a compressão interlaminar mínima (700 kN/m<sup>2</sup>), tornando válido seu trabalho experimental apenas do ponto de vista de uso de uma placa de madeira semelhante à realizada por MATTHIESEN (1987).*

*Por outro lado, a aplicação de tratamento com creosoto torna a superfície do tabuleiro compatível com o alcatrão e betume do concreto asfáltico da superfície de desgaste, propiciando adesão física e química e impermeabilizando mais eficientemente o tabuleiro. Por esta razão principal, o geotêxtil é aplicado somente quando o tabuleiro tem tratamento hidrossolúvel e o revestimento asfáltico é indispensável.*

#### **4 - PONTES EM PLACA - O MÉTODO *Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)***

O método simplificado adotado pelo **OHBDC** aplica o método  $(\alpha, \theta)$  [CUSENS e PAMA(1969)] e usa um parâmetro "D" para balizar o dimensionamento das estruturas; foi desenvolvido pela idealização da estrutura da ponte como placa ortotrópica.

O método de carregamento de Ontário é apresentado por ser mais próximo do carregamento real, definido pelo DNER, hoje ocorrente nas rodovias brasileiras (ver ANEXO D). A Norma Brasileira NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre (1984) da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) traz um carregamento bastante diverso que, se aplicado no procedimento de cálculo apresentado não altera a metodologia proposta e, além disto, torna a aproximação para as proporções da superestrutura mais rápida - o ante-projeto é expedito e bem aproximado do necessário no projeto final.

Existe uma família de parâmetros determinada para cada tipo de estrutura, tirados a partir de investigações em campo e simulações numéricas em computador, utilizando fatores adimensionais específicos relacionando as rigidezes da placa ortotrópica. Esses parâmetros são dados para pontes com uma, duas, três e quatro faixas de tráfego. É dada, também, uma família desses valores para as solicitações :

- momento fletor longitudinal;
- momento fletor transversal;
- força cortante longitudinal;
- força cortante transversal.



Apresenta-se, a seguir, o desenvolvimento do método simplificado e algumas aplicações de seu rápido caminho de solução para projeto e análise de estruturas de pontes, incluindo-se diversas tipologias de pontes de madeira.

#### 4.1. MÉTODO SIMPLIFICADO PARA DETERMINAÇÃO DE MOMENTOS LONGITUDINAIS.

O método do fator  $D$ , desenvolvido sob a idealização da ponte como placa ortotrópica, baseia-se na premissa de que o modo de distribuição dos momentos fletores longitudinais na seção transversal é razoavelmente independente da posição longitudinal da carga e da seção transversal sob consideração.

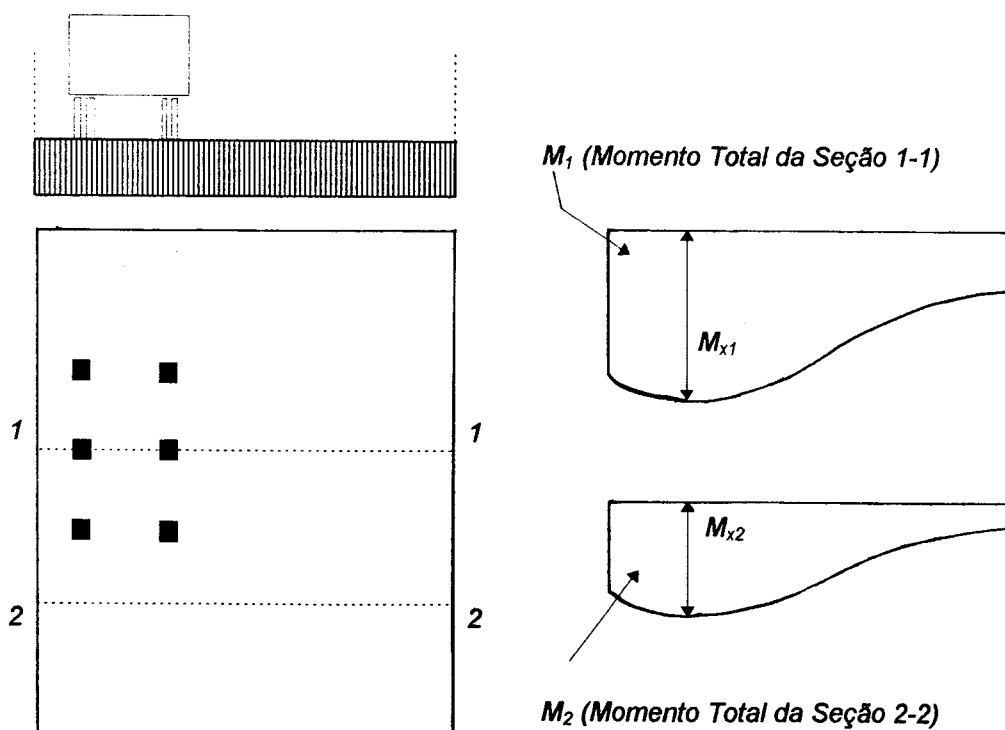


FIGURA 4.1 - Modelo de distribuição transversal para momentos longitudinais.

De acordo com o ilustrado pela Figura 4.1, matematicamente :

$$\frac{M_{x1}}{M_1} \cong \frac{M_{x2}}{M_2}$$

O conceito do fator "D" pode ser aplicado com referência à Figura 4.2, que apresenta a distribuição transversal do momento  $M_x$  em uma ponte em placa sobre vigas, idealizada como placa ortotrópica. O momento fletor total da carga móvel,  $M_q$ , que a segunda viga a partir da esquerda (junto da parcela de tabuleiro associada) deverá sustentar é igual à área hachurada do diagrama de momentos fletores mostrado. Se chamar-se de  $M_{x,máx}$  a intensidade do momento fletor longitudinal máximo e dar-se de  $S$  uniforme o espaçamento entre as vigas, então, esta área vale, aproximadamente :

$$A \cong M_{x,máx} \cdot S$$

$$\text{Assim, } M_q = M_{x,máx} \cdot S \quad [4.1]$$

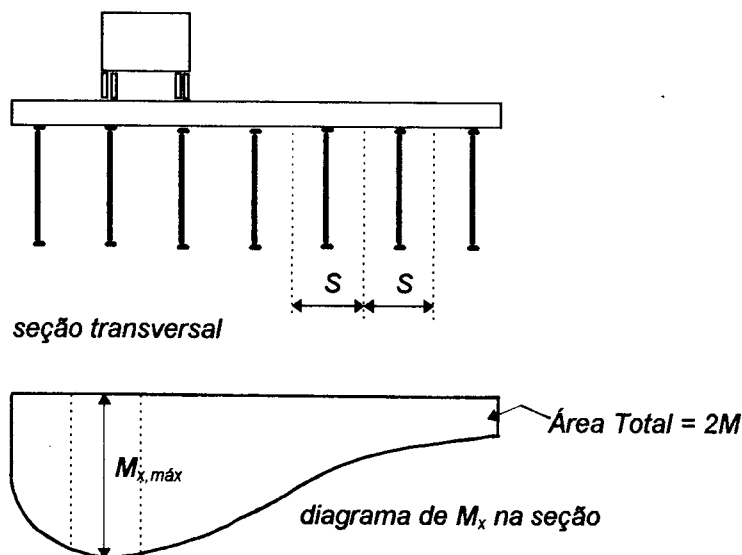


FIGURA 4.2 - Distribuição Transversal do Momento Longitudinal  $M_x$ .

Seja  $M$  a metade do momento fletor total devido a um veículo, ou por metade do trem-tipo longitudinal, na seção sob análise. Para a determinação do valor de  $M_{x,máx}$ , existe um fator "D" tal que:

$$D = \frac{M}{M_{x,máx}} \quad [4.2]$$

Isto é, conhecido "D", pode-se determinar  $M_{x,máx}$ . Substituindo-se [4.2] em [4.1] se tem :

$$M_g = S \cdot \frac{M}{D} \quad [4.3]$$

Assim, se o valor de "D" é conhecido para uma dada ponte, o máximo momento da carga móvel em uma largura S da ponte pode ser obtido como uma fração S/D do momento fletor da viga  $M_g$  devido a uma linha de rodas. O afastamento S representa um padrão da seção transversal (se existir um). Nas pontes em placas, S é adotado como a largura unitária.

O erro de aproximação dado em [4.1] pode ser reduzido significativamente se  $M_{x,máx}$  for substituído pela média de  $M_x$  ao longo da largura S limitada. Esta alteração foi realizada na obtenção dos valores de  $M_{x,máx}$  e também de "D", tomando-se a média de  $M_x$  na vizinhança do momento de pico em uma faixa de 2,00 m, tendo as cargas das rodas áreas de contato de:

$$0.46 \text{ m (longitudinal)} \times 0.81 \text{ m (transversal)} = 0.3726 \text{ m}^2$$

Os principais fatores que afetam a distribuição transversal da carga móvel, em uma ponte que é realisticamente idealizada como placa ortotrópica, são:

- rigidezes à flexão, longitudinal e transversal, da ponte;
- rigidezes à torção, longitudinal e transversal, da ponte;
- relação entre largura e vão (o aspecto da planta) da ponte;
- tipo de carga de projeto (uniformemente distribuída, linearmente distribuída ou carga de caminhão);
- largura do carregamento em relação à largura da ponte;
- número de cargas de projeto na direção transversal;
- distância do veículo à borda, isto é, a distância transversal entre uma borda longitudinal livre da ponte e a carga mais próxima.

O método da American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) agrupa os fatores acima listados em um valor único de "D", que é suposto constante para um dado tipo de ponte. Esta supersimplificação pode resultar em valores errôneos em alguns casos, e

correções são feitas para diferenciar regiões da ponte neste método apresentado, podendo o fator "D" mudar em pontes do mesmo tipo.

#### **4.1.1 Limitações na Geometria das Pontes**

*Para que uma ponte possa ser idealizada satisfatoriamente como uma placa ortotrópica, deve satisfazer com proximidade às seguintes condições :*

- a. sua largura (2b) é constante.*
- b. as condições de apoio equivalem-se a apoios lineares.*
- c. se presente, o ângulo de esconsidade é não maior que 20°.*
- d. se curva em planta, a relação  $L^2/bR$  deve ser menor que 1,0.*
- e. se tiver seção transversal de placa sólida ou vazada, deve ter altura uniforme.*
- f. a rigidez total à flexão da seção transversal permanece constante no mínimo nos 50% centrais de cada vão.*
- g. quando em placa sobre vigas, haverá no mínimo quatro vigas longitudinais igualmente espaçadas e de mesma rigidez à flexão.*
- h. se estrutura celular, haverá pelo menos três células iguais.*
- i. quando em placas sobre vigas o balanço transversal, se existente, não excederá 60% do espaçamento entre vigas, nem 1,80m. Além disso a borda mais externa de faixa de tráfego não distará mais de 1,00m do centro da viga longitudinal mais externa.*

*O requisito para o apoio ser bastante próximo de uma linha (ou equivalente) é aplicável apenas quando a solicitação que está sendo pesquisada está nas vizinhanças do apoio, como no caso de momentos fletores longitudinais em apoios intermediários de pontes de vãos múltiplos ou cisalhamentos longitudinais próximos dos apoios. A condição de apoio de uma ponte em placa sobre vigas, na qual todas as vigas longitudinais estão apoiadas, pode ser satisfatoriamente observada como apoio em linha.*

*Apoios discretizados nas pontes em placa (maciça ou vazada) só poderão ser considerados apoios em linha se estiverem espaçados em mais de*

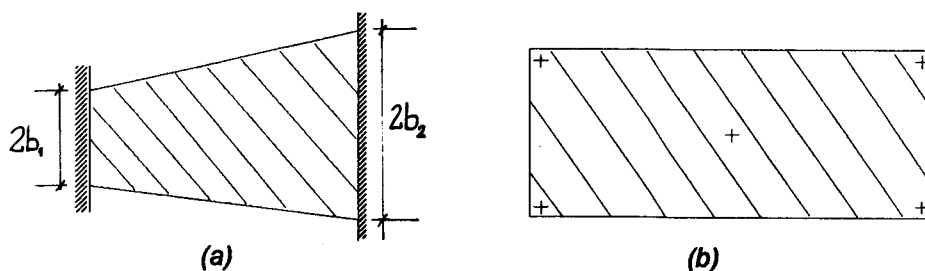
2,00m. Este valor é estipulado com base no fato de que os momentos fletores e forças cortantes longitudinais nas placas ortotrópicas são tomadas pela média em faixas de 2,00m de largura para a obtenção dos valores de  $D$  regentes no cálculo.

Quando uma ponte esconsa é analisada, seu vão esconso pode ser usado na análise como se fosse o vão reto. Limita-se o ângulo de esconsidade a  $20^\circ$  para se garantir que os momentos torçores - que costumeiramente não são calculados diretamente nas análises simplificadas - não sejam grandes a ponto de causarem problemas. Para as pontes em placas sobre vigas, o ângulo de esconsidade pode ser até de  $30^\circ$ .

A analogia entre uma ponte em placa sobre vigas e uma ponte em placa ortotrópica torna-se precária quando há menos de quatro vigas longitudinais, razão pela qual é imposta a limitação sobre o número de vigas - e, também, sobre o número de células das estruturas celulares. É proposta outra forma de análise para as pontes com somente duas vigas longitudinais.

Quando as cargas estão do lado de fora da viga mais externa de uma ponte em placa sobre vigas, a idealização ortotrópica da estrutura torna-se suspeita e pode fornecer resultados contra a segurança. A limitação de se posicionar a faixa de tráfego mais externa no máximo a 1,0 m da viga mais exterior, no sentido do balanço, garante que o método, fundamentado nesta idealização, não seja utilizado naqueles casos.

As limitações de geometria das pontes está ilustrada na Figura 4.3.



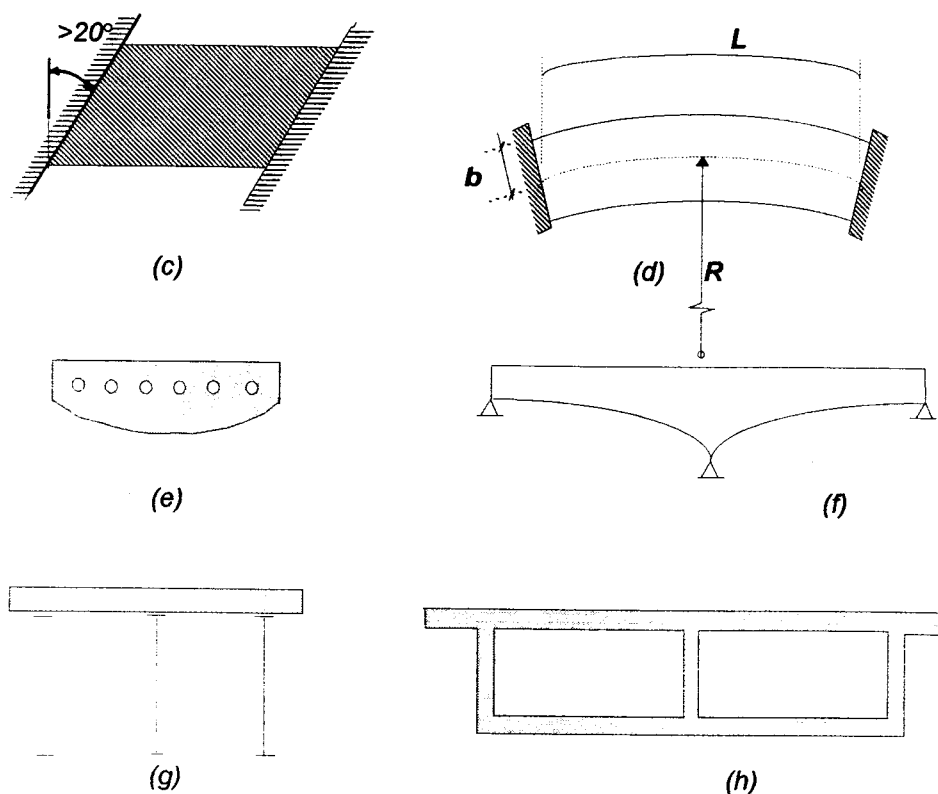


FIGURA 4.3 - Pontes que não podem ser analisadas por métodos simplificados:

- (a) planta de uma ponte com largura variável;
- (b) planta de uma ponte em placa com poucos apoios isolados;
- (c) planta de uma ponte esconsa com ângulo de esconsidade maior que  $20^\circ$ ;
- (d) ponte curva em planta, com  $L^2/bR$  maior que 1,00;
- (e) ponte com seção transversal não uniforme;
- (f) elevação lateral de ponte com seção não uniforme na porção central (50% do vão);
- (g) seção de ponte em placa sobre vigas com menos que quatro vigas;
- (h) ponte de seção celular com menos que três células.

O método de análise para os carregamentos de Ontário e da AASHTO diferenciam porções internas e externas da seção transversal de uma ponte e fornecem valores distintos de  $D$  para cada.

Porções externas em pontes em placa (maciça ou vazada) são os 2,00 m mais exteriores, na faixa longitudinal junto à borda livre. Porções internas, naturalmente, são as regiões contidas entre as duas porções externas da seção transversal.

Em pontes em placas sobre vigas, com as vigas espaçadas entre si de mais de 2,00 m, a porção externa refere-se às vigas exteriores e a porção interna às vigas contidas no interior. Entretanto, em casos em que o espaçamento entre vigas é bem menor que 2,00 m - como nas pontes de madeira com vigas longitudinais serradas - então todas as vigas nas faixas externas de 2,00 m de largura serão consideradas na porção exterior.

A adoção de uma faixa de 2,00 m de largura para se definir as porções externas de uma seção transversal (Figura 4.4) é conexas com o procedimento analítico usado na derivação do método simplificado. Neste procedimento, os momentos fletores longitudinais nos 2,00 m mais exteriores da seção da placa ortotrópica correspondente são tomados pelo valor médio para se chegar ao valor de "D" aplicável a esta parte da seção transversal.

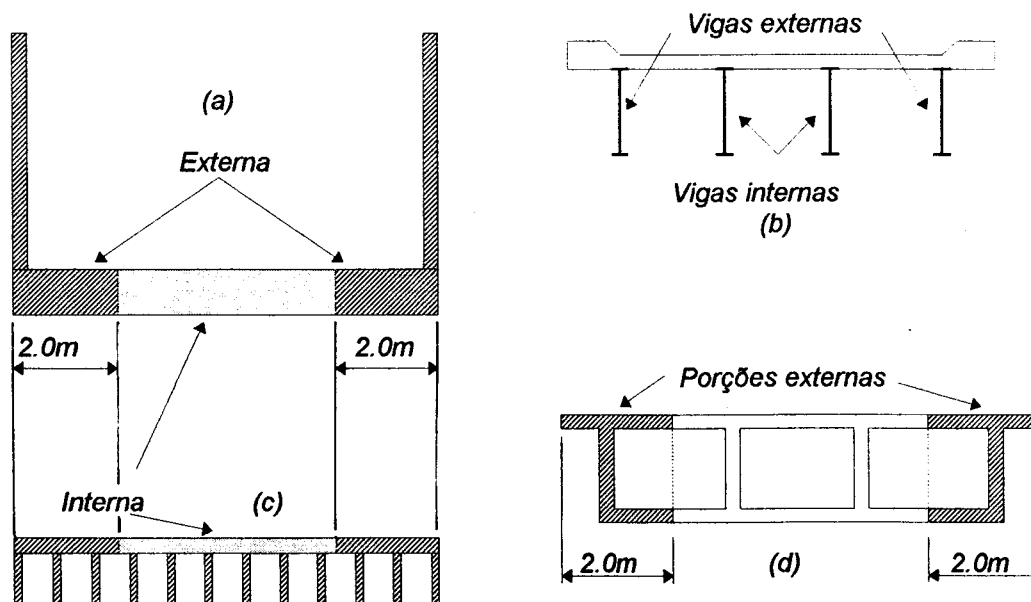


FIGURA 4.4 - Demarcação das porções externas e interna nas seções transversais das pontes :

(a) em placa;

(b) em placa sobre vigas;

(c) placa sobre vigas de madeira serrada;

(d) estrutura celular.

#### 4.1.2 O Método de Carregamento de Ontário

A metodologia para os métodos simplificados foi desenvolvida para a Norma de Cálculo de Pontes Rodoviárias de Ontário (Ontario Highway Bridge Design Code) primeira e segunda edições. O desenvolvimento desta

metodologia foi realizado em Ontário e apresentado por CSAGOLY e DORTON (1978). A Norma de Ontário, diferentemente de outros códigos normativos, tem toda uma seção dedicada a especificar os métodos permitidos de análises de pontes. Um dos objetivos foi desenvolver um método simplificado que não fosse significativamente diferente, em sua natureza, do método AASHTO, sendo porém, capaz de fornecer resultados mais precisos.

O carregamento de cálculo de Ontário é de dois tipos :

- 1. Um caminhão de cinco eixos com as linhas de rodas afastadas entre si 1,80 m.
- 2. Uma carga uniformemente distribuída e o mesmo caminhão de cinco eixos acima, com as cargas por eixo em 70% do valor do caso 1.

A primeira composição é denominada carregamento de cálculo com veículo-tipo e a segunda de carregamento de cálculo da faixa. Cada faixa de tráfego da ponte deve ser carregada ou pelo carregamento de cálculo do veículo ou pelo carregamento de cálculo da faixa, em correspondência com aquele que produzir maiores efeitos de carga móvel.

Detalhes dos carregamentos de cálculo são demonstradas na Figura 4.5, com as cargas de avaliação utilizadas para a determinação da resistência das pontes já construídas. Há três níveis de cargas de avaliação :

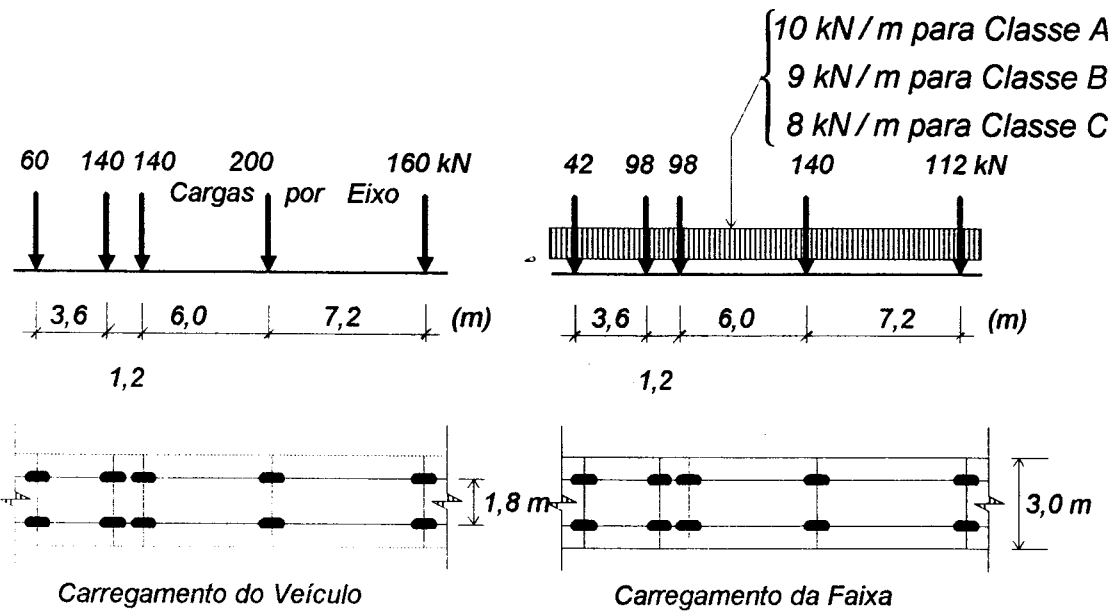
- as cargas de nível três são as mesmas cargas de cálculo descritas acima;
- as cargas de nível dois são as de nível três subtraídas de um eixo;
- as cargas de nível um são as de nível três subtraídas de dois eixos.

As cargas uniformemente distribuídas variam com a classe da rodovia, determinada em função da frequência diária mínima do veículo de projeto, mostrados abaixo:

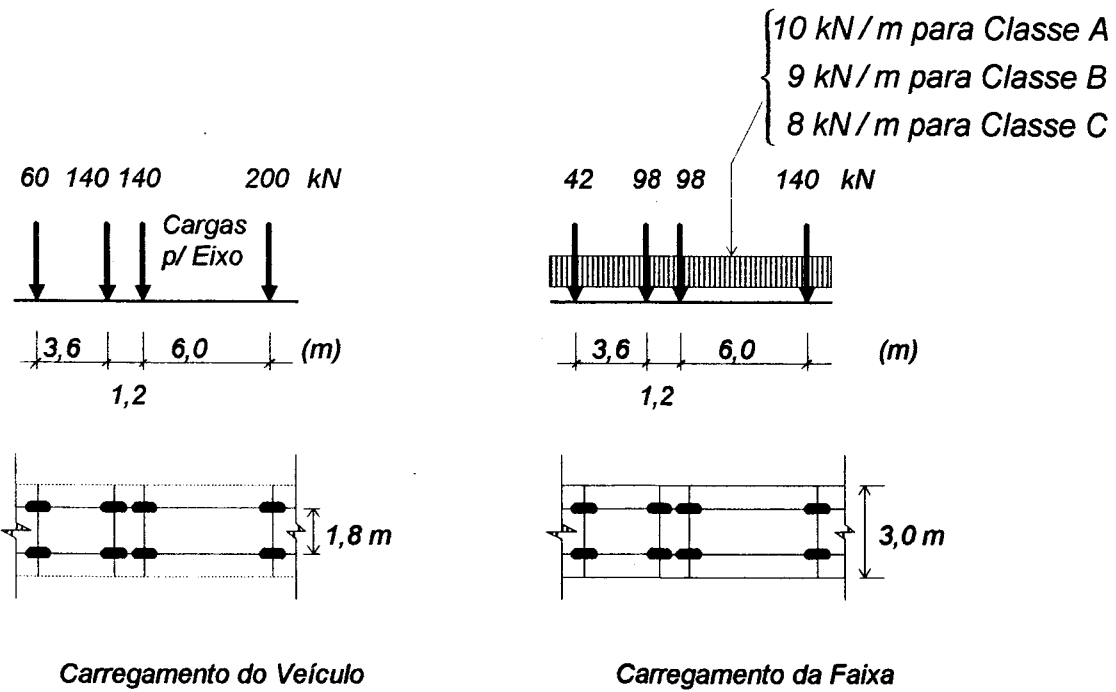
QUADRO 4.1 : Classificação das rodovias

Classe	Frequência diária de veículos	Número de caminhões-tipo por dia nas pistas
A	$N > 4000$	$T > 1000$
B	$1000 \leq N \leq 4000$	$250 \leq T \leq 1000$
C	$N < 1000$	$T < 250$

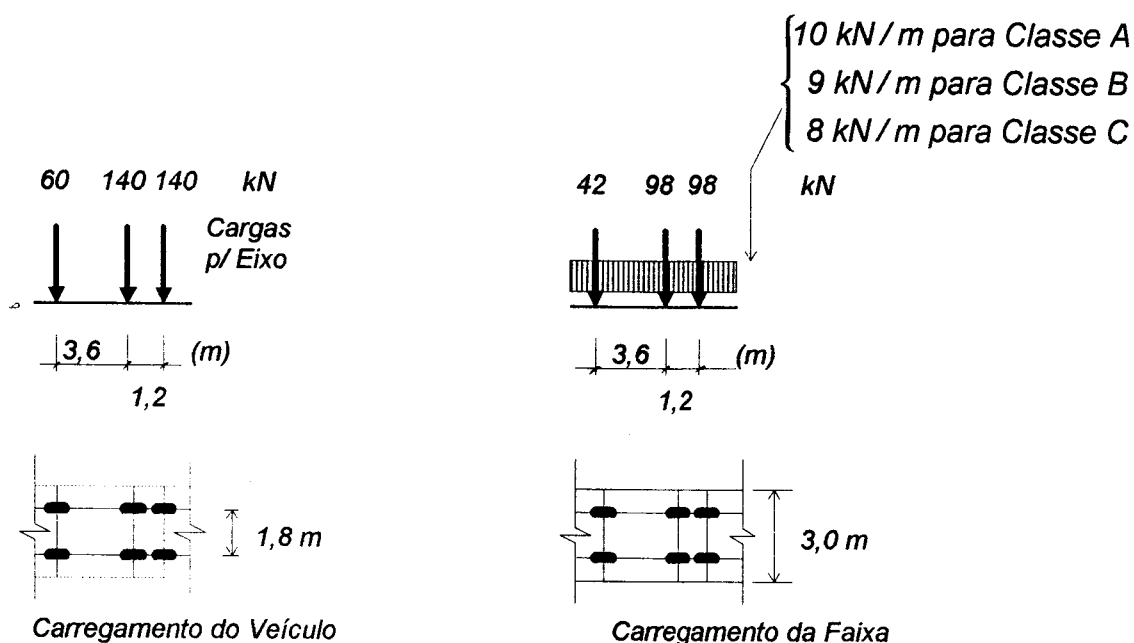




(a)



(b)



(c)

FIGURA 4.5 - Carregamento Ontário:

(a) Nível 3;

(b) Nível 2;

(c) Nível 1.

As classes das vias em função da frequência diária dos veículos tipos são mostrados no Quadro 4.1.

Em geral, os carregamentos da faixa têm significado real para vãos maiores, onde os efeitos máximos das cargas são causados por mais de um veículo em uma faixa. A carga uniformemente distribuída evidencia a necessidade de se considerar mais de um veículo de cálculo em cada faixa, independentemente do número de faixas e de vãos da estrutura.

Os momento fletores máximos de vãos simples devidos a uma linha de rodas do veículo de projeto, ou metade da carga da faixa, são mostrados na Figura 4.6 para a função do vão. Observa-se que o tamanho do vão começa a influir no momento máximo para as várias classes apenas a partir de 26 m.

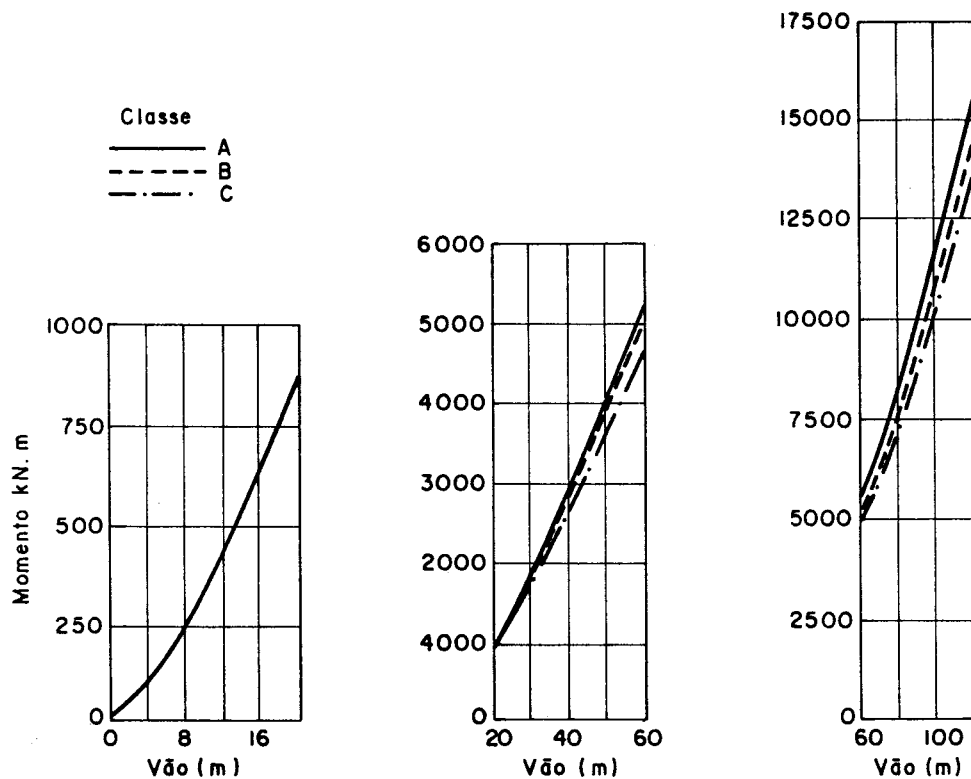


FIGURA 4.6 - Momentos fletores gerados por meio caminhão ou meia faixa carregada.

Se houver mais de uma faixa carregada em uma ponte, o carregamento de cálculo é reduzido para considerar maior a mobilização das rigidezes da estrutura e estão mostrados no Quadro 4.2.

QUADRO 4.2 : Fatores de Redução de Cargas.

Número de faixas Carregadas	Composição do carregamento de cálculo			
1	W			
2	0.9W	0.9W		
3	0.8W	0.8W	0.8W	
4	0.7W	0.7W	0.7W	0.7W

O Código OHBDC especifica que o número de faixas de tráfego em uma ponte seja obtido pela divisão da largura útil total (distância calçada a calçada ou entre guarda-rodas) em faixas de largura igual para cálculo mostrada no Quadro 4.3. Reconhecendo que o número real de faixas de tráfego possa diferir do número usado no cálculo, o OHBDC indica que, na avaliação do estado limite último e estado limite de utilização tipo II, o número a utilizar para cálculo é o do Quadro 4.3 mas, na consideração do estado limite de utilização de fadiga, o número real de faixas de tráfego da ponte e as posições transversais dos veículos a ele correspondentes serão usados.

QUADRO 4.3 : Número de faixas de Cálculo, OHBDC.

Largura Transversal (2b) da Ponte (m)	Número de faixas
até 6	1
$6.0 \leq 2b \leq 10.0$	2
$10.0 \leq 2b \leq 13.5$	3
$13.5 \leq 2b \leq 17.0$	4
$17.0 \leq 2b \leq 20.5$	5
$20.5 \leq 2b \leq 24.0$	6
$24.0 \leq 2b \leq 27.5$	7
mais de 27.5	8

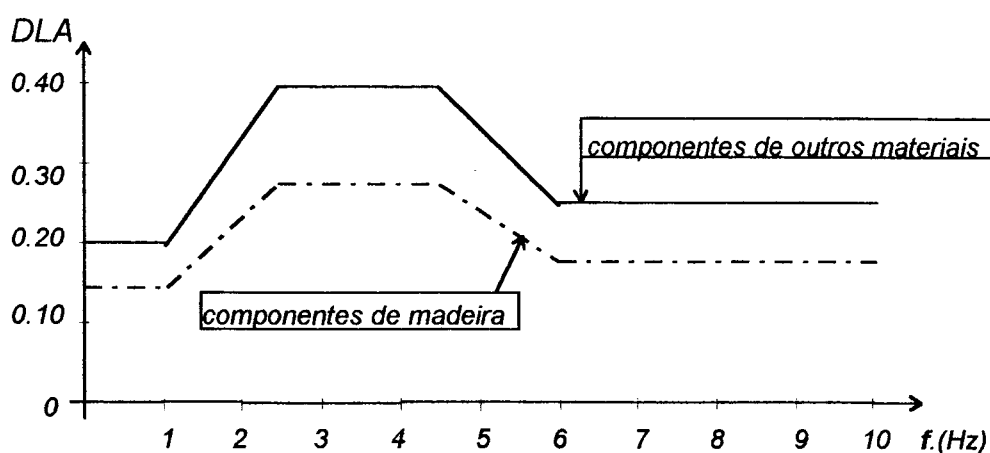
#### 4.1.3 Consideração da Carga Dinâmica.

Conforme a prática comum o OHBDC permite que seja usada a análise estática equivalente para as cargas móveis, que é feita pelo uso de um fator chamado de aceitação de carga dinâmica, DLA. A carga estática equivalente é igual à carga real multiplicada por  $1+DLA$ .

Para os elementos da placa de tabuleiro cujo dimensionamento é governado por uma carga isolada de uma roda ou duas cargas de um eixo (simples ou duplo) do veículo de cálculo, o fator DLA vale 0.4.

Quando o carregamento é outro, não sendo uma roda isolada ou eixo isolado, o fator DLA vale 0,3 para todas as peças transversais. DLA vale 0,3 também para todos os vãos simples não maiores que 22 m de comprimento e todas as superestruturas compostas de vãos contínuos em que nenhum deles seja superior a 22 m.

Para todos os componentes principais e aqueles não abordados acima, os fatores DLA para as cargas por eixo são dados na Figura 4.7, e dependem da primeira frequência de oscilação de flexão da ponte.



$DLA$  para componentes de madeira =  $0,7 \times DLA$  para componentes de outros materiais.

FIGURA 4.7 - Fator de aceitação de carga dinâmica conforme o Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC).

O fator DLA para a porção da faixa de tráfego de cálculo carregada uniformemente é especificado igual a **0,10**.

Para ante-projeto, o comentário ao código sugere os seguintes valores para DLA para carregamento em uma faixa:

- vãos simples entre 22,5 m e 60,0 m: 0,40
- vãos simples maiores que 60,0 m: 0,20
- pontes contínuas, vãos entre 22,5 m e 60,0 m: 0,40
- pontes contínuas, vãos maiores que 60,0 m: 0,20

#### 4.1.4. Base de desenvolvimento do Método Ontário

Considere-se a Equação Geral Diferencial de Placas :

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y)$$

onde:

$(x, y)$  é o plano horizontal onde se situa a placa, coordenadas cartesianas;

$w(x, y)$  é a superfície deformada da placa;

$p(x, y)$  é o carregamento aplicado perpendicularmente ao plano da placa;

$D_x$  é a rigidez à flexão longitudinal (no sentido do tráfego) da placa;

$D_y$  é a rigidez à flexão transversal da placa;

$2H$  é a rigidez total à torção da placa, isto é :

$$2H = D_{xy} + D_{yx} + D_1 + D_2$$

onde :

$D_{xy}$  e  $D_{yx}$  são as rigidezes torcionais;

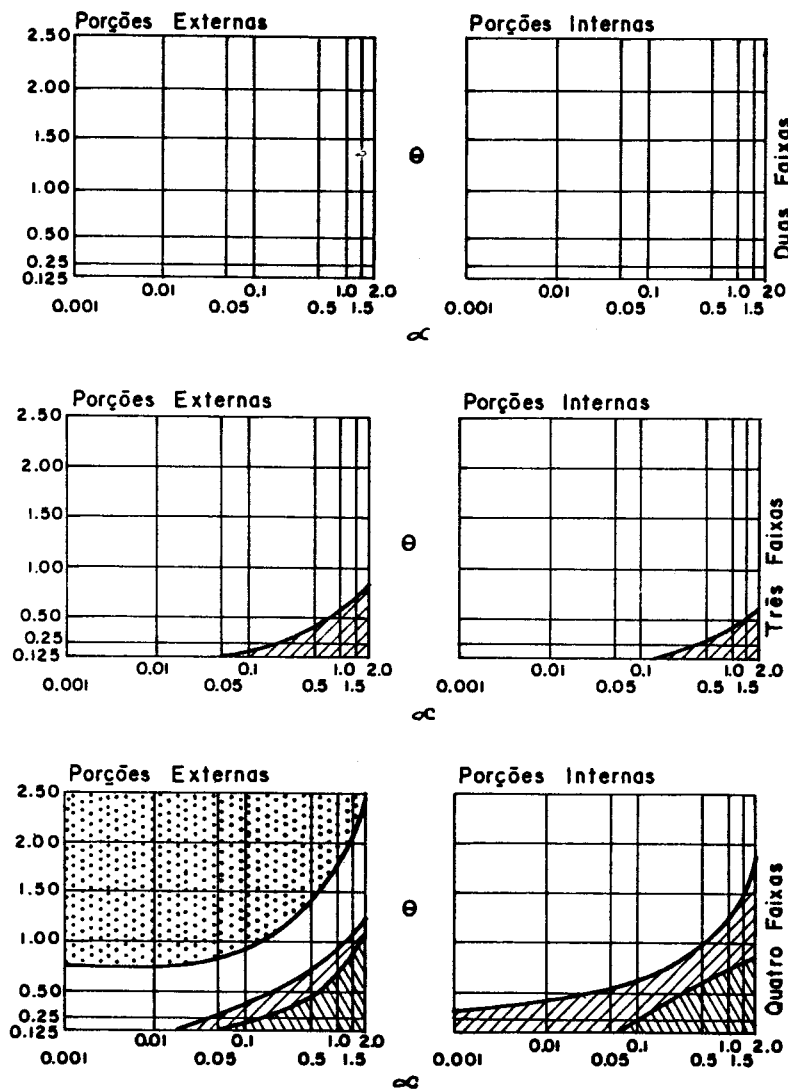
$D_1$  e  $D_2$  são as rigidezes combinadas associadas à flexão.

Definem-se os parâmetros adimensionais de torção e de flexão, respectivamente, por :

$$\alpha = \frac{H}{\sqrt{D_x \cdot D_y}} \quad \text{e} \quad \theta = \frac{b}{L} \cdot 4 \sqrt{\frac{D_x}{D_y}}$$

O Código de Ontário exige que, para a análise dos estados limites último e de utilização tipo II, sejam carregadas tantas vezes faixas de tráfego em uma ponte até que se determine qual combinação produz o máximo efeito. O método, a seguir descrito, foi desenvolvido para pontes de uma, duas, três e quatro faixas de tráfego, para as diversas condições de carregamento das faixas. A condição na qual, após a aplicação dos fatores relevantes de redução, se produzirem os máximos momentos longitudinais, é a condição determinante que governa o comportamento da estrutura. Casos determinantes do carregamento em pontes com diferentes números de

faixas de tráfego e valores de  $(\alpha, \theta)$  anteriormente definidos são apresentados na Figura 4.8.



Legenda:





-  - uma faixa carregada é determinante.
-  - duas faixas carregadas são determinantes.
-  - três faixas carregadas são determinantes.
-  - quatro faixas carregadas são determinantes.

FIGURA 4.8 - Casos determinantes de carregamento correspondentes ao OHBDC, três e quatro faixas de tráfego (para uma e duas faixas os carregamentos em uma e duas faixas são os determinantes, respectivamente).

QUADRO 4.4 : Momento Longitudinal Inicial,  $D_d$  (m) :

TIPO DE PONTE	NÚMERO DE FAIXAS DE CÁLCULO			
	1	2	3	4
1. Em placa maciça, placa vazada ou nervurada (de modulação quase quadrada).	1,75	2,00	2,25	2,50
2. Em placas sobre vigas, incluindo vigas longitudinais de aço e tabuleiro de madeira.	1,90	1,90	2,05	2,15
3. Em vigas de madeira laminada colada com tabuleiro de madeira.	1,90	1,90	2,05	2,15
4. Em vigas de madeira serrada com tabuleiro de madeira.	1,80	1,80	1,85	1,90
5. Em madeira laminada com protensão transversal.	1,90	1,90	2,05	2,15
6. Composta madeira-concreto.	1,70	1,70	1,75	1,80

Os vários passos no cálculo dos momentos longitudinais gerados pelas cargas móveis tanto nas porções interna quanto externas das pontes são dados a seguir.

#### 4.1.5 O Método passo a passo

1. Obter um valor inicial de  $D$ , chamado  $D_d$ , no Quadro 4.4, de acordo com o tipo de ponte (superestrutura) e o número de faixas para cálculo.

2. Calcular a fração de carga inicial,  $S/D_d$ , onde  $S$  é o espaçamento real entre vigas longitudinais (no caso de ponte em placa sobre vigas), ou a distância entre almas no caso de placas vazadas, ou 1,00 m no caso de placas maciças, pontes de madeira laminada protendida transversalmente,



pontes compostas madeira-concreto com laminações longitudinais de madeira e cobrimento de concreto.

3. Tratando a estrutura da ponte como viga unidimensional, obter os momentos fletores (diagramas) devidos a meio trem-tipo (uma linha longitudinal de rodas do veículo) ou ao carregamento da faixa, Figura 4.5.

4. Multiplicar os momentos acima por  $[(S/D_d).(1+DLA)]$  para se obter os momentos iniciais da carga móvel, onde DLA é o fator de consideração da carga dinâmica anteriormente discutidos. Observar que o fator de modificação para o carregamento em várias faixas (QUADRO 4.2) está implícito nos valores de  $D_d$  (QUADRO 4.4) e não deve ser aplicado novamente. No caso de carregamentos das faixas, que consistem em cargas de eixos e cargas uniformemente distribuídas é necessário aplicar os diferentes valores de DLA aos momentos gerados pelos dois tipos de cargas.

5. Assumir que os momentos encontrados sejam suportados por uma largura  $S$  da ponte, para as porções externas e interna, e sobre esta base encontrar uma proporção inicial da estrutura.

6. Calcular  $\alpha$  e  $\theta$  :

$$\alpha = \frac{H}{\sqrt{D_x \cdot D_y}} \quad \text{e} \quad \theta = \frac{b}{L} \sqrt[4]{\frac{D_x}{D_y}}$$

7. Calcular  $\mu$  :

$$\mu = \frac{W_o - 3.3}{0.6} \leq 1.0$$

onde  $W_o$  é a largura da faixa de tráfego em metros.

8. Correspondentes aos valores de  $\alpha$  e  $\theta$  e o número de faixas de tráfego para o cálculo da ponte, obter os valores de  $D$ , separadamente, para as partes externas e interna da ponte e o valor de  $C_f$ , dos diagramas das Figuras 4.9(a) a 4.9(d).

9. Calcular os valores finais de  $D_d$  separadamente (partes externas e interna):

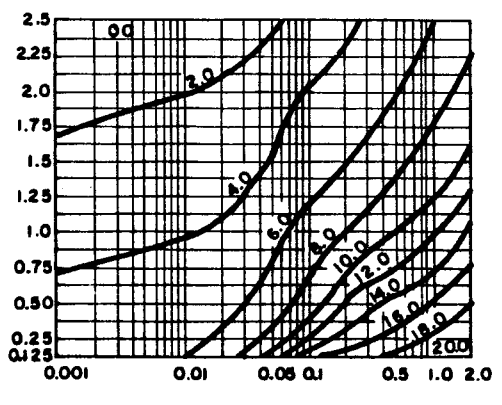
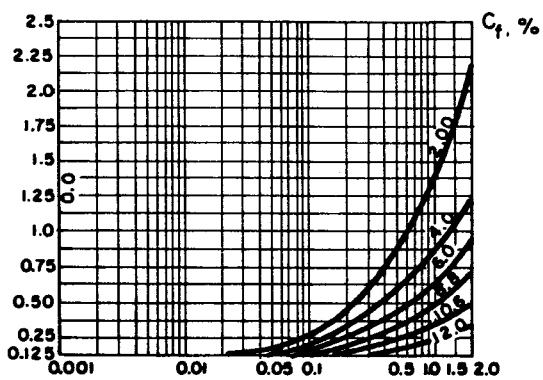
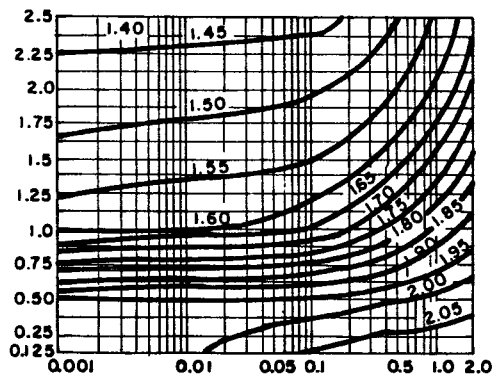
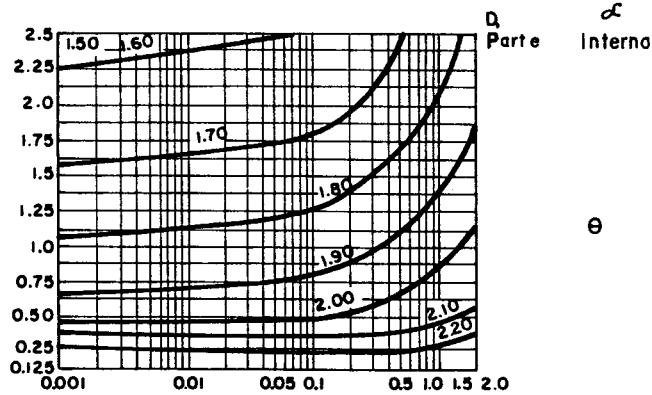
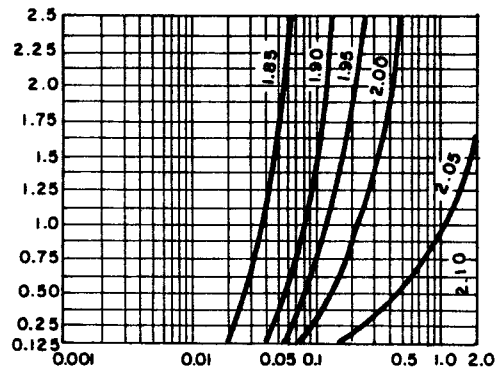
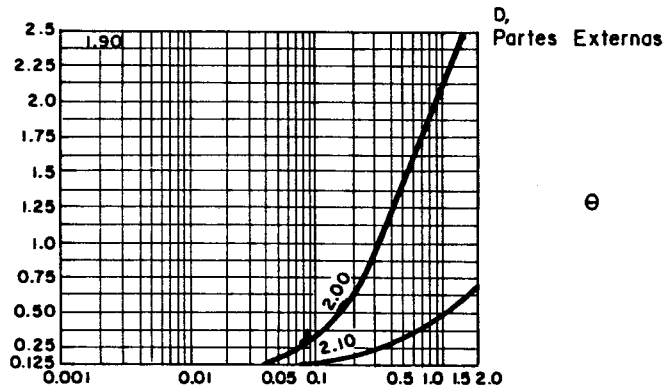
$$D_d = D \left[ 1 + \frac{\mu C_f}{100} \right]$$

10. Para cada porção, externa e interna, obter os momentos finais de cálculo, à carga móvel, pela multiplicação dos momentos da carga móvel devidos a uma linha de rodas ou carga da faixa (passo 3 acima) por  $[(S/D_d).(1+DLA)]$  onde  $D_d$  tem o valor adequado à porção externa ou interna (passo 9 acima). Novamente observar respeito aos diferentes valores de DLA para as cargas de eixo e uniformemente distribuídas que se aplicam.

Um resumo dos procedimentos acima é representado na Figura 4.10.

Não obstante o relato acima, o Código OHBDC determina que o valor de  $D_d$  para as pontes de madeira laminadas pregadas longitudinalmente deve ser fixado igual a 0,85 m, porções externas e interna.

Na análise do estado limite de utilização de tipo I (vibrações, fadiga), existem outros procedimentos (item 4.1.6).



(a)

(b)

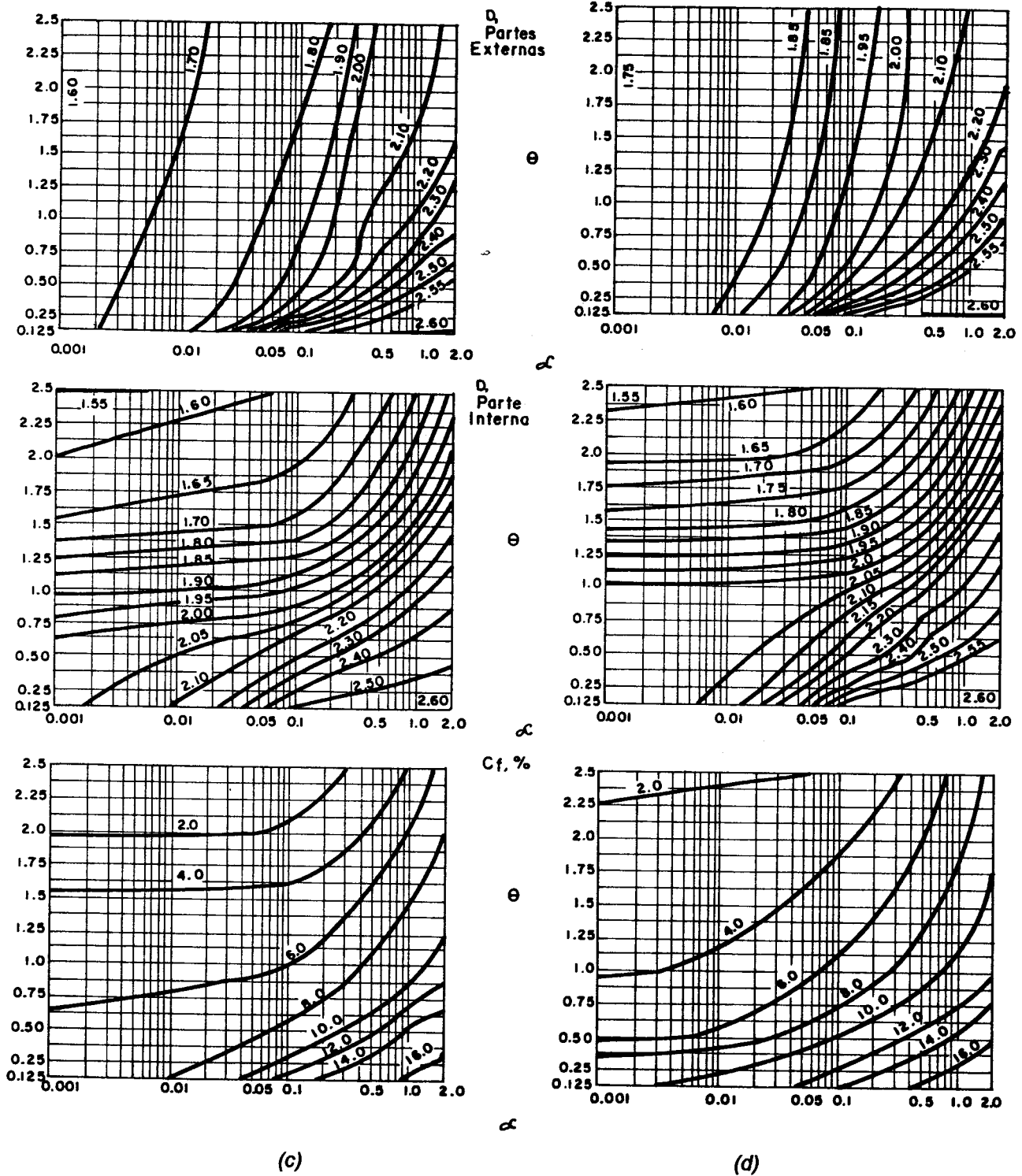


Figura 4.9 - Diagramas de  $D$  e  $C_f$ .

- a) pontes de uma faixa de tráfego;
- b) pontes de duas faixas de tráfego;
- c) pontes de três faixas de tráfego;
- d) pontes de quatro faixas de tráfego.

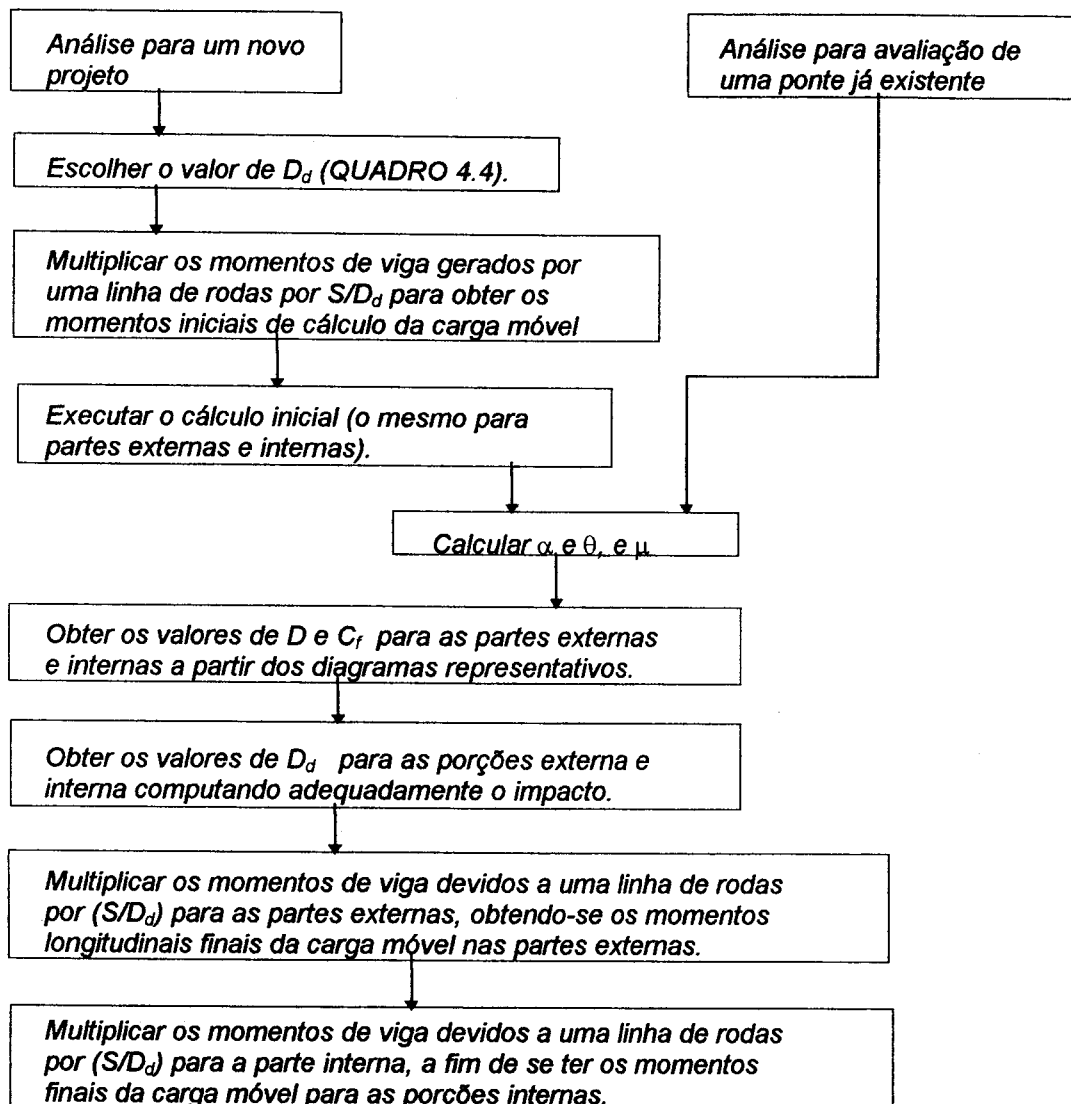


FIGURA 4.10 - Diagrama de procedimentos descritos, OHBDC, estado limite de utilização de tipo II e estado limite último.

#### 4.1.6 Método Simplificado - Estado Limite de Utilização Tipo I (SLS I)

Para esta análise, a estrutura é carregada em uma única faixa de tráfego. A análise é realizada considerando-se a estrutura acomodada inicialmente (já dimensionada, portanto) e o valor de  $D$  é aquele obtido por um veículo isolado em sua posição normal de tráfego posicionado transversalmente.

Neste caso não se separa a análise em porções externa e interna da seção transversal da ponte, mas tal estudo pode ser realizado se o calculista assim o quiser. O calculista poderá, também, escolher usar os momentos das partes externas para as partes internas - os momentos exteriores serão sempre maiores que os das partes interiores da seção transversal. Por isso, o método de análise consiste em posicionar o veículo de projeto na posição transversal externa. A posição usual de trânsito pode ser diferente, mas deve adicionalmente considerar o aumento da distância veículo-borda e os enrijecimentos existentes - uma discussão complementar é dada no **OHBDC**.

O método determina os passos seguintes :

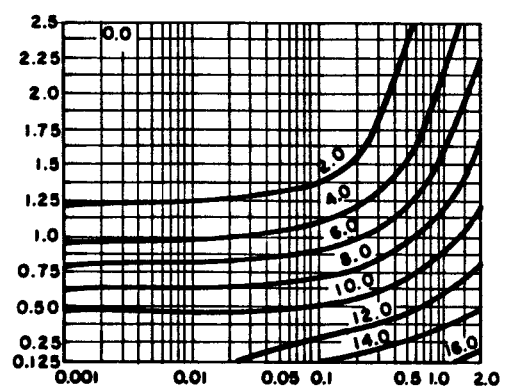
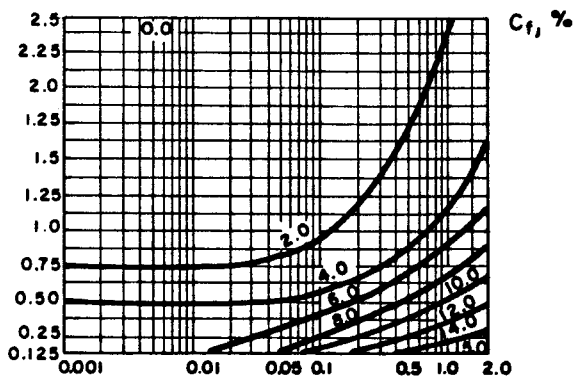
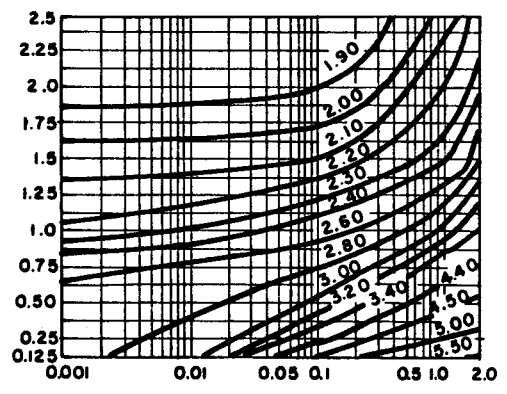
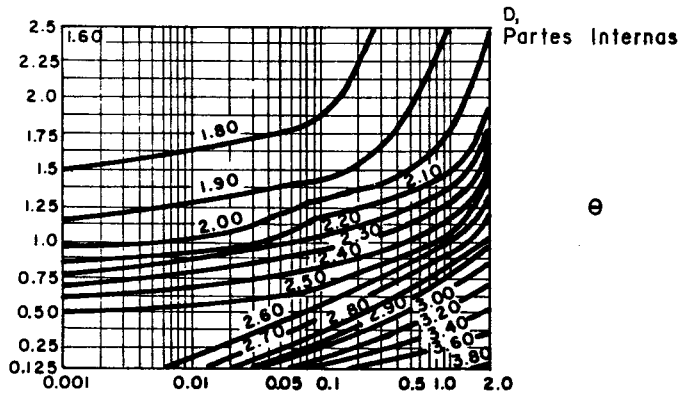
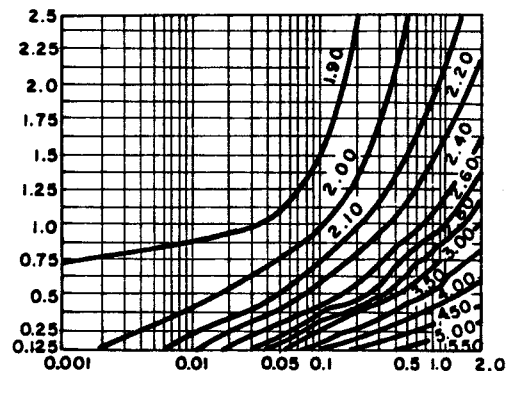
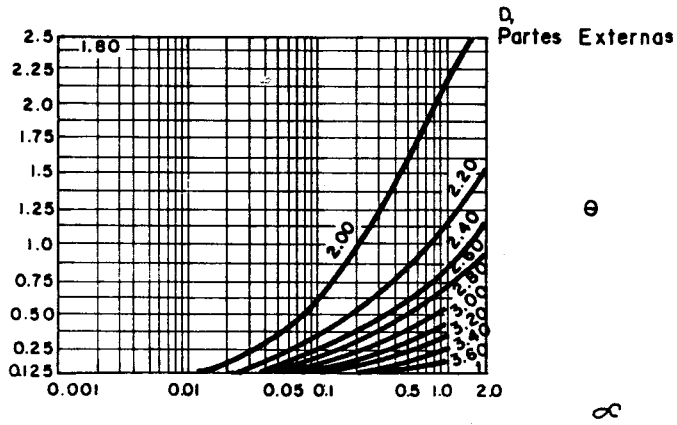
1. Usando os valores já calculados de  $\alpha$ ,  $\theta$  e  $\mu$  da análise anterior, obter os valores de  $D$  e  $C_r$  dos diagramas da Figura 4.9a (ponte de uma só faixa de tráfego) ou da Figura 4.11a, 4.11b e 4.11c (pontes de duas, três e quatro faixas de tráfego para cálculo).

2. Obter os valores de  $D_d$  :

$$D_d = D \left[ 1 + \frac{\mu C_r}{100} \right]$$

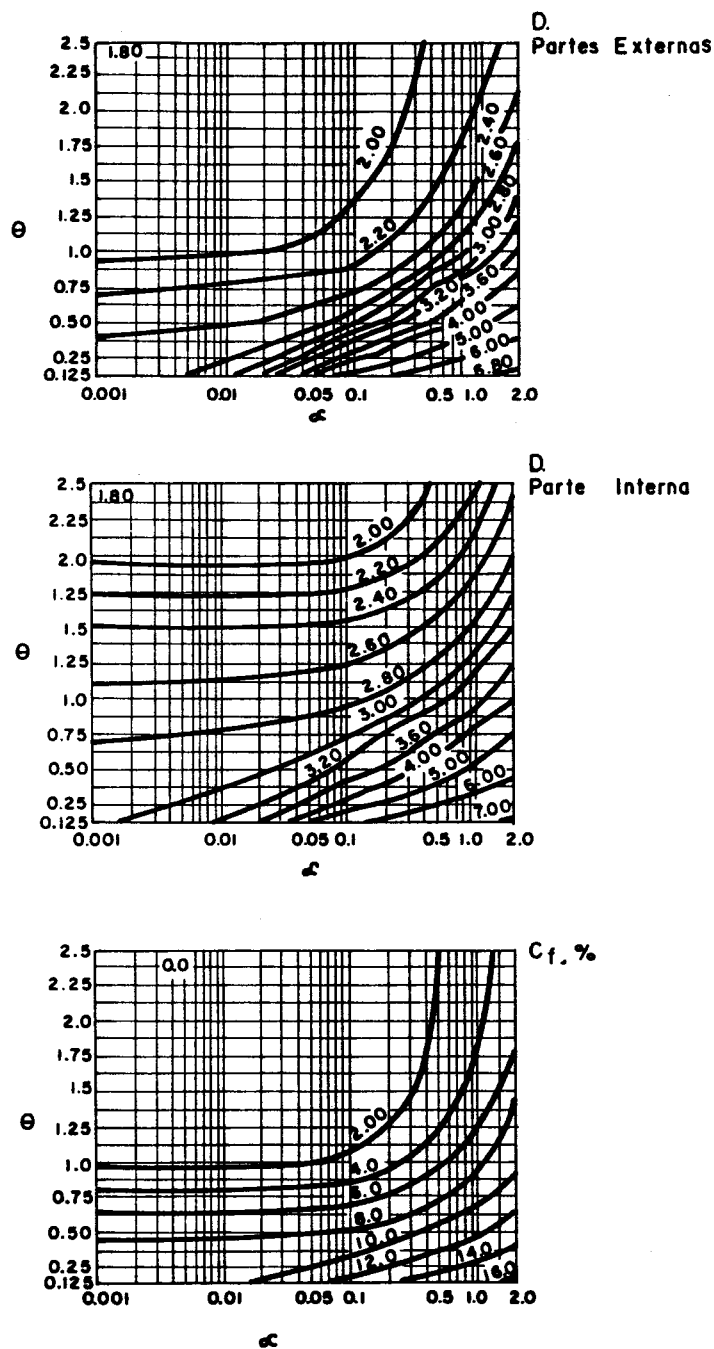
3. Obter os momentos de cálculo da carga móvel multiplicando-se o momento fletor devido a uma linha de rodas por  $(S/D_d) \cdot (1+DLA)$ , para partes externas e internas. O momento fletor, no caso do carregamento é o mesmo calculado para a análise no estado limite último (anterior).

4. Se o veículo for posicionado no meio da faixa de tráfego, levar em conta a distância veículo-borda aumentada.



(a)

(b)



(c)

FIGURA 4.11 - Diagramas de  $D$  e  $C_f$ , estado limite de utilização tipo 1, uma faixa de tráfego carregada (SLS I, OHBDC):

- a) pontes de duas faixas de tráfego;
- b) pontes de três faixas de tráfego;
- c) pontes de quatro faixas de tráfego.



## 4.2 OS MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS.

Os momentos fletores que atuam na estrutura da ponte no plano perpendicular ao tráfego dos veículos são denominados transversais. A sua intensidade é combatida diretamente pela rigidez transversal da placa no caso das pontes de madeira em placa sobre vigas ou em placas transversalmente protendidas.

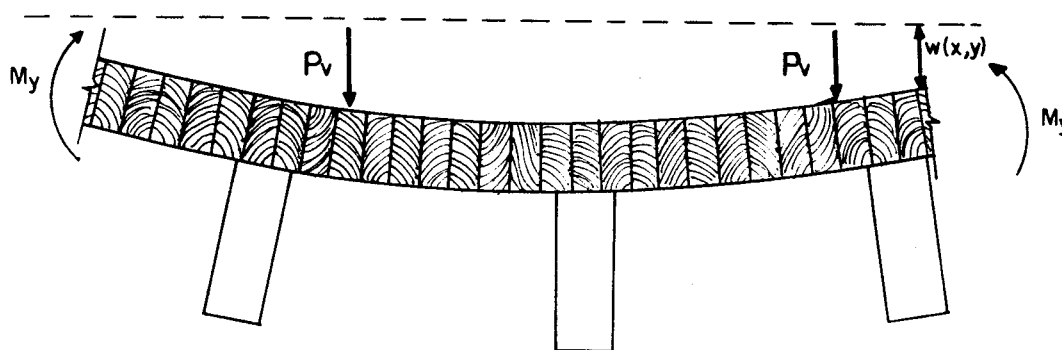


FIGURA 4.12 - Seção parcial da placa deformada sob ação de  $M_y$  gerado por um eixo carregado do veículo; a linha tracejada indica a superfície indeformada.

Dadas as condições de vínculo naturais das pontes, as bordas livres transversais apresentam momento fletor nulo e, se a ponte tiver só um vão, o momento fletor transversal nos apoios lineares será nulo porque a curvatura transversal é igual a zero. Um aspecto da distribuição longitudinal do momento transversal é mostrado na Figura 4.13.

No caso das pontes em placa sobre vigas pode-se dividir a ação do momento fletor transversal em dois termos; um deles considerando a deformação da placa, mantendo as vigas indeformadas - termo conhecido por momento local. O momento local é calculado pela disposição da placa em um certo número de apoios lineares paralelos e inextensíveis. O outro termo é chamado momento global e pode ser calculado como uma grelha, onde o carregamento é aplicado às vigas e a rigidez da placa é distribuída às

vigas equivalentes, ou como uma placa ortotrópica onde a rigidez longitudinal é distribuída uniformemente na largura da placa. No caso de placas sobre vigas, ambos os cálculos determinam valores dos momentos globais mais momentos locais superiores aos momentos fletores efetivos [BAKHT e JAEGER, 1985].

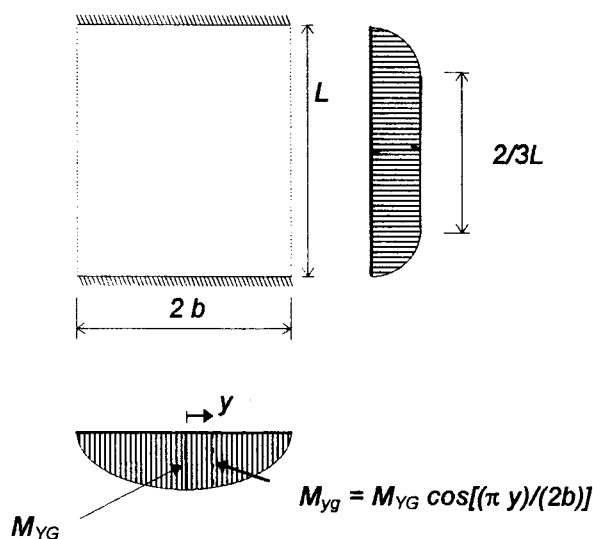


FIGURA 4.13 - Distribuição de  $M_y$  : transversal, valor máximo; longitudinal, envoltória das distribuições possíveis.

Alternativamente poder-se-ia analisar os momentos máximos medindo-se as deflexões e analisando a curvatura do sistema estrutural. Este princípio foi utilizado para calibrar a análise realizada pelos programas gerais de análise das estruturas das pontes, pois a curvatura transversal sob cargas concentradas é bastante pronunciada e a determinação dos efeitos nas derivadas de ordem superior não sofre interferência tão intensa. Os erros na medida das flechas e na determinação da curvatura efetiva são mais danosos ao cálculo do que na análise em si. Outros fatores importantes são a determinação dos módulos de Young - já discutidos - e da posição transversal da carga.

No caso de pontes rodoviárias a análise do momento fletor transversal máximo é feita com veículos de duas linhas de rodas, com o efeito teórico máximo sendo gerado por uma linha de rodas central - equidistante das bordas livres. Assim, o momento máximo positivo será obtido com o veículo no centro da ponte, tracionando as fibras inferiores e arqueamento ilustrado na Figura 4.12. Entretanto, poderá -ocorrer - por causa da geometria e simetria (ou não) da seção transversal - que os momentos locais máximos não sejam correspondentes à posição do veículo que gera os momentos globais máximos e, então, a prática de somar as parcelas será ainda mais conservadora.

Por outro lado, momentos transversais que causam tração nas fibras superiores ocorrem somente em pontes largas (quatro ou mais faixas de tráfego) e quando houver dois veículos junto às bordas livres, dispostos simetricamente. Nesta condição os momentos negativos que ocorrem junto às cargas (locais) não podem ser somados aos momentos negativos globais que ocorrem na porção central, descarregada, da ponte.

Outra possibilidade de momentos transversais negativos é a ocorrência de balanços laterais de porções da placa do tabuleiro. Esses momentos máximos ocorrem sobre a viga de borda e podem ser determinados considerando o balanço lateral fixado na porção interior (engaste).

Quando se tiver uma placa sem vigas longitudinais, os momentos transversais correspondentes à flexão total da placa são os momentos globais e o método dado no OHBDC para as placas sobre vigas aplica-se às pontes em placa considerando-se a parcela dos momentos globais somente.

Quando se tiver uma placa sobre vigas longitudinais, os momentos fletores globais nos apoios são nulos mas o momento fletor local pode não ser nulo porque poderá existir curvatura das vigas ou da placa, entre as vigas.

#### **4.2.1 Métodos Analíticos para Pontes em Placa Sobre Vigas.**

*Os métodos de análise são aplicáveis às pontes que podem, realisticamente, ser idealizadas como placas ortotrópicas. Conforme a discussão acima, são dadas as parcelas dos momentos locais, positivos e negativos, e momentos globais, positivos e negativos.*

##### **4.2.1.1 Momentos Locais**

*As intensidades dos momentos fletores sob cargas concentradas aumentam rapidamente quando a área de contato sob a carga diminui e essa razão é o fundamento principal para a delimitação correta desta área de contato, pois define com maior rigor a intensidade do momento fletor.*

*As rodas mais pesadas dos veículos do Sistema Ontário têm área de contato de 600 mm x 250 mm e a área carregada efetiva no plano médio da placa é obtido através da dispersão em 45°. Exigindo-se uma capa de rolamento de 75 mm e espessura da placa de 20 cm, o resultado é uma área efetivamente carregada de 950 mm (transversal) por 600 mm (longitudinal) sob cada extremidade do eixo.*

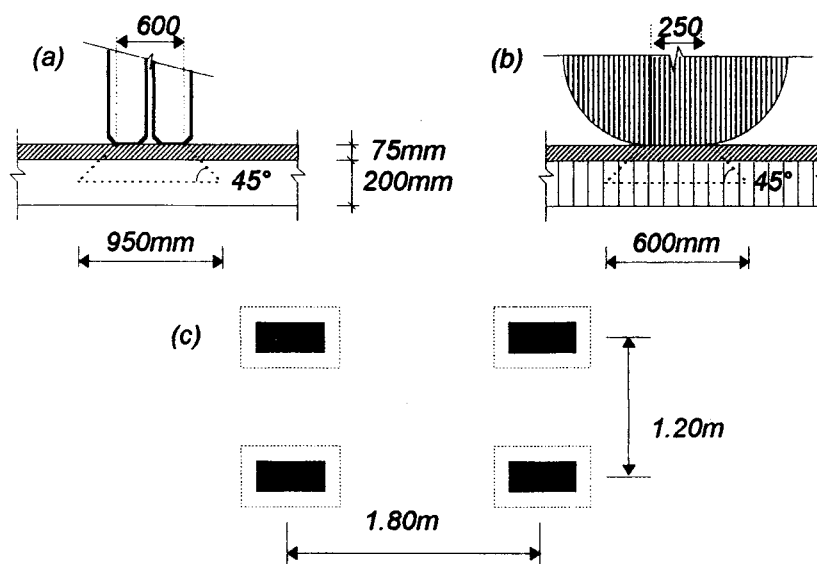


FIGURA 4.14 - Dispersão da carga de rodas no tabuleiro :

a) transversal;      b) longitudinal;      c) planta (eixo duplo, OHBDC).

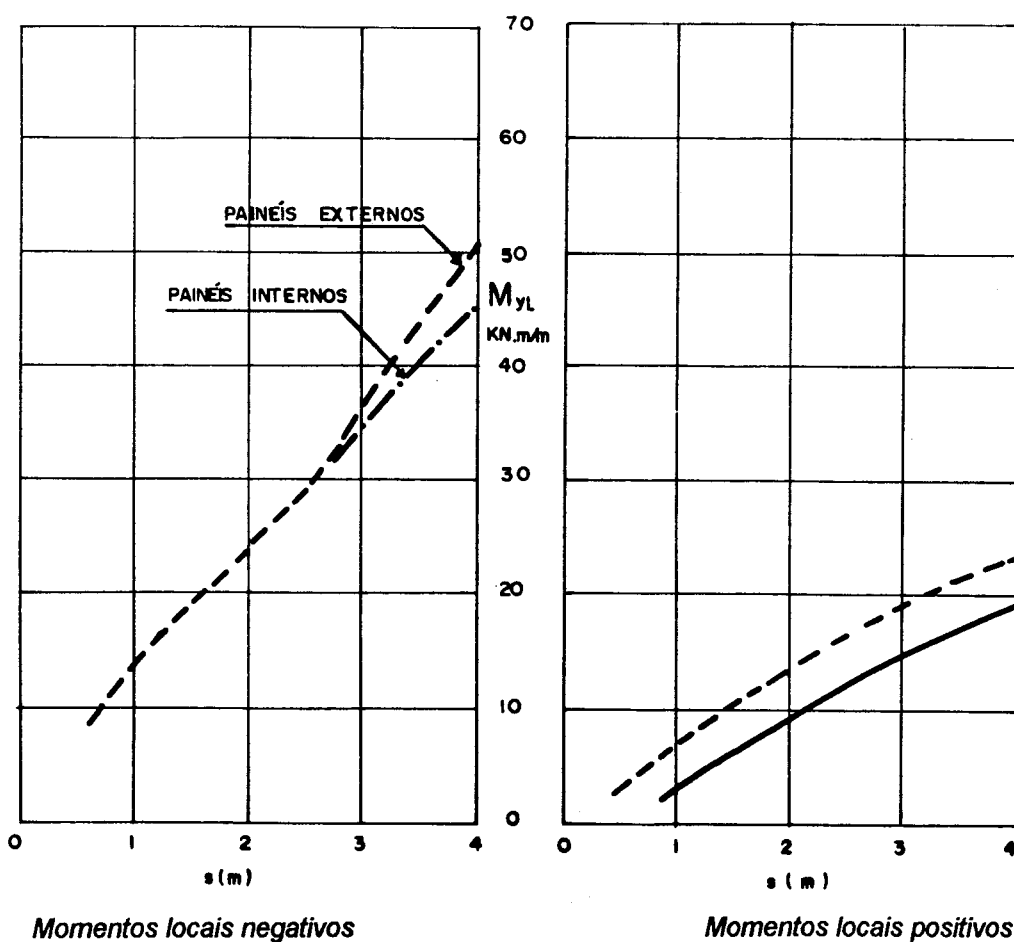


FIGURA 4.15 - Momentos Locais, carregamento OHBDC.

As curvas da figura acima são aplicáveis ao caminhão de projeto e aos três níveis do veículo-tipo pois os momentos transversais locais máximos são determinados principalmente por dois veículos adjacentes com os eixos mais pesados juntos um do outro - e tais eixos são comuns a todos os veículos de avaliação. Os momentos transversais dados na Figura 4.15 são não ponderados, mas os valores negativos (tração nas fibras superiores) são bem maiores que sua compensação positiva (tração nas fibras inferiores).

#### 4.2.1.2 Momentos Globais

Os momentos fletores transversais globais,  $M_{YG}$  para pontes em placas sobre vigas, ou momento transversal total para pontes em placa, são determinados passo a passo graficamente e recomenda-se, para as pontes largas que tenham momentos globais negativos, dimensioná-las para a intensidade do momento transversal global positivo encontrado.

1. Calcular  $\theta$  :

$$\theta = \frac{b}{L} \left( \frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25}$$

2. Em função do valor de  $\theta$  e da largura  $2b$  encontrar o valor do momento fletor transversal global dos gráficos da Figura 4.16.

3. Se  $\theta$  e  $2b$  forem diferentes dos fornecidos, interpolar linearmente em  $\theta$  e em  $2b$  para determinar o valor de  $M_{YG}$  final.

4. Os momentos transversais globais obtidos correspondem ao nível 3 de avaliação. Para avaliação nos níveis 2 e 1, os momentos globais devem ser reduzidos pela razão entre os momentos longitudinais gerados pelo veículo sob avaliação e os momentos gerados pelo veículo-tipo (nível 3):

$$M_{YG}^{(2)} = M_{YG}^{(3)} \cdot \frac{M_x^{(2)}}{M_x^{(3)}} \quad \text{no caso de avaliação nível 2.}$$

As curvas da figura acima são aplicáveis ao caminhão de projeto e aos três níveis do veículo-tipo pois os momentos transversais locais máximos são determinados principalmente por dois veículos adjacentes com os eixos mais pesados juntos um do outro - e tais eixos são comuns a todos os veículos de avaliação. Os momentos transversais dados na Figura 4.15 são não ponderados; mas apresentam valores negativos (tração nas fibras superiores) bem maiores que sua compensação positiva (tração nas fibras inferiores).

#### 4.2.1.2 Momentos Globais

Os momentos fletores transversais globais,  $M_{YG}$  para pontes em placas sobre vigas - momento transversal total para pontes em placa - são calculados passo a passo graficamente e recomenda-se, para as pontes largas que tenham momentos globais negativos, calculá-las para a intensidade do momento transversal global positivo determinado.

1. Calcular  $\theta$  :

$$\theta = \frac{b}{L} \left( \frac{D_x}{D_y} \right)^{0.25}$$

2. Em função do valor de  $\theta$  e da largura  $2b$  encontrar o valor do momento fletor transversal global dos gráficos da Figura 66.

3. Se  $\theta$  e  $2b$  forem diferentes dos fornecidos, interpolar linearmente em  $\theta$  e em  $2b$  para determinar o valor de  $M_{YG}$  final.

4. Os momentos transversais globais obtidos correspondem ao nível 3 de avaliação. Para avaliação nos níveis 2 e 1, os momentos globais devem ser ponderados pela razão entre os momentos gerados pelo veículo sob avaliação e os momentos gerados pelo veículo tipo (nível 3), longitudinais :

$$M_{YG}^{(2)} = M_{YG}^{(3)} \cdot \frac{M_x^{(2)}}{M_x^{(3)}} \quad \text{no caso de avaliação nível 2.}$$

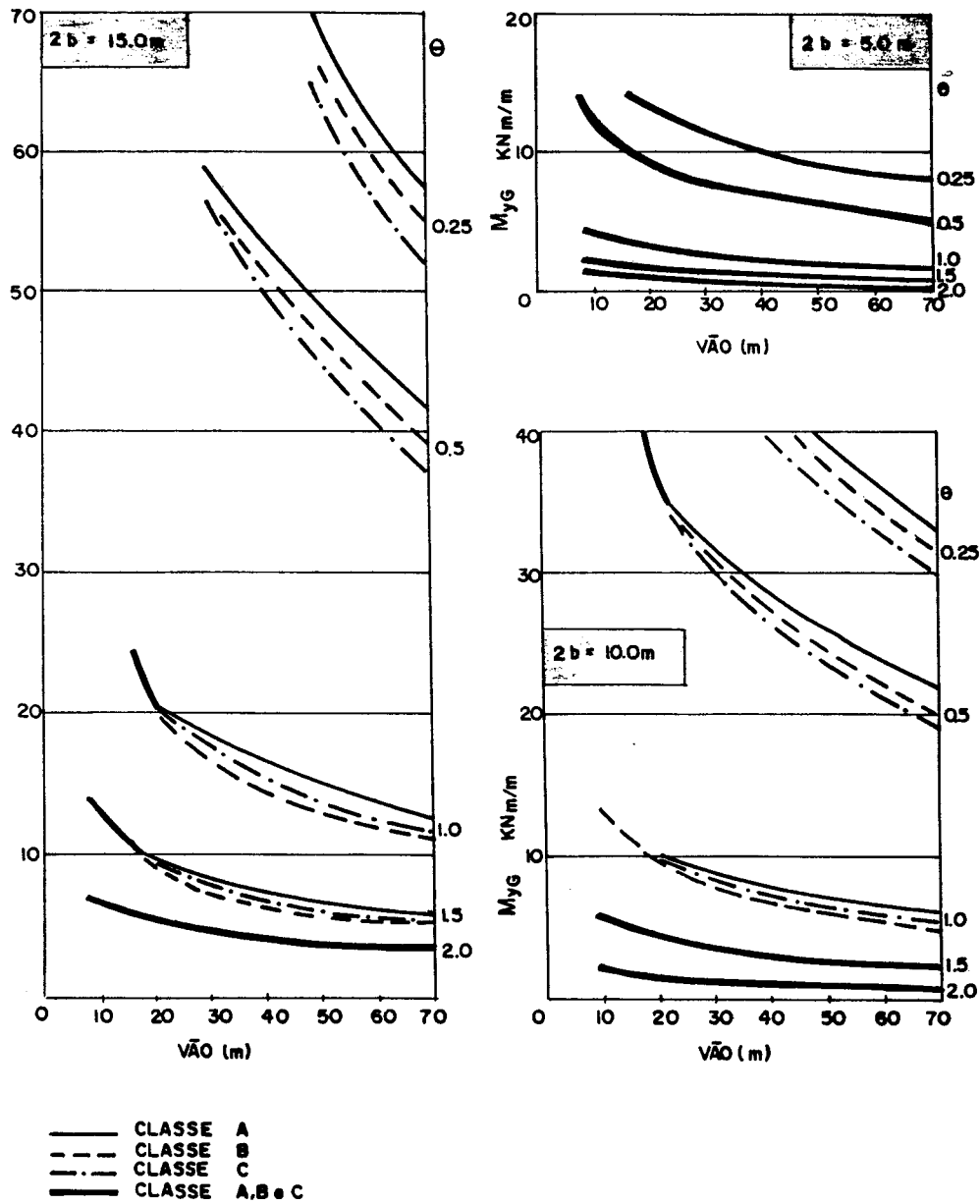


FIGURA 4.16 - Momentos Transversais Globais em pontes em placa sobre vigas, gerados pelo carregamento OHBDC.



## 4.3 FORÇAS CORTANTES NAS PONTES EM PLACA.

### 4.3.1 Cisalhamento Longitudinal.

O termo "cisalhamento longitudinal" refere-se à força cortante vertical que atua em uma faixa longitudinal da ponte. Em pontes simplesmente apoiadas esta resposta estrutural é aquela que, nos apoios, pode ser tomada como igual à reação vertical do apoio.

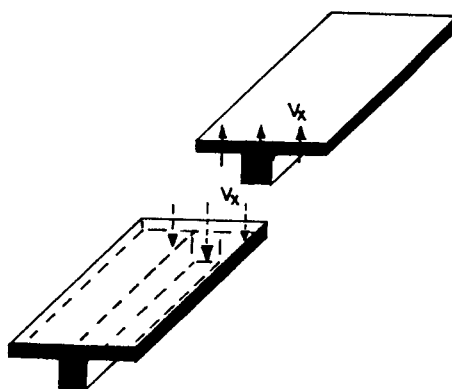


FIGURA 4.17 - Definição de  $V_x$  em seções contíguas, em uma faixa da ponte.

A distribuição transversal dos esforços cortantes é bem diferente da distribuição transversal dos momentos fletores longitudinais. O método dado no Ontario Highway Bridge Design Code (OHBD) analisa as forças cortantes através da analogia de grelha, pois este é um efeito prontamente identificável em uma grelha, e este valor é confrontado com o método da placa ortotrópica, para calibrar-se os coeficientes de distribuição transversal. Por exemplo, a estrutura mostrada na Figura 4.18, ponte em placa sobre vigas, com duas posições de veículo para carregamento, apresenta as distribuições transversais de momentos fletores e forças cortantes longitudinais dado. Os parâmetros básicos valem  $\alpha = 0,1$  e  $\theta = 1,0$ .

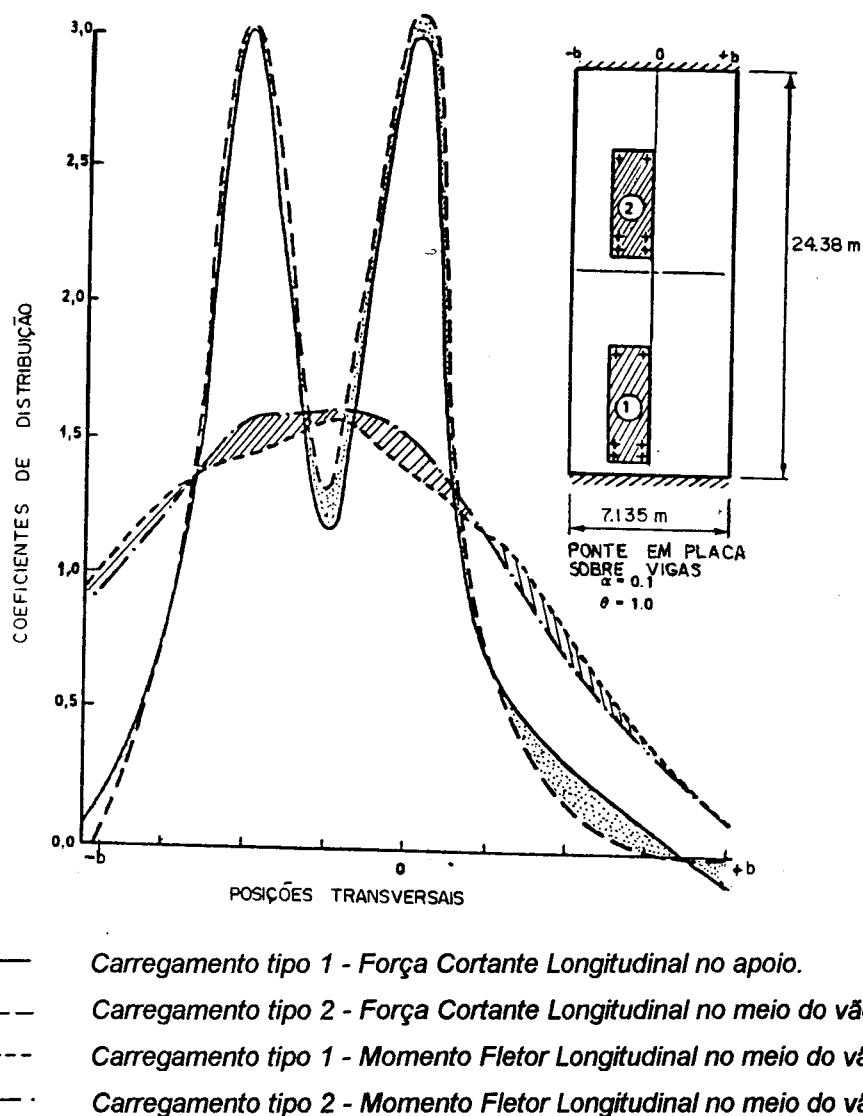
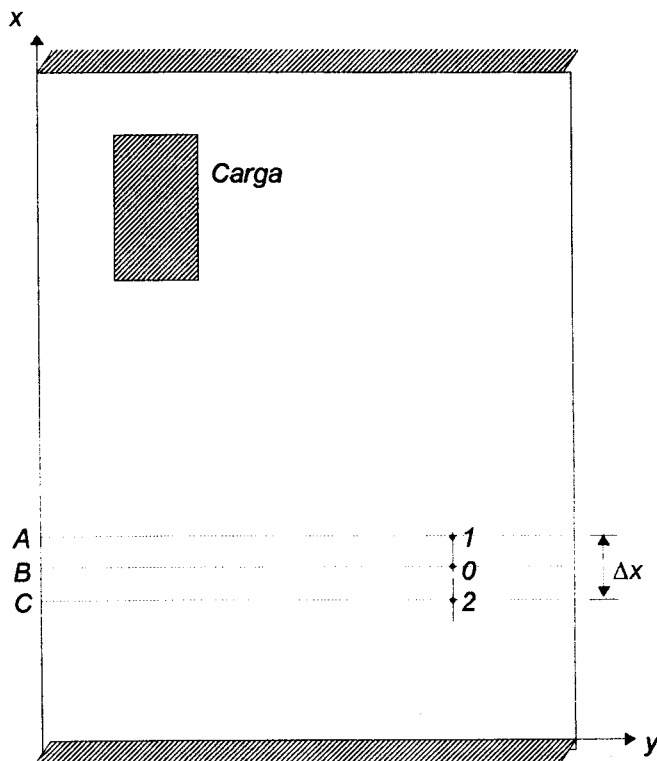


FIGURA 4.18 - Distribuição Transversal de Momentos e Cortantes Longitudinais.

Pode-se ver que, apesar de uma flutuação bem mais pronunciada e correspondente à carga sob rodas, a distribuição de  $V_x$  que corresponde a um coeficiente de distribuição de 3,11 é mais razoavelmente independente da posição sob consideração em relação ao carregamento dado do que a distribuição dos momentos, mais branda e correspondente a um coeficiente de distribuição de 1,6. Esta observação é justificada pelo fato de que, se se puder obter as forças cortantes a partir dos momentos fletores então o sistema plano se comporta como viga. Com efeito, se se considerar o

carregamento e as seções A, B, C, da placa dada, afastados do carregamento, sendo B a seção média entre A e C e  $\Delta x$  o afastamento longitudinal delas, então :



$$V_B = \frac{M_{XA} - M_{XC}}{\Delta X}$$

FIGURA 4.19 - Posição relativa à carga móvel das seções analisadas

Neste caso,  $V_B$  é o valor numérico gerado pela diferença finita de  $V_x = \partial M_x / \partial x$ . Considerando-se os pontos 1 e 2 das seções A e C, pode-se encontrar que  $M_{x1} = K M_{xA}$  e  $M_{x2} = K M_{xC}$  (da hipótese de independência de modo de distribuição de  $M$  com  $x$ ). Assim, num ponto 0 da seção B :

$$V_{x0} = \frac{M_{x1} - M_{x2}}{\Delta X} = \frac{K M_{xA} - K M_{xC}}{\Delta X}$$

$$V_{x0} = K \frac{M_{xA} - M_{xC}}{\Delta X}$$

$$V_{x0} = K V_B$$

Para se ajustar o método e ilustrar as diferenças a ponte da figura anterior foi idealizada como grelha e a discretização em vigas longitudinais está mostrada a seguir. A posição 1 do veículo é referida. As seções 1 e 2 distam 0,61 m do centro do vão.

TABELA 4.1 - Análise de Grelha de uma ponte, momentos e cortantes longitudinais.

Análise \ Viga nº	1	5	9	
1. $M_{x2}$ . (kN.m):	103,46	162,45	8,53	
coef. de distribuição :	0,91	1,43	0,07	
2. $M_{x1}$ . (kN.m):	101,73	140,10	9,33	
coef. de distribuição :	0,98	1,36	0,09	
3. $M'_{x1}$ . (kN.m):	93,90	147,59	7,26	
(coef. de distribuição de 1)				
4. Valor exato, $V_{x0}$ (kN)	0,962	19,235	-1,049	
coef. de distribuição :	0,11	2,28	-0,12	
5. $V_{x0}$ , obtido de $(M_{x2}-M_{x1})/1,22$	1,418	18,320	-0,656	
coef. de distribuição :	0,16	2,09	-0,08	
6. $V_{x0}$ , obtido de $(M_{x2}-M'_{x1})/1,22$	7,836	12,180	1,041	
coef. de distribuição :	0,91	1,51	0,12	

Como se vê nas linhas 1 e 2, os momentos em seções próximas não são os mesmos, nem os coeficientes de distribuição - mas estes são razoavelmente próximos. No entanto, a força cortante tem coeficientes de distribuição (linha 4) significativamente diferentes. O valor da força cortante estimada pelos momentos fletores está na linha 5 e os valores da força cortante e dos coeficientes de distribuição têm a mesma ordem de grandeza dos obtidos pela análise de grelha (linha 4).

Sabendo-se o valor do momento médio da seção 1-1 (103,46 kN.m) e os coeficientes na seção 2-2, o momento estimado para a seção 1-1 é  $M'_{x1}$ , identificado na linha 3 da Tabela.  $M'_{x1}$  e  $M_{x1}$  não são significativamente diferentes e têm a mesma ordem de grandeza. Usando-se estes momentos

estimados para se calcular a força cortante, os resultados apresentados na linha 6 da Tabela mostram-se substantivamente diferentes do valor real obtido da análise de grelha (linha 4), repetindo o ilustrado na Figura 4.19.

### 4.3.2 Método para Análise

O método simplificado para análise das forças cortantes longitudinais foi desenvolvido e apresentado por BAKHT e JAEGER (1985), e a forma do método é a mesma, isto é, uma abordagem do tipo D é utilizada. Os valores de D para os momentos fletores foram obtidos pela análise de placas ortotrópicas e para as forças cortantes serão obtidos pela analogia de grelha.

Os detalhes de uma seção transversal particular não são conhecidos quando um método geral é desenvolvido para as diferentes seções transversais e tipos de pontes. Por isso, a idealização como grelha é feita em duas etapas. Primeiro, a ponte é idealizada como placa ortotrópica. Segundo, a placa ortotrópica é idealizada como grelha possuindo nove vigas longitudinais igualmente espaçadas e sete vigas transversais igualmente espaçadas.

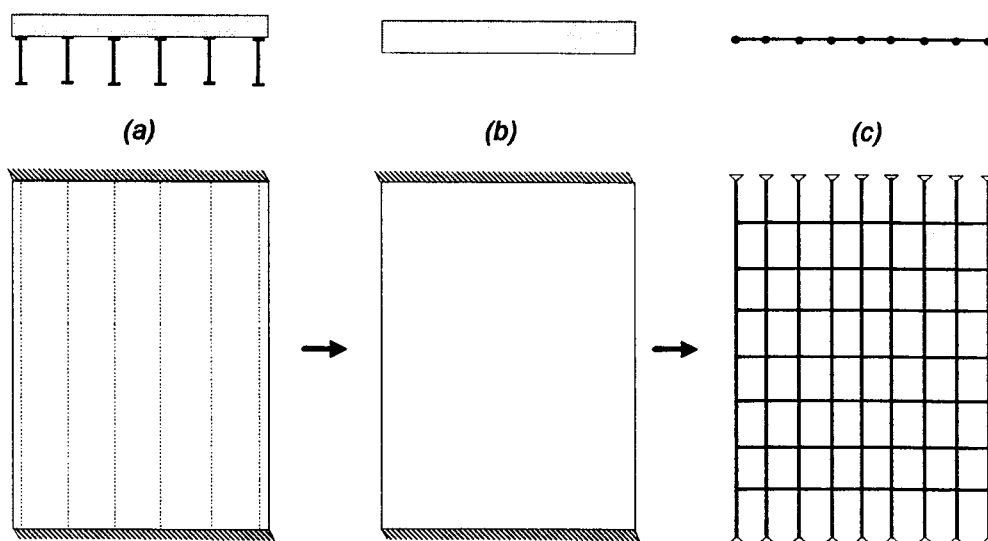


FIGURA 4.20 - (a) Ponte real.

(b) Placa ortotrópica.

(c) Grelha equivalente.

A força cortante, em termos do deslocamento  $w(x,y)$ , é definida por :

$$V_x = D_x \frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (D_{yx} - D_{xy} + D_1) \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \quad [4.4]$$

$V_x$  inclui as variações dos momentos torçores, em uma grelha completa os momentos torçores estão presentes gerando componentes horizontais para o equilíbrio vertical e sua percepção é mais rápida pelo engenheiro. Por esta razão escolheu-se a grelha para a obtenção dos valores correspondentes ao cisalhamento longitudinal.

As limitações do método à geometria da ponte são as mesmas anteriormente apresentadas para as estruturas que possam ser idealizadas como placas ortotrópicas.

Uma grelha típica como a mostrada na idealização compreende um número de vigas longitudinais iguais, cada uma com rigidez à flexão  $EI$ , rigidez à torção  $GJ$  e comprimento  $L$ . Tais longarinas são igualmente espaçadas entre si de  $h$  e são interconectadas por vigas transversais igualmente espaçadas, cada uma com rigidez à flexão  $EI_T$  e rigidez à torção  $GJ_T$ . Para comparação com o comportamento da placa ortotrópica, os parâmetros podem ser colocados em equivalência :

$$\begin{aligned} EI &= D_x \cdot h \\ EI_T &= D_y \cdot \Delta x \\ GJ &= D_{xy} \cdot h \\ GJ_T &= D_{yx} \cdot \Delta x \end{aligned} \quad [4.5]$$

Os resultados de análises rigorosas mostraram que os valores de  $D$  para um dado tipo de estrutura de ponte com um dado número de faixas de tráfego varia dentro de um intervalo pequeno. Confirmou-se que, especificando-se um único valor e tendo-se um número de faixas específico, o erro máximo envolvido é de 5%.

Os resultados da análise de grelha foram interpolados para obter os valores de **D** correspondentes a um espaçamento de vigas de 2 m, exceto para pontes compostas madeira-concreto e pontes laminadas transversalmente pós-tensionadas nas quais uma largura de 1 m foi usada para se tomar a média dos efeitos, sendo os valores de **D** obtidos a partir destas médias. No caso de vigas com espaçamento menor que 2 m, considerar o valor real através da equação:

$$D_d = \left[ \frac{S}{2} \right]^{0.25} \cdot D \quad [4.6]$$

onde **S** é o espaçamento em metros.

Os valores de **D** são dados na Tabela 4.2.

TABELA 4.2 - Valores de **D** para Força Cortante Longitudinal, em metros, OHBDC.

Tipo de Superestrutura da Ponte	Número de Faixas, E. L. Ut. I				N, E. L. U. e E. L. Ut. II			
	1	2	3	4	1	2	3	4
Placas maciças ou vazadas	2,05	2,10	2,25	2,50	2,05	1,95	1,95	2,15
Placas sobre vigas *	1,75	1,80	1,90	2,10	1,75	1,70	1,85	1,90
Tabuleiro laminado transversal sobre vigas longitudinais de madeira*	1,75	1,80	1,90	2,10	1,75	1,70	1,85	1,90
Placa de concreto sobre tabuleiro de madeira laminado longitudinal	1,85	1,95	2,10	2,30	1,85	1,70	1,85	1,90
Tabuleiros de madeira laminada protendidos	1,65	1,75	1,85	2,00	1,65	1,70	1,80	1,85

\* Se **S** for menor que 2.0m usar Equação [4.6].

Um exame dos valores dado na Tabela revelará algumas "inconsistências" em seus padrões. O valor de **D** diminui quando o número de faixas passa de uma para duas, no caso de análise em estado limite último, mas começa a aumentar quando passa de duas para três faixas de tráfego. Após considerar os fatores de redução pelo carregamento simultâneo em várias faixas de tráfego, os valores determinantes de **D** surgem do caso de duas faixas

adjacentes carregadas. A razão para esta ocorrência é a maior proximidade das linhas de rodas do mesmo veículo, resultando em uma concentração mais intensa de  $V_x$ , diminuindo o valor de  $D$ . Qualquer acréscimo posterior no número de faixas apenas aumenta a largura da ponte, e reduz o fator de ponderação para presença de mais veículos sobre a ponte, resultando em mais porções da seção transversal disponíveis para compartilhar a carga e aumentando o valor de  $D$ .

Os valores máximos dos esforços cortantes longitudinais não são tão sensíveis à posição transversal dos veículos como os momentos fletores. Por isto, as porções interna e externas da seção são submetidas aos mesmos máximos, e esta é a razão pela qual não há distinção entre partes externas e interna, e o valor estipulado pela análise simplificada é aplicado a toda a seção transversal da ponte. Apresenta-se na Tabela 4.3 os números de faixas da ponte e o número de faixas carregadas que define o valor de  $D$  conforme a tipologia da superestrutura.

TABELA 4.3 - Número Determinante de Faixas Carregadas, Esforço Cortante, OHBDC.

Tipo de Superestrutura da Ponte	Número de Faixas da Ponte			
	1	2	3	4
Placa Maciça ou Vazada	1	2	2	2
Placa Sobre Vigas	1	2	2	2
Tabuleiro Laminado Transversal e Vigas de Madeira	1	2	2	2
Placa combinada, concreto sobre madeira	1	2	2	2
Tabuleiro Laminado Tensionado	1	2	2	2



### 4.3.3 Método para o Carregamento OHBDC.

O carregamento, os fatores de impacto, larguras das faixas já foram apresentados. As forças cortantes determinantes para as vigas simples devidos a uma linha de rodas ou carregamento de meia faixa são dados na Figura 4.21.

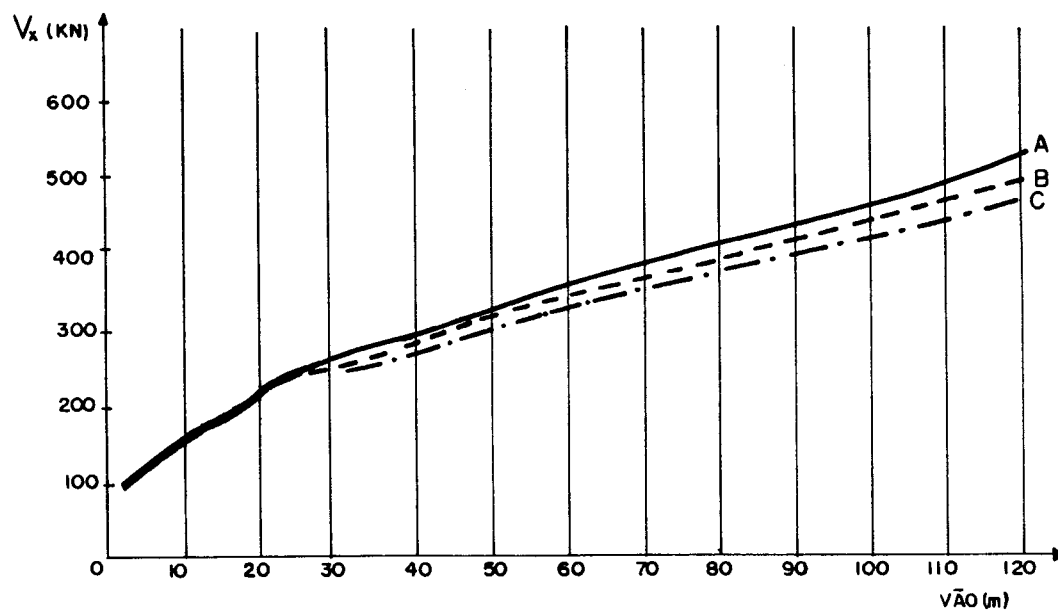


FIGURA 4.21 - Forças cortantes, carregamento em meia-pista.

Os passos para se determinar as forças cortantes longitudinais geradas pela carga móvel são :

1. Escolher um valor de **D**, para os estados limites de análise, na Tabela 4.2 de acordo com o número de faixas de tráfego de cálculo e o tipo da ponte. Quando o espaçamento de vigas longitudinais, se presentes, for menor que 2,0 m, corrigir o valor obtido na tabela por :

$$D_d = \left( \frac{s}{2} \right)^{0.25} \cdot D$$

onde *s* é o espaçamento entre as vigas em metros. Nos outros casos, **D<sub>d</sub>** = **D**.

2. Calcular a fração de carga ( $s/D_d$ ), onde  $s$  é :

- o espaçamento real das vigas longitudinais (pontes em placa sobre vigas);
- o espaçamento entre almas das placas vazadas e estruturas celulares;
- 1,0 m, no caso de placas maciças, placas protendidas e placas compostas madeira-concreto.

3. Considerando a ponte como uma viga unidimensional determinar os diagramas da força cortante devidos a uma linha de rodas do veículo (metade do trem-tipo longitudinal) ou metade do carregamento da faixa.

4. Multiplicar a força cortante obtida por  $[(s/D_d).(1+DLA)]$  para se obter o valor de cálculo da força cortante longitudinal. Este valor é aplicável tanto às partes interna quanto externas.

#### **4.3.4 Cisalhamento Transversal.**

O Código Normativo de Pontes Rodoviárias de Ontário especifica que se deve calcular o valor da força cortante transversal  $V_y$  apenas nas estruturas em que este seja o modo predominante de transferência transversal das cargas entre vigas longitudinais. Se os métodos adotados forem calculados para outros tipos de superestruturas, nas quais a flexão transversal é o principal modo de transferência de carga, então os valores calculados do esforço cortante transversal serão sempre superiores aos reais; o quanto mais rígida transversalmente como um todo a estrutura, tanto maior a superavaliação.

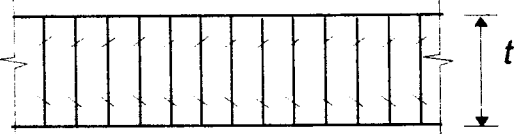
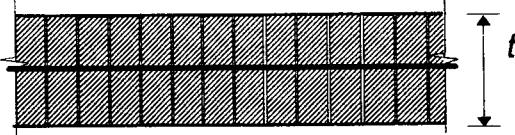
Os métodos fornecem o máximo valor de  $V_y$ , que atua na vizinhança imediata das cargas concentradas. Se, por exemplo, o afastamento entre as vigas rígidas longitudinais for grande, então o valor de pico de  $V_y$  diminui muito rapidamente quando se afasta transversalmente na seção do local da carga concentrada. Por esta razão os métodos foram desenvolvidos com base na teoria de placa articulada.

A placa articulada é um caso particular da placa ortotrópica na qual a rigidez transversal de  $D_Y$  é igual a zero. Neste caso pode-se usar um parâmetro adimensional relacionando as propriedades e formas da estrutura para se fazer a análise. Este parâmetro é:

$$\beta = \pi \left( \frac{2b}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{D_X}{D_{XY}}} \quad [4.7]$$

Neste caso,  $D_{XY}$  refere-se a toda inércia torcional das vigas prismáticas. Assim, para as pontes de madeira em placa laminada protendida se têm os valores indicados na Tabela 4.4.

TABELA 4.4 - Rigidezes a Computar para análise de placa articulada.

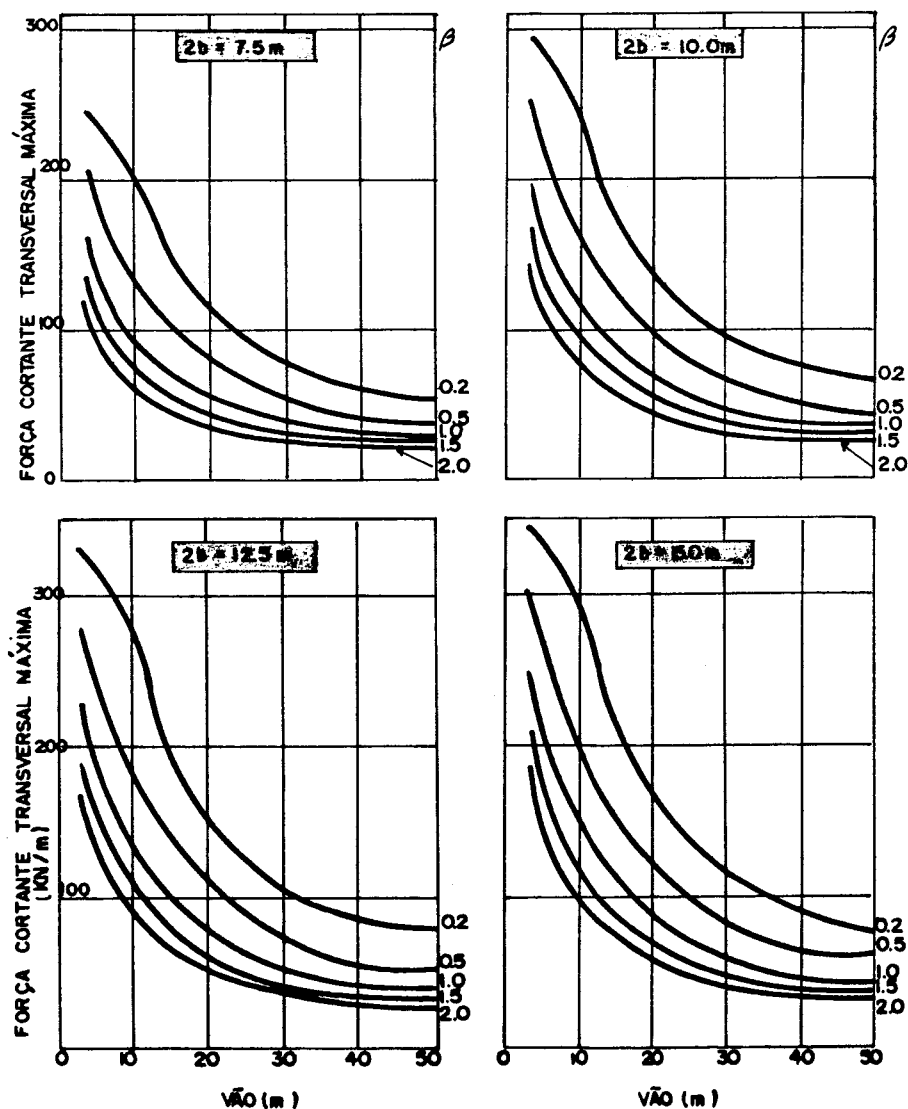
Superestrutura (exemplo)	$D_X$	$D_Y$
	$E_L \frac{t^3}{12}$	$G_{LT} K t b_g^2$
	$E_L \frac{t^3}{12}$	$G_{LT} \frac{t^3}{3}$

É útil notar-se que, com todos os parâmetros já definidos anteriormente, a rigidez torcional da ponte de madeira laminada protendida está inteiramente agrupada no valor dado na Tabela acima. Para a determinação dos parâmetros nos cálculos dos momentos e cortantes longitudinais ( $\alpha$ ,  $\theta$ ), os valores haviam sido distribuídos de acordo com o comportamento real da estrutura. Para a força cortante transversal, no entanto, concentrar os valores torcionais e tomar  $D_Y$  igual a zero implica em forçar as lâminas adjacentes a cisalhar as barras de protensão na vizinhança da ação da carga móvel. Este esforço é exatamente a força cortante  $V_Y$  que se quer

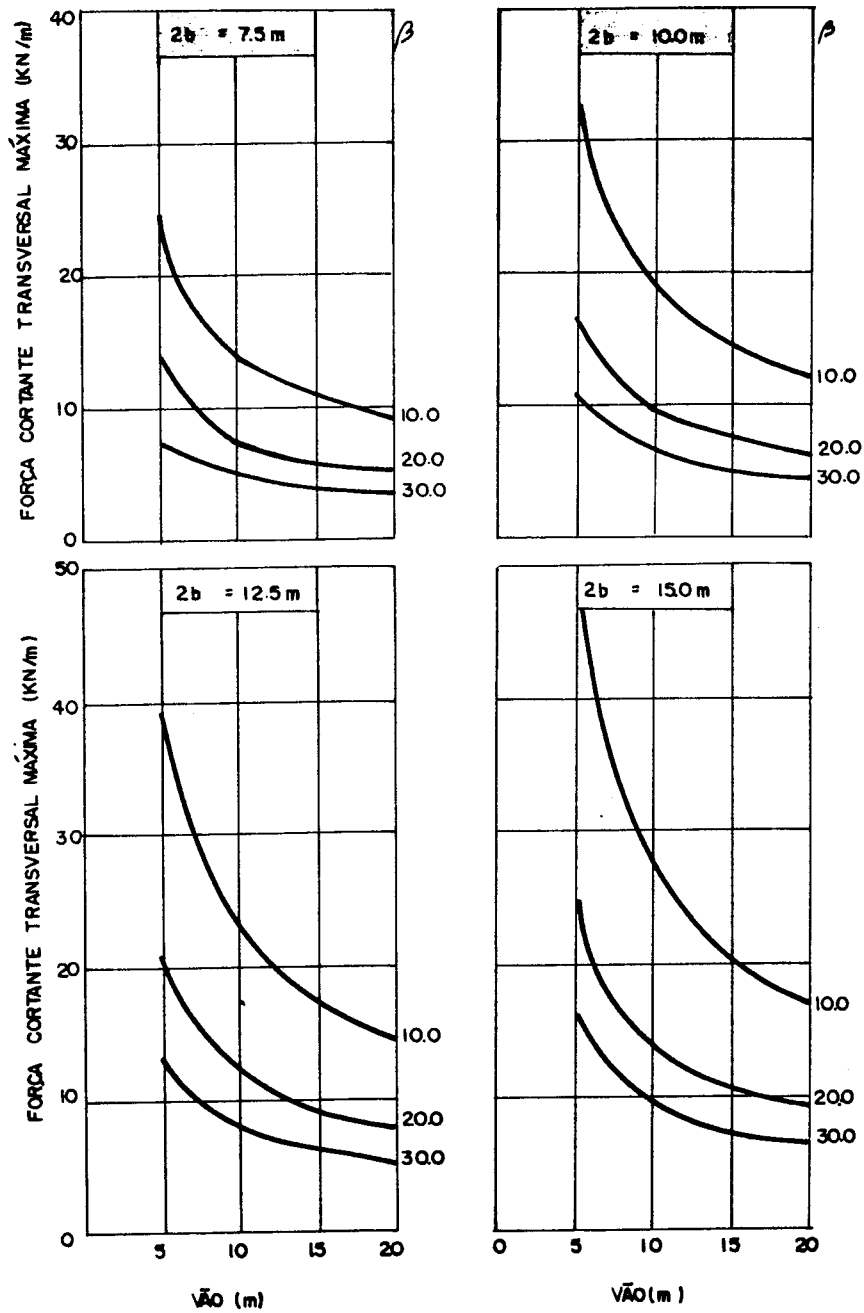
determinar. Além disso, a distribuição da carga na placa ortotrópica depende da somatória das rigidezes à torção e não apenas de um valor particular.

#### 4.3.5 O Método de Cálculo para o Carregamento OHBDC.

A análise das estruturas é feita com o parâmetro  $\beta$  e a força cortante transversal é obtida graficamente. Os valores determinantes de  $V_Y$  são aplicáveis a todos os níveis de avaliação da carga móvel.



(a)



(b)

FIGURA 4.22 - Força cortante transversal máxima nas pontes:

(a) rigidez maior;

(b) rigidez torcional menor.

*Para as pontes de madeira laminadas pregadas, uma observação importante. As pontes em placas compostas de laminações longitudinais de madeira mutuamente pregadas podem ser idealizadas como placas articuladas somente durante os primeiros estágios de sua vida útil, quando a ponte for relativamente nova.*

*Após tais pontes estarem submetidas ao tráfego de veículos pesados por dois ou três anos, os furos que contêm os pregos alargam-se, permitindo a uma lâmina deslocar-se um pouco, independentemente, antes de influenciar as lâminas adjacentes. É este movimento livre das laminações individuais que tornam impossível a idealização da estrutura como um meio contínuo simples e portanto como uma placa ortotrópica.*

*A força cortante transversal estimada pelo método será maior que a real quando o aumento de uso e o alargamento dos furos de pregação aumentarem os deslocamentos livres das laminações longitudinais.*

## **5. EXPERIMENTAÇÃO DE PLACAS EM LABORATÓRIO.**

*A sistemática de cálculo das pontes em placa foi apresentada no Capítulo anterior, restando apresentar a avaliação realizada em testes de laboratório para dirimir as dúvidas relacionadas com os parâmetros elásticos que se devam empregar no cálculo quando se utiliza uma espécie de madeira local ou crescida no local, embora de origem exótica.*

*O programa cooperativo conjunto AUSTIM, descrito em 3.3, já tem diretrizes para a utilização de madeiras importadas de Douglas fir nas pontes a serem construídas na Austrália, mas determina que, para o uso de outras espécies, ensaios especiais devam ser realizados, com as diretrizes de sua realização determinada pela equipe de consultores norte-americanos.*

*Na Austrália, o uso de madeiras de Dicotiledôneas comprovou perdas muito menores em um prazo de dois anos e meio - um terço das perdas anteriormente determinadas - favorecendo o comportamento de placa como um meio contínuo de resistência às ações externas com um desempenho ainda melhor do que já obtido anteriormente.*

*A metodologia destes ensaios propostos é a desenvolvida por OLIVA et al. (1990) no Forest Products Laboratory através do ensaio de torção de placa, para que fornecesse os parâmetros necessários ao cálculo das placas pretendidas. Esta avaliação é apresentada no ANEXO C.*

*Estes ensaios são os mesmos referidos no cálculo das pontes em placa usando-se Douglas Fir no programa cooperativo AUSTIM (RITTER e CREWS, 1991).*

*No Forest Products Laboratory, em Madison, está se realizando instrumentação de placas pequenas com dimensões reais das laminações, com nível baixo de tensão residual nas barras de protensão, conforme as indicações de perdas que se descobriu existir nas pontes protendidas construídas com madeiras de coníferas.*

*Com vista à determinação do comportamento torcional do sistema laminado protendido, utilizando-se madeiras de reflorestamento e crescidas no Brasil, planejou-se o preparo de duas placas protendidas com as dimensões nominais das laminações de madeira de *Eucalyptus citriodora* de **5,0cm X 22,0cm**, e os comprimentos determinados mantendo compatibilidade geométrica, combinando os dispositivos para ensaio e deformabilidade, com a metodologia proposta e instrumentados em pórticos de reação montados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), na Escola de Engenharia de São Carlos, os comprimentos são :*

- . **26** peças de **1,30** m.*
- . **14** peças de **0,50** m.*
- . **12** peças de **1,00** m.*
- . **08** peças de **1,70** m.*
- . **03** peças de **2,00** m.*

*As duas placas previstas tinham a configuração apresentada nas Figuras 5.1 e 5.2 abaixo.*



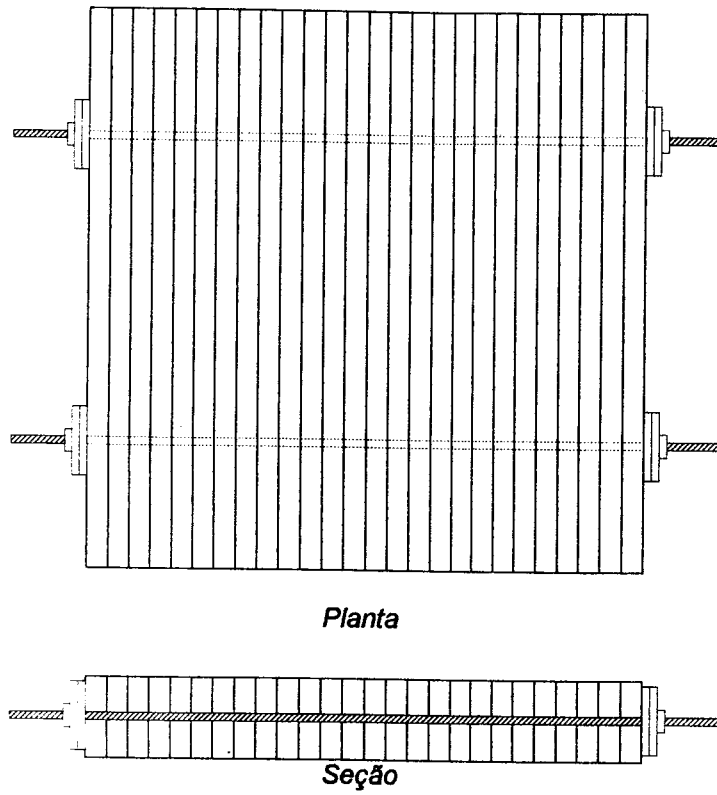


FIGURA 5.1 - Placa protendida para ensaio de torção.

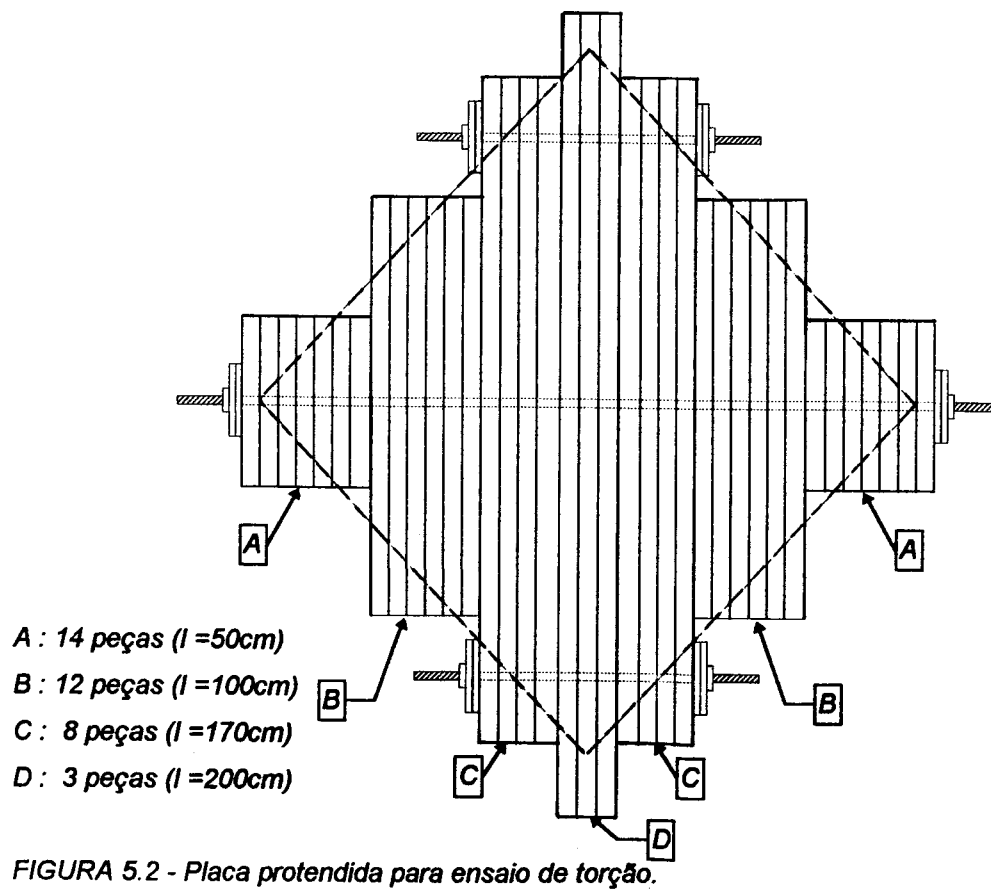


FIGURA 5.2 - Placa protendida para ensaio de torção.

## 5.1. INSTRUMENTAÇÃO PRELIMINAR

Para a caracterização do comportamento do sistema de protensão nas peças de madeira, uma amostra de madeira de **5,0cm X 22,0cm X 22,0cm**, com 60 unidades, de *Eucalyptus citriodora*, foi enviada ao LaMEM, para se detectar a flutuação da força de protensão com o tempo, estando o material confinado e apoiado no solo.

Todas as peças de madeira foram furadas com os furos centrados, de 22 mm de diâmetro, para que se ajustassem à passagem da barra de tensionamento.

Neste primeiro estágio, utilizou-se uma barra lisa de aço de fabricação mecânica, de 19 mm de diâmetro e 2,00m de comprimento, com 40 cm de rosca de passo fino em suas extremidades. Foi instalado o conjunto usando-se um cilindro de reação para 50 kN, duas células de carga vazadas, uma em cada extremidade, e o aperto das porcas de extremidade foi dado manualmente, conforme o cilindro pressionava as placas de ancoragem, figura 5.3. As forças nas extremidades do conjunto foram lidas no Sistema Kyowa, do LaMEM.

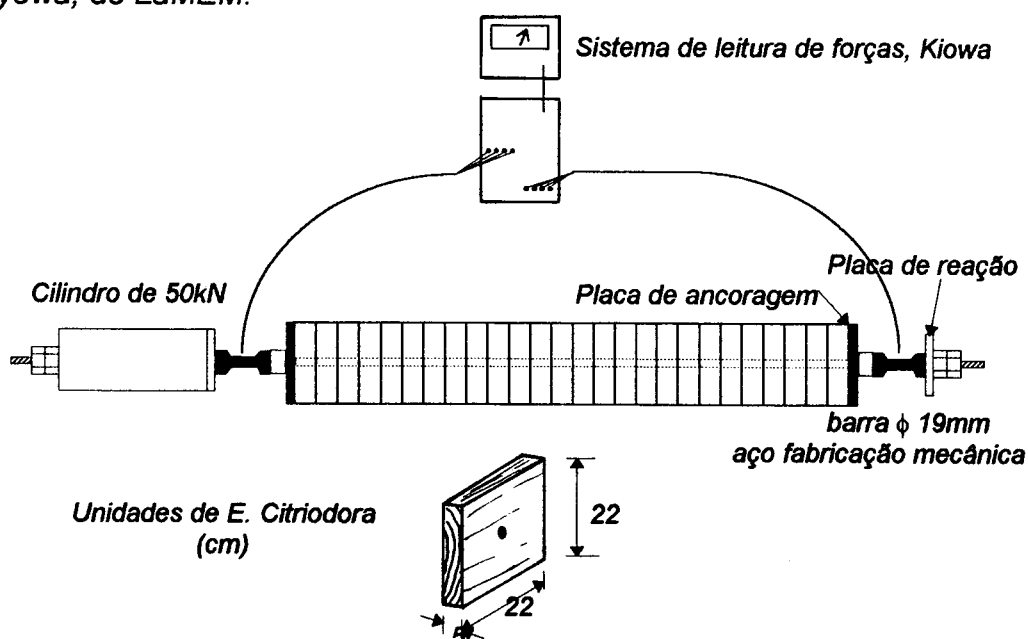


FIGURA 5.3 - Instrumentação Preliminar, Primeira fase.

Os resultados e os procedimentos de retensionamento estão mostrados na figura 5.4.

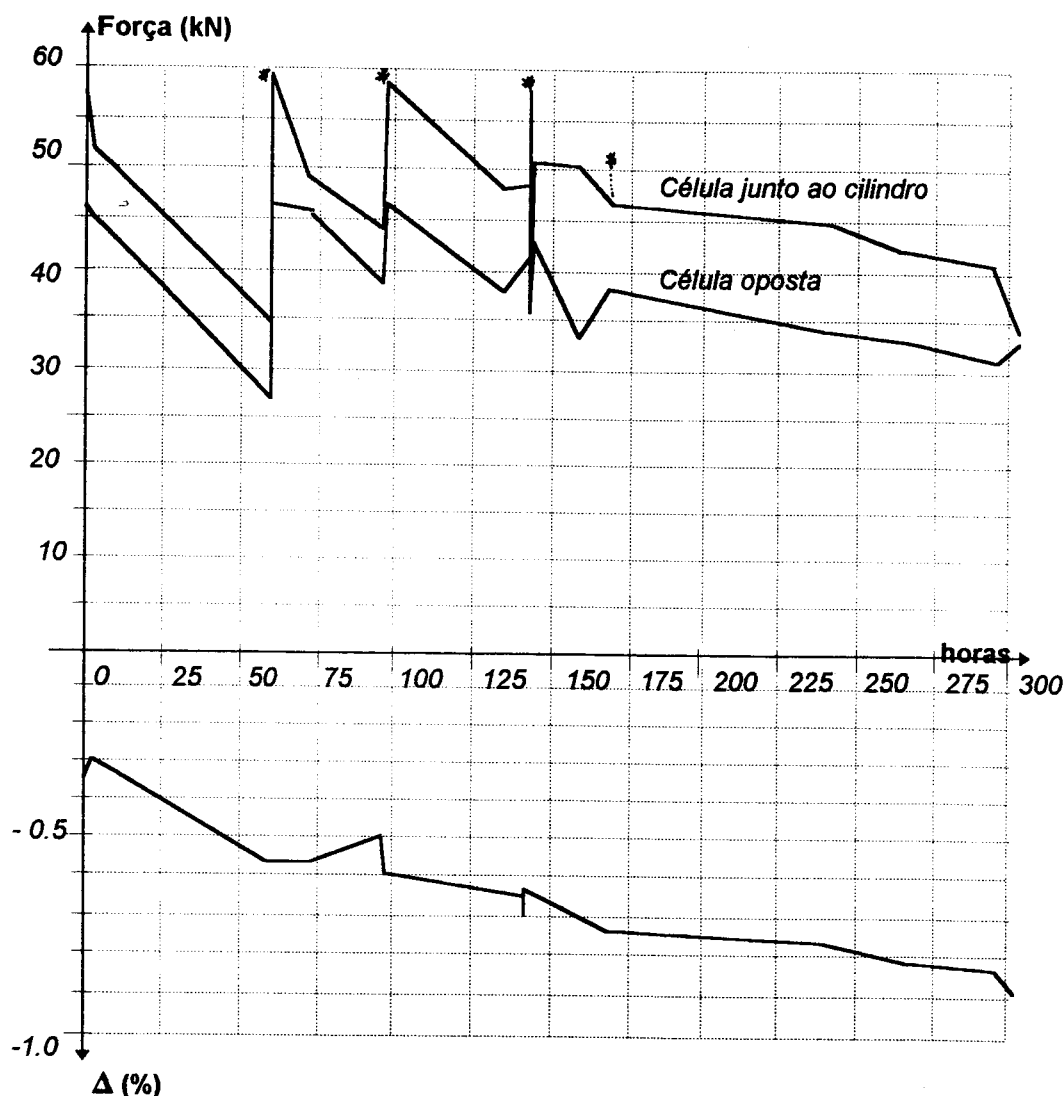


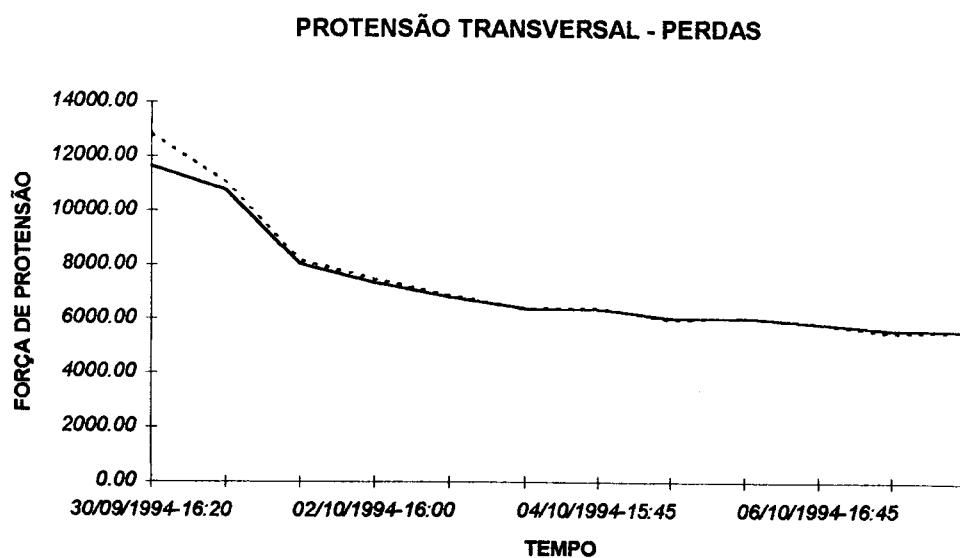
FIGURA 5.4 - Primeiros resultados de laboratório.

As dificuldades operacionais, decorrentes do baixo nível de tensionamento alcançado e do grande esforço braçal demandado, mais a recorrente plastificação da rosca da barra de tensionamento e a grande fluência do sistema - a interação de fenômeno de fluência da madeira confinada com a rápida perda de umidade, encurtando o conjunto - fizeram com que se buscasse efetivamente as soluções de projeto, visando oferecer subsídios à construção de estruturas-protótipo em um futuro próximo.

Como já se havia planejado construir as placas para ensaio em Laboratório, aproveitou-se uma das barras de protensão destinadas à placa ABCD para a realização deste ensaio preliminar. Empregando o material já fornecido e já pré-furado, disponível no Laboratório, repetiu-se a instrumentação, porém, com as proporções e o esforço total dado no equipamento de protensão igual ao previsto para a estrutura-protótipo.

É importante notar como medida restritiva à plena equivalência desta instrumentação, que as peças de madeira fornecidas não possuíam qualquer tratamento preservativo. O fornecedor contactado pelo LaMEM, mediante Convênio, foi a empresa Prema S.A., de Rio Claro.

Os resultados obtidos são mostrados na Figura 5.5.



**FIGURA 5.5 - Resultados experimentais; protensão de 150 kN.**

## 5.2 ENSAIO DAS PLACAS

Para este ensaio foram utilizados as seguintes quantidades de peças :

- .+. 18 unidades de 4,91cm x 21,77cm x 51,08cm, designadas pela letra A.
- .+. 12 unidades de 5,58cm x 21,40cm x 101,48cm, designadas pela letra B.
- .+. 08 unidades de 5,96cm x 21,71cm x 171,39cm, designadas pela letra C.
- .+. 03 unidades de 6,03cm x 21,63cm x 201,87cm, designadas pela letra D.
- .+. 26 unidades de 5,36cm x 21,65cm x 131,28cm, designadas pela letra E.

As placas foram montadas conforme mostrado nas figuras 5.6 e 5.7.

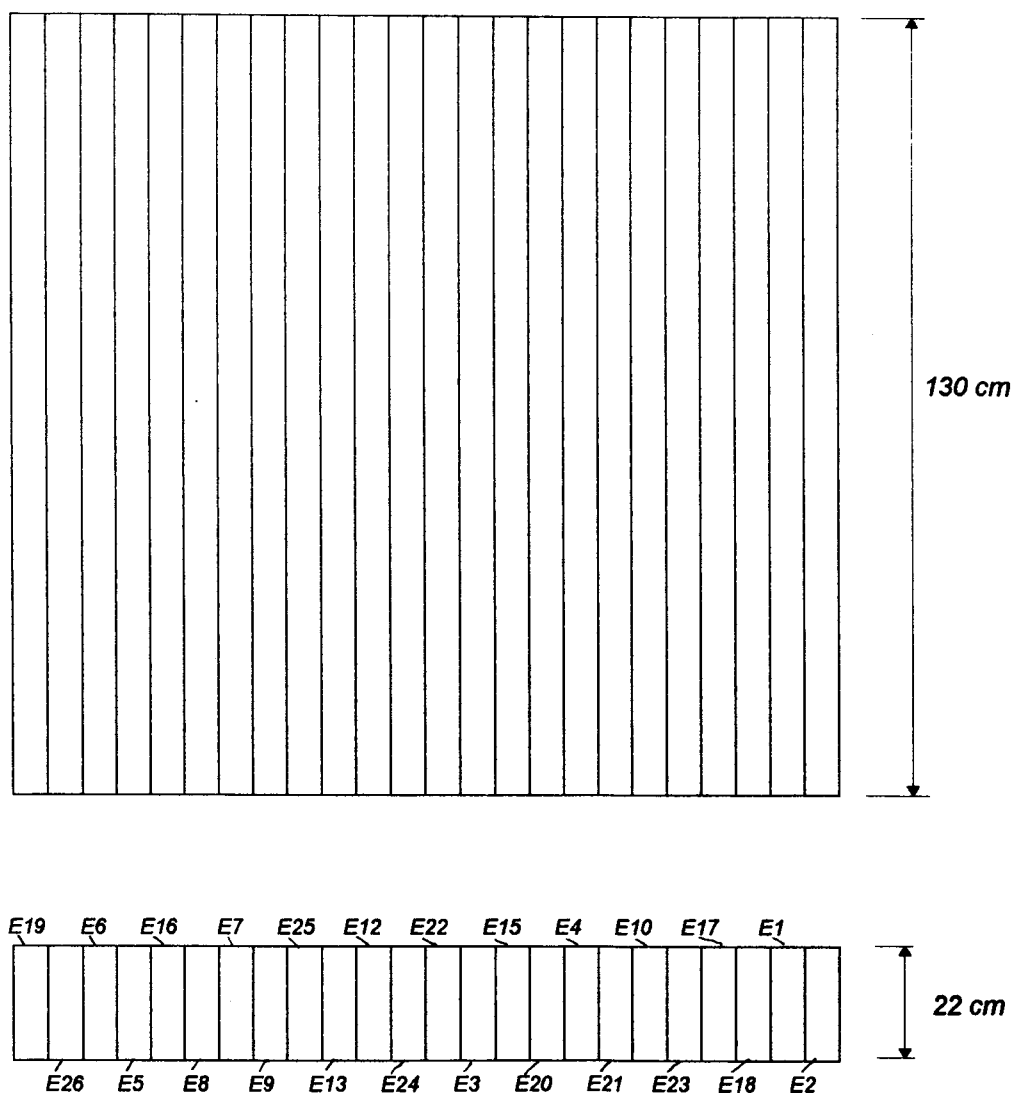


FIGURA 5.6 - Placa E montada.

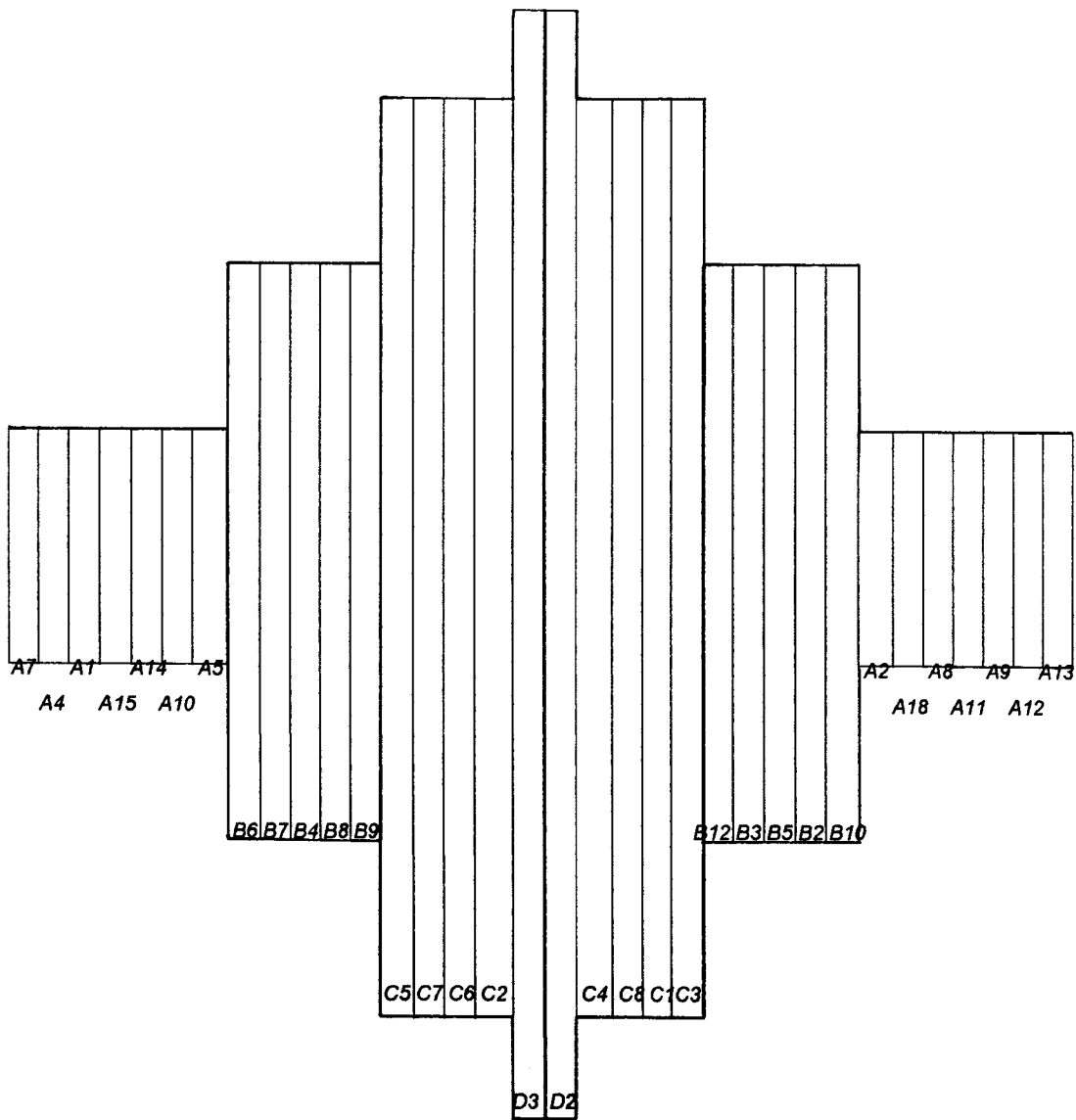


FIGURA 5.7 - Placa ABCD montada.

As barras de protensão foram enviadas ao **LaMEM** pela **Protendidos Dywidag do Brasil Ltda.**, juntamente com um cilindro hidráulico para protensão, porcas e placas especiais de ancoragem, luva de extensão e chave de catraca e aperto para trabalho local da protensão. Uma bomba manual, para até 600 kgf/cm<sup>2</sup>, foi cedida ao **LaMEM** pelo **SET**, Laboratório de Estruturas de Concreto, para a experimentação.

Todas as peças requisitadas para a montagem das placas a ensaiar foram classificadas, através de um ensaio de flexão simples, com a maior dimensão da seção transversal disposta na horizontal e o vão de ensaio da peça simplesmente apoiada igual ao seu comprimento menos dez centímetros. Os resultados desta classificação estão apresentados na Tabela 5.1.

TABELA 5.1 - RESULTADOS DA CLASSIFICAÇÃO POR FLEXÃO.

GRUPO	N	$E_M$ kN/cm <sup>2</sup>	s kN/cm <sup>2</sup>	Coef. Variação (s/ $E_M$ ) %
A	14	1020	205	20,1
B	12	1785	142	7,9
C	8	1961	306	15,6
D	2	2012	79	3,9
E	24	1713	320	18,7
ABCD	36	1539	470	30,5

\*OBS: As peças foram classificadas e os módulos corrigidos são apresentados.

Deve-se ressaltar que todas as peças classificadas já estavam com as furações feitas, levando os resultados obtidos diretamente à sua aplicação final e sua posição na placa. As laminações não foram aparelhadas em nenhuma das medidas fornecidas, para que se tivesse reprodução das condições definitivas de implantação e das dificuldades construtivas decorrentes, por um lado; para que se pudesse verificar um atrito lateral maior, tendo as superfícies maior rugosidade e imbricações, por outro lado.

### 5.2.1 O ensaio de Torção de placas

Uma placa ortotrópica, quadrada, sujeita à vinculação em apoios unitários (pontuais) em uma diagonal e submetida ao carregamento na extremidade da outra diagonal (Figura 5.8a) tem a relação tensorial:

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & 0 \\ S_{21} & S_{22} & 0 \\ 0 & 0 & S_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad [5.1]$$

Se a direção dos eixos centrais da placa diferir de um ângulo  $\alpha$  dos eixos de anisotropia do material, pode-se colocar os parâmetros tensoriais em função da relação [5.1], segundo RIBEIRO (1986):

$$\begin{aligned} S'_{11} &= S_{11} m^4 + (2 S_{12} + S_{66}) m^2 n^2 + S_{22} n^4 \\ S'_{22} &= S_{11} n^4 + (2 S_{12} + S_{66}) m^2 n^2 + S_{22} m^4 \\ S'_{12} &= (S_{11} + S_{22} - S_{66}) m^2 n^2 + S_{12} (m^4 + n^4) \\ S'_{16} &= m n [2 S_{22} n^2 - 2 S_{11} m^2 + (2 S_{12} + S_{66}) (m^2 + n^2)] \\ S'_{26} &= m n [2 S_{22} m^2 - 2 S_{11} n^2 - (2 S_{12} + S_{66}) (m^2 - n^2)] \\ S'_{66} &= 4 (S_{11} + S_{22} - 2 S_{12}) m^2 n^2 + S_{66} (m^4 - n^4)^2 \\ m &= \cos(\alpha) \quad ; \quad n = \text{sen}(\alpha); \end{aligned} \quad [5.2]$$

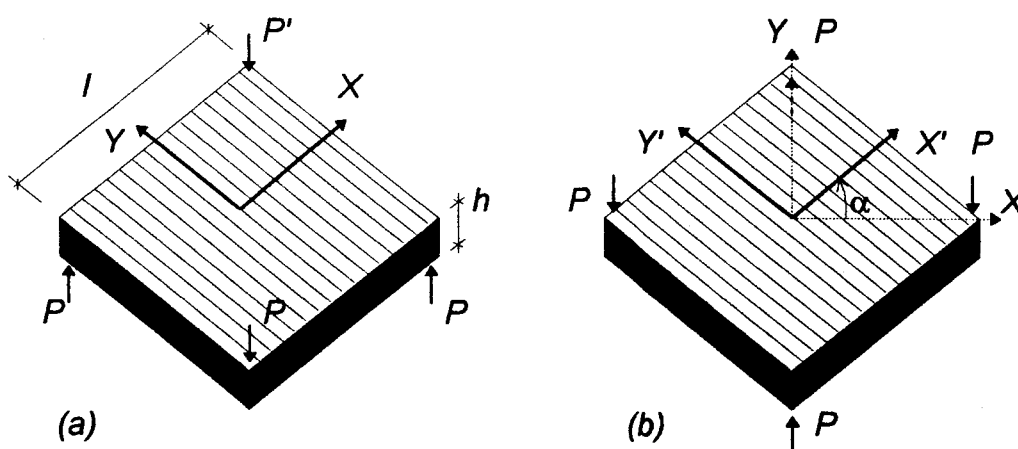


FIGURA 5.8 - Placa ortotrópica, quadrada, ensaio de torção:

(a) Placa 0°

(b) Placa + 45°



A equação que relaciona a elástica da placa,  $w(x',y')$ , com os parâmetros relacionados em [5.2]; carregamento indicado na figura 5.8b, é:

$$w = -\frac{1}{h^3} [3 \cdot P(S'_{16} \cdot x'^2 + S'_{26} \cdot y'^2 + S'_{66} \cdot x' \cdot y') + a \cdot x' + b \cdot y' + c] \quad [5.3]$$

As condições necessárias para se determinar  $a$ ,  $b$ ,  $c$  são:

$$\begin{aligned} x' = -l/2; \quad y' = -l/2; \quad w(x', y') = 0 \\ x' = +l/2; \quad y' = +l/2; \quad w(x', y') = 0 \end{aligned} \quad [5.4]$$

Compatibilidade:  $a = -b$

Resolvendo [5.3] nas condições [5.4] se tem:

$$\begin{aligned} a = -\frac{3 \cdot P \cdot l \cdot S'_{66}}{2} \quad b = \frac{3 \cdot P \cdot l \cdot S'_{66}}{2} \\ c = -\frac{3}{4} P \cdot l^2 \cdot (S'_{16} + S'_{26} + S'_{66}) \end{aligned} \quad [5.5]$$

Assim a equação [5.3] é reescrita:

$$w = -\frac{1}{h^3} \left[ 3 \cdot P(S'_{16} \cdot x'^2 + S'_{26} \cdot y'^2 + S'_{66} \cdot x' \cdot y') + \frac{3 \cdot P \cdot l \cdot S'_{66}}{2} (y' - x') - \frac{3 \cdot P \cdot l^2}{4} (S'_{16} + S'_{26} + S'_{66}) \right] \quad [5.6]$$

No centro da placa:

$$w = \frac{3 \cdot P \cdot l^2}{4h^3} (S'_{16} + S'_{26} + S'_{66}) = w_0 \quad [5.7]$$

$$\text{Reunindo os termos,} \quad S_t = S'_{16} + S'_{26} + S'_{66} \quad [5.8]$$

$$E: \quad S_t = \frac{4 \cdot h^3 \cdot w_0}{3 \cdot P \cdot l^2} \quad [5.9]$$

Utilizando [5.8] nos termos de [5.2]:

$$S'_{16} + S'_{26} + S'_{66} = m n [2S'_{22} (m^2 + n^2) - 2 S'_{11} (m^2 + n^2) + (2S'_{12} + S'_{66}) 2 n^2] + \\ + (4S'_{11} + 4S'_{22} - 8S'_{12}) m^2 n^2 + S'_{66} (m^2 - n^2)^2$$

$$S_t = 2mn (m - n)^2 S'_{11} - 8 m^2 n^2 S'_{12} + 2mn (m+n)^2 S'_{22} + (m^2 - n^2)^2 S'_{66} \quad [5.10]$$

Para  $\alpha = 0^\circ$ ,  $m = \cos(0^\circ) = 1$  e  $n = \sin(0^\circ) = 0$ . Então:

$$S_{t,0} = S_{66} = \frac{1}{G_{xy}} \quad [5.11a]$$

Para  $\alpha = +45^\circ$ ,  $m = \cos(45^\circ) = \frac{\sqrt{2}}{2}$  e  $n = \sin(45^\circ) = \frac{\sqrt{2}}{2}$ . Então:

$$S_{t,45} = 2 (S_{22} - S_{12}) \quad [5.11b]$$

Para  $\alpha = -45^\circ$ ,  $m = \cos(-45^\circ) = \frac{\sqrt{2}}{2}$  e  $n = \sin(-45^\circ) = -\frac{\sqrt{2}}{2}$ . Então:

$$S_{t,-45} = 2 (S_{11} - S_{12}) \quad [5.11c]$$

Então, usando-se os valores de  $S_t$ , pode-se medir a flecha no canto carregado, onde  $x' = l/2$  e  $y' = -l/2$ , (se  $\alpha = \pm 45^\circ$ ), ou  $x = l/2$  ( $\alpha = 0^\circ$ ). Neste

caso,

$$w = \frac{3 \cdot P \cdot l^2 \cdot S_t}{h^3}$$

ou:

$$S_t = \frac{h^3 \cdot w}{3 \cdot P \cdot l^2} \quad [5.12]$$

Assim:

$$\frac{h^3 \cdot w}{3 \cdot P \cdot l^2} = S_{66} \quad , \alpha = 0^\circ \quad [5.13a]$$

$$\frac{h^3 \cdot w}{3 \cdot P \cdot l^2} = 2(S_{22} - S_{12}) \quad , \alpha = +45^\circ \quad [5.13b]$$

$$\frac{h^3 \cdot w}{3 \cdot P \cdot l^2} = 2(S_{11} - S_{12}) \quad , \alpha = -45^\circ \quad [5.13c]$$

As equações [5.13] mostram as relações que se devem utilizar na obtenção dos parâmetros procurados através do ensaio de torção de placas, de onde se poderá obter:

$$\begin{aligned} S_{11} &= \frac{1}{E_x} & S_{22} &= \frac{1}{E_y} \\ S_{12} &= -\frac{\nu_{xy}}{E_x} & S_{21} &= -\frac{\nu_{yx}}{E_y} \\ S_{12} &= S_{21} & S_{66} &= \frac{1}{G_{xy}} \end{aligned} \quad [5.14]$$

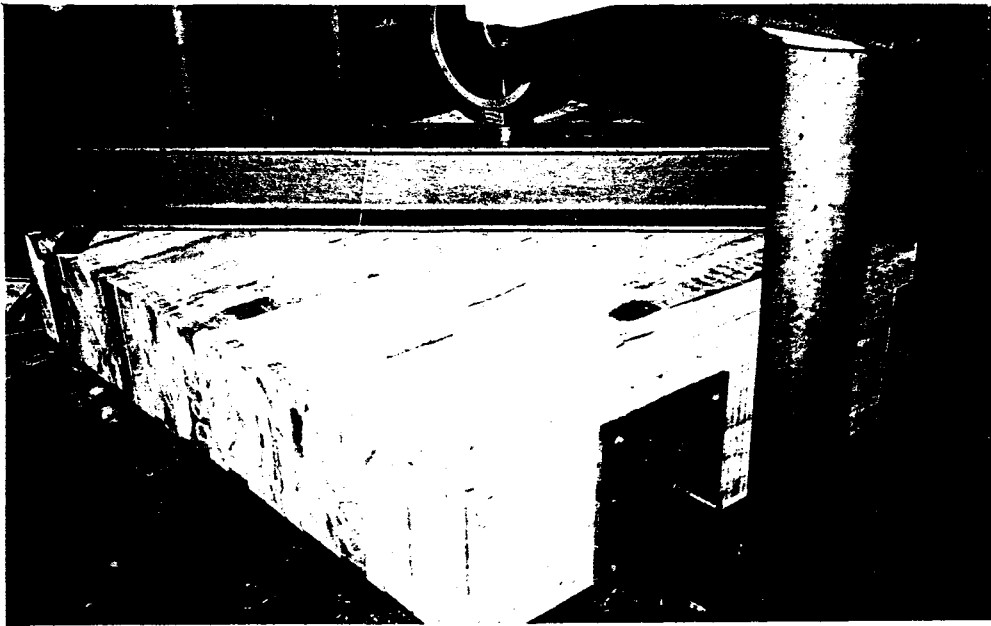
### 5.2.2 Ensaio da placa 0°

A placa ortotrópica analisada (Figura 5.5) foi montada peça a peça com barras de tensionamento funcionando como guias. As peças foram tomadas ao acaso para a montagem, como arranjo geral que se faz em canteiro de obra. As larguras medidas estão na Tabela 5.2.

TABELA 5.2 - LARGURAS MEDIDAS DA PLACA 0°

Montagem:	130.5 cm	Varição
1° Tensionamento:	129.3 cm	- 0.97 %
Após Acomodação:	128.9 cm	- 1.28 %
2° Tensionamento:	128.8 cm	- 1.30 %
Teor de Umidade:	20.41%	

*Os arranjos de carga e leitura dos deslocamentos, disposição dos apoios são conforme ilustrados na Figura 5.8a e nas Figuras 5.9 e 5.10.*



*FIGURA 5.9 - Disposição de Carregamento na Placa 0°.*

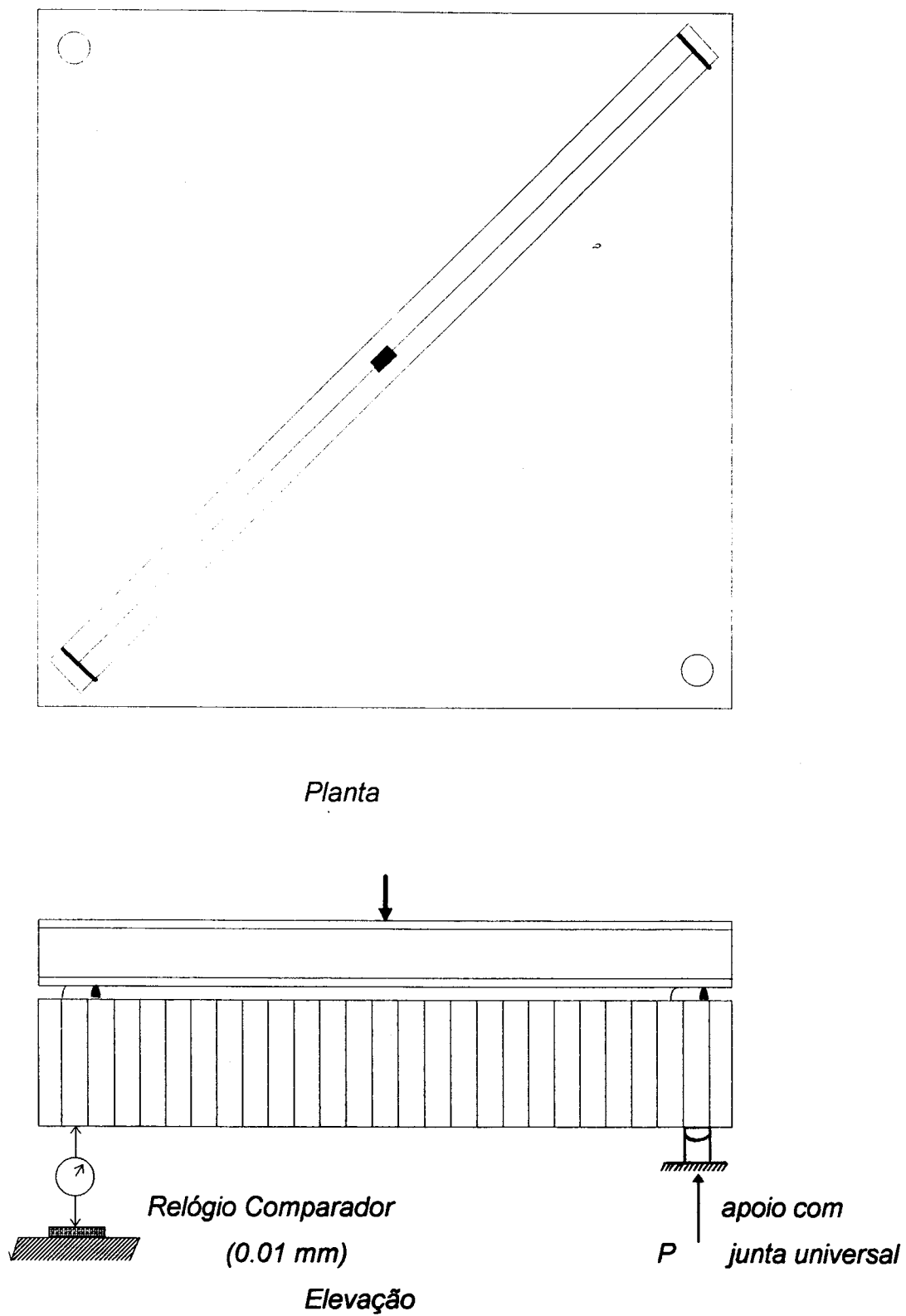


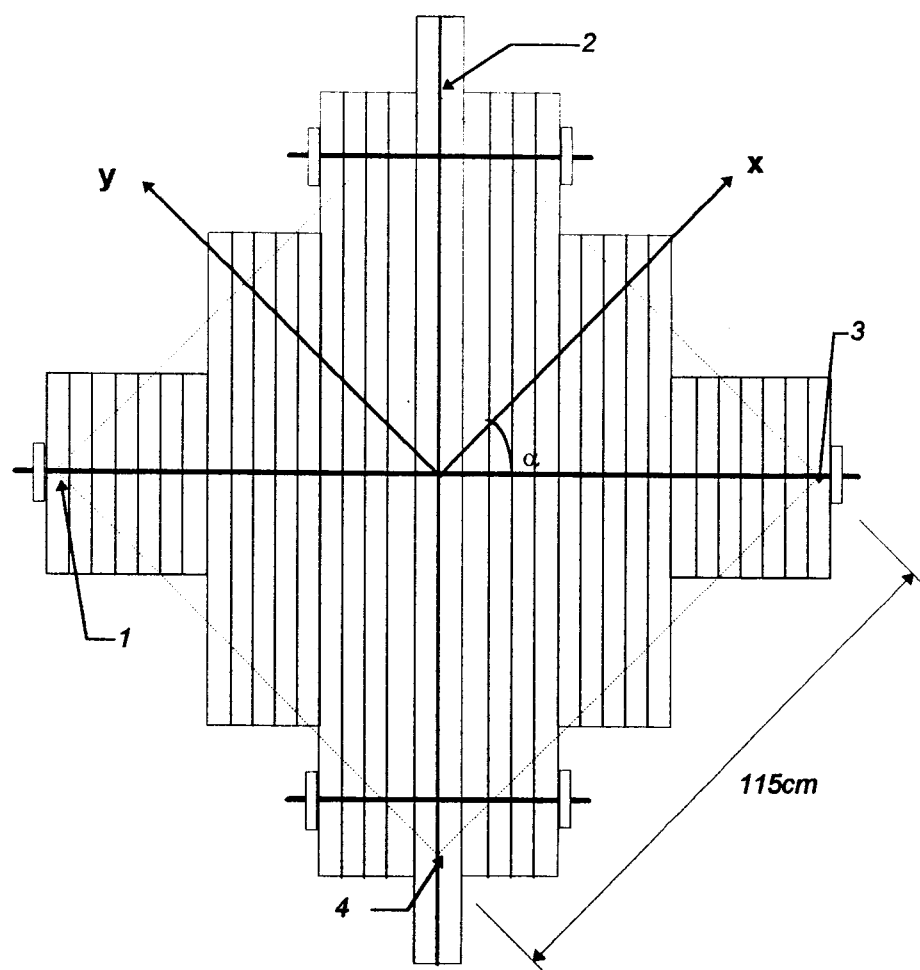
FIGURA 5.10 - Arranjo de Ensaio, placa 0°.

### 5.2.3. Ensaio da placa +/- 45°

Com critério semelhante, a montagem da placa +/- 45° foi realizada rapidamente (cerca de 40 minutos), içada e ensaiada (Figuras 5.11 e 5.12).

TABELA 5.3 - LARGURAS MEDIDAS DA PLACA +/- 45°

Montagem:	187.1 cm	Variação	
1° Tensionamento:	186.0 cm	-0.59%	
2° Tensionamento:	184.2 cm	-1.55%	(até 192 kN)
Teor de umidade:	20.67%		



Carregamento em 1 e 3, apoio em 2 e 4: Placa -45°

Carregamento em 2 e 4, apoio em 1 e 3: Placa +45°

FIGURA 5.11 - Disposição de carregamento na placa +/- 45°

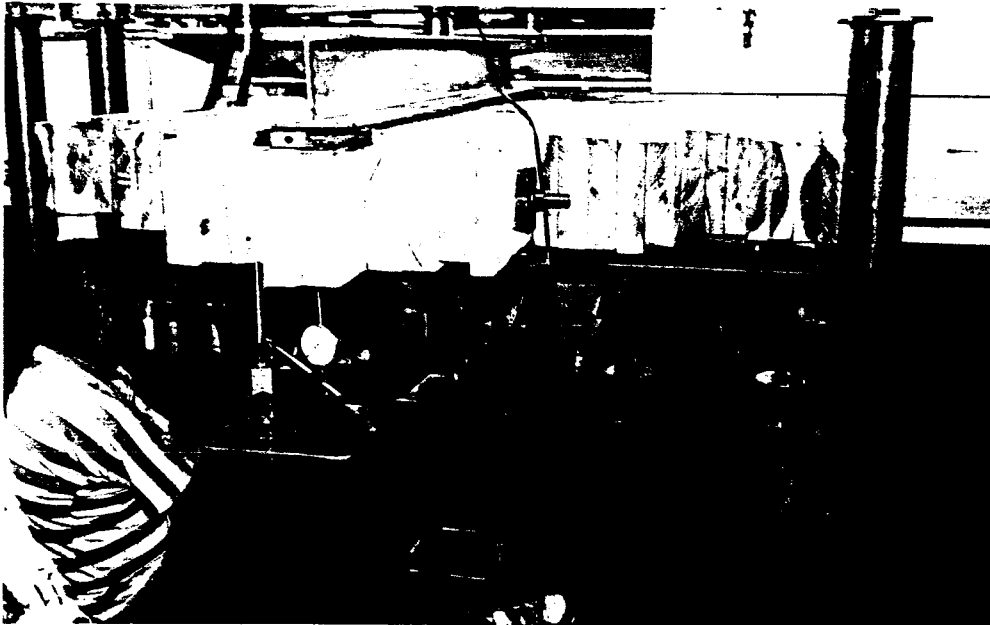


FIGURA 5.12 - Arranjo das peças, placa + 45°.

### 5.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS.

TABELA 5.4 - Resultados de Ensaios - Placa 0°.

ENSAIO	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$W_{m\acute{a}x}$ (cm)	Correlação	Coef. Angular m	$S_t$ (cm <sup>2</sup> /kN)
0 - 1	19.39	1.065	0.99594	17.00725	0.01428
0 - 2	17.77	0.925	0.99719	17.67236	0.01375
0 - 3	17.77	0.765	0.99771	19.89316	0.01221
0 - 4	19.39	0.968	0.99365	18.98953	0.01279
Média					0.01326

TABELA 5.5 - Resultados de Ensaios - Placa -45°.

ENSAIO	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$W_{m\acute{a}x}$ (cm)	Correlação	Coef. Angular m	$S_t$ (cm <sup>2</sup> /kN)
1 - 1	15.595	1.025	0.9553	15.7073	0.01627
1 - 2	15.595	0.833	0.9832	12.8427	0.01990
1 - 3	18.714	1.005	0.9907	13.5238	0.01890
1 - 4	18.714	0.925	0.9707	17.3625	0.01472
Média					0.01745

TABELA 5.6 - Resultados de Ensaio - Placa +45°.

ENSAIO	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$W_{m\acute{a}x}$ (cm)	Correlação	Coef. Angular $m$	$S_t$ (cm <sup>2</sup> /kN)
II - 1	14.0355	0.841	0.9934	16.2724	0.01571
II - 2	18.714	1.284	0.9972	14.3858	0.01777
II - 3	18.714	1.255	0.9976	14.0403	0.01820
II - 4	18.714	1.225	0.9958	13.8967	0.01839
Média					0.01752

Usando as Equações [5.13], tem-se:

$$\alpha = 0^\circ \quad S_t = S_{66} = \frac{1}{G_{xy}}$$

$$\alpha = -45^\circ \quad S_t = 2 \cdot (S_{11} - S_{21}) = 2 \cdot \left[ \frac{1}{E_x} - \frac{\nu_{yx}}{E_y} \right]$$

$$\alpha = +45^\circ \quad S_t = 2 \cdot (S_{22} - S_{12}) = 2 \cdot \left[ \frac{1}{E_y} - \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right]$$

Da tabela 5.4,

$$S_t = 0.01326 = \frac{1}{G_{xy}}$$

$$G_{xy} = 75.415 \text{ kN/cm}^2$$

Da tabela 5.5,

$$S_t = 0.01745 = 2 \cdot \left[ \frac{1}{E_x} - \frac{\nu_{yx}}{E_y} \right]$$

Da tabela 5.1,

$$E_x = E_M (ABCD) = 1539 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{0.01745}{2} = \left[ \frac{1}{1539} - \frac{\nu_{yx}}{E_y} \right]$$

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = 0.009375$$



Lembrando que:  $\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x}$  (de  $S_{21} = S_{12}$ )

e, da tabela 5.6 ,  $S_t = 0.01752 = 2 \cdot \left[ \frac{1}{E_y} - \frac{\nu_{xy}}{E_x} \right]$

$$\frac{0.01752}{2} = \frac{1}{E_y} - 0.009375$$

$$E_y = 55,143 \text{ kN/cm}^2$$

$$\nu_{xy} = -0,516$$

Os parâmetros determinados equivalem a:

$$G_{LT} = 0,049 E_L$$

$$E_T = 0,036 E_L$$

$$\nu = -0,516$$

[5.15]

No *Forest Products Laboratory* determinou-se, para níveis baixos de protensão:

$$G_{LT} = 0,012 E_L$$

$$E_T = 0,011 E_L$$

[5.16]

Na *Queen's University*:

$$G_{LT} = 0,03 E_L$$

$$E_T = 0,02 E_L$$

[5.17]

Ambos os estudos usaram *Douglas Fir* nas suas determinações. O nível de tensão de confinamento foi de  $50 \text{ lb/in}^2$  ( $351,5 \text{ kN/m}^2$ ), quatro vezes menor que o utilizado aqui para o *Eucalyptus citriodora*.

## 6. - CONCLUSÕES.

*O extraordinário desenvolvimento das aplicações da madeira em pontes nos anos recentes deveu-se ao estabelecimento de estruturas-protótipo, instrumentação sistemática em laboratório e em campo, incentivo governamental em apoio a Instituições de Pesquisa e Desenvolvimento, e recuperação dos sistemas viários. As estruturas de madeira laminada transversalmente protendidas, desenvolvidas em Ontário, Canadá, têm sido construídas apenas em países do porte do Brasil, com grande demanda de pontes confiáveis em sistemas viários muito extensos, como os eixos rodoviários do Canadá (na Trans-Canada Highway) e da Austrália (East-Western Roadway).*

*O aproveitamento tecnológico das madeiras disponíveis demanda o conhecimento do comportamento estrutural para os sistemas propostos. Neste aspecto, os ensaios de placa em Laboratório oferecem subsídios importantes para a confecção, fabricação e instalação das placas protendidas. O uso dos parâmetros de ensaio no projeto e na avaliação de desempenho está intimamente relacionado com a instrumentação contínua e a longo prazo de estruturas-protótipo.*

*A grande capacidade resistente da placa de madeira laminada protendida faz com que o conjunto seja viável economicamente, para sua implantação em sistemas viários que têm cargas elevadas. A título de comparação, uma ponte de postes de Eucalipto citriodora, com 8 m de vão e 10 m de largura e tabuleiro de postes roliços, sistema Hellmeister, utiliza 31,36 m<sup>3</sup> de madeira para vigas e tabuleiro, classe 36. [LOGSDON, 1982].*

*Para o mesmo vão, o sistema laminado protendido usa 20,4 m<sup>3</sup> de madeira, classe 45, e tem apenas o tabuleiro, sendo de construção muito mais simples conforme indicado nas pranchas do ANEXO A, propiciando maior rapidez de construção.*

*Os parâmetros necessários para o cálculo com a espécie *Eucalyptus citriodora* já foram determinados no Capítulo 5. A metodologia de cálculo (O.H.B.D.C.) foi apresentada no Capítulo 4. Assim, até que se desenvolva uma Norma Técnica nacional, este procedimento é o recomendado. Além disso, recomenda-se obedecer os procedimentos de protensão e retensionamento indicados pela Especificação TB 622 (ANEXO A) até que se levante experimentalmente (em campo) o comportamento estrutural em serviço das pontes de *Eucalypto citriodora* laminadas protendidas.*

*Na continuação desta pesquisa, devem ser investigados:*

- 1. Pisos para as pontes de madeira - compatibilidade entre os revestimentos, tratamentos e a madeira utilizada, no Brasil.*
- 2. Padronização e industrialização - produção industrializada, desde o corte de origem, beneficiamento, tratamento preservativo, estabilização química, montagem, instalação.*
- 3. Critérios de projeto, visando a aplicação de espécies já conhecidamente promissoras, acabamentos, tratamentos, com durabilidade desejada.*
- 4. Critérios de cálculo, facilitando a disseminação de conhecimento através da edição de Normas Técnicas e Manuais de Produto, desenvolvendo o setor produtivo dentro das filosofias de qualidade total (ISO 9000), atendendo a legislação ambiental e a demanda por pontes no País.*

5. *Compatibilizar estruturas pré-montadas com vãos e classes de via, para um atendimento sistemático à construção de pontes de madeira.*
  
6. *Diversificar os sistemas construtivos, anexando à sistemática de trabalho em pontes de madeira, o uso de madeira laminada colada, muito incipiente no Brasil. Esta medida vai incorporar o uso de chapas e painéis industrializados e propiciar a construção das pontes de madeira em vãos médios e grandes.*
  
7. *Coleta de dados sobre cargas reais, estáticas e dinâmicas, das estruturas, através de instrumentação, em campo, de estruturas construídas.*
  
8. *Avaliação do desempenho estrutural com os três tipos de tratamentos preservativos existentes no Brasil (CCB, CCA, Creosoto).*
  
9. *Construção de um protótipo, em local a ser definido, para avaliação do desempenho em serviço destas estruturas.*

# **PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA**

*Eng. DENER GONÇALVES PRATA*

*Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Doutor em Engenharia Estrutural.*

*ORIENTADOR: Prof. Titular Carlito Calil Junior*

**DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS**  
**ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS**

**São Carlos**  
**1995**

## **ANEXO A**

*DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES DE WEST VIRGINIA*

*DIVISÃO DE RODOVIAS*

*CLÁUSULA ESPECIAL - SEÇÃO TB 622*

*ESTRUTURAS: PONTES DE MADEIRA*

## **TB 622.1 - GERAL**

**TB 622.1.1.** *Estas diretrizes normativas aplicar-se-ão à fabricação e montagem ou à fabricação e entrega das estruturas de pontes de madeira em consonância com estas especificações e em conformidades razoavelmente próximas de linhas, classes, dimensões e posições mostradas nas plantas. Todo o trabalho deve ser feito e todos os materiais devem satisfazer às exigências desta especificação e às observações das plantas.*

**TB 622.1.2.** *Estas especificações aplicam-se aos seguintes tipos de superestruturas de pontes de madeira :*

**TIPO A.** *Tabuleiro de pranchas longitudinais, Laminado, Tensionado.*

*A superestrutura é formada por laminações de madeira serrada, dispostas longitudinal e verticalmente, que são presas pela sua face mais larga lado a lado por barras de aço de alta resistência, roscadas, através de furos nas laminações. A pressão de confinamento é transferida à madeira por placas de ancoragem posicionadas ao longo da laminação exterior, na lateral do tabuleiro, e desenvolve atrito suficiente entre as laminações, fazendo com que se desempenhem como uma unidade estrutural.*

**TIPO B.** *Viga Laminada Colada Estrutural Celular com Tabuleiro de Pranchas Longitudinais, Laminado Tensionado.*

*A superestrutura é formada por vigas longitudinais laminadas coladas que são transversalmente laminadas tensionadas junto a duas placas de laminações de madeira serrada, verticais, longitudinalmente dispostas. Um conjunto de madeira serrada, vertical, está na superfície superior da viga laminada colada e forma o tabuleiro. O segundo conjunto está na superfície inferior da viga laminada colada. A seção transversal resultante tem uma configuração de viga caixa fechada.*



**TIPO C.** Viga Laminada Colada Estrutural com Tabuleiro de Pranchas Longitudinais, Laminado Tensionado.

*A superestrutura é uma seção transversal formada por vigas laminadas coladas longitudinais que são transversalmente laminadas tensionadas junto a uma placa de madeira serrada vertical para formar o tabuleiro em seção T.*

**TIPO D.** Viga Laminada Colada Estrutural com Tabuleiro de Pranchas Transversais, Laminado Colado.

*A superestrutura consiste em vigas longitudinais laminadas coladas, com um tabuleiro transversal laminado colado, de ação não combinada, colocado em cima das vigas.*

## **TB 622.2 - MATERIAIS**

### **TB 622.2.1 Tabuleiro de Pranchas Laminado Tensionado, Guarda-Rodas de Madeira Maciça, Pilaretes dos Guarda-Corpos e os Guarda-Corpos.**

*Toda a madeira estrutural utilizada na construção de pontes será de Red oak (carvalho vermelho) exceto quando for especificado Madeira Estrutural Laminada Colada nas plantas. Todo o madeiramento será de madeira classificada em concordância com as regras Standard Grading Rules for Northeastern Lumber Manufacturer's Association Incorporated (NELMA), 272 Tuttle Road, P.O.Box 87A, Cumberland Center, Maine 04021.*

*A madeira para os tabuleiros de pranchas laminadas protendidas será de classe nº 3, ou melhor, exceto se usar-se aparas (classe nº 1), como especificado nas normas citadas acima, seção 20.0 para Pranchas e Traves Estruturais. A classificação pode ser realizada após o desdobro para as dimensões aproximadas e, se encurvadas, deverão satisfazer as regras de classificação após o tratamento preservativo. A madeira do tabuleiro laminado tensionado será cortada, aparelhada duas faces (S2S), cortada novamente ou processada de outra forma, tal que o ajuste resultante entre*

*pranchas adjacentes esteja conforme as Normas de Industrialização como definido pela NELMA - **Regras de Classificação** - para as superfícies.*

*A espessura das pranchas será de 1.5 polegadas até 2.0 polegadas (3.81cm a 5.08cm), com uma única medida para aplicar em um tabuleiro de ponte. A madeira do tabuleiro laminado tensionado não deverá conter menos de 12% nem mais de 19% de umidade (base: seco em estufa) após o tratamento preservativo, e antes da fabricação. O teor de umidade deverá ser confirmado em concordância com o método **AWPA A6**, utilizando um tamanho mínimo de amostra de 40 cápsulas por lote de madeira do tabuleiro tomada aleatoriamente em todo lote. O comprimento de cada cápsula de amostra será metade da espessura da prancha do tabuleiro.*

*A madeira utilizada para pilaretes, blocos, guarda-rodas, blocos de apoio e guarda-corpos, quando especificado nas plantas, será de "Classe nº2" ou melhor, conforme especificado nas normas de classificação acima, Seção 25.0 para Vigas e Longarinas. O material deve ser cortado bruto às dimensões aproximadas mostradas nas plantas, tal que, após acondicionamento e tratamento preservativo, as dimensões reais estarão entre mais ou menos 1/4 de polegada (0.63cm) das dimensões de seções transversais dos projetos.*

*Toda a madeira utilizada será classificada, aprovada e selada ou etiquetada por um classificador oficial, certificado por uma agência que foi homologada pelo Board of Review (Gabinete Revisor) do Comitê Normativo American Lumber Standards Committee.*

*Todas as dimensões mostradas nos projetos serão dimensões reais. Quando se utilizar madeira laminada colada estrutural (especificada nos projetos), deverão ser satisfeitas as exigências da seção **TB 622.2.6**.*

**TB 622.2.2. Infra-estrutura de Madeira.**

*Todas as vigas, longarinas, pilares, madeiramento para a infra-estrutura serão "Classe nº2" ou melhor, Red Oak, como especificado acima nas normas de classificação, Seção 25.0 para Vigas e Longarinas, Seção 26.0 para Pilares e Madeiramentos, Seção 20.0 para Pranchas e Traves Estruturais, conforme aplicável.*

*Todas as vigas, pilares, sarrafos, longarinas e madeiramento em geral serão classificados, aprovados e selados ou etiquetados por um classificador oficial, certificado por uma agência que foi homologada pelo Comitê de Revisão do American Lumber Standards Committee.*

*Todas as dimensões mostradas nos projetos para vigas estruturais, longarinas, pilares, sarrafos e madeiramento em geral serão dimensões reais.*

*Quando se utilizar madeira laminada colada estrutural (especificada nos projetos), deverá satisfazer às exigências da seção **TB 622.2.6**.*

**TB 622.2.3. Metais****TB 622.2.3.1. Produtos de Aço.**

*Formas estruturais placas e barras (exceto barras roscadas de aço e barras de fabricação) devem obedecer as exigências **ASTM A-36**. Componentes que requeiram fabricação serão produzidos de acordo com a Seção 615 das Especificações Standard Specifications. Quando for requerida a fabricação soldada todo o trabalho estará de acordo com o **Código de Soldagem em Pontes - D1.5 ANSI/AASHTO/AWS**. Ensaio não-destrutivos nas soldas não são exigidos. Todos os produtos de aço serão **galvanizados a quente** e obter os requisitos da **ASTM A-123**, exceto onde for indicado outra exigência. Relatórios de ensaios nas fábricas, adequadamente documentados e certificados, devem ser fornecidos para todos os produtos*

de aço. Os certificados para a galvanização a quente serão fornecidos pela unidade de galvanoplastia.

### **TB 622.2.3.2. Barras Roscadas.**

As barras de aço, roscadas, serão das dimensões fornecidas nos projetos e serão calculadas para permitir o uso de porcas de ancoragem e acopladores que resistam às deformações. Porcas de ancoragem e luvas deverão ser de um projeto e material recomendados pelo fabricante da barra roscada que desenvolva a plena resistência à tração da barra. As barras roscadas devem atender o seguinte :

**TB 622.2.3.2.1.** Barras de aço, roscadas, serão fabricadas por um processo tal que resulte em barras que atendam às exigências químicas, mecânicas e físicas da ASTM A722, Tipo II. Onde barras de 5/8 de polegada (16mm ) de diâmetro nominal são especificados nos projetos, ao invés dos requisitos acima as barras podem atender, subsidiariamente, aos seguintes requisitos.

**TB 622.2.3.2.2.** Barras para o tamanho 5/8 pol.(1.59 cm) devem satisfazer :

- |  |  |
|--|--|
| • diâmetro nominal máximo  | 3/4" (1.905 cm)  |
| • área efetiva da seção transversal  | 0.28 pol <sup>2</sup> (1.81 cm <sup>2</sup> ) mín.<br>0.33 pol <sup>2</sup> (2.13 cm <sup>2</sup> ) máx. |
| • extensão das deformações   | 0.045 mín.<br>0.060 máx.   |
| • peso linear  | 1.15 lpf (1.713 kg/m) mín.<br>1.35 lpf (2.011 kg/m) máx.   |
| • resistência ao escoamento<br>(limiar de 20% ou extensão de 0.7% sob carga) | 34000 lb (15436 kg)  |
| • resistência última mín.  | 40000 lb (18160 kg)  |
| • alongamento, mín. (20 diâmetros)   | 4.0%   |
| ou   |  |

- alongamento, mín. (10 diâmetros) 7.0%
- análise a quente :
  - teor de fósforo (máx.) : 0.040%
  - teor de enxofre (máx.) : 0.050%

*Todos os ensaios de tração devem ser realizados de acordo com a especificação **ASTM A 722**.*

**TB 622.2.3.2.3.** *Serão fornecidos relatórios de ensaios na fábrica, adequadamente certificados e documentados, para cada ensaio nas barras de aço roscadas. Estes relatórios documentarão a obediência ao parágrafo 622.2.3.2.1 ou 622.2.3.2.2., conforme aplicável.*

**TB 622.2.3.2.4.** *Todas as barras roscadas, porcas de fixação, acopladores e a ferragem auxiliar serão **galvanizados a quente**, obedecendo a **ASTM A 123**. Antes da galvanização as barras roscadas serão limpas com jato de ar de acordo com a Especificação N° 6 de Preparação de Superfícies do Conselho de Pintura de Estruturas de Aço [Steel Structures Painting Council - Surface Preparation Specification Number 6 (Commercial Blast Cleaning)], "Limpeza com jato de ar comercial". Tratamento ácido da superfície não será permitido. Para garantir a montagem adequada após a galvanização, o excesso de zinco será removido pela usinagem utilizando morsas e cunhas adequadas das roscas das porcas, luvas e barras roscadas como for necessário. A remoção do excesso de zinco por processo térmico não será permitida.*

**TB 622.2.3.2.5.** *Em lugar de se fazer a galvanização a quente, as barras roscadas podem ser providas de uma camada de **epóxi**, satisfazendo as exigências da norma **AASHTO M 284**. A camada epóxi será aplicada por "Recamadores Certificados (Certified Coaters)" os quais foram aprovados de acordo com os procedimentos de materiais 711.35.50. Uma lista de "Recamadores Certificados" está disponível em qualquer Escritório Distrital*

de Materiais (Division District Materials Office) ou na Divisão de Controle de Materiais, Solos e Ensaios (em Charleston, WV). Quando se aplicar barras revestidas com epóxi, todas as outras ferragens incluindo porcas de fixação e acopladores deverão ser galvanizados a quente (parágrafo 622.2.3.2.4). O fabricante da barra roscada é responsável pelo acoplamento adequado entre as barras revestidas com epóxi e porcas de ancoragem e luvas, tal que a plena resistência à tração da barra seja desenvolvida. O parágrafo 12.2 da AASHTO M 284, que diz respeito ao reparo dos danos gerados pelo manuseio inadequado, deve ser substituído por :

"12.2. Todo dano provocado durante o transporte ou dano devido ao manuseio no local de fabricação da ponte será reparado como exigido no parágrafo 11.1. Os reparos devem ser realizados imediatamente antes de instalar as barras na estrutura da ponte, ou antes do embarque para o local de construção, o que for aplicável."

Até a finalização do terceiro tensionamento e corte da barra a suas dimensões quando necessário, a barra e a porca de ancoragem serão pinceladas com uma camada de mástique de epóxi, atendendo as exigências da Seção 711.12 das Especificações Padrão. A preparação destas superfícies antes da pintura e da aplicação da tinta deve estar em concordância com as recomendações do fabricante de tinta. O custo de pintar as pontas de barras e porcas deve ser incluído no custo unitário para as ferragens de tensionamento.

#### **TB 622.2.3.3. Conectores para a madeira.**

Os pregos grandes, de cabeça chata ou semi-esférico, apontados nas pranchas de projeto, serão Sealrite Dome Head Drive Spikes e Lewis Washer Head Timber Drive Spices, produzidos pela Lewis Bolt and Nut Company, Minneapolis, Minnesota, ou de conformidade com o aprovado pelo Engenheiro.

*Parafusos de cabeça arredondada apontados nas plantas serão parafusos de cabeça redonda e pescoço quadrado (parafusos de carroceiras), satisfazendo às exigências da **ANSI/ASME Especificação B18.5**. Os parafusos de cabeça semi-esférica anotados em planta devem ter uma cabeça semi-esférica e deve obedecer às exigências da **ASTM A 307**, exceto as fendas, que não são exigidas. Parafusos de cabeça em domo de 1.25 polegada (3,175 cm) de diâmetro, devem ter de cabeça de, no mínimo, 3 polegadas (7.62 cm) de diâmetro, em forma circular, e uma altura mínima de 9/16pol. (1.43 cm).*

*As porcas devem ser hexagonais ou hexagonais pesadas em concordância com a **ASTM A 563** ou **ASTM A 194**.*

*Arruelas redondas serão do tipo A Série Larga, atendendo às exigências da **ASTM F 844**.*

*As arruelas anotadas nas pranchas como "arruelas para madeira" serão maiores em diâmetro e espessura, fabricadas em ferro fundido ou maleável, galvanizadas a quente e de um estilo e desenho típicos dos usados em construções pesadas de madeira. Os pinos de aço (espiralados) serão os produzidas por Wadsworth Equipment Company, Akron, Ohio, ou conforme aprovado pelo Engenheiro.*

*Todos os conectores para madeira serão galvanizados a quente e devem satisfazer as exigências **ASTM A 153**. Relatórios de ensaios de fábrica, certificados ou ensaios dos conectores acima não são exigidos. A aceitação terá base na inspeção visual no local do projeto ou na fábrica de pré-montagem.*

#### **TB 622.2.3.4. Chumbadores nos Encontros e Pilares**

*Os parafusos de ancoragem (chumbadores) nos encontros da ponte ou pilares serão de barras de aço toda roscada, de 3/4pol. (1.905 cm) de diâmetro, satisfazendo os requisitos da **ASTM A 307**, galvanizadas a quente para atender à **ASTM A 153**. O comprimento do parafuso é determinado pelo tabuleiro, espessura da madeira ou da cantoneira metálica e o embutimento no concreto como observado nas plantas. Porcas e arruelas*

serão como especificados no parágrafo **TB 622.2.3.3**. Relatórios de ensaios de fábrica, certificados ou ensaios dos chumbadores, porcas, arruelas não são exigidos. A aceitação terá base na inspeção visual no local da obra de pré-montagem.

Os chumbadores deverão ser instalados no concreto utilizando o Sistema de Ancoragem em Cápsula Química Molly "Parabond", produzidos pela Molly Fastener Group, 504 Mt Laurel Avenue, Temple, Pensylvania 19560, ou o Sistema de Ancoragem em Cápsula Química "Sup-R-Set", produzido pela Gunnebo Fastening Corp., P.O.Box 1589, York, PA 17405, ou o Sistema "Rawl Chem- Stud # 6500", produzido pela Rawl Plug Co., Inc., Two F. B. Powers Square, New Rochelle, New York 10802, ou igualmente aprovado.

A instalação dos chumbadores deverá estar de acordo com as instruções do fabricante da cápsula química. A extremidade de cada chumbador deve estar na exata configuração recomendada pelo fabricante da cápsula química.

Certificados ou ensaios do sistema de fixação química não é exigido.

#### **TB 622.2.3.5. Anéis Partidos, Tarugos e Pregos**

Os anéis da aço, partidos, mostrados ou observados nas pranchas serão Anéis Partidos TECO Wedge-Fit Tipo M-2, produzidos pela TECO, Colliers, West Virginia, ou equivalente comprovado.

Os tarugos mostrados ou observados nas plantas serão TECO Tipo 143-D Galvanizados, produzidos pela TECO, Colliers, West Virginia, ou equivalente comprovado.

Os anéis partidos e as placas de tarugos serão fornecidos **galvanizados a quente**.

Relatórios de ensaios de fábrica, certificados ou ensaios dos anéis partidos não são exigidos. A aceitação terá base na inspeção visual somente.

Os diversos pregos utilizados durante a fabricação serão dimensionados pelo fabricante, considerando a função desejada. Certificados ou ensaios não são exigidos.



**TB 622.2.3.6. Viga de Aço do Guarda-Corpo**

*Viga de aço do guarda-corpo, conectores e acessórios, quando especificado nas pranchas, estarão em concordância com a **AASHTO M 180**, Tipo II, Classe A, a menos que observado outra. Todos os materiais devem ser fornecidos por companhias habilitadas incluídas no Cadastro da Divisão de Fornecedores Certificados (Certified Suppliers of Guardrail and Associated Hardware).*

*O contratado será responsável pela colocação de vigas adicionais, se necessário, para fixar os espaçadores mostrados nas plantas.*

**TB 622.2.3.7. Parafusos de Fixação para o Guarda-Corpo e Conectores para os Diafragmas**

*Parafusos de ancoragem conectando a viga de aço do guarda-corpo no vigamento de madeira, do guarda-corpo, devem satisfazer a **ASTM A 325**, com porcas e arruelas apropriados, todos **galvanizados a quente (ASTM A 153)**. As luvas dos tubos nas conexões do guarda-corpo devem ser de **tubo metálico galvanizado** padrão de 1 pol. (2.54cm), tabela 40, e pode ser cortado no comprimento especificado pelo cortador tubular ou de serra, sem reparo na superfície de corte.*

*Parafusos chumbadores e arruelas padrão para a instalação de diafragmas entre as vigas estruturais laminadas coladas serão parafusos chumbadores hexagonais padronizados e arruelas padrão de aço maleável, todos **galvanizados a quente** de acordo com a **ASTM A 153**.*

*Barras redondas de aço, rosçadas em ambas extremidades, para a instalação dos diafragmas e apoio dos pilares dos guarda-corpos nas vigas estruturais laminadas coladas devem ser fabricadas a partir de barras de aço que atendam à Especificação **ASTM A-36** ou à Especificação **ASTM A-108** classe **1018** até **1045**. Arruelas e porcas devem satisfazer às exigências da seção **TB 622.2.3.3**. Todos os materiais devem ser galvanizados a quente para satisfazer a Especificação **ASTM A-153**. Relatórios de ensaios de fábrica, certificados ou ensaios de parafusos de ancoragem, porcas, arruelas, parafusos chumbadores ou luvas tubulares*

não são exigidos. A aceitação terá por base a inspeção visual no local da obra ou na fábrica do fornecedor.

**TB 622.2.3.8. Barras de Fabricação e Acessórios para Construção Modular**

Barras de fabricação devem ser de 3/4 pol. (1.905 cm) de diâmetro, toda roscada, aço de alta resistência, com as seguintes propriedades :

- diâmetro nominal 3/4 pol (1.905cm)
- resistência no escoamento 34000libras  
(residual de 0.2% ou extensão de 0.7% sob carga) (15436Kgf)
- resistência última (mínimo) 40000libras (18160Kgf)
- alongação, mínima (20 diâmetros) 4.0%  
ou
- alongação, mínima (10 diâmetros) 7.0%
- análise química :
  - teor de fósforo 0.040%
  - teor de enxofre 0.050%

Os ensaios de tração devem ser realizados em amostras de mesmo diâmetro de acordo com a **ASTM A-370**. As roscas devem ter 10 voltas por polegada, Séries Unificadas de Roscas Grossas, como especificado na **ANSI-B1.1**, e deve ter tolerância de **Classe 2A**.

Porcas a serem utilizadas com as barras de fabricação devem ser das séries pesadas, hexagonais, em concordância com a **ASTM A-563, Classe C,D ou DH**, ou em concordância com a **ASTM A-194, Classe 2 ou 2H**.

Placas de suporte e ancoragem devem ser de aço carbono e obedecer à **ASTM A-36**.

Todo o material fornecido sob especificação deste parágrafo deve ser liso, simples e sem revestimento. A galvanização a quente não é requerida.

O contratado fornecerá ao Engenheiro os relatórios dos ensaios de fábrica ou certificados dos produtores dos materiais que indiquem que os materiais utilizados estão em conformidade com as especificações requeridas.

**TB 622.2.3.9. Consolo de Alumínio para o Tabuleiro**

*Consolos de alumínio fundido conectando os painéis de madeira laminada colada às vigas de madeira estrutural laminada colada serão de um projeto e dimensões como as mostradas em plantas e devem satisfazer às exigências da **ASTM B 108 Liga 356.0 Têmpera T6**. O contratado fornecerá ao Engenheiro uma carta de certidão da fundição que produz os consolos. A aceitação será feita com base nesta certidão e na inspeção visual realizada na planta de fabricação ou no local da obra.*

**TB 622.2.4. - TRATAMENTO PRESERVATIVO**

*O tratamento preservativo de toda a madeira serrada ou bruta se dará pelo processo de Célula Vazia em consonância com a norma **C2 da AWPA** (American Wood Preserver's Association) . A solução de tratamento será creosoto alcatroado obedecendo a norma **AWPA-P1**. A retenção do tratamento será no mínimo de 7.0pcf (160 kgf/m<sup>3</sup>) e deve ser determinada pelo método de amostragem ou de peso.*

*Todas as peças de madeira serão dimensionadas, cortadas, usinadas e furadas antes do tratamento preservativo exceto a madeira do tabuleiro laminado tensionado com duas polegadas ou menos (5.08cm) de espessura, que pode ser furada ou cortada no comprimento após o tratamento. Esta madeira do tabuleiro cortada no ajuste de comprimento após o tratamento sob pressão deverá ter as extremidades expostas pelo corte tratadas de acordo com a norma **AWPA-M4**. Furos nas tábuas do tabuleiro executados para a passagem das barras roscadas de aço, para drenos vazados ou para fixar guarda-corpo e guarda-rodas não requerem tratamento dos furos.*

*Todas as superfícies devem estar livres de excesso de soluções de tratamento preservativo no momento de entrega no local do trabalho final.*

### **TB 622.2.5. - ALMOFADAS DE ELASTÔMERO PARA APOIO**

*As almofadas elastoméricas dos apoios devem ser do tamanho e do tipo mostrado nas plantas e devem estar em conformidade com as Especificações Padrão para Pontes Rodoviárias da **AASHTO** (Standard Specifications for Highway Bridges), com uma dureza medida (durômetro) de 60.*

### **TB 622.2.6. - MADEIRA LAMINADA COLADA ESTRUTURAL**

*Todas as peças de madeira laminada colada estrutural devem ser compostas de Southern Pine visualmente classificada ou de Douglas Fir-Larch também classificada visualmente, como mostrada nos desenhos e especificado abaixo.*

*Os materiais, a fabricação e o controle de qualidade estarão de acordo com a Norma **A 190.1 ANSI/AITC** (American National Standards Institute / American Institute of Timber Construction), Madeira Laminada Colada Estrutural, e fornecerão os valores de cálculo como mostrado nas plantas. Todos os valores de cálculo estão baseados na condição úmida de trabalho. Os adesivos devem atender as exigências de uso úmido para as condições de serviço sob umidade. A aparência das peças deve ser a de classe industrial. As superfícies das peças não precisam estar seladas e as peças não embrulhadas. As peças serão assinaladas com uma Marca de Qualidade (QM) e, além disso, um Certificado de Conformidade será fornecido ao Engenheiro para indicar obediência à **ANSI/AITC A 190.1, Madeira Laminada Colada Estrutural.***

*Todas as peças de madeira laminada colada estrutural devem ser tratadas com preservativo, de acordo com a norma **AITC 190** (Norma para Tratamento Preservativo de Madeira Laminada Colada Estrutural) e a norma **AWPA C28**, *idem*. A solução de tratamento será creosoto alcatroado de conformidade com a **AWPA norma P1**. A retenção do tratamento será de, no*

mínimo, 12.0pcf (275 kg/m<sup>3</sup>), e deve ser determinada pelo método de ensaio. Para as peças fabricadas com madeira de Douglas Fir-Larch é necessário realizar incisões antes do tratamento preservativo.

NO FINAL DO CICLO DE TRATAMENTO, TODO O MATERIAL ESTRUTURAL LAMINADO COLADO SERÁ LIMPO COM VAPORIZAÇÃO FINAL POR TRÊS HORAS EM UMA TEMPERATURA ENTRE 220°F E 240°F (104.4C E 115.6C).

*Todas as superfícies estarão livres do excesso de solução preservativa no momento de entrega no local da montagem final.*

*Todas as peças estruturais laminadas coladas serão dimensionadas, usinadas, furadas onde especificado, e cortadas a seu comprimento adequado antes do tratamento preservativo exceto os diafragmas para as pontes tipos B e C que podem ser aparados em seu comprimento em até 1 polegada (2.54cm) a mais após o tratamento desde que o aparelhamento seja seguido de pós-tratamento, de acordo com a **AWPA Norma M4**. Furos executados para os parafusos chumbadores nas pontes tipos B e C podem ser realizados após o tratamento preservativo desde que todos os furos sejam tratados em consonância com a **AWPA M4**.*

## **TB 622.3. - CONTROLE DE QUALIDADE**

### **TB 622.3.1. - Responsabilidade do Contratado**

*O Empreiteiro é responsável pelo controle de produto em todas as operações de fabricação para assegurar que o trabalho finalizado está em conformidade com estas especificações.*

Como requerido nos anteriores parágrafos **622.2.1** e **622.2.2**, todo o madeiramento será classificado, aprovado e selado ou etiquetado por um classificador certificado. O contratado programará, contratará e por outro lado providenciará a inspeção para a classe indicada. O custo desta inspeção deve ser incluído como custo incidente sobre o trabalho. O empreiteiro fornecerá ao Engenheiro relatórios adequados que documentem a aceitação do madeiramento pelo classificador certificado.

#### **TB 622.3.2. - Indústrias de Madeira Estrutural Laminada Colada**

Todos os produtores de madeira estrutural laminada colada serão "Laminadores Licenciados" pelo **AITC** como exigido pela Norma **ANSI/AITC 190.1**. Uma lista de laminadores licenciados pode ser obtida no American Institute of Timber Construction em 11818 S. E. Mill Plain Boulevard, Suite, Vancouver, Washington 98684.

#### **TB 622.3.3. - Usinas de Tratamento da Madeira**

A usina de tratamento da madeira deve atender em todos os aspectos a Norma **AWPA M3**, Procedimentos Padrão de Controle de Qualidade Para Usinas de Preservação de Madeira. As responsabilidades do inspetor de controle de qualidade e os procedimentos de inspeção devem estar em conformidade com as Normas **AWPA M3** e **AWPA M2**, Norma para Inspeção de Produtos de Madeira Tratados. O controle de qualidade se realizará pelo inspetor em todas as etapas, inspeções, ensaios, e manterá todos os registros e relatórios exigidos pelas Normas **AWPA** supracitadas, e deverá fornecer cópias ao Engenheiro. Até a finalização de todas as operações de tratamento o tratador também fornecerá um Certificado de Conformidade como exigido pelo parágrafo 7.1 da Norma **M3** da **AWPA**.

#### **TB 622.3.4. - Inspeção da Divisão Rodoviária**

*A Divisão do Departamento Rodoviário conduzirá inspeções rotineiras em todas as operações de laminação, industrialização, corte, usinagem, classificação e tratamento para garantir que o Empreiteiro esteja cumprindo com as exigências das especificações. Onde for notada deficiência em materiais ou em procedimentos pelo inspetor da divisão, o contratado tomará os passos imediatos para corrigir a deficiência. Quaisquer materiais julgados defeituosos ou deficientes serão rejeitados e devem ser substituídos por materiais aceitos, sem ônus econômico para a Divisão.*

#### **TB 622.4. - DESENHOS DE FABRICAÇÃO E MONTAGEM**

*O Empreiteiro deverá submeter ao Engenheiro, no número necessário de cópias, um conjunto completo de desenhos de fabricação e montagem como exigido pela seção 105.2 das Especificações Padrão. Os desenhos devem consistir em pranchas detalhadas, as que devem ser racionalmente necessárias para a finalização bem-sucedida do trabalho. Os desenhos de fabricação incluirão dimensões detalhadas e o procedimento de montagem do sistema laminado tensionado, dimensões da madeira do tabuleiro incluindo as posições das juntas onde pranchas únicas de todo o comprimento do vão não forem utilizadas, todos os detalhes e dimensões, aspecto e locação dos parafusos usados nos guarda-rodas e guarda-corpos quando especificados e todos os detalhes do apoios. Os desenhos de fabricação devem ainda incluir os detalhes de todas as peças de madeira laminada colada estrutural.*

*Até a finalização de todas as operações de fabricação e embarque de todo material para o local da obra o Empreiteiro enviará ao Engenheiro um jogo completo dos desenhos executivos da montagem em qualidade reproduzível (Mylar ou equivalente). O conjunto terá as revisões mais recentes de cada desenho de fabricação que foi previamente submetido e aprovado pelo Engenheiro.*

*Todos os desenhos serão submetidos ao Engenheiro para aprovação com um mínimo de 2(duas) semanas antes de se iniciar a fabricação.*

## **MÉTODOS CONSTRUTIVOS**

### **TB 622.5. - MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO**

*Pontes de madeira laminada tensionada e de madeira estrutural laminada colada devem ser fabricadas em concordância com as plantas e com estas especificações.*

#### **TB 622.5.1. - Manuseio**

*A madeira tratada será manuseada cuidadosamente sem queda brusca, quebra ou colapso de fibras externas, sem amassamento ou penetração da superfície por ferramentas. As peças tratadas devem ser manuseadas com redes e correias. Pés-de-cabra, alavancas ganchadas, lanças de guindastes, cabos, correntes ou ganchos não devem ser usados. Quando laços metálicos forem usados para enfeixar as peças, protetores dos cantos serão providenciados para evitar danos. Vigas estruturais laminadas coladas serão inclinadas e levantadas de lado, utilizando rede e correias em tantos pontos quanto necessário para evitar dano. Vigas de aço separadoras devem ser utilizadas para evitar carregamentos excêntricos nas peças longas. Os painéis de pranchas laminadas coladas podem ser levantadas de largo utilizando consolos de aço fabricados em forma de C que fixam por cima as extremidades das peças.*



## **TB 622.5.2. - Montagem do Tabuleiro Laminado Tensionado**

*Os tabuleiros laminados tensionados podem ser prefabricados em uma instalação fabril ou de montagem. A largura total ou seções parciais do tabuleiro podem ser prefabricadas e tensionadas, ou painéis podem ser produzidos, unidos e tensionados em campo.*

*Se os tabuleiros são produzidos em partes e tensionados utilizando placas de suporte sob os acopladores das barras roscadas, as placas de suporte terão de ser removidas após todas as partes terem sido unidas.*

*Juntas de topo serão permitidas na laminação, desde que :*

- (a) O comprimento de cada lâmina não seja menor que 4pés (1.22m);*
- (b) Nenhuma junta de topo esteja colocada em uma distância igual à espessura do tabuleiro de uma barra de protensão;*
- (c) Não mais de uma junta de topo ocorrerá em quaisquer grupo de cinco laminações no intervalo de 2pés (0.61m).*

*O diagrama de disposição das juntas deve ser apresentado nas plantas.*

*Os furos para as barras de protensão serão grandes o suficiente para permitir que uma barra com acoplador, se utilizado, seja removida do tabuleiro tensionado, mas não deve ser maior que 20% da largura da prancha, excepcionalmente podendo ser de 1 3/4pol. (4.445cm) de diâmetro em uma prancha de 7pol. (17.78cm)-(25%).*

*Os furos no tabuleiro para fixá-lo na infraestrutura e para fixar pilares e guarda-rodas no tabuleiro **não** devem ser executados antes da finalização do Estágio 2 de tensionamento. Os furos na infraestrutura não devem ser executados antes de o tabuleiro estar posicionado definitivamente nem antes de se completar o estágio 2 do procedimento de protensão de toda a superestrutura.*

**TB 622.5.3. - Protensão.**

*As barras de protensão devem ser tensionadas com um macaco hidráulico. Este deverá ser calibrado no mínimo uma vez por ano para se oferecer uma precisa indicação do carregamento.*

*As barras de protensão devem ser tensionadas até a carga especificada mostrada nas plantas. O tensionamento deve ser realizado de acordo com o seguinte procedimento :*

**ESTÁGIO 1.** *Carregar cada barra até 50% da força especificada utilizando-se uma sequência de tensionamento que evitará a distorção e manterá uma largura uniforme do painel ou da ponte em todo o seu comprimento. Repetir utilizando a plena carga especificada até que todas as barras estejam adequadamente tensionadas.*

**ESTÁGIO 2.** *Um mínimo de 5 dias mas no máximo 7 dias após a finalização do Estágio 1, recarregar todas as barras até a força de protensão especificada.*

**ESTÁGIO 3.** *Um mínimo de quatro (4) mas não mais de seis (6) semanas após a finalização do Estágio 2, recarregar todas as barras até à força de protensão especificada nas plantas.*

*Durante os procedimentos de protensão, a carga nas primeiras barras que foram tensionadas tende a decair enquanto as outras barras forem sendo tensionadas. Em todos os três estágios, após o Empreiteiro verificar que as barras foram todas tensionadas a seu valor especificado, o Empreiteiro deve retornar às três primeiras barras que foram protendidas e verificar no medidor hidráulico se todas essas três barras mantiveram um mínimo de 90% da carga especificada. Se qualquer uma das três primeiras barras, que usam toda a largura da ponte, não mantiver no mínimo 90% da força especificada, todas as barras de protensão da ponte deverão ser*

tensionadas novamente. A verificação das três primeiras barras deve ser repetida até que mantenham, no mínimo, 90% da força especificada.

O Engenheiro será notificado no mínimo 2 (dois) dias antes de se iniciar cada estágio de tensionamento.

Nenhum veículo será permitido sobre a ponte até a finalização do Estágio 2 de protensão.

#### **TB 622.5.4. - Curvatura**

Uma curva voltada para cima ou contra-flecha deverá ser dada em cada ponte como observado nas plantas. A curvatura deve ser uma curva contínua uniforme no comprimento da ponte, e deve apresentar afastamento máximo nas proximidades do centro do vão. A curvatura deve ser consistente também no sentido transversal e as medidas devem ser realizadas nas duas bordas e no eixo longitudinal.

##### **TB 622.5.4.1. - Pontes Tipo A.**

Quando toda a largura da ponte, ou seções, são pré-fabricadas e tensionadas na instalação industrial, o fabricante deve montar uma curvatura inicial suficiente, antes do tensionamento, tal que, sob toda a ação permanente, a curvatura final seja conforme especificado,

Quando peças individuais ou painéis forem entregues frouxos no local da obra eles devem ser posicionados sobre um apoio provisório para produzir a curvatura exigida através de toda a largura da seção transversal e deve ser ajustável para que, reduzida sob a ação da carga plena permanente, se comporte como especificado ou seja aumentada se uma curvatura adicional for necessária.

Se 75% da curvatura final não for conseguida sob ação da carga permanente total o Empreiteiro deverá apoiar a estrutura em um apoio intermediário provisório para se produzir a curvatura adequada.

**TB 622.5.4.2. - Pontes Tipos B, C, D.**

*Madeiras estruturais laminadas coladas serão industrializadas já com as curvaturas indicadas nas pranchas. A curvatura especificada é aquela que a peça deve ter sem qualquer carregamento.*

**TB 622.5.5. - **Construção Modular.****

*Quando especificado nas plantas a ponte será fabricada e montada utilizando as técnicas modulares descritas abaixo. As determinações 622.5.1. a 622.5.4. (acima) também se aplicam à fabricação e montagem modular.*

*A construção modular não se aplica às pontes Tipo D.*

**TB 622.5.5.1. - Arranjo dos Módulos.**

*Cada módulo consistirá em um número apropriado de fileiras de pranchas individuais do tabuleiro tal que, quando unidos às vigas externas laminadas coladas, a largura total do módulo será como anotado nas plantas após a terceira protensão. O Empreiteiro é responsável pela inclusão de tantas fileiras de pranchas adicionais do tabuleiro quanto forem necessárias para compensar a compressão ou a retração da madeira ao longo de todos os três estágios de tensionamento.*

*As pranchas do tabuleiro de madeira serão arranjadas com as duas vigas dos módulos utilizando guias, tubos ou pregos (ou outros meios), tal que o alinhamento adequado e a curvatura da viga possam ser mantidos antes de se inserir as barras de protensão.*

*Após as duas vigas laminadas e as fileiras de pranchas do tabuleiro terem sido adequadamente montadas, as barras roscadas atendendo as exigências de 622.2.3.2., exceto que as barras não precisam de revestimento, devem ser inseridas em todos os furos espaçados de 2pés (0.61m). O Estágio 1 de Tensionamento será realizado antes que cada*

*módulo seja removido das guias de montagem ou seja manuseado de alguma forma.*

*O manuseio dos módulos deve ser realizado em consonância com o descrito em **622.5.5.4.***

*Em acréscimo, barras de aço de alta resistência, para fabricação, atendendo às exigências de **622.2.3.8.** serão inseridas em todos os furos espaçados de 6pés (1.83m). As barras espaçadas de 2pés (0.61m) podem ser retiradas antes de a estrutura ser transportada a partir do canteiro de fabricação e, necessariamente, deverão ser removidas antes de os módulos serem posicionados no local do projeto.*

*As barras de alta resistência usadas na fabricação serão permanentemente remanescentes à ponte exceto para os módulos das faces externas onde as barras poderão ser removidas após a finalização do terceiro estágio de tensionamento em campo.*

*Placas de apoio galvanizadas deverão ser utilizadas nas faces externas para todas as barras espaçadas de 2pés (0.61m). Todas as outras placas de suporte podem ser não protegidas.*

*O Empreiteiro será o responsável pela manutenção do perfeito esquadro em cada módulo. Isto pode exigir diafragmas, cantoneiras, escoras, barras de tensionamento, etc. adicionais, ou provisórios ou permanentes. Todos os materiais exigidos para esta finalidade serão claramente mostrados nos desenhos de oficina de montagem e serão observados se permanentes ou se temporários.*

*Os materiais apontados como permanentes devem atender todas as exigências de qualidade desta Especificação. As fixações dos materiais temporários deverá ser tal que o envelope preservativo das peças componentes da ponte não seja jamais danificado. Os furos nos elementos estruturais de madeira laminada colada serão feitos antes de se realizar o tratamento preservativo e os furos temporários serão preenchidos com plugs de madeira tratada de modo a satisfazer o Engenheiro.*

*Qualquer que seja o método utilizado pelo Empreiteiro para controlar os esquadros dos módulos, cada módulo finalizado e totalmente protendido, em*

qualquer seção transversal de ponta a ponta de sua extensão, não deverá estar fora de esquadro por mais de 0.5 polegada (1.27cm) quando medido no topo e na base, em qualquer superfície externa, de cada alma do módulo. Nenhum pagamento separado será aditado nem realizado por quaisquer destes materiais ou mão-de-obra adicionais utilizados para controlar o esquadro dos módulos. O custo deverá ser incluído no preço unitário para as peças da ponte fabricadas.

**TB 622.5.5.2. - Tensionamento de Módulos em Oficina.**

Todas as barras roscadas de aço nos furos espaçados de dois pés (0.61m) devem ser tensionadas até à força mostrada nas plantas.

Todos os três estágios de tensionamento serão realizados na oficina de fabricação.

Na finalização de cada estágio de protensão, as porcas hexagonais das barras de montagem espaçadas de seis pés (1.83m) serão completamente apertadas utilizando todo o esforço de um homem em uma chave de porca comum.

**TB 622.5.5.3. - Guarda-Rodas, Pilaretes do Guarda-Corpo e Diafragmas.**

Os guarda-rodas e os pilaretes dos guarda-corpos para as pontes tipo A serão instalados em oficinas após o Estágio 2 de tensionamento, e em qualquer fase para os tipos B e C.

Os diafragmas serão instalados na oficina de fabricação após o Estágio 3 de tensionamento. Algum aparelhamento no comprimento dos diafragmas pode ser necessário para compensar a perda de largura do módulo gerada pela protensão. Veja o item **622.2.6.** para as exigências de tratamento após ajustar no comprimento. Os diafragmas devem ser fixados firmemente entre as vigas mas não tanto que tenham de ser forçados até sua posição.

**TB 622.5.5.4. - Manuseio, Transporte e Montagem.**

*Conforme cada módulo seja montado na oficina de fabricação, um sistema com anel de elevação e manuseio deverá ser instalado após o Estágio 1 de Tensionamento. Detalhes do sistema de içamento dos tabuleiros estão mostrados nas plantas-padrão. Todo manuseio dos módulos deverá ser realizado utilizando-se os anéis de elevação. A utilização de forquilhas sob os módulos, amarras, cabos de travamento, ganchos de presilhas, etc., é expressamente proibida.*

*Dois dias após o Estágio 3 de Tensionamento ter sido completado, as barras de montagem espaçadas de dois pés (0.61m) - não as barras espaçadas de seis pés (1.83m) entre si - podem ser removidas, ou todas as barras podem ser mantidas em seu lugar para transporte. Se o empreiteiro escolher manter as barras em seu lugar para traslado, as barras espaçadas de dois em dois pés (0.61m) necessariamente serão retiradas antes de colocar os painéis em sua posição definitiva.*

*Após o Estágio 3 de Tensionamento e antes do posicionamento final, as barras de fabricação espaçadas de 6 pés (1.83 m) entre si serão cortadas rentes às faces das porcas hexagonais - exceto as barras na face lateral externa do módulo exterior - a qual pode permanecer longa para facilitar a retirada das barras de fabricação após a montagem final.*

*O primeiro módulo deverá ser posicionado nos encontros da forma mais precisa possível e fixada no assentamento de apoio da ponte. O alinhamento cuidadoso dos módulos restantes facilitará a instalação das barras de tensionamento que ocupam toda largura.*

*Os módulos serão tensionados juntos após a inserção das barras de tensionamento e colocação das barras de suporte. Apenas uma operação de tensionamento pode ser requerida para atingir as exigências de 90% da força prevista (622.5.3.). Veja o item 622.2.3.2.5. para as exigências com relação ao aparelhamento e corte de barras à sua extensão e proteção (revestimento) de extremidades de barras e de porcas.*

*Ao final da construção, as barras de fabricação nos módulos com laterais externas devem ser removidas e os buracos tapados com uma rolha (plug) de madeira tratada.*

*Os componentes do sistema de manuseio e elevação por anel serão retirados e permanecerão na propriedade do Empreiteiro. O custo do sistema de elevação é considerado adicional ao item TB 622-20, Ferramentas para o Tensionamento.*

*Os furos no tabuleiro de madeira tensionada devem ser tapados com uma rolha (plug) de madeira tratada.*

*Pregação em Campo de qualquer componente de madeira tratada é expressa e completamente proibida.*

#### **TB 622.5.6. - Instalações dos Encontros**

*Os encontros mostrados nas plantas não serão colocados antes da completa finalização de montagem de todos os componentes da superestrutura. As extremidades das peças da ponte podem ser utilizadas como formas para o posicionamento das paredes de encosto de concreto, garantindo-se que o mástique pré-moldado que preencherá a junta seja adequadamente seguro para a ponte.*

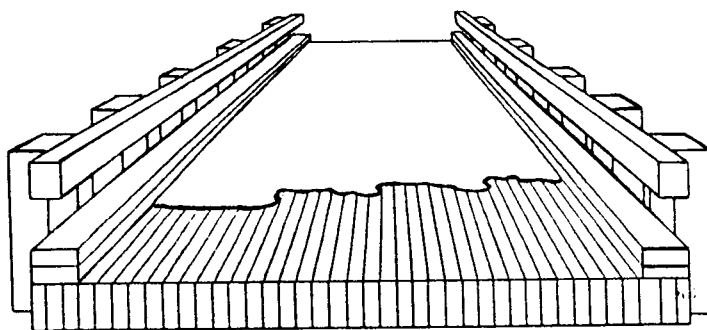
*Os diafragmas de extremidade podem precisar de contraventamento adicional ou travamento para evitar danos decorrentes de seu uso como forma para o concreto. O Empreiteiro será responsável por garantir o apoio adicional necessário e reparará qualquer dano, satisfazendo as exigências do Engenheiro Projetista.*



## **INICIATIVA EM PONTES DE MADEIRA - PROJETOS PADRÃO**

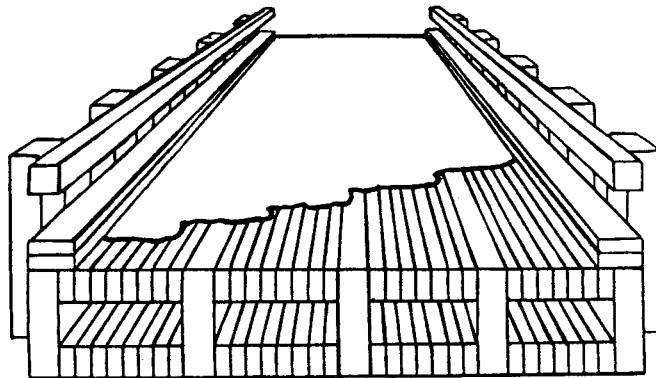
### **TIPO A: TABULEIRO EM PLACA, LAMINADO E TENSIONADO**

*Uma placa de madeira, protendida, consiste em filas de pranchas de madeira (lâminas) comprimidas juntas por barras de aço de alta resistência. As barras atravessam furos previamente executados nas pranchas e o tabuleiro da ponte é firmemente comprimido pelo tracionamento das barras executado hidráulicamente. Na Virgínia Ocidental, estas pontes estão sendo usadas para vãos de até 32 pés (9.75 m).*



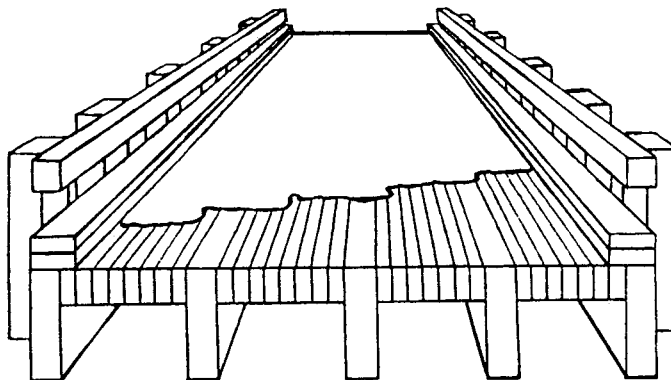
### **TIPO B: SEÇÃO CAIXÃO DE MADEIRA PROTENDIDA**

*Estas pontes consistem em painéis duplos, superior e inferior, e vigas de madeira laminada colada. A configuração celular fornece meios eficazes de se vencer distâncias de até 85 pés (25.91 m), quando usada com vigas de madeira laminada colada. Tanto os painéis superior e inferior são mantidos unidos utilizando-se barras de aço de alta resistência, de modo similar às pontes do TIPO "A".*



**TIPO C : SEÇÃO "T" DE MADEIRA TENSIONADA TRANSVERSALMENTE.**

*Pontes de madeira laminada tensionada em seção "T" são construídas como as pontes em caixão, mas têm apenas o tabuleiro superior. Muito embora não sejam tão rígidas como as seções fechadas em caixão, a facilidade de vistoria da seção "T", aberta, faz com que este tipo de ponte seja uma melhor opção para alguns projetos.*



## PONTE TIPO A

### DADOS DE PROJETO : TABULEIROS PROTENDIDOS DE MADEIRA.

<i>Espessura do Tabuleiro (cm)</i>	<i>Vão Máximo (m)</i> <i>Faixa Única</i>	<i>Vão Máximo (m)</i> <i>Duas Faixas</i>	<i>Classificação da Madeira Exigida</i>	<i>Força de Protensão (KN)</i>	<i>Curvatura Inicial (cm)</i>
25.40	6.40	6.10	#2 ou melhor	118.04	2.54
27.94	7.01	6.71	#2 ou melhor	127.12	3.81
30.48	7.62	7.32	#2 ou melhor	136.20	5.08
25.40	6.10	-	#3 ou melhor	118.04	2.54
27.94	6.71	6.10	#3 ou melhor	127.12	3.81
30.48	7.32	7.01	#3 ou melhor	136.20	5.08

### CRITÉRIOS DE PROJETO

*CONFIGURAÇÃO DO TABULEIRO* : O tabuleiro de largura constante é construído a partir de laminações de madeira maciça que são colocadas juntas no sentido de sua largura, e tensionadas perpendicularmente ao comprimento das pranchas.

#### CARREGAMENTO :

(A) *Carga Móveis* : AASHTO HS 25

(B) *Cargas Permanentes* :

- *peso unitário de carvalho (Red Oak)* : : 50 pcf = 1143 kgf/m<sup>3</sup>
- *retensão de creosoto* : : 7 pcf = 160 kgf/m<sup>3</sup>
- *aço do sistema de protensão* : : 490 pcf = 11200 kgf/m<sup>3</sup>
- *camada de concreto betuminoso* : : 25 pcf = 572 kgf/m<sup>3</sup>

#### TENSÕES NA MADEIRA :

(A) *FLEXÃO* : Método da Tensões de Trabalho com os momentos aplicados derivados pelo Departamento de Engenharia Civil da WEST VIRGINIA UNIVERSITY.

Níveis de tensões admissíveis para os tabuleiros tensionados são obtidos a partir de classificação da madeira e dados pela **NELMA** (Northeastern Lumber Manufacturers Association). Vigas e Pranchas de Carvalho (Red Oak) Estrutural terão acréscimo de 50% pelo uso repetitivo do laminado tensionado :

$$\text{Classe 3 Fb} = 725 \text{ psi} \times 1.5 = 1088 \text{ psi}$$

$$\text{Classe 2 Fb} = 1250 \text{ psi} \times 1.5 = 1875 \text{ psi}$$

(B) **FORÇA CORTANTE** : Força cortante transversal e Resistência ao Cisalhamento são obtidos do Código Normativo **Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC)**. O cisalhamento horizontal não é considerado para tabuleiros laminados tensionados.

(C) **COMPRESSÃO** : A capacidade admissível de suporte na compressão perpendicular às fibras são especificadas pela **NELMA**. Os níveis de compressão interlaminar são do **OHBDC**.

**DEFLEXÕES** :

(a) carga móvel : Métodos de placa desenvolvidos na West Virginia University (WVU - C. E. Dept.). Deflexões da carga móvel limitadas a  $L/500$ .

(b) carga permanente : teoria de vigas.

(c) curvatura : 3 vezes a deflexão da carga permanente.

### NOTAS AOS PROJETISTAS

Estas pranchas devem ser um auxílio de projeto para o usuário e não se pretende que sejam plantas de trabalho. A informação adequada (por exemplo, a força de macaqueamento, tensões de cálculo, curvatura, classe da madeira serrada, etc.) devem ser tomadas destas pranchas e incorporadas às plantas de trabalho.

### EM GERAL :

Estas "pranchas - padrão para pontes de madeira" contêm os detalhes necessários para projetar e fabricar uma superestrutura de ponte de madeira Tipo A.

### PRANCHA DE OBSERVAÇÕES :

Uma "prancha de observações" deve ser incluída em cada conjunto de pranchas. Esta prancha deve conter informações tais como especificações determinantes do cálculo, unidades de tensões de cálculo para os vários materiais utilizados, capacidade à carga móvel, força de protensão a aplicar, uma estimativa de quantidades destes materiais e outras observações contendo as informações relevantes para o trabalho para o qual as plantas são confeccionadas.

### ASPECTO DO TABULEIRO:

Uma "prancha com o layout do tabuleiro" será incluída em cada conjunto de pranchas. Esta prancha deverá conter informações tais como o espaçamento entre vigas, largura da ponte, espaçamento das barras de aço de protensão e espaçamento dos pilaretes do guarda-corpo.

### ESPAÇAMENTO DO PILARETE DO GUARDA-CORPO :

Os pilaretes das defensas devem ser colocados a cada 12 pés (3.66m) de centro a centro quando a contagem do tráfego diário médio for menor que 1000 veículos/dia, e em 6 pés (1.83m) quando o tráfego diário médio for maior que 1000 veículos/dia. O sistema com guarda-rodas somente poderá ser usado quando o tráfego for extremamente reduzido, mas considerações serão feitas quanto ao alinhamento e eixo da via e a outras condições específicas do local antes de se utilizar o sistema de guarda-rodas isolado.

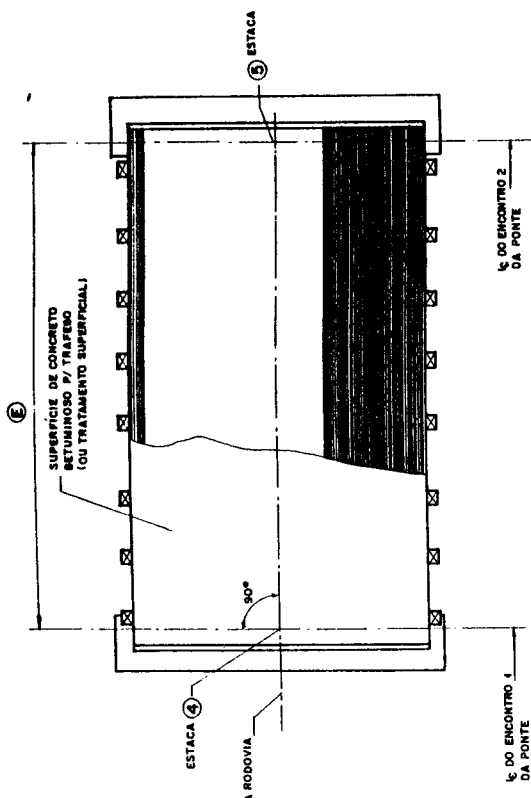
### ESCONSIDADE :

Devido à complexidade dos problemas e detalhes de construção e fabricação envolvidos, todas as pontes de madeira para superestruturas

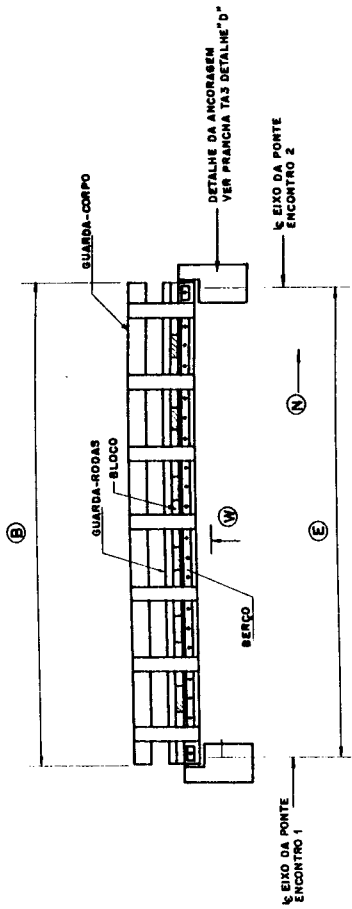
*novas não deverão ter esconsidade. Se as condições do local impuserem uma estrutura esconsa, então, de forma nenhuma a esconsidade deverá ser superior a trinta graus (30°).*

**COBRIMENTO :**

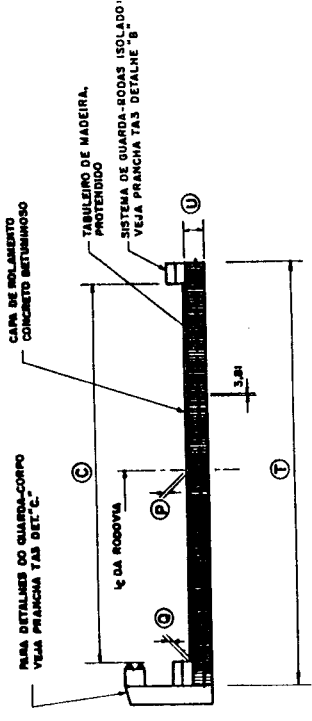
*Todas as pontes de madeira deverão ser cobertas com uma capa de desgaste de concreto betuminoso. Esta camada auxilia a proteger a madeira do apodrecimento e evita que a água empoce sobre o tabuleiro.*



PLANTA



ELEVÇÃO



SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

CONTROLE DE ELEVÇÕES

COD.	ENCENTRO	Z
1		
2		
3		

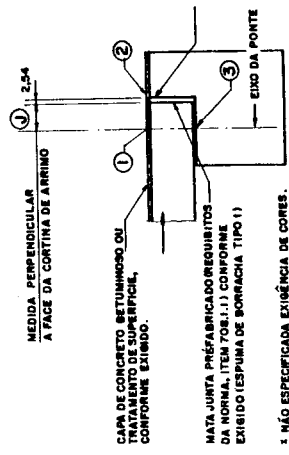
CONTROLE PLANI-ALTIMETRICO

COD.	LOCALIZA-ÇÃO	VALOR DA ESTACAO
4	EIXO DA PONTE ENCONTRO 1	
5	PONTE AR2	

ESTACOES ESTABELECIDAS A PARTIR DE (INDICAR)

CONTROLE DE DIMENSÖES

DIMENSÃO	COD.	VALOR
EXTENSÃO DO TABULEIRO DE FORA A FORA (TOTAL)	B	
LARGURA LIVRE DO TABULEIRO	C	
EXTENSÃO DO VÃO DE CENTRO A CENTRO	E	
EXTENSÃO DO VÃO DE CENTRO A CENTRO	J	
SISTEMAS DE ENCLAVAMENTO DE ENCLAVAMENTO	N	
DECLIVIDADE NO PERFIL LONGITUDINAL	N	
LARG. TOTAL DO TABULEIRO (DE FORA A FORA)	U	
LARG. TOTAL DO TABULEIRO	T	
ESPESSURA DA CAMADA DE ENCLAVAMENTO EM CONCRETO BETUMINOSO NO EIXO DA PISTA	P	
ESPESSURA DA CAMADA DE CONCRETO BETUMINOSO NA LINHA DO GUARDA-RODA	Q	
CONTRA FLECHA	W	

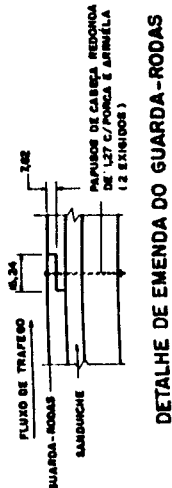


1. NÃO ESPECIFICADA EXIGÊNCIA DE CORES.

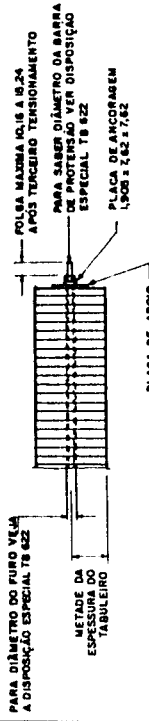
CONTROLAR ELEVÇÃO E DIMENSÖES DE APOIOS AO LONGO DO EIXO DA VIA

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

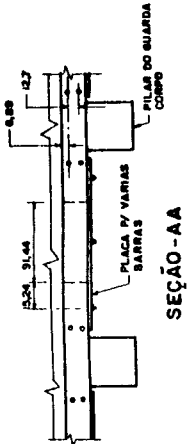
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - A



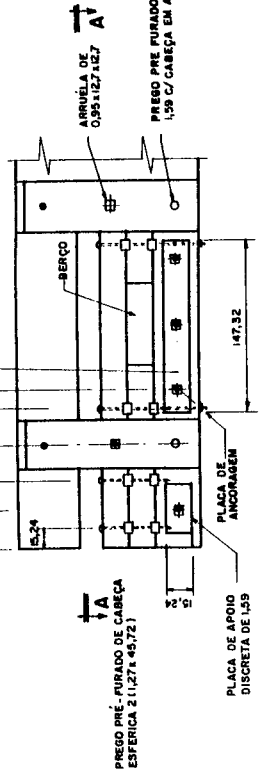
DETALHE DE EMENDA DO GUARDA-RODAS



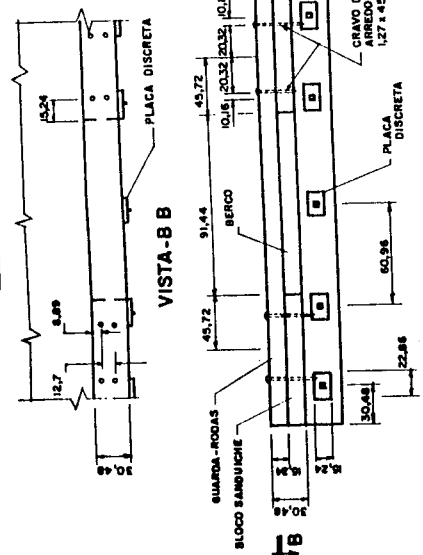
DETALHE A SISTEMA DE ANCORAGEM



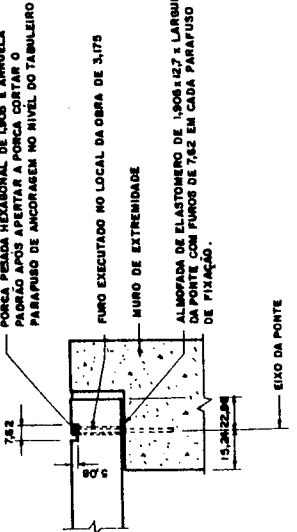
SEÇÃO-AA



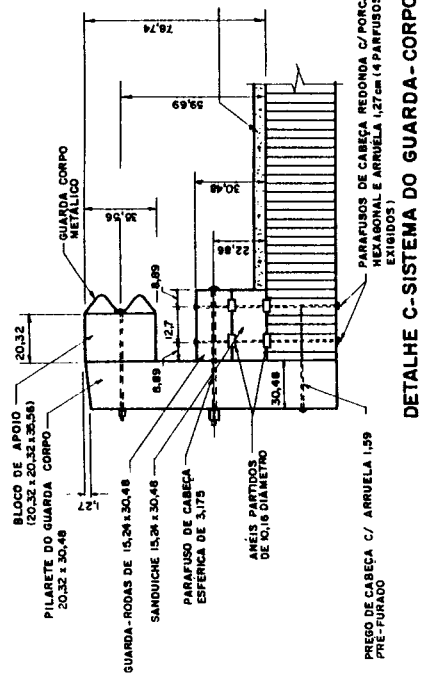
DETALHE B SISTEMA C/ GUARDA-RODAS SOMENTE



DETALHE B SISTEMA C/ GUARDA-RODAS SOMENTE



DETALHE D CONEXÃO NOS ENCONTROS



DETALHE C-SISTEMA DO GUARDA-CORPO

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION	
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - A	



## PONTE DO TIPO B

### TABULEIRO TIPO B TENSIONADO [1 FAIXA DE TRÁFEGO (4.572M)]

VÃO (m)	ALTURA da Viga MLC (cm)	ESPESSURA DO TABULEIRO (cm)	CURVATURA (contraflecha) (cm)
8.84	48.60	22.86	3.175
9.45	52.40	22.86	3.810
10.36	55.88	22.86	3.810
10.97	59.37	22.86	3.810
11.58	62.87	22.86	4.445
12.50	66.36	22.86	5.080
13.11	69.85	22.86	5.080
13.72	73.34	22.86	5.080
14.63	76.84	22.86	6.350
15.24	80.33	22.86	6.350
16.15	83.82	22.86	7.620
17.07	87.31	22.86	8.255
17.98	90.81	22.86	8.890
18.90	94.30	22.86	10.160
19.81	97.79	22.86	11.430
20.73	101.28	22.86	12.065
21.64	104.78	22.86	13.335

\* O ESPAÇAMENTO ENTRE AS BARRAS DE PROTENSÃO É DE 60.96 CM (24").

\* A FORÇA DE PROTENSÃO NAS BARRAS TERÁ O VALOR MÍNIMO DE 99.88KN (22000 libras).

**TABULEIRO TIPO B TENSIONADO [2 FAIXAS DE TRÁFEGO (5.867m a 7.163m)]**

<b>VÃO</b> <b>(m)</b>	<b>ALTURA da Viga MLC</b> <b>(cm)</b>	<b>ESPESSURA DO</b> <b>TABULEIRO (cm)</b>	<b>CURVATURA</b> <b>(contraflecha) (cm)</b>
8.53	52.40	17.78	1.910
9.14	55.88	17.78	1.910
9.75	59.37	22.86	2.540
10.36	62.87	22.86	2.540
10.97	66.36	22.86	3.175
11.58	69.85	22.86	3.175
12.50	73.34	22.86	3.810
13.11	76.84	22.86	3.810
13.72	80.33	22.86	4.445
14.33	83.82	22.86	4.445
14.94	87.31	22.86	5.080
15.54	90.81	22.86	5.080
16.15	94.30	22.86	5.720
16.76	97.79	22.86	5.720
17.37	101.28	22.86	6.350
17.98	104.78	22.86	6.350
18.58	108.27	22.86	6.990
19.20	111.76	22.86	7.620
20.12	115.25	22.86	8.260
20.73	118.75	22.86	8.890
21.34	122.24	22.86	8.890

**CRITÉRIOS DE PROJETO DE FLANGES EM MADEIRA**
**CARREGAMENTO :**

*Cargas Móveis : AASHTO HS - 25*

*Cargas Permanentes :*

- peso unitário de carvalho vermelho (red oak) : 50 pcf = 1143 kgf/m<sup>3</sup>
- retenção de creosoto : 7 pcf = 160 kgf/m<sup>3</sup>
- aço do sistema de protensão : 490 pcf = 11200 kgf/m<sup>3</sup>
- camada de concreto betuminoso : 25 pcf = 572 kgf/m<sup>3</sup>

**TENSÕES NA MADEIRA :**

(A) **FLEXÃO** : Método das tensões de trabalho com os momentos aplicados derivados pelo **WEST VIRGINIA UNIVERSITY CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT**. O valor das tensões admissíveis para os tabuleiros tensionados são os fornecidos pela **NELMA** (Northeastern Lumber Manufactures Association). As tábuas e vigas de red oak estruturais têm seu valor acrescidos em 50% devido ao uso repetido no sistema tensionado.

$$\text{CLASSE B 3 } F_b = 725 \text{ psi} \times 1.5 = 1088 \text{ psi}$$

(B) **FORÇA CORTANTE** :

- Cisalhamento transversal induzido e resistência à força cortante são do **OHBDC** (Ontario Highway Bridge Design Code).
- A força cortante horizontal não é considerada em tabuleiros laminados tensionados.

(C) **COMPRESSÃO** :

- Tensão admissível de apoio perpendicular às fibras - são da **NELMA**.
- Níveis de compressão interlaminar são do **OHBDC**.

**FLECHAS** :

(A) **CARGA MÓVEL** : W. V. U. - C. E. Dept. Métodos de Placas.

Flecha da carga móvel limitada a  $L/500$

(B) **CARGA PERMANENTE** : Teoria de vigas.

(C) **CURVATURA (Contraflecha)** : Três vezes a flecha da carga permanente.

## DADOS DE PROJETO DE MLC ESTRUTURAL

Madeira Laminada Colada Estrutural deverá ser classificada visualmente, de pinho meridional (Southern Pine) (24F - V3 - SP/SP) ou de Douglas fir Larch (24F - V3 - DF/DF).

Os dados de projeto são baseados nas condições saturadas de uso e são como se segue :

	24F-V3-DF/DF	24-V3-SP/SP
FLEXÃO (Fb)	1920 psi	1920 psi
CISALHAMENTO HORIZONTAL (Fv)	175 psi	145 psi
MÓDULO DE ELASTICIDADE (E)	$1.5 \times 10^4$ psi	$1.5 \times 10^4$ psi
COMPRESSÃO PERPENDICULAR :		
• (tração)(Fci)	344 psi	344 psi
• (compressão)(Fci)	344 psi	297 psi
COMPRESSÃO PARALELA (Fc)	1241 psi	1168 psi
TRAÇÃO PARALELA (Ft)	920 psi	880 psi

### NOTAS AOS PROJETISTAS

Estas pranchas devem ser um auxílio de projeto para o usuário e não se pretende que sejam plantas de trabalho. A informação adequada (por exemplo, a força de macaqueamento, tensões de cálculo, curvatura, classe da madeira serrada, etc.) devem ser tomadas destas pranchas e incorporadas às plantas de trabalho.

#### EM GERAL :

Estas "pranchas- padrão para pontes de madeira" contêm os detalhes necessários para projetar e fabricar uma superestrutura de ponte de madeira Tipo B.

#### PRANCHA DE OBSERVAÇÕES :

Uma "prancha de observações" deve ser incluída em cada conjunto de pranchas. Esta prancha deve conter informações tais como especificações determinantes do cálculo, unidades de tensões de cálculo para os vários

*materiais utilizados, capacidade à carga móvel, força de protensão a aplicar, uma estimativa de quantidades destes materiais e outras observações contendo as informações relevantes para o trabalho para o qual as plantas são confeccionadas.*

#### ASPECTO DO TABULEIRO:

*Uma "prancha com o layout do tabuleiro" será incluída em cada conjunto de pranchas. Esta prancha deverá conter informações tais como o espaçamento entre vigas, largura da ponte, espaçamento das barras de aço de protensão e espaçamento dos pilaretes do guarda-corpo.*

#### ESPAÇAMENTO DO PILARETE DO GUARDA-CORPO :

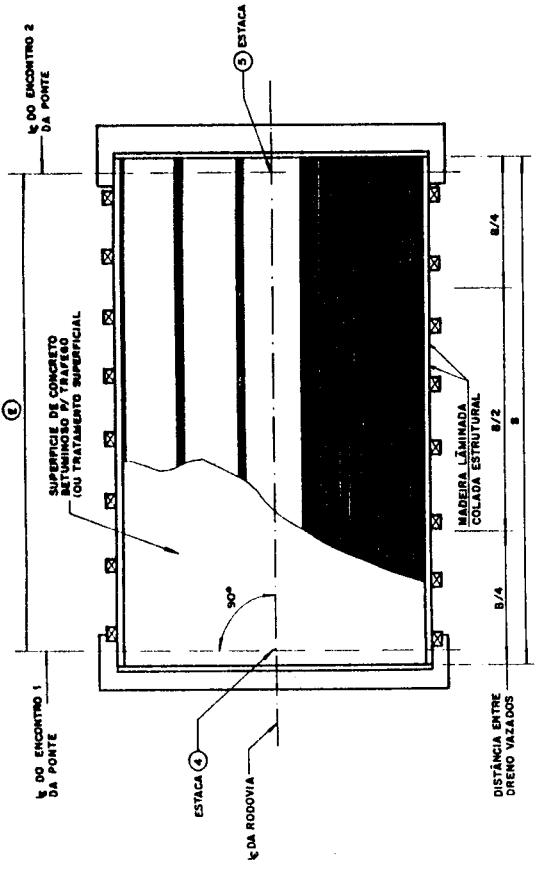
*Os pilaretes das defensas devem ser colocados a cada 12 pés (3.66m) de centro a centro quando a contagem do tráfego diário médio for menor que 1000 veículos/dia, e em 6 pés (1.83m) quando o tráfego diário médio for maior que 1000 veículos/dia. O sistema com guarda-rodas somente poderá ser usado quando o tráfego for extremamente reduzido, mas considerações serão feitas quanto ao alinhamento e eixo da via e a outras condições específicas do local antes de se utilizar o sistema de guarda-rodas isolado.*

#### ESCONSIDADE :

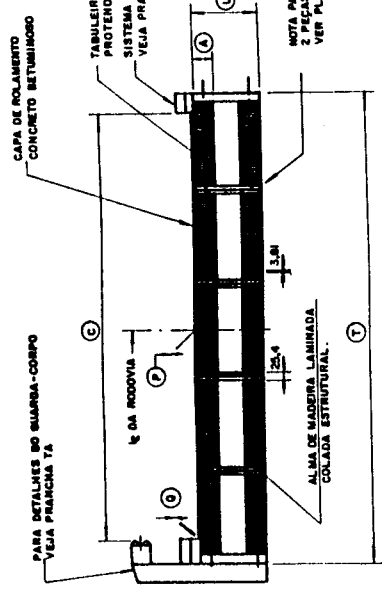
*Devido à complexidade dos problemas e detalhes de construção e fabricação envolvidos, todas as pontes de madeira sendo construídas em superestruturas novas não deverão ter esconsidade. Se as condições do local impuserem uma estrutura esconsa, então, de forma nenhuma a esconsidade deverá ser superior a trinta graus (30°).*

#### COBRIMENTO :

*Todas as pontes de madeira deverão ser cobertas com uma capa de desgaste de concreto betuminoso. Esta camada auxilia a proteger a madeira do apodrecimento e evita que a água empoce sobre o tabuleiro.*



PLANTA



SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

NOTA PARA FABRICAR AS SEÇÕES USE REF. PLANOS 51027, NOS LÓCAIS EXIGIDOS VER PLANCIA T84, DETALHE 6.

CONTROLE DE ELEVÇÃO

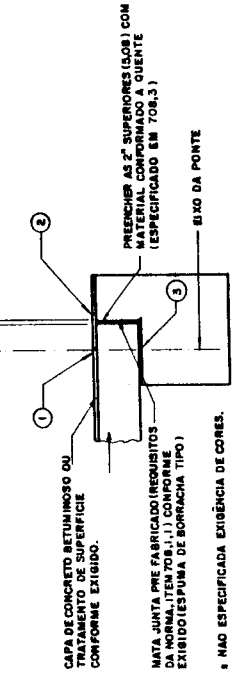
COD.	ENCENTRO 1	ENCENTRO 2
1		
2		
3		

CONTROLE PLANI-ALTIMETRICO

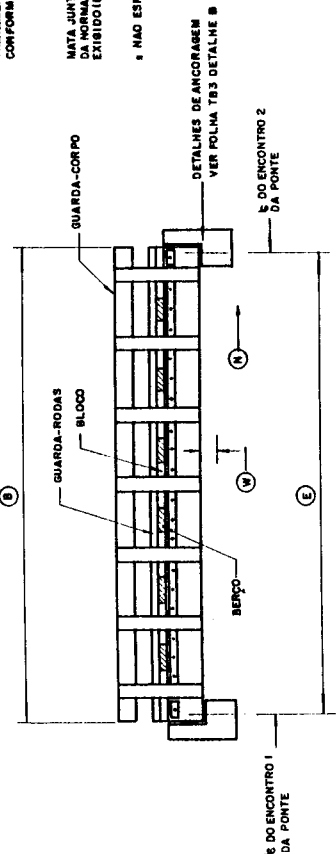
COD.	LOCALIZA-ÇÃO	VALOR DA ESTAÇÃO
4	BEIÇO DA PONTE (AR)	
5	BEIÇO DA PONTE (AR 2)	

NÍVEL DE REFERÊNCIA (INDICAR) EST. ESTABELECIDAS A PARTIR DE (INDICAR)

MÉDIA PERPENDICULAR A FACE DA CORTINA DE ARRIMO



CONTROLAR ELEVÇÃO E DIMENSÕES DE APOIOS AO LONGO DO EIXO DA VIA



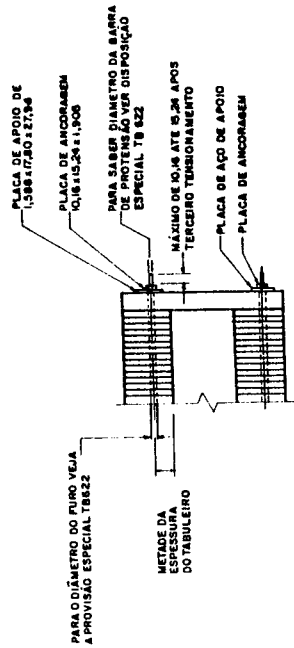
ELEVÇÃO

CONTROLE DE DIMENSÕES

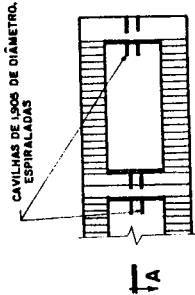
DIMENSÕES	COD.	VALOR
ESPESURA DAS MESAS (TOPO E BASE)	A	
EXTENSÃO DO TABULEIRO DE FORA A FORA (TOTAL)	B	
LARGURA LIVRE DO TABULEIRO	C	
EXT. VÃO, CENTRO A CENTRO DOS APOIOS	E	
DIST. ORTOGONAL DO CENTRO DE APOIO A EXTREM.	J	
DECLIVIDADE NO PERFIL LONGITUDINAL	N	
LARG. TOTAL DO TABULEIRO (DE FORA A FORA)	T	
ESPESURA DO TABULEIRO	U	
ESPESURA DA CAMADA DE ROLAMENTO EM CONCRETO BETUMINOSO NO EIXO DA PISTA	P	
ESPESURA DA CAMADA DE CONCRETO BETUMINOSO NA LINHA DO GUARDA - RODAS	Q	
CONTRA - FLECHA	W	

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

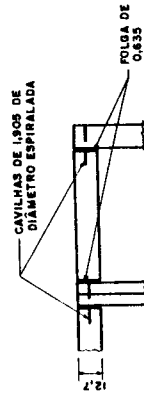
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - B



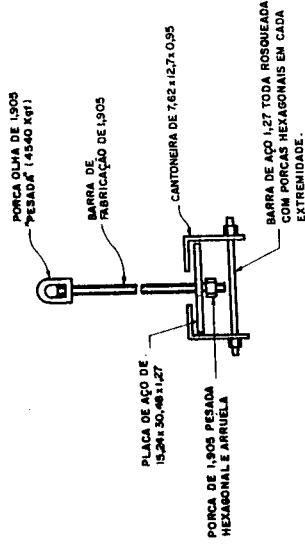
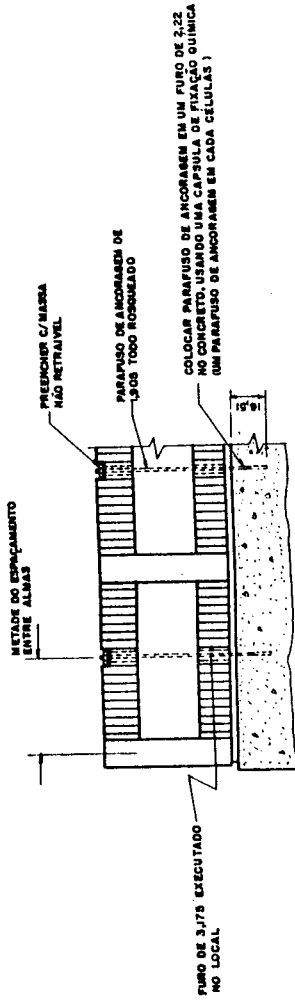
ELEVAÇÃO DA ANCORAGEM



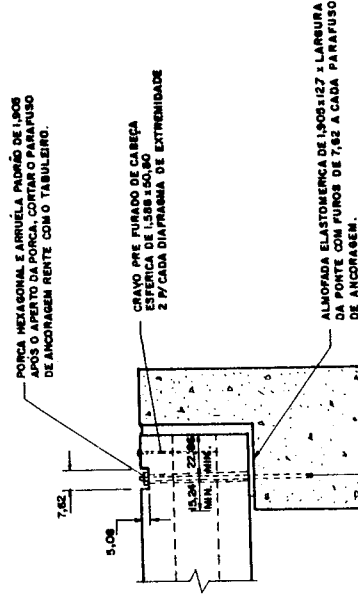
ELEVAÇÃO DO DIAGRAMA DE EXTREMIDADE



SEÇÃO A A  
DIAGRAMA DE EXTREMIDADE

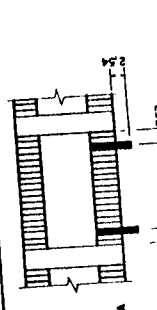


DETALHE F  
DISPOSITIVO PARA MONTAGEM

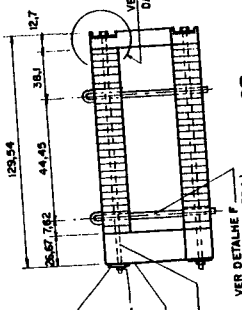
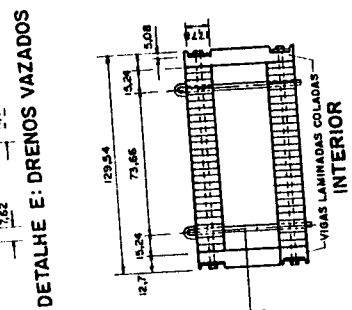


DETALHE B  
CONEXÃO DO ENCONTRO

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION	
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO -B	

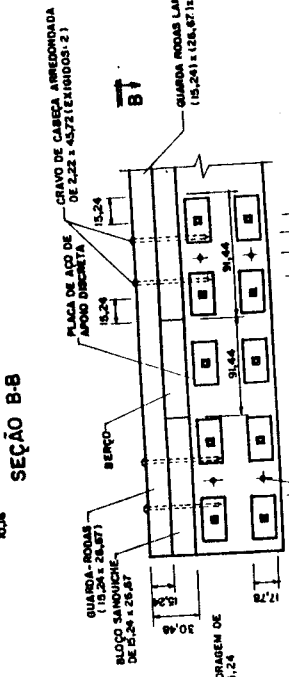
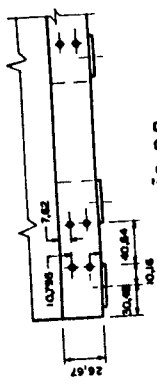


OS DRENOS VAZADOS DE (12,24) DE MATERIAL NÃO CORROSIVO PARA O ESPALHAMENTO DOS DRENOS VAZADOS, VÊJA VISTA EM PLANTA POLNA TB2 DE TB4.

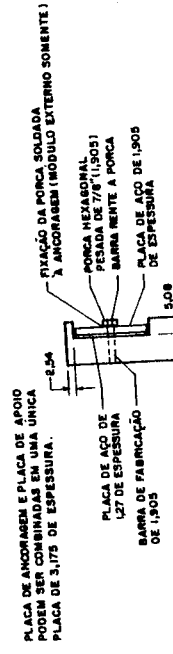
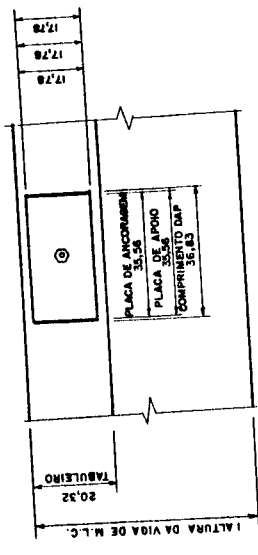


**DETALHE G: SEÇÕES DOS MÓDULOS EXTERIOR**  
BARRA DE FABRICAÇÃO PLACAS DE APOIO E TUBOS: NÃO SE EXIGE GALVANIZADO.

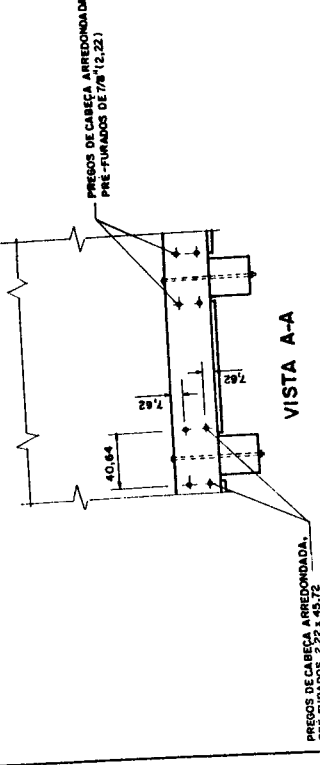
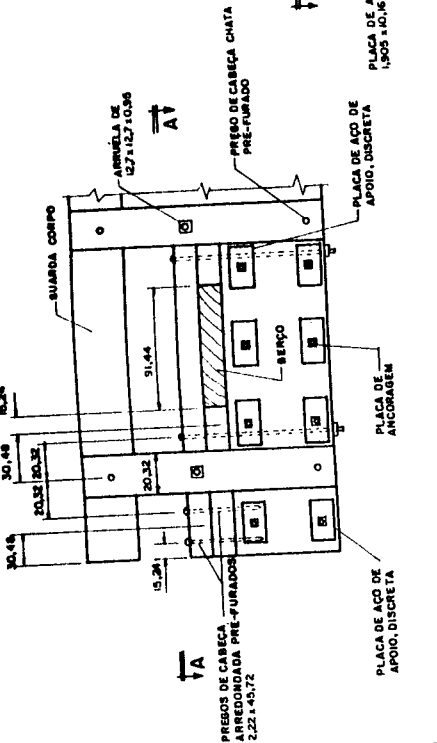
WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO-B



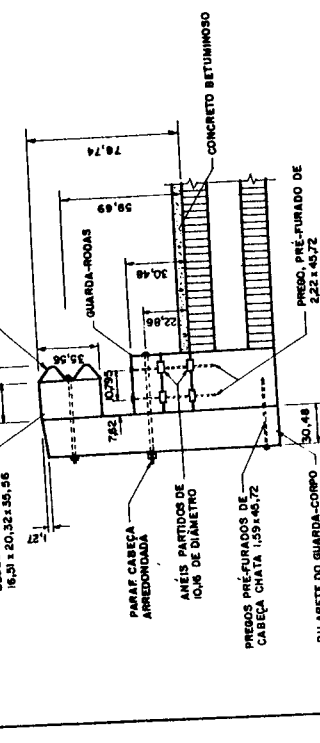
O PULO DA BARRA DE FABRICAÇÃO COM UM TUBULO DE MADEIRA TRATADA APOS A RETIRADA DA BARRA.



PLACA DE ANCORAGEM E PLACA DE APOIO PODEM SER COMBINADAS EM UMA ÚNICA PLACA DE 31.75 DE ESPESURA.



GUARDA-CORPO, AÇO GALVANIZADO, DO TIPO DE VIGA ALTA



GUARDA-CORPO, AÇO GALVANIZADO, DO TIPO DE VIGA ALTA



## PONTE DO TIPO C

### TABULEIRO TIPO C TENSIONADO [1 FAIXAS DE TRÁFEGO (4.572m)]

VÃO (m)	ALTURA da Viga MLC (cm)	CURVATURA (contraflecha) (cm)
7.620	48.90	3.18
8.230	52.39	3.81
9.144	55.88	3.81
9.754	59.37	4.45
10.363	62.87	4.45
10.973	66.36	4.45
11.582	69.85	5.08
12.497	73.34	5.72
13.106	76.84	5.72
13.716	80.33	6.35
14.326	83.82	6.35
14.935	88.59	6.35
15.850	90.81	7.62
16.459	94.30	8.26
17.069	97.79	8.89
17.983	101.28	9.53
18.593	104.78	9.53
19.202	108.27	10.16

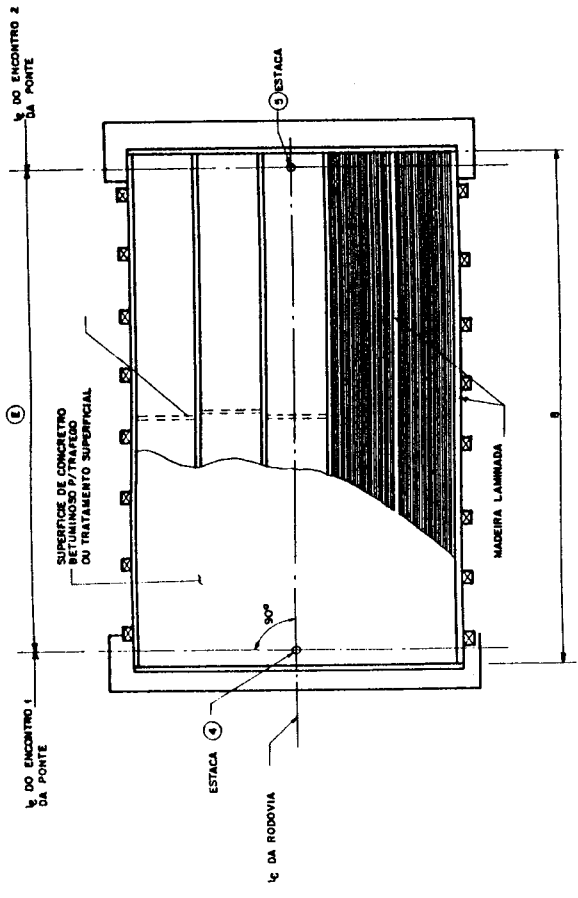
\*A ESPESSURA DO TABULEIRO SERÁ DE 9" (22.86 cm).

\*A FORÇA DE PROTENSÃO MÍNIMA SERÁ DE 22000 lb (99.88 KN).

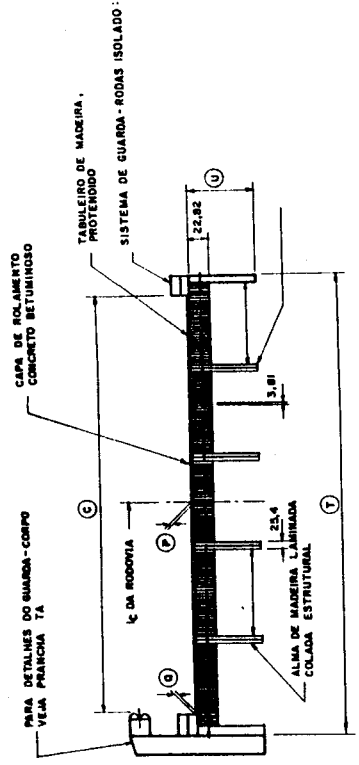
\*O ESPAÇAMENTO ENTRE BARRAS DE TENSIONAMENTO SERÁ DE 24" (60.96 cm).

**TABULEIRO TIPO C TENSIONADO [2 FAIXAS DE TRÁFEGO (5.867m a 7.163m)]**

<b>VÃO</b> <b>(m)</b>	<b>ALTURA da Viga MLC</b> <b>(cm)</b>	<b>CURVATURA</b> <b>(contraflecha) (cm)</b>
7.315	55.88	2.54
7.925	59.37	2.54
8.534	62.87	3.18
9.144	66.36	3.18
9.754	69.85	3.18
10.363	73.34	3.81
10.973	76.84	3.81
11.582	80.33	3.81
12.192	83.82	3.81
12.802	87.31	3.81
13.411	90.81	4.45
14.021	94.30	4.45
14.630	97.79	5.08
14.935	101.28	5.08
15.545	104.78	5.08
16.154	108.27	5.72
16.764	111.76	5.72
17.069	115.25	6.35
17.678	118.75	6.35
18.288	122.24	6.35
18.898	125.73	6.99



PLANTA



SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

CONTROLE DE ELEVAÇÃO

COD.	ENCONTRO 1	ENCONTRO 2
1		
2		
3		

NÍVEL DE REFERÊNCIA: (INDICAR) (INDICAR)

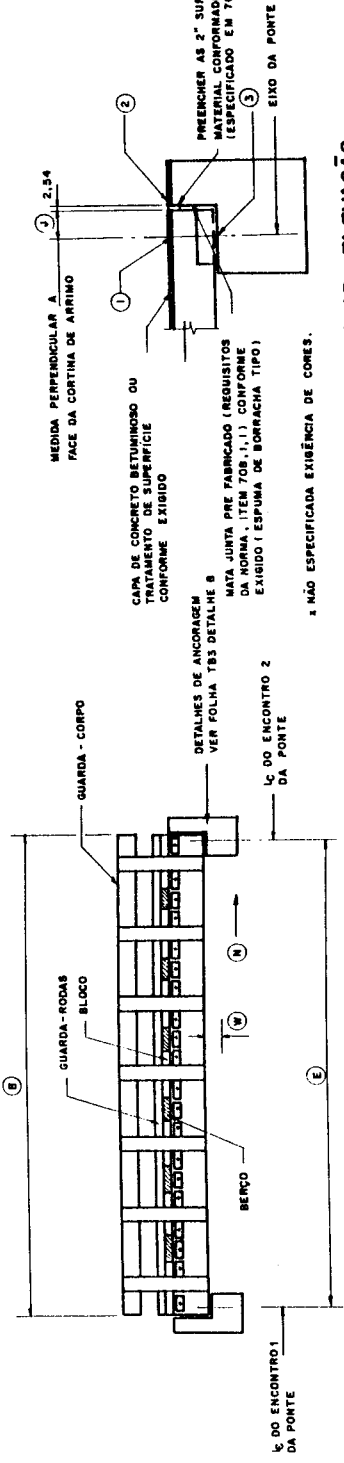
CONTROLE PLAIN-ALTIMÉTRICO

COD.	LOCALIZAÇÃO	VALOR DA ESTAÇÃO
4	L.C. EIXO DA RODOVIA	
5	L.C. PONTE ARZ.	

EST. ESTABELECIDAS A PARTIR DE (INDICAR)

CONTROLE DE DIMENSÕES

DIMENSÕES	COD.	VALOR
EXTENSÃO DO TABULEIRO DE FORMA (TOTAL)	B	
LARGURA LIVRE DO TABULEIRO	C	
EXT. VÃO, CENTRO A CENTRO DOS APOIOS	E	
DIST. ORTOGONAL DO CENTRO DE APOIO A EXTREM.	J	
DECLIVIDADE NO PERFIL LONGITUDINAL	N	
LARG. TOTAL DO TABULEIRO (DE FORA A FORA)	T	
ESPESURA DO TABULEIRO	U	
ESPESURA DA CAMADA DE ROLAMENTO EM CONCRETO BETUMINOSO NO EIXO DA PISTA	P	
ESPESURA DA CAMADA DE CONCRETO BETUMINOSO NA LINHA DO GUARDA-RODAS	Q	
CONTRA-FLECHA	W	



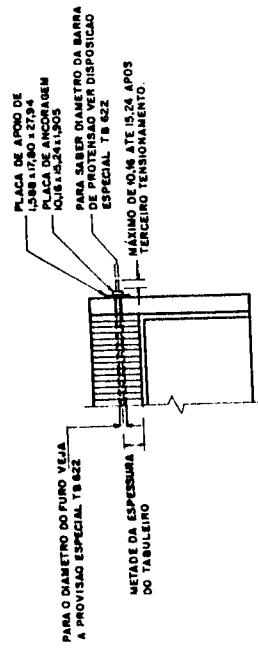
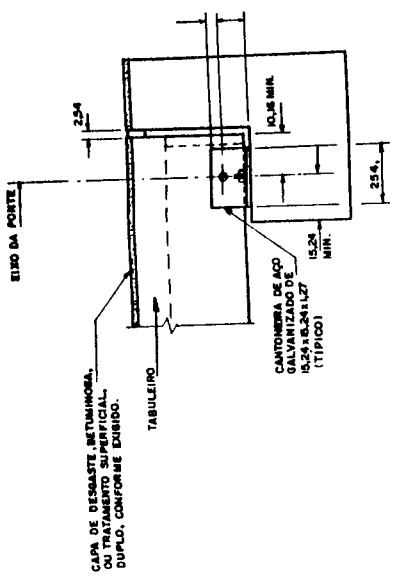
CONTROLAR ELEVAÇÃO E DIMENSÕES DE APOIOS AO LONGO DO EIXO DA VIA

ELEVAÇÃO

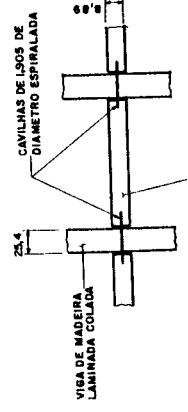
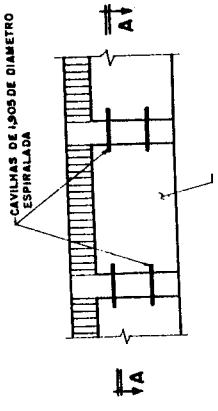
WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - C

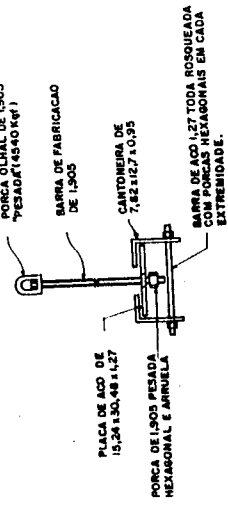




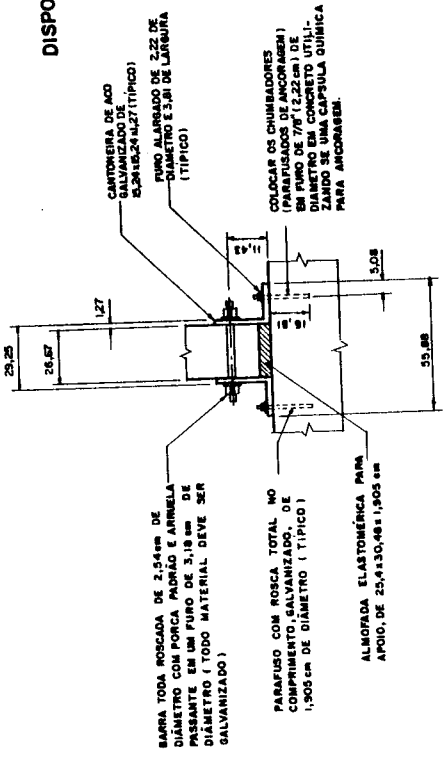
ELEVAÇÃO DA ANCORAGEM



VISTA A A  
 DETALHE A ANTEPARO E  
 DIAGRAMAS INTERMEDIÁRIOS



DETALHE F  
 DISPOSITIVO PARA MONTAGEM



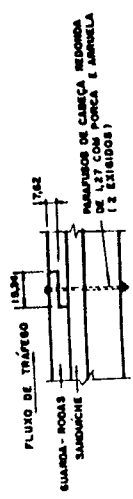
DETALHE B  
 CONEXÃO DO ENCONTRO

WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - C

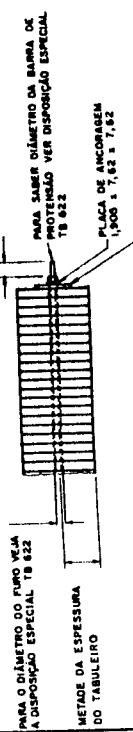
OBS. OS DIAFRAGMAS DEVEM SER CORTADOS RENTES AO ESPACAMENTO, APÓS O TERCEIRO (3º) TENSIONAMENTO

**PONTE DO TIPO D - VIGA LAMINADA COLADA ESTRUTURAL COM  
TABULEIRO DE PRANCHAS TRANSVERSAIS, LAMINADO COLADO**

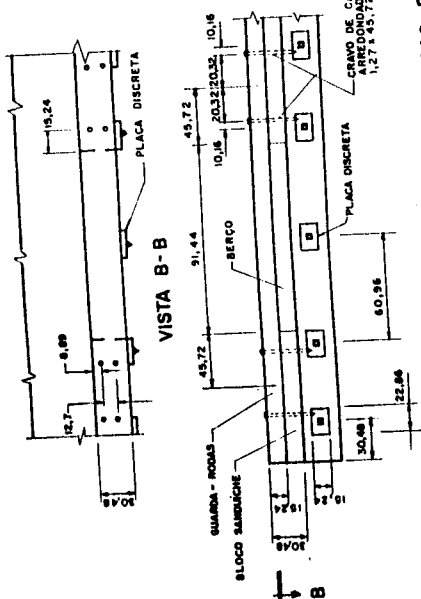
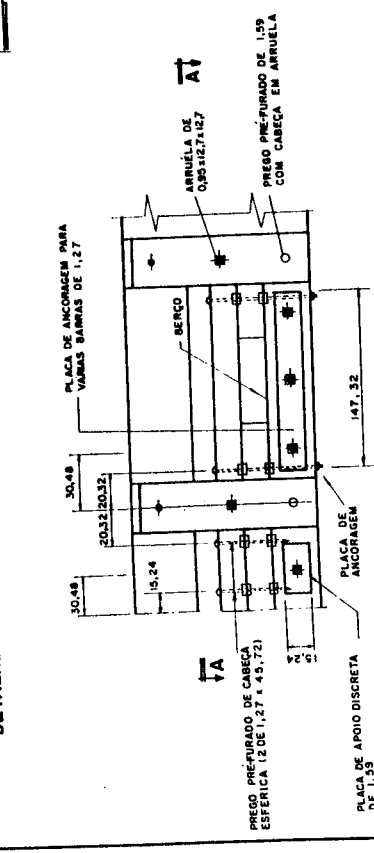




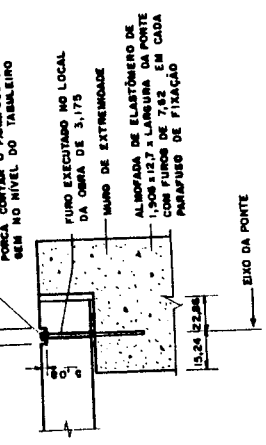
DETALHE DE EMENDA DO GUARDA - RODAS



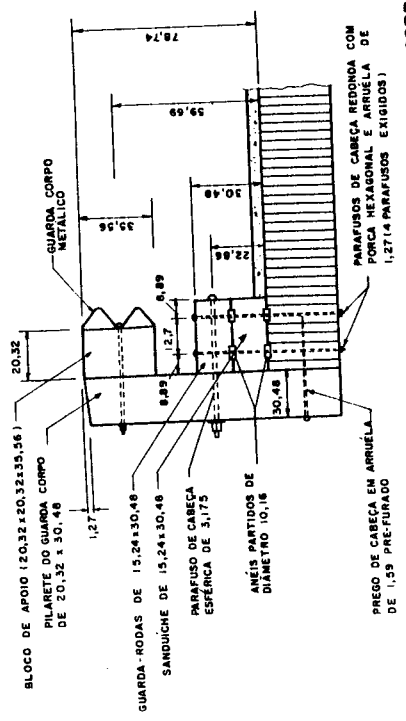
DETALHE A - SISTEMA DE ANCORAGEM



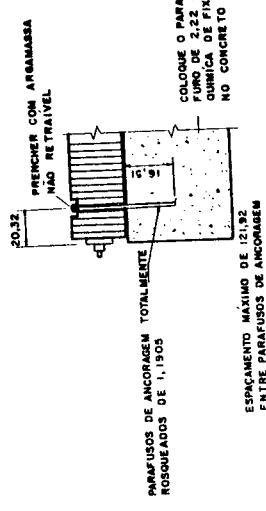
DETALHE B - SISTEMA COM O GUARDA-RODAS SOMENTE



SEÇÃO A-A



DETALHE C - SISTEMA DO GUARDA - CORPO



DETALHE D - CONEXÃO NOS ENCONTROS

FOREST PRODUCTS LABORATORY	
PONTE DE MADEIRA PROTENDIDA TIPO - D	

NOTA: USAR CRAVOS DE CABECA ESFÉRICA DE 1,27 x 45,72 PARA CONEXÃO DO GUARDA - RODAS AO CIMENTO. EM UM LUGAR DE PARAFUSOS DE CABECA REDONDA QUANDO O CONECTOR ESTIVER POSICIONADO SOBRE A INFRAESTRUTURA



**PONTE DE MADEIRA LAMINADA PREGADA**

*EXTRAÍDO DE TRR 871 (1982) pp 42-43*

## PONTE DE TABULEIRO LONGITUDINAL PREGADO

### (I) DESIGN DATA → DADOS DE CÁLCULO

- Especificações AASHTO (1977) - interinas.
- Carregamento HS-20, duas faixas de tráfego.
- Não foi considerado o impacto.

### (II) CONSTRUCTION NOTES → NOTAS PARA A CONSTRUÇÃO

- A edição 1978 das Especificações Padrão para Construções Rodoviárias, do Departamento de Transportes, do Estado de Minnesota, é adotada. As exigências construtivas obedecem às Especificações 8403.30.
- Toda a madeira deve ser tratada com creosoto, pela Especificação 3491, exceto os guarda-corpos, que serão tratados com solução pentaclorofenol.
- Todo o estaqueamento e os pilares de madeira devem atingir as Especificações 3471 e ser tratado de acordo com a Especificação 3491.
- Todo acabamento metálico será galvanizado (Especificação 3392).
- Todo o madeiramento está em dimensões nominais, exceto onde observado.
- As estacas de madeira devem ser  $1750^{\#} F_c$ .
- As travessas de madeira devem ser  $1800^{\#} F_c$ .
- Os guarda-corpos devem ser  $2400^{\#} F_{\Delta}$  (condição seca ao ar).
- Todas as pranchas para os painéis pré-fabricados devem ser  $1500^{\#} F_b$ .
- Todo madeiramento restante deve ser  $1200^{\#} F_b$ .

### (III) LIST OF SHEETS → LISTA DE PLANTAS

Nº	TÍTULO
1	PLANTA GERAL E ELEVAÇÃO
2	DETALHES DOS ENCONTROS
3	DETALHES DOS PILARES
4	DETALHES DA SUPERESTRUTURA (1)
5	DETALHES DA SUPERESTRUTURA (2)
6	DETALHES DOS PAINÉIS

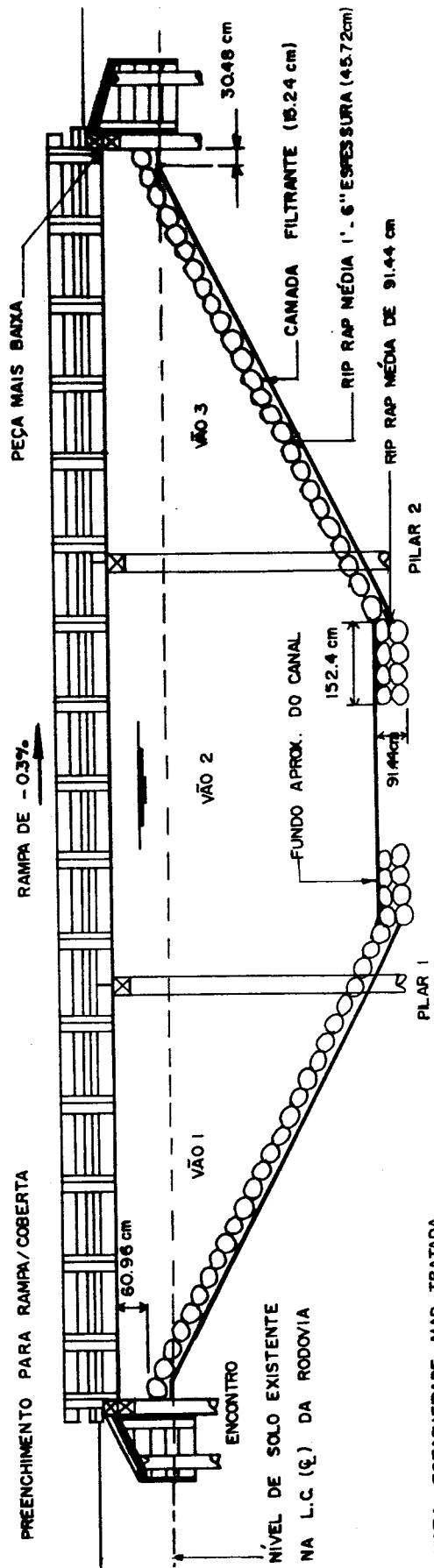
7	DETALHES GERAIS
8	LEVANTAMENTO DA PONTE (1)
9	LEVANTAMENTO DA PONTE (2)

**(IV) SCHEDULE OF QUANTITIES FOR THE ENTIRE BRIDGE → LISTA DE QUANTIDADES PARA A PONTE INTEIRA**

\* (P) indica quantidades pagas na planta, pela especificação 1901 \*

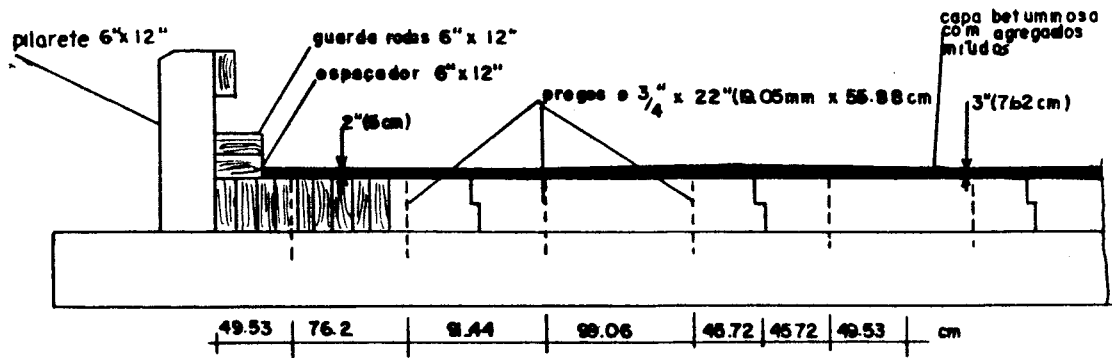
ITEM N°	DESCRIÇÃO	QUANT.	UNID.
2403.502	Madeira Tratada	8113(P)	m <sup>2</sup> m
2403.506	Ferragens	2957(P)	libras
2402.521	Aço Estrutural	607(P)	libras
2511.501	Rip-Rap	302	Jarda cúb.
2511.504	Camada Filtrante Tipo 1	85	Jarda cúb.
2123.506	Dragagem (3/4 Jarda cúbica)	40	horas
2442.501	Remoção da Ponte Antiga	1	
403.604	Guarda Corpo Laminado Colado		
	tipo 1	141	pé linear
403.602	Painéis pré-fabricados de madeira		
	tipo A32	3	cada
403.602	Painéis pré-fabricados de madeira		
	tipo B32	3	cada
403.602	Painéis pré-fabricados de madeira		
	tipo C32	9	cada
2452.503	Estaqueamento de Mad. Trat., Apoiadas	400	pé linear
2452.504	Estaqueamento de Mad. Trat., Cravadas	400	pé linear
2452.517	Pilares Provisórios de Madeira Tratada,		
	40 pés de Compr.	2	cada
2452.507	Estaqueamento de Concreto, Apoiado	400	pé linear
2452.508	Estaqueamento de Concreto, Cravado	400	pé linear
2452.519	Pilares Provisórios de Concreto,		
	50 pés de Compr.	2	cada

2331.508	Mistura da Camada de Rolamento	41	ton
2331.504	Material betuminoso para a Mistura	2.5	ton
2331.502	Material betuminoso para	15	galões
2021.501	Mobilização	1	

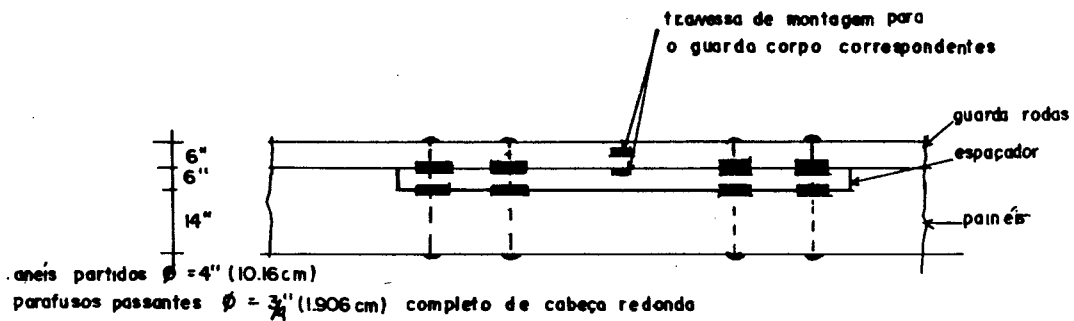


ELEVAÇÃO

NOTA: ESTAQUEADA MAD. TRATADA NOS ENCONTROS .Ø 16" ESTAQ. CONCRETO SOB PILARES

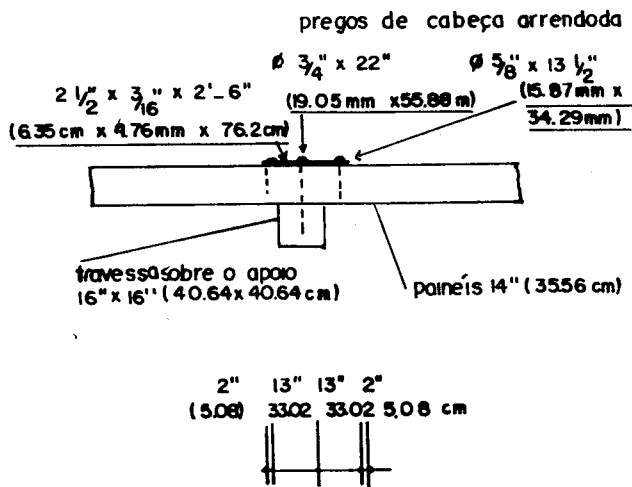


SEÇÃO TRANSVERSAL (METADE) NOS ENCONTROS

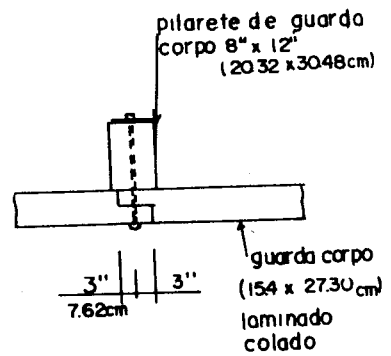


OBS. o contratante da obra deverá manter o espaçador e o guarda-rodas no local, marcar e furar através do tabuleiro, desmontar, furar os rasgos de passagem dos anéis, remontar com os anéis posicionados e fixar.

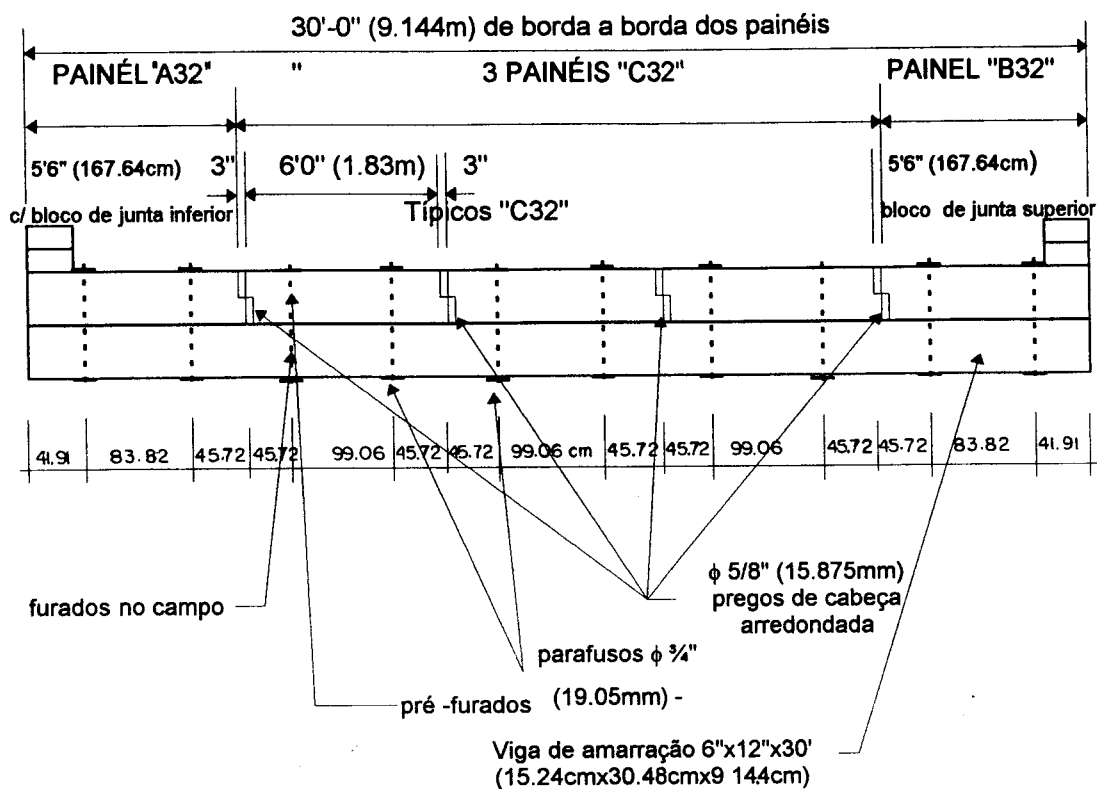
DETALHE DE MONTAGEM DO GUARDA-RODAS E BERÇO ESPAÇADOR



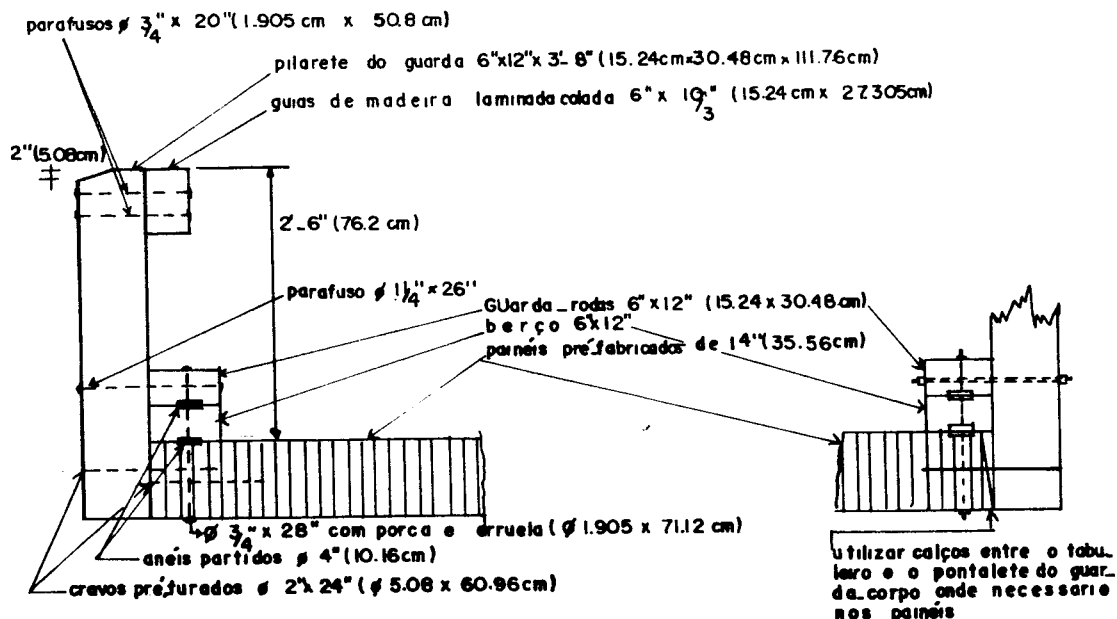
DETALHE DE FIXAÇÃO TRAVESSA - PAINÉIS



DETALHE DE EMENDA DO GUARDA CORPO (PLANTA)



DETALHE DA VIGA DE AMARRAÇÃO DOS PAINÉIS (seção mpstrada perpendicular ao tráfego) -



SEÇÃO DO GUARDA-CORPO E GUARDA-RODAS NOS PAINÉIS A\_32

SEÇÃO COMPLEMENTAR NOS PAINÉIS B\_32

## **ANEXO B**



**ANEXO B.1**

## **Feasibility of CCA-treated Stressed Timber Bridge Decks.**

*FPJ 41 (10), 1991.*

*Dagher, H.J.; Caccese, V.; Hebert, R.; Schwartz, D..*

*Exeqüibilidade de tabuleiros de pontes de madeira tensionados tratados com CCA.*

### **Resumo**

*A exeqüibilidade de utilização de arseniato de cobre cromatado (CCA) hidrossolúvel em tabuleiros de madeira tensionados é explorada. Problemas potenciais associados com o tratamento de CCA são identificados e soluções possíveis são oferecidas. Uma relação entre as forças de pós-tensionamento e as alterações no teor de umidade do tabuleiro é mostrada. Para um tabuleiro de eastern hemlock a flutuação da força de pós-tensionamento correspondente a uma alteração de um por cento no teor de umidade do tabuleiro é próxima de um terço da capacidade total de uma barra DYWIDAG de 5/8". Estas flutuações podem ser eficazmente reduzidas pela utilização de um conjunto de molas Belleville em série com as barras de pós-tensionamento. Resultados de ensaio em uma mola Belleville K1000-U-312, como também em feixes de molas, são dados. Os ensaios mostram que, a partir do primeiro ciclo de carga, os conjuntos de molas têm características lineares de carga-deformação, o que também os torna uma ferramenta simples para medir as forças nas barras de protensão posterior.*

### **INTRODUÇÃO**

*Pontes de madeira estão sendo utilizadas mais freqüentemente, em particular seguindo o desenvolvimento do sistema de tabuleiro tensionado. É uma prática comum tratar-se os tabuleiros para estas pontes com preservativos oleossolúveis em preferência aos tratamentos hidrossolúveis. Uma preocupação principal é que os preservativos hidrossolúveis, como o arseniato de cobre cromatado (CCA), permitirão maiores alterações no teor de umidade do tabuleiro quando em serviço. Como resultado, alterações*

*dimensionais de maior intensidade ocorrerão no tabuleiro, ao mesmo tempo de flutuações potencialmente perigosas nas forças de pós-tensionamento (protensão transversal posterior).*

*Como os tratamentos com CCA são, em muitas localidades, o único tratamento disponível, é altamente desejável investigar seu potencial de uso para tabuleiros sólidos de pontes visando sua aplicação nestes locais.*

## **O SISTEMA LAMINADO TENSIONADO**

*O sistema de tabuleiro de madeira, laminado e tensionado (smt) combina o uso de vigas de madeira com barras de aço de alta resistência pós-tensionadas (3,4). Um mecanismo de transferência de tensões de cisalhamento é criado comprimindo-se as peças de madeira, juntas, perpendicularmente às fibras. Com forças de tensionamento adequadas, o sistema comporta-se como uma placa ortotrópica capaz de distribuir as cargas dos veículos para um segmento mais largo da via de tráfego. Como o tabuleiro é tensionado transversalmente e a intervalos regulares, "fatias" de vigas podem ser utilizadas. Isto se torna mais vantajoso conforme o suprimento de madeiras altas e compridas fica menor.*

*Como acontece também com os outros tipos de estruturas de madeira com elementos expostos ao tempo, o tratamento preservativo do tabuleiro sólido tensionado é essencial. Conquanto os preservativos oleossolúveis tenham sido aplicados quase exclusivamente em pontes de madeira tensionadas, sua disponibilidade local pode ser escassa, ou seu uso local ser restrito. Em muitas localidades, o uso do pentaclorofenol (PCP) está sendo proibido. O uso da madeira tratada com creosoto é também restrito em algum grau, especialmente quando a madeira creosotada for colocada próximo da água. Em alguns locais, como no Estado do Maine, unidades de tratamento que usam creosoto ou PCP não existem, e as existentes não são próximas, portanto as madeiras têm de ser transportadas para fora do Estado para receber tal tratamento. O gasto adicional com transporte ida e volta em*

*grandes distâncias pode, muitas vezes, contrabalançar a vantagem econômica de uma ponte de madeira.*

## **TRATAMENTO COM CCA : VANTAGENS E DESVANTAGENS**

*Enquanto os tratamentos com creosoto e pentaclorofenol não estejam disponíveis em certas localidades, o tratamento com CCA está disponível, basicamente pelo seu uso em construção residencial. O tratamento de CCA sob pressão pode impor menos riscos ambientais, já que ele se fixa firmemente à madeira quando seca após o tratamento, e assim, limita-se a quantidade de preservativo que pode escapar. Além disso, a madeira tratada com CCA está limpa e é fácil de se manusear.*

*Em contraste com os tratamentos oleossolúveis, o tratamento hidrossolúvel de CCA é menos eficiente em limitar a penetração da umidade externa na madeira. Como resultado, as flutuações do teor de umidade na madeira tratada com CCA pode provocar movimentos significativos de expansão e contração do tabuleiro da ponte. Ciclos de alteração do teor de umidade causam fendilhamentos adicionais na madeira. Se o envelope de tratamento preservativo for perfurado, enquanto a madeira fendilha, formam-se "avenidas" adicionais disponíveis para a biodeterioração da madeira.*

*A expansão ou contração da madeira provocará flutuações indesejadas nas forças das barras de pós-tensionamento e pode também ser prejudicial à superfície de rolamento. Conforme o tabuleiro de madeira tenta aumentar suas dimensões enquanto o teor de umidade sobe, ele está confinado pelas barras de protensão, o que provoca um aumento nas tensões, tanto na madeira quanto no aço. As laminações do tabuleiro são orientadas com as fibras perpendiculares às barras de protensão e o problema é exacerbado pois a madeira é dimensionalmente mais suscetível a mudanças nestas direções (radial e tangencial).*

*As flutuações das forças nas barras de protensão devidas a uma alteração do teor de umidade do tabuleiro pode ser estimada utilizando condições de*

equilíbrio e compatibilidade. A condição de compatibilidade pode ser escrita como sendo :

$$\boxed{\text{DEFORMAÇÃO NAS BARRAS DE PROTENSÃO}} = \boxed{\text{DEFORMAÇÃO LIVRE DE TENSÕES, PELA UMIDADE, NA MADEIRA}} - \boxed{\text{DEFORMAÇÃO DA MADEIRA GERADA PELA TENSÕES MECÂNICAS.}}$$

ou :

$$\frac{S_s \cdot b}{E_s} = \frac{e \cdot b \cdot \delta_{MC}}{30} - \frac{S_w \cdot b}{E_w} \quad [1]$$

onde:

$$S_w = \frac{1}{A_w} \int_{-b/2}^{+b/2} \int_{-l/2}^{+l/2} S_w(l, x, y) dx dy \quad [2]$$

Nas quais:

$W, S$  : subscritos indicando madeira, aço, respectivamente.

$A_s$  : área da seção transversal das barras de aço.

$A_w$  : espessura do tabuleiro vezes o espaçamento entre as barras.

$e$  : deformação de retração da madeira, desde verde até completamente seca em estufa, na direção das barras de protensão.

$\delta_{MC}$  : flutuação no percentual de umidade, assumido uniforme ao longo do tabuleiro.

$S_w(l, x, y)$  : tensão na madeira, paralelamente às barras de aço. Por causa da concentração de tensões próximo às barras de ancoragem, a tensão real depende da posição  $l$  medida ao longo do comprimento das barras de aço e da distância de afastamento da barra.

$S_w$  : tensão média na madeira paralelamente às barras em uma dada posição ao longo da barra.

$E_w(l)$  : módulo de elasticidade médio na madeira, paralelo às barras. Por causa da concentração de tensões junto às placas de ancoragem, este módulo depende da posição  $l$  medida ao longo das barras. Como  $E_w$  muda com as variações do teor de umidade  $\delta_{MC}$ , este efeito pode ser aproximadamente considerado com o uso do valor médio de  $E_w$  ao longo do intervalo  $\delta_{MC}$ .

$S_s$  : tensão nas barras de aço.

$E_s$  : módulo de elasticidade das barras de aço.

$b$  : largura da ponte.

$h$  : espessura do tabuleiro.

$z$  : espaçamento entre as barras de protensão.

$x, y$  : coordenadas cartesianas em um plano vertical que é transversal às barras.

A expressão de equilíbrio posiciona a força na barra de aço em igualdade com a força na madeira na vizinhança da placa de ancoragem, ou com a força na madeira na seção transversal contribuinte para a barra. Pode ser escrita assim :

$$S_s \cdot A_s = S_w \cdot A_w \quad [3]$$

Desprezando-se os efeitos de concentração de tensões próximas às placas de suporte, as equações [1] e [3] podem ser simplificadas para :

$$\delta F_s \cong \frac{e \delta_{MC}}{30} E_s A_s \frac{E_w A_w}{E_w A_w + E_s A_s} \quad [4]$$

onde:

$\delta F_s$  : flutuação da força nas barras de protensão devida a uma variação percentual  $\delta_{MC}$  no teor de umidade do tabuleiro.

Aplicando-se a equação [4] para um tabuleiro de 14 polegadas (35.56 cm) de altura de eastern hemlock com barras de protensão DYWIDAG de 5/8 de polegada (15.9 cm) de diâmetro, espaçadas de 2 pés (61 cm) centro a centro, onde  $E_w = 0.075 E_L$  ( $E_L$  = módulo de elasticidade de flexão na direção longitudinal) e  $e = 0.068$ , obtém-se :

$$\frac{\delta F_s}{\delta_{MC}} = 16.8 \text{ Kips} \quad \text{para 1\% de variação uniforme em } \delta_{MC}.$$

A flutuação da força de protensão aplicada, para uma variação uniforme de 1% no teor de umidade do tabuleiro, é próxima de um terço da capacidade total da barra de 5/8". Deve-se notar que o cálculo assume uma variação uniforme do teor de umidade, o que não se assemelha à ocorrência real ao longo do tabuleiro. Além disso, as flutuações do teor de umidade são lentas, correspondentes as variações das estações, mais do que a variações diárias na temperatura e teor de umidade relativa do ar. De todo modo, a equação [4] serve para ilustrar a magnitude potencial das alterações nas forças de pós-tensionamento se o teor de umidade do tabuleiro estiver desimpedido de oscilar. As conseqüências podem ser uma perda significativa da ação de placa, associada a uma queda no teor de umidade da madeira, ou uma possível sobretensão das barras de pós-tensionamento seguindo um aumento no teor de umidade.

O aumento no teor de umidade, por outro lado, afeta também alguns dos parâmetros de resistência e de rigidez da madeira. Os teores de umidade mais elevados reduz muito significativamente a resistência de suporte da madeira perpendicularmente às fibras ( $F_{cn}$ ). A especificação *National Design Specification for Wood Construction* (2) reconhece este fenômeno reduzindo em 33% o valor admissível de  $F_{cn}$ , para uma peça de 2"x 4" (5cm x 10cm), se o teor de umidade for maior que 19%. Desta forma, enquanto o teor de umidade aumenta, dois mecanismos podem se combinar para provocar colapso em serviço da capacidade de apoio das barras de aço nas vigas laterais:

1- A capacidade de suporte da lâmina diminuirá; e

2- A pressão de confinamento a ser ancorada aumentará.

Além do mais, isto reflete a importância da adequada secagem da madeira que deve seguir o tratamento com os preservativos hidrossolúveis, indutores do aumento do teor de umidade, como o CCA.

TAYLOR (6) relatou os problemas durante a montagem de um tabuleiro protendido tratado com CCA que não havia sido apropriadamente climatizado antes da operação de tensionamento. Ele descreveu colapsos nas ancoragens das barras de pós-tensionamentos, o que resultou em deformações significativas, visíveis, dos perfis metálicos em "I" e na madeira, enquanto a ponte estava sendo protendida. A ruptura do apoio na madeira nas vizinhanças das barras tornou muito trabalhosa e difícil a operação de protensão das barras para a força especificada no projeto.

A tensão de compressão devida à ação da protensão deve tender a reduzir o teor de umidade da madeira. SIAU (5) relatou uma redução do teor de umidade de equilíbrio da madeira com tensões de compressão, especialmente se a madeira tiver sido previamente seca. Isto indica que as ações de pós-tensionamento podem ajudar a reduzir as flutuações do teor de umidade. Requer-se, porém, estudos complementares para se determinar o quanto significativo isto será para as pontes de madeira tratada com CCA.

Finalmente, há relatos na literatura da ocorrência de separação das fibras ao longo dos anéis de crescimento em certos tipos de madeira tratadas com CCA. Embora isto não seja considerado prejudicial às propriedades de resistência em geral, mais pesquisas nesta área devem ser realizadas.

## SOLUÇÕES POTENCIAIS

Projetos bem-sucedidos de tabuleiros tensionados tratados com CCA deverão incorporar dispositivos para limitar a flutuação do teor de umidade do tabuleiro, e dispositivos para limitar os efeitos perniciosos da flutuação de umidade, se ocorrerem. Por exemplo, limitar-se a migração da umidade é



*uma estratégia para evitar alterações dimensionais. Como uma segunda linha de defesa, a utilização de mecanismos absorvedores de deformações nas extremidades das barras de pós-tensionamento poderá limitar as oscilações das forças de protensão.*

*A proteção contra a penetração de umidade pode ser providenciada de várias maneiras. Um tratamento superficial oleossolúvel pode ser aplicado às madeiras após instalação no local da ponte. Este tratamento, entretanto, é não-permanente e exigirá manutenção contínua. Também é possível introduzir um hidro-repelente com o preservativo CCA durante o tratamento. Com o tratamento hidro-repelente, os tempos de secagem são muito longos e caros e, além disso, ainda não foi tentado para as pontes.*

*O maior potencial para absorção de umidade está nas superfícies superior e laterais do tabuleiro; a parte que está exposta às precipitações e outros agentes ambientais. Evitar a intrusão de umidade aqui é uma necessidade absoluta. Por si só, uma superfície de rolamento asfáltica e um caminho de drenagem superficial ajudará a afastar a água do tabuleiro. Colocando uma membrana impermeável sob a capa asfáltica e o caminho de drenagem superficial ajudarão a afastar a água do tabuleiro e a reduzir o potencial para aumentos do teor de umidade.*

## **REDUÇÃO DAS FLUTUAÇÕES DAS TENSÕES DAS BARRAS DE PÓS-TENSIONAMENTO COM MOLAS**

*As flutuações das forças nas barras de protensão, devidas às variações dimensionais da madeira, podem ser reduzidas aplicando-se molas associadas em série às barras de protensão em suas extremidades. Teoricamente, uma mola com rigidez relativamente baixa e resistência adequada, pode absorver grande parte dos efeitos das alterações dimensionais da madeira. Praticamente, é uma dificuldade encontrar-se uma solução econômica para este problema : uma mola curta, barata, que é "macia" o bastante (para não esmagar a madeira) e "forte" o bastante (para não ceder sob a força de tensionamento) ao mesmo tempo.*

*Em um tabuleiro em placa de madeira laminada protendida, a mola e a barra de protensão serão aplicados em série. Desprezando o atrito, as forças nas molas e nas barras serão idênticas e as deformações serão distribuídas de acordo com as rigidezes relativas. Por exemplo, considere-se um tabuleiro em placa de madeira de 28 pés (8.53m) de largura em que se usa barras de aço de 5/8" (15.9mm) de diâmetro, para o pós-tensionamento. A barra de protensão tem uma rigidez de 24 Kips/polegada (42 KN/cm). Se se colocar esta barra em série com uma mola com um décimo da rigidez, 91% da deformação tomará lugar na mola e apenas 9% na barra. Mais fundamental, a flutuação líquida da força de protensão no sistema será reduzida de 91% quando comparada à situação em que as molas não estão presentes.*

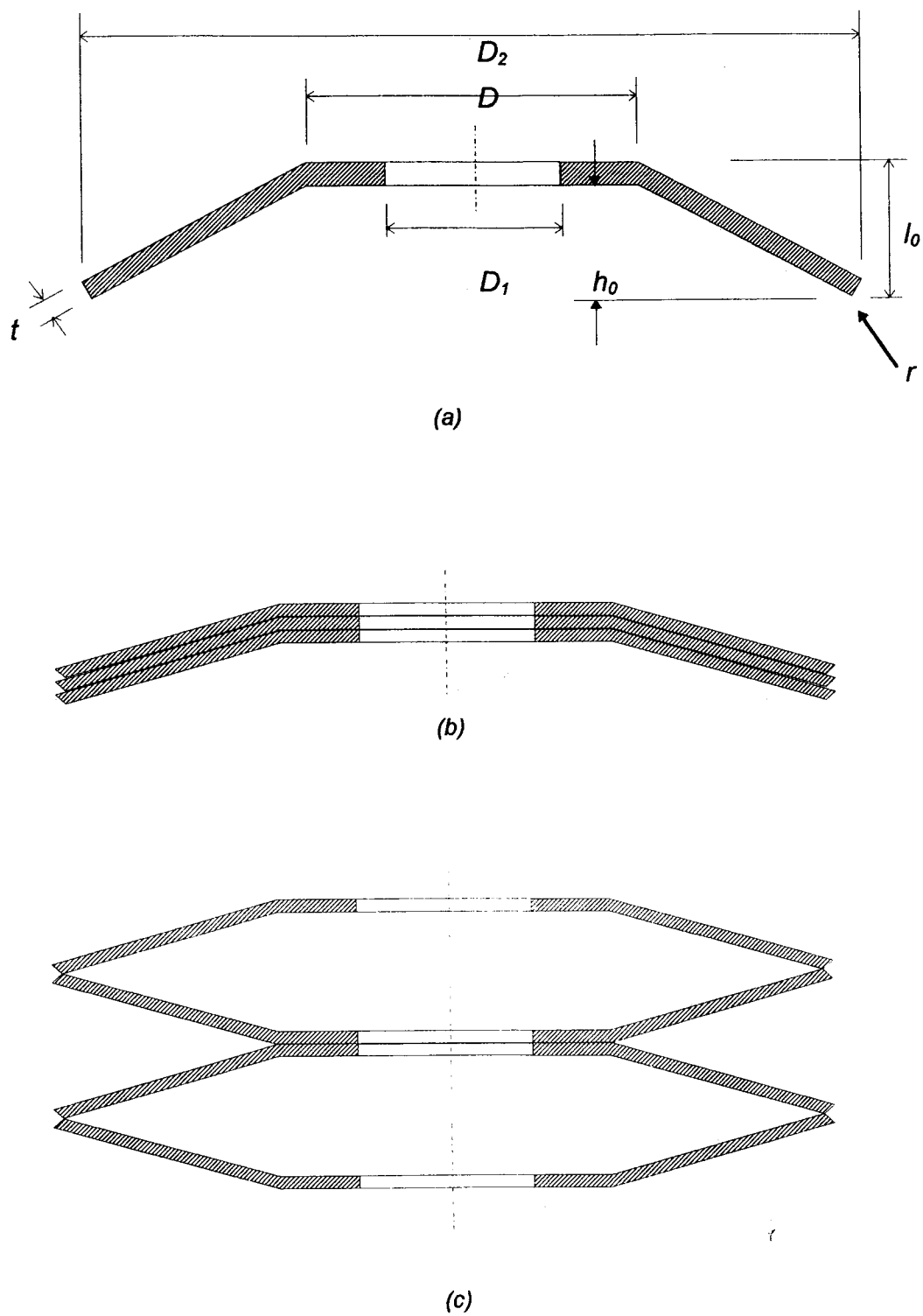
*Obviamente, a obrigação agora é encontrar uma mola que efetivamente funciona. Vários tipos de molas, como as helicoidais, de borracha, em feixes e mola de torção, foram analisadas para se saber se são aplicáveis a pontes de madeira. Os critérios de avaliação utilizados foram :*

- 1) Custo Relativo;*
- 2) Simplicidade de Instalação;*
- 3) Possibilidade de Manutenção;*
- 4) Resistência à Corrosão;*
- 5) Tamanho;*
- 6) Aparência Estética.*

*Usando estes critérios encontrou-se que as molas Belleville eram a melhor alternativa.*

AS MOLAS

BELLEVILLE



**FIGURA B.1 : Configurações das Molas Belleville :**

**(a) disco simples**

**(b) discos em paralelo**

**(c) discos em série**

Uma mola Belleville é um disco de forma cônica em sua geometria (Figura B.1). Uma relação carga-deslocamento não-linear é típica para um único disco (7). A não linearidade neste sistema é basicamente geométrica conforme o cone tende a se achatar sob o carregamento. Características desejadas de rigidez podem ser obtidas dispondo-se as molas Belleville em diferentes configurações (Figura B.1). A capacidade de carga é aumentada dispondo-se em paralelo. A flexibilidade é aumentada dispondo-as em série, pois as molas podem ser colocadas para acomodar maiores deslocamentos. Pesquisas experimentais e analíticas foram conduzidas para se estabelecer o comportamento de uma mola Belleville e de configurações de molas. Para este fim vários discos K1000-U-312 foram adquiridos de Key Belleville Inc., Leechburg, Pa. Este disco cônico tinha :

- diâmetro externo : 10 polegadas - 254.00 mm
- diâmetro interno : 2.562 polegadas - 65.07 mm
- espessura : 0.312 polegadas - 7.92 mm
- altura : 0.349 polegadas - 8.86 mm

- relação altura / espessura de 1.12

- custo : US\$ 10.00 por disco.

(50 discos para arranjos)

A primeira série de experimentos no laboratório utilizou uma mola simples ensaiada contra uma placa larga. A mola foi deformada até 25%, 50%, 75% e 100% da altura do disco. Após descarregar, registrou-se a altura resultante do disco (Tabela B.1). A curva carga-flecha para o caso em que o disco foi achatado (Figura B.2) mostra que, uma vez defletida a até 80% da altura, a mola tem um aumento na rigidez. Isto ocorre basicamente porque a mola está sendo alargada contra a placa. Os ensaios mostraram que virtualmente toda a deformação permanente ocorre na primeira vez que o disco é achatado. Em se recarregando, nenhuma deflexão permanente foi acrescentada.

TABELA B.1 : Perda de altura em uma mola Belleville a partir da situação sem carregamento.

Carga		Flecha	Perda permanente da altura (%)
lb	KN	(% da altura do disco)	
8000	36.32	25	- 0.6
13000	59.02	50	- 0.6
15700	71.28	75	- 0.6
22000	99.88	100	- 3.2

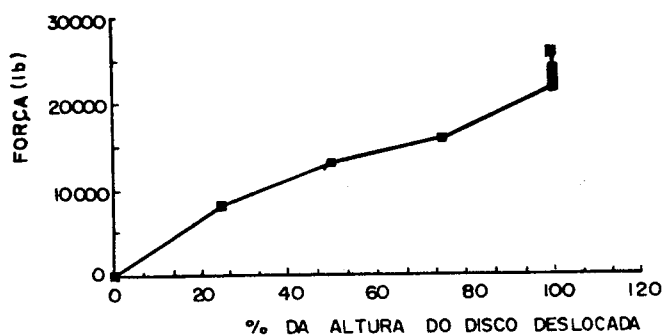


FIGURA B.2 - Carga por Deslocamento das molas simples.

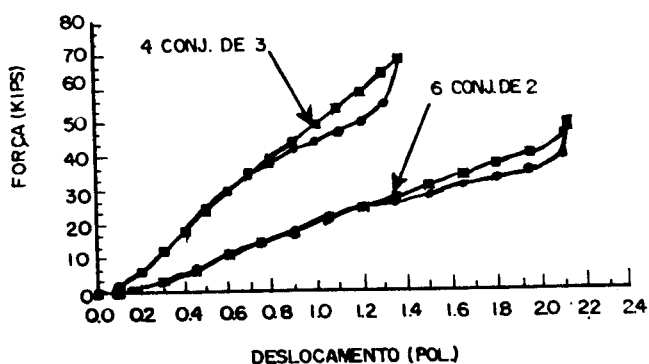


FIGURA B.3 - Carga por Deslocamento das molas em série.

Em adição à mola simples, arranjos de molas foram ensaiados em 3 séries de 12 composições. Duas combinações foram dispostas em quatro grupos de três discos paralelos (indicados por 4S-A e 4S-B) e a terceira combinação

foi colocada em seis grupos de dois discos em paralelo (6S-A). Uma barra maciça de 2.5 polegadas (63.5mm) de diâmetro, de aço, foi colocada através do furo central dos discos por questão de estabilidade. Para reduzir o atrito as molas foram lubrificadas. Cinco ciclos de carga foram aplicados em cada um dos quatro grupos e um ciclo de carga só foi aplicado no arranjo de seis. Em cada ciclo as molas foram carregadas até achatar, e as deflexões foram medidas em vários incrementos para carregamento e descarregamento. A altura final do grupo foi registrada para cada ensaio dos grupos de quatro discos.

Uma curva de carga-deslocamento amostrada (Figura B.3) mostra um ciclo completo de carregamento e descarregamento tanto para o arranjo de 4 como para o de 6 (grupos 4S-A e 6S-A). Teoricamente, o deslocamento exigido para achatar a mola deveria ser o número de discos vezes a altura de cada um, ou 1.39 e 2.09 polegadas (35.306mm e 53.086mm), respectivamente, para o grupo de 4 e o de 6. Para o grupo 4S-A e o 6S-A, o comportamento inicial era aproximadamente linear, com uma rigidez de 50 Kips/pol e 23 Kips/pol (87.56 KN/cm e 40.28 KN/cm, respectivamente).

Uma perda relativamente grande na altura do conjunto ocorreu seguindo o ciclo inicial de carga (Tabela B.2). Muito pouca variação, entretanto ocorreu nos ciclos subseqüentes. Esta perda na altura do conjunto pode ser atribuída às tolerâncias geométricas (ausência de ajuste) e às não-linearidades do material.

TABELA B.2 - Perda de altura para séries de molas Belleville.

		ALTURA DA PILHA/CICLOS				
PILHA / CICLO : NÚMERO:		1	2	3	4	5
INICIAL		5.500	5.247	5.238	5.245	5.238
FINAL	4S-A	5.247	5.246	5.245	5.238	5.242
ALTERAÇÃO		-0.253	-0.001	+0.007	-0.007	+0.004
INICIAL		5.308	5.275	5.255	5.245	5.242
FINAL	4S-B	5.275	5.255	5.245	5.242	5.235
ALTERAÇÃO		-0.033	-0.020	-0.010	-0.003	-0.007

medidas em polegadas.

*Os resultados dos ensaios nas molas Belleville indicaram que as molas são dispositivos viáveis economicamente e eficazes que podem ser utilizados para reduzir as flutuações das forças de pós-tensionamento geradas pela alteração do teor de umidade e pela fluência da madeira. Se a resistência da mola for vencida ela achatará e funcionará como uma placa de apoio. Além disso, arranjos de molas Belleville podem ser usados para, calibrados, monitorar o desempenho em campo das forças nas barras de protensão. Isto exigiria que os arranjos de discos sejam carregados antes da instalação, para introduzir toda a deformação permanente dos discos. A curva resultante de carga-deformação será praticamente insensível a ciclos de carga. O comprimento do arranjo, que será facilmente medido, poderá então ser diretamente comparado à força de pós-tensionamento da barra.*

## RESUMO E CONCLUSÕES

*Por causa da disponibilidade local, preservativos de base aquosa, tais como o CCA, podem ser a única alternativa economicamente viável para a utilização em pontes de madeira. O tratamento com CCA dos tabuleiros laminados tensionados, entretanto, apresenta certo número de possíveis problemas. Eles incluem :*

- a. flutuações potencialmente perigosas nas forças de pós-tensionamento, as quais foram estimadas em um terço da resistência de uma barra de aço usada no pós-tensionamento do tabuleiro para uma alteração uniforme de 1% no teor de umidade de um tabuleiro de eastern hemlock.*
- b. fendilhamento adicional da madeira levando ao enfraquecimento do envelope preservativo.*
- c. rápida deterioração da superfície de rolamento resultante das alterações dimensionais aumentadas do tabuleiro.*
- d. colapsos nos apoios e ancoragens das barras de aço de pós-tensionamento se o teor de umidade das laminações de borda aumentar.*

*Possíveis soluções para estes problemas são oferecidas, incluindo uma seqüência de tratamento que permita que as fendas sejam tratadas, a*

preservação quanto à migração da umidade utilizando-se uma membrana impermeável, e o uso do conjunto de molas Belleville associados em série com as barras de pós-tensionamento.

Os resultados de ensaios cíclicos nos conjuntos de molas Belleville mostraram que sua característica de comportamento carga-deformação é aproximadamente linear com desprezível perda de rigidez a partir do primeiro ciclo de carregamento. Os conjuntos de molas Belleville são, por esta razão, uma alternativa eficaz economicamente para se reduzir as flutuações nas forças de protensão, resultantes da flutuação do teor de umidade e da fluência. Adicionalmente, podem servir como meios simples e diretos para se acompanhar as forças nas barras de protensão medindo-se cômoda e simplesmente a altura do conjunto.

Mesmo com as recomendações descritas neste artigo, a viabilidade do tratamento com CCA para os tabuleiros de madeira tensionados pode apenas ser verificada através de acompanhamento de longo prazo das pontes reais.

No Estado do Maine a primeira ponte de madeira laminada tensionada foi programada para construção em 1991. A ponte incorpora as recomendações descritas neste artigo e está sendo cuidadosamente monitorada utilizando equipamentos de sensoriamento remoto por um período de 5 anos.

O projeto desta ponte e os detalhes de seu sistema de sensoriamento são o tema de um artigo subsequente (1) (ANEXO B2). Os autores pretendem publicar os resultados deste ensaios quando se tornarem disponíveis.

#### Literatura Citada

1. CACCESE V.; DAGHER, H. J.; Hebert, R. 1991. Design and Monitoring a CCA-treated Stressed Timber Bridge Deck. Forest Products Journal , v.41, n 11/12..



2. NATIONAL FOREST PRODUCTS ASSOCIATION 1986. National Design Specification for Wood Construction. Washington, D. C.
3. OLIVA, M. G. e DIMAKIS, A. G. 1986. Behavior of stressed deck Bridge. College of Engineering, Univ. of Wisconsin, Madison, Wis.
4. RITTER, M. 1990. Timber Bridges - Design, Construction, Inspection and Maintenance. USDA Forest Service, Washington, D. C.
5. SIAU, J. F. 1984. Transport Process in Wood. Springer Verlag. N. Y.
6. TAYLOR, R. 1989. Stressed Timber Syitems in Canada and Nail Laminated Systems. Presentation, New England / New York Timber Bridge Conference, Fairlee, Vermont.
7. WAHL, A. M. 1963. Mechanical Springs, McGraw Hill, N. Y.

**ANEXO B.2**

*Design and Monitoring of a CCA - Treated Stressed Timber Bridge Deck.*

*FPJ 41 (11/12), 1991*

*Caccese, V.; Dagher, H. J.; Hebert, R.*

*Projeto e Acompanhamento de um Tabuleiro de Ponte de Madeira Tensionado Tratado com CCA.*

### RESUMO

*O uso de arseniato de cobre cromatado - CCA - como o preservativo em pontes de madeira pode ter algumas vantagens econômicas e ambientais quando comparado com o creosoto e ao pentaclorofenol. Um artigo associado, pelos autores, descreveu alguns dos problemas da utilização do CCA e apontou soluções potenciais. Descritos neste artigo estão o projeto geral e o sistema de acompanhamento, ímpar, desenvolvido para a Merrills Bridge, uma ponte de tabuleiro laminado tensionado, sólido, tratado com CCA, localizada na cidade de Gray, Maine. Esta ponte, que tem planos de ser completada em 1991, se caracteriza por um tabuleiro protegido tratado com CCA, pós-tensionado, com um arranjo de molas Belleville nas extremidades de algumas das barras de pós-tensionamento. A performance deste sistema será acompanhada de perto. Os ensaios estáticos e dinâmicos serão realizados antes de se abrir passagem ao tráfego. Um sistema de monitoração remoto registrará continuamente a reação da ponte às ações do tráfego e do meio ambiente por um período de 5 anos.*

### INTRODUÇÃO

*Os tabuleiros de madeira tensionados são projetados caracteristicamente utilizando os preservativos de base oleosa, preferencialmente aos de base aquosa. Em muitos Estados tais como o Maine (EUA - NE), o tratamento com arseniato de cobre cromatado (CCA) hidrossólúvel é o único tipo que está localmente disponível.*

*Quando comparado ao creosoto e ao pentaclorofenol, acredita-se que o tratamento com CCA seja menos danoso ambientalmente e mais fácil de se trabalhar. Estes fatores podem tomar aspecto vantajoso apenas se um projeto adequado puder ser desenvolvido para os tabuleiros laminados tensionados tratados com CCA.*

*As vantagens e desvantagens associadas com a utilização do tratamento com CCA para um tabuleiro laminado tensionado são descritas em detalhe em um artigo preliminar (ANEXO B1). Da maior importância é que as alterações no teor de umidade, que podem ser maiores quando um tratamento preservativo de base aquosa é utilizado, afetarão desfavoravelmente o sistema. Associadas às mudanças no conteúdo de água estarão um aumento ou redução nas dimensões do tabuleiro, o que finalmente levará as forças nas barras de protensão a oscilarem. Além disso, um aumento no teor de umidade provocará uma redução na resistência e na rigidez da madeira, o que é reconhecido na Especificação National Design Specification, NDS(1989). O tratamento com CCA tem sido associado a delaminações nos anéis de crescimento em certos tipos de madeira. Devido a estes problemas especiais, devem ser tomadas precauções quando o tratamento com CCA for utilizado.*

*A Ponte Merrills Bridge em Gray, Maine, foi projetada como uma tentativa de ser resolver alguns dos problemas associados com o uso de CCA em um sistema de tabuleiro de madeira, laminado e tensionado. Devido à natureza experimental deste projeto, um sistema atualíssimo de monitoração à distância foi desenvolvido especificamente para uso nesta e em outras pontes semelhantes. Este sistema fornece uma coleção contínua de dados que podem ser reduzidos e analisados com a freqüência que se considerar necessária.*

*Tanto o projeto do tabuleiro quanto o sistema de acompanhamento remoto da ponte são descritos em detalhe nas seções que se seguem.*

## UM TABULEIRO TENSIONADO TRATADO COM CCA

*A ponte Merrills Bridge é um protótipo de tabuleiro laminado tensionado de madeira tratado com CCA que incorporará vários itens especiais como as Molas Belleville, uma membrana especial de proteção de umidade ensanduichada entre duas camadas de asfalto e um sistema de acompanhamento à distância.*

*A ponte está programada para ser construída na parte final de 1991 e estará situada no córrego Merrills, substituindo uma ponte de uma faixa de tráfego em uma rodovia secundária na cidade de Gray. A ponte existente de concreto pré-moldado era considerada funcionalmente obsoleta por não ser larga o suficiente para a travessia segura de duas faixas de tráfego.*

*A nova ponte utilizará a infra-estrutura já existente, que é uma camada seca de granito faceada nos encontros. O alargamento da ponte deverá ser complementado pela construção de uma viga de coroamento de concreto armado, em balanço lateral além das arestas dos encontros já existente. Desta forma não se requer nenhuma modificação da infra-estrutura existente. Uma economia de custos significativa (US\$ 50,000.00) foi obtida quando comparada ao custo de se alargar este encontros graníticos porque um grande trabalho de intervenção no leito da correnteza deveria ser feito. Estas economias não teriam sido possíveis com a construção de uma estrutura nova de aço ou de concreto.*

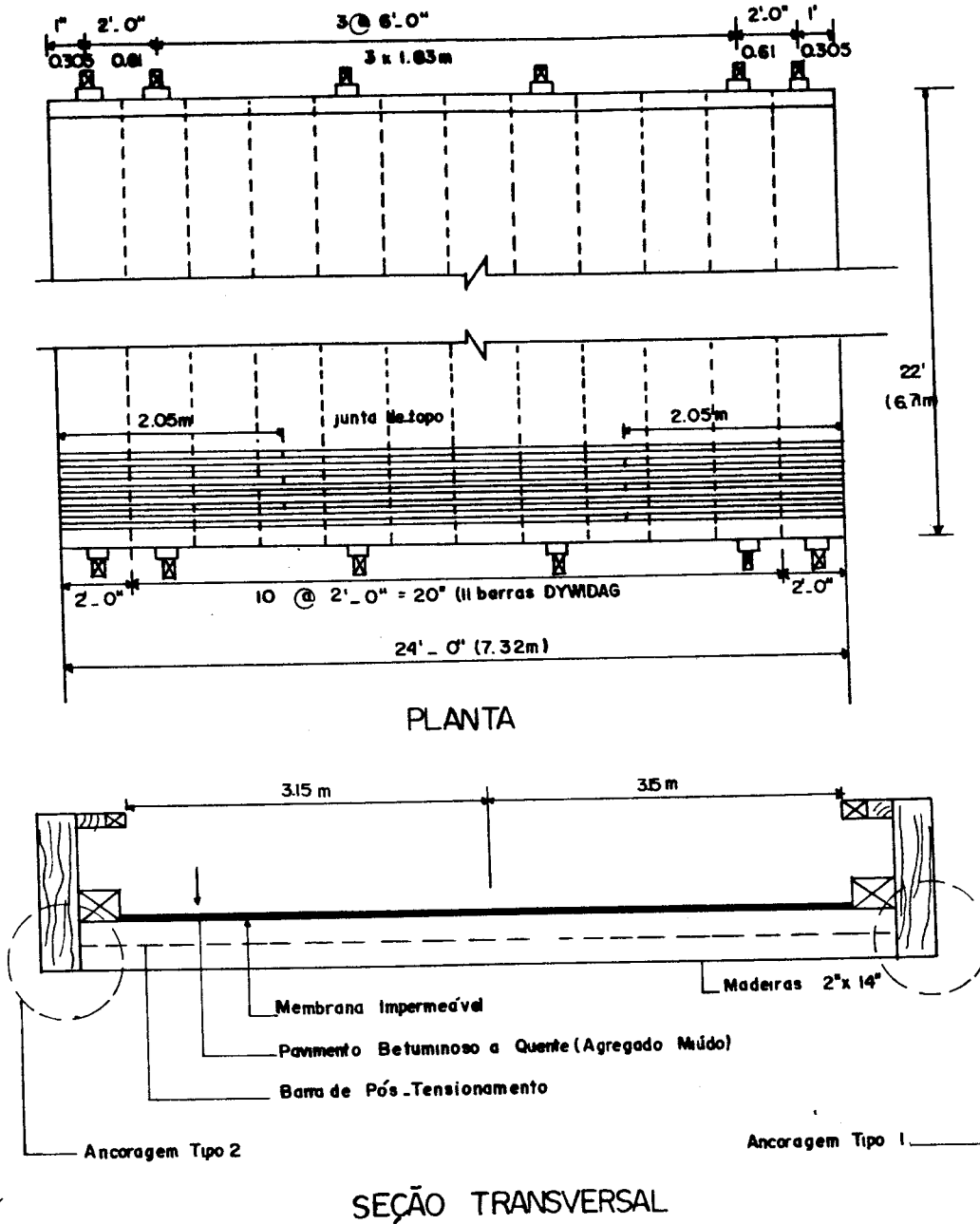


FIGURA B.4 - Ponte Merrill's Bridge

O Tabuleiro Laminado Maciço Protendido, como mostrado na figura B.4 será construído usando madeiras tratadas com CCA, crescidas no Maine, Classe

nº 2, de eastern hemlock corte bruto de 2" x 14" (5cm x 35.5cm) em vigas. A madeira é não aparelhada, para aumentar-se o atrito entre as laminações e a economia. O tabuleiro terá um vão livre de 20 pés (6.10m) e será fixado aos apoios por cantoneiras metálicas para evitar a perda da estrutura se ocorrerem cheias unusuais.

Uma seqüência específica de secagem e tratamento sob pressão será obedecida para garantir durabilidade ótima. Para permitir que a maioria das fendas ocorra antes do tratamento, a madeira será condicionada até um teor de umidade de 12 a 14 por cento. Uma penetração de 0.5 polegadas (1.27 cm) do preservativo para estas madeiras é o exigido. Seguindo o tratamento de CCA, a madeira será secada novamente para um teor de umidade de 17 a 18 por cento. Um tratamento superficial oleoso será aplicado para auxiliar a resistir à migração de umidade através da placa.

A superfície de rolamento da via de tráfego será de asfalto. Uma membrana impermeável será utilizada entremeada ao asfalto para evitar a penetração da água, que circula através de poros do asfalto, até alcançar a superfície de madeira. De modo a reduzir o risco de dano à membrana pelo carregamento dos veículos, uma camada fina de asfalto com agregado miúdo será aplicada à superfície do tabuleiro antes de se colocar a membrana.(3). Toda a pista será sobrelevada, ajustando-se às elevações das placas de coroamento das fundações, para que o escoamento da água pluvial seja facilitado.

O sistema de pós-tensionamento consistirá em barras DYWIDAG de 5/8" (15.9mm) de diâmetro, espaçados a cada 2 pés (61 cm), transversalmente dispostas em relação ao tabuleiro e também ao tráfego. Estas barras são de aço de alta resistência, 150KSI ( $10545 \text{ Kgf/cm}^2 = 1054.5 \text{ MPa}$ ) e são revestidos com epóxi para resistir à corrosão. As barras estão ancoradas na borda lateral do tabuleiro através de um perfil "I" de aço e as placas padrão DYWIDAG para ancoragem e porca acoplável (detalhe B.5a). O tensionamento será obtido em várias etapas, até o nível de força desejado nas barras (em serviço : 26 Kips - 117.9 KN). Para recuperar a maior parcela de perda de tração gerada pela fluência, o tabuleiro será

retensionado de acordo com os procedimentos descritos no *Timber Bridge Manual* (4).

Conjuntos de molas Belleville serão colocadas em 6 das 11 barras de pós-tensionamento, figura B.5b, para que sua influência possa ser determinada. As molas devem reduzir a flutuação das forças nas barras em torno de 50%. As molas Belleville serão montadas em conjuntos de 8 discos, com 4 feixes de 2 discos colocados em paralelo (Figura B.5b). Os discos são do mesmo tipo dos testados por DAGHER et al (1) e a rigidez inicial e a capacidade esperadas no conjunto de molas são 33 Kips/pol (58.93 KN/cm) e 42 Kips (190 KN), respectivamente.

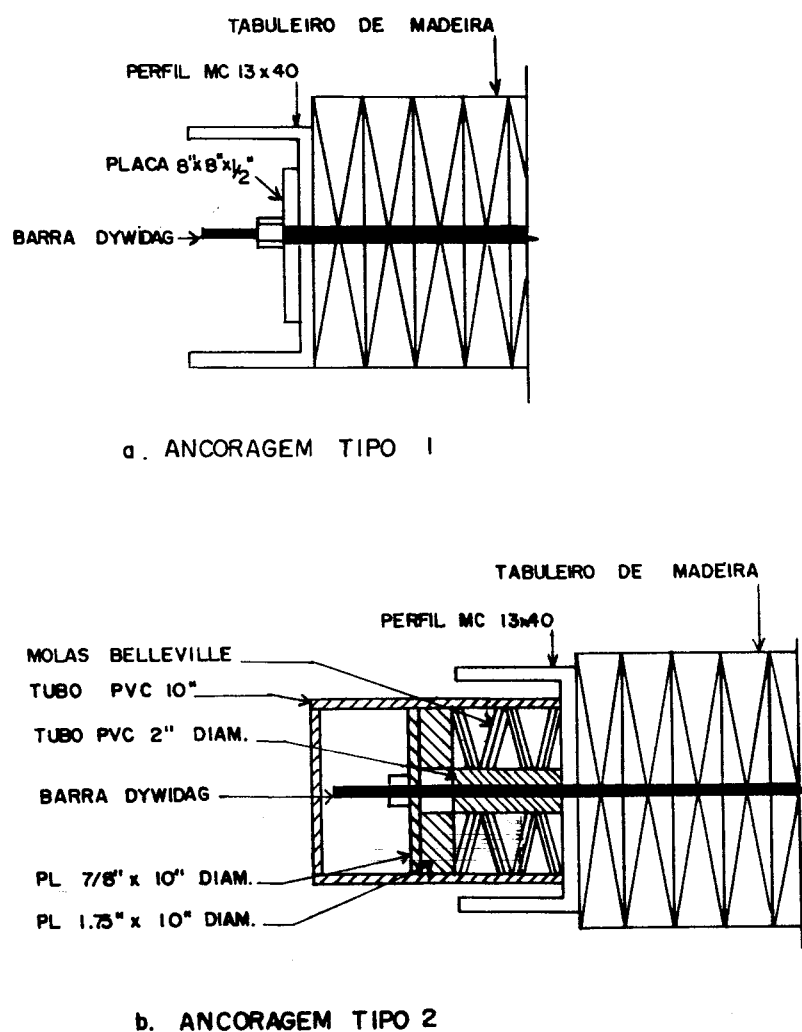


FIGURA B.5 - Detalhes de ancoragem das barras de protensão :

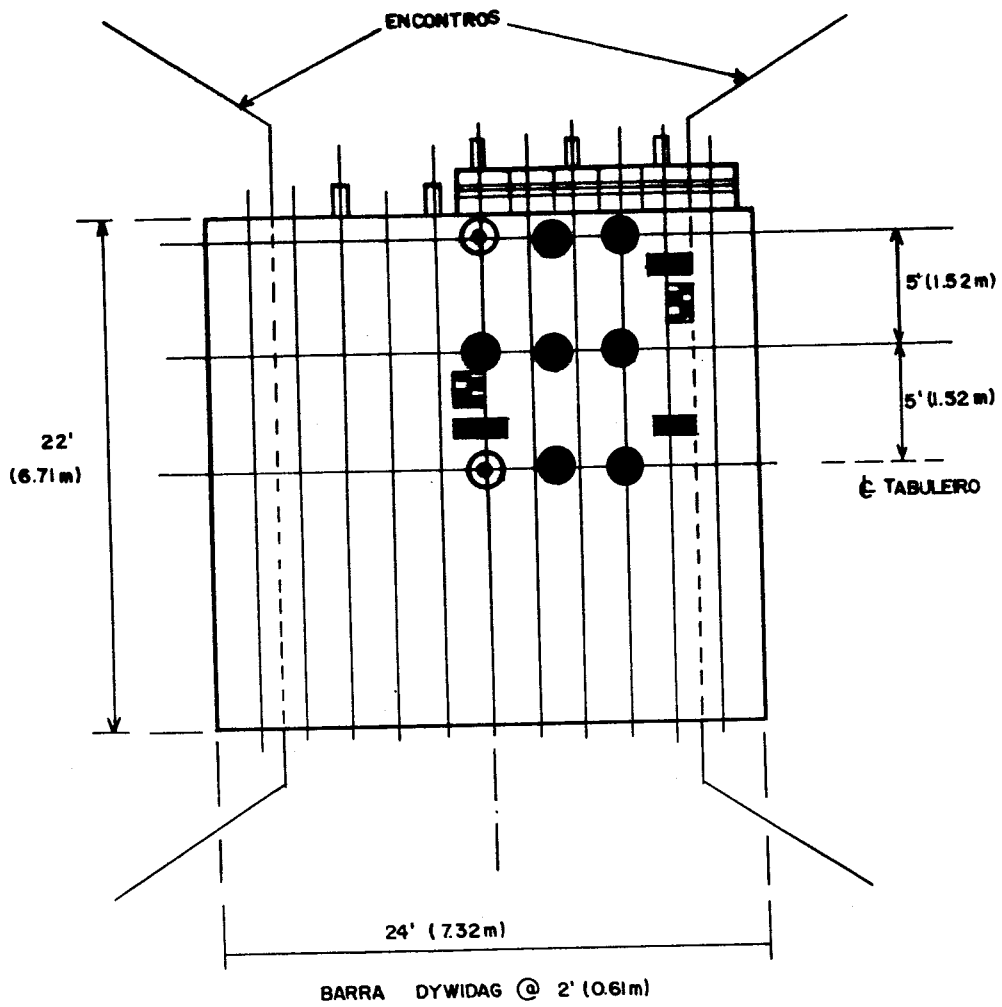
a) Detalhe Padrão

b) Detalhe com os feixes de Mola Belleville.



## ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO TABULEIRO

*Como esta ponte tem caráter experimental uma série de ensaios de curta e de longa duração serão realizados. Antes de se abrir a ponte ao tráfego será completado um programa de ensaios estáticos e dinâmicos. Aqui, a reação da estrutura da ponte a um caminhão plenamente carregado será avaliada. Um sistema de medição e controle à distância foi desenvolvido para determinar os efeitos a longo prazo do tratamento com CCA. O sistema remoto está capacitado a registrar continuamente as forças nas barras de protensão, deslocamentos transversais do tabuleiro, teor de umidade da madeira, temperatura ambiente. Estes sensores serão lidos periodicamente por 5 anos.*



LEGENDA	
	CÉLULA DE CARGA
	MOLAS BELLEVILLE
	LVDT
	POTENCIÓMETRO
	SENSOR DE TEMPERATURA
	SENSOR DE UMIDADE

FIGURA B.6 - Planta de Instrumentação para a Merrills Bridge

O esquema de instrumentação mostrado na Figura B.6 indica a posição dos diversos tipos de transdutores que permanecerão no tabuleiro por um período de 5 anos. As forças em 5 das barras de protensão são medidas utilizando-se células de carga que foram feitas para esta finalidade. O projeto da célula de carga, mostrado na Figura 5, consiste em uma seção de um tubo de aço de 4" (10.08 cm) de altura por 3" (7.62 cm) de diâmetro, com um furo longitudinal central de 1" (2.54 cm) de diâmetro. O tubo foi usinado e desgastado na região central para receber duas rosetas 90° de strain gauges Micro Measurements (CEA-06-250 UT-350), configurados em Ponte Wheatstone Completa, que compensa as variações de temperatura. Estes extensômetros foram colados usando um adesivo AE-10, curado a quente. Para proteção contra a agressividade do ambiente, os extensômetros foram envolvidos por uma camada de borracha (capa M-COAT J) e a cavidade do tubo foi preenchida com borracha de silicone. Para proteção mecânica adicional, um tubo de PVC foi colocado em todo o contorno e foi colado ao tubo de aço com silicone.

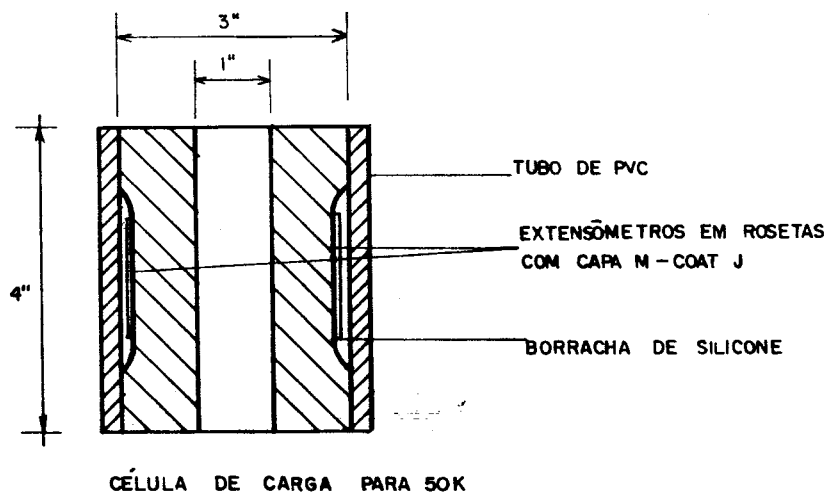
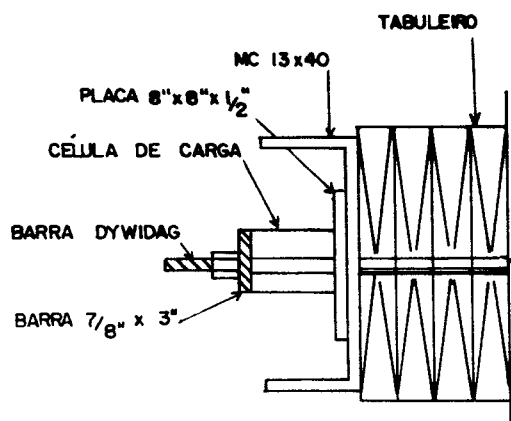
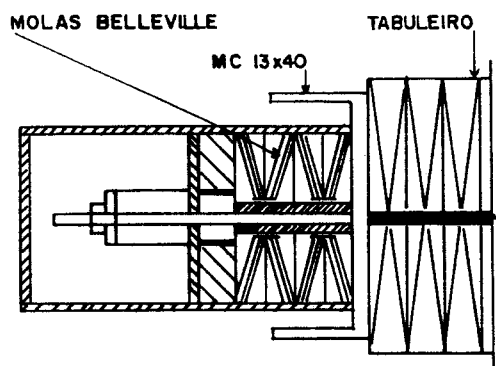


FIGURA B.7 - Detalhes da célula de carga

As barras DYWIDAG foram estendidas para receber as células de carga como mostra a Figura B.8. Quando o apoio é realizado contra as Molas Belleville (Figura B.8b), uma placa de 10" de diâmetro (25.4 cm) e 7/8" de espessura (2.23 cm) e uma placa de fechamento de 3" (7.62 cm) de diâmetro são utilizadas. A barra de protensão é ancorada na outra extremidade do tabuleiro conforme mostrado na Figura B.5a, mantendo, assim, a célula sob compressão.



a. ANCORAGEM TIPO 3



b. ANCORAGEM TIPO 4

FIGURA B.8 - Instalação da célula de carga nas ancoragens :

- a) sem os conjuntos de molas.
- b) com os conjuntos de Molas Belleville.

Os deslocamentos transversais são medidos em nove posições utilizando-se transdutores de deslocamento LVDT e potenciômetros. Apenas dois LVDT's Schaevitz (2000 HR) são utilizados devidos ao seu custo relativamente alto. Este dispositivo tem curso em um intervalo de  $\pm 2$  polegadas ( $\pm 50.8$  mm) e opera em temperaturas entre  $- 65^{\circ}$  F até  $300^{\circ}$  F ( $- 48.3^{\circ}$  C até  $149^{\circ}$  C). Os LVDT's deverão ser colocados no meio do vão, um no meio do tabuleiro e outro na borda livre. Sete potenciômetros são colocados nos outros locais, em uma quarta parte do tabuleiro para monitorar completamente as deflexões nesta região. Um potenciômetro Bourns tipo 199 com um curso de 1.83 polegadas (46.48 mm) foi escolhido para esta finalidade.

Todos os transdutores de deslocamento foram montados em uma armação de alumínio que atravessa a face inferior do tabuleiro e estão orientadas perpendicularmente à superfície inferior do tabuleiro.

A flutuação da umidade deverá ser acompanhada através de sensores Delmhorst HS-1. Estes sensores estarão permanentemente embutidos na madeira. Para se minimizar os problemas com os medidores de umidade resistivos na madeira tratada com CCA, cada sensor contém um elemento de madeira não-tratada que está firmemente posicionado em contato com a madeira original. As propriedades deste elemento de madeira são determinadas acuradamente pelo fabricante do sensor, por esta razão fornecendo bom controle e resultados confiáveis. Alterações no teor de umidade são indicadas por alterações na resistência do elemento de madeira. Os transdutores deste tipo têm uma reação muito lenta com o tempo porque o teor de umidade do sensor necessita alcançar o equilíbrio com a umidade da madeira adjacente.

#### **AVALIAÇÃO PRELIMINAR**

O tabuleiro da ponte experimental passará primeiro por uma série de ensaios estáticos. Um caminhão HS 20 (20 ton) será levado à ponte e parado em várias posições. As deformações transversais e as forças nas barras de aço colocadas na ponte serão medidas. Os resultados destes

ensaios serão subseqüentemente comparados com uma análise por elementos finitos de forma a avaliar o comportamento do tabuleiro e a validade da abordagem simulada (modelo computacional).

A influência das forças dinâmicas na ponte também será medida, pois o carregamento dinâmico do sistema na ponte é mais representativo. O caminhão HS 20 será dirigido através da estrutura em velocidades variando de 25 a 60 mph (40.225 a 96.54 Km/h) e a resposta dos transdutores de deslocamento e das células de carga serão registrados com o uso de um sistema de aquisição de dados portátil. Também serão usados acelerômetros, temporariamente, durante este ensaio, e removidos após sua finalização.

#### SISTEMA DE MONITORAÇÃO À DISTÂNCIA

Um sistema remoto, baseado em microcomputador, de acompanhamento da performance da ponte, mostrado na figura B.9, é utilizado para permitir o registro contínuo do comportamento da ponte utilizando um sistema de aquisição de dados de campo (SADC). A longo prazo, este sistema automático de carregamento/recuperação é mais eficaz do que um sistema de registro portátil, tanto econômica quanto cientificamente. O modelo Zi-Tech DT1001 tem 23 canais, é completamente programável, capaz de armazenar 11000 leituras e trabalha no intervalo de temperaturas de -4 a 150 Farenheit (-20 a 63 Celsius). Pode ser configurado para adaptar-se à interface de comunicação RS232 em série e é programado por um computador-base, e as leituras chegam ao computador-base através das linhas seriadas. Quando utilizado em campo para acompanhamento à distância, este dispositivo pode ser acoplado a um modem onde os dados são, convenientemente, transmitidos através da linha telefônica.

Uma vez que as leituras da instrumentação estejam carregadas no computador, via modems, o processamentos dos dados pode ser feito usando software de aplicação do usuário ou comerciais. Um pacote de

comunicação sob medida foi escrito para simplificar a transferência de dados.

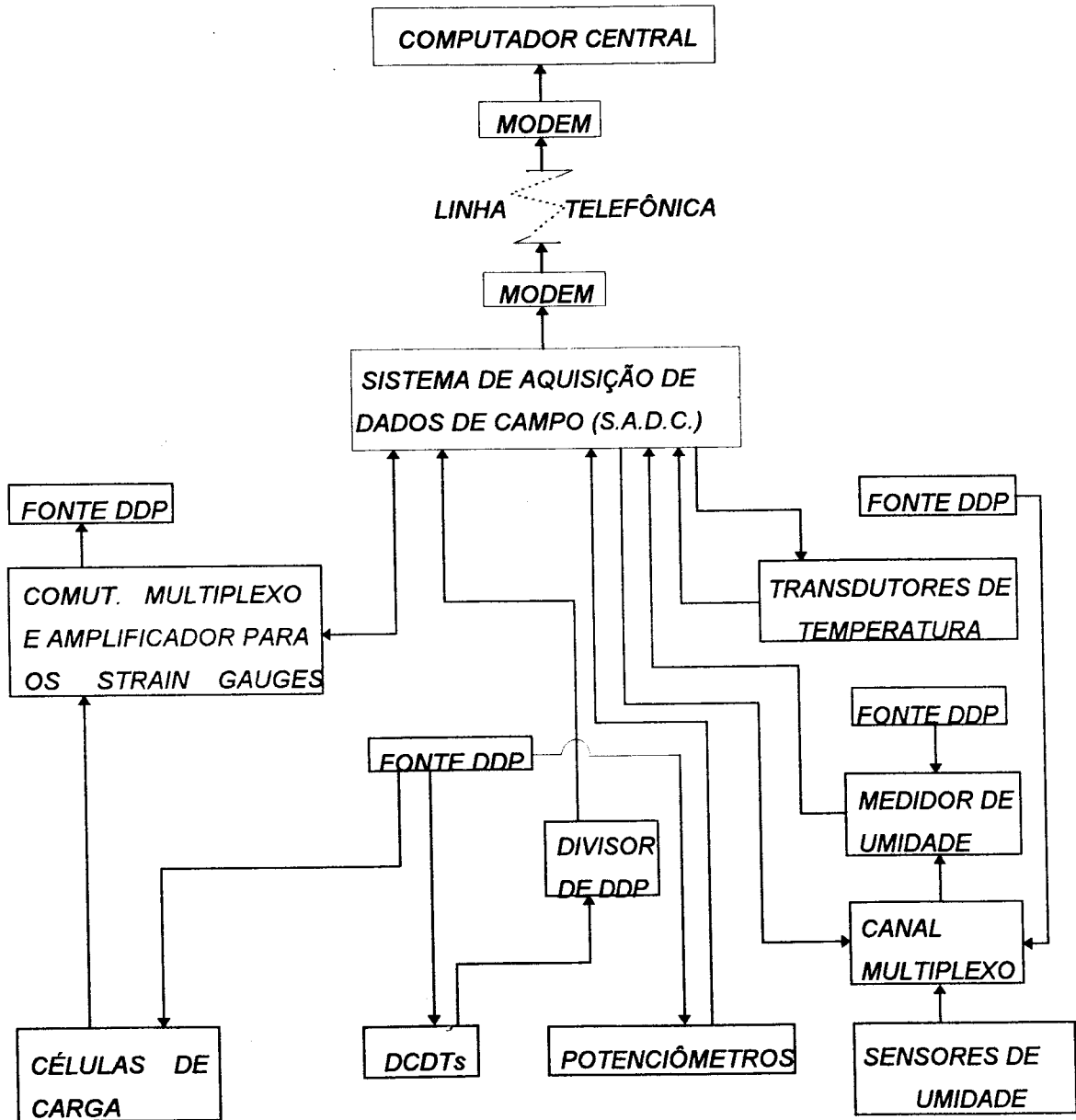


FIGURA B.9 - Programação do Sistema de Monitoração à Distância

Os sinais de instrumentação são enviados de forma analógica para o SADC em vários padrões. Os sinais das células de carga são primeiro amplificados através de um módulo Analog Devices 1B 31AN de amplificação de deformações. Para dividir o alto custo de se utilizar um amplificador para cada célula de carga, um acionador controlado remotamente foi projetado. O comutador é ativado por um sinal digital enviado a partir do SADC. Os sinais dos DCDTs e dos potenciômetros são enviados diretamente ao SADC. O SADC tem todos os circuitos necessários para a leitura dos sensores de temperatura. Os sensores de umidade são lidos através de um único canal de entrada e são presos por um comutador digital, a um medidor de umidade Delmhorst G-30 que foi modificado para fornecer uma saída analógica.

A instrumentação será acomodada em uma caixa isolada, segura, colocada nas vizinhanças da ponte. A caixa de instrumentação contém uma unidade de aquecimento controlada termostaticamente que protegerá o equipamento de temperaturas extremamente frias. Os cabos de instrumentação serão colocados em tubulação de PVC ligando o transdutor até à caixa de instrumentação.

## RESUMO E CONCLUSÕES

Usar o tratamento de CCA em tabuleiro de madeira tensionado pode levar a uma série de problemas; por esta razão, sistemas preliminares (protótipos) serão projetados e monitorados com cuidado.

Características únicas embutidas no projeto de uma ponte de madeira de eastern hemlock em placa foram descritas. Um estudo cuidadoso do desempenho estrutural está planejado.

Ensaio estáticos e dinâmicos serão completados antes da abertura da estrutura ao tráfego.

O comportamento a longo prazo deste sistema será acompanhado de perto por um período de 5 anos utilizando o mais atual sistema remoto de monitoração de pontes.



*Os pesquisadores planejam publicar os resultados dos ensaios iniciais e a monitoração a longo prazo quando se tornarem disponíveis.*

*Uma recomendação final sobre a viabilidade do tratamento com CCA aguarda o resultado deste e de outros experimentos semelhantes.*

## **ANEXO C**

**ANEXO C.1**

## **Avaliação Analítica e Experimental de Tabuleiros de Pontes de Madeira Laminados Protendidos**

*Oliva, M.G.; Dimakis, A.G.; Ritter, M.A.; Tuomi, R.L. FPL RP495 (1990)*

### **1. INTRODUÇÃO**

*A protensão transversal ou a laminação tensionada de um tabuleiro capacita a transferência de esforços cortantes entre lâminas por outros meios, diferentes de conectores. A carga da roda do veículo é distribuída entre as lâminas neste novo sistema através da flexão e do atrito quando o tabuleiro é reunido pela laminação tensionada. O tabuleiro será capaz de resistir à flexão transversal se a compressão prévia for suficientemente elevada para neutralizar as tensões de tração da flexão transversal. Com esta combinação de transferência de cargas e mecanismos resistentes, o tabuleiro de madeira laminada tensionada supera o desempenho de tabuleiros pregados, evitando os problemas de deterioração. Entretanto, é essencial que uma pré-compressão suficiente seja induzida durante a construção e permaneça no tabuleiro ao longo de sua vida em serviço se se quiser sucesso na laminação tensionada. O sistema laminado tensionado é um sistema relativamente novo na construção de pontes. Por este motivo, métodos compatíveis precisam ser identificados e desenvolvidos para a aplicação da protensão, para se determinar os níveis iniciais de tensionamento que devam compensar as perdas esperadas ao longo do tempo e para estimar a capacidade resistente destas pontes.*

#### **1.1. Antecedentes**

*A Secretaria de Transportes dos Estados Unidos elaborou em 1982 o Terceiro Relatório Anual para o Congresso, fornecendo uma descrição definitiva da condição deteriorada das pontes do sistema rodoviário do país.*

*Duzentas e quarenta mil pontes foram relacionadas com estruturalmente deficientes ou funcionalmente obsoletas, representando um custo estimado de substituição de US\$ 18,800,000,000.00 (Dezoito bilhões e oitocentos milhões de dólares).*

*Em 1984, Mc WILLIAMS indicou que a FHWA (Federal Highway Administration) encontrou nas piores condições o sistema viário rural (vicinais), com 90% das deficiências notadas nas pontes.*

*O declínio continuado na qualidade do sistema rodoviário, e das pontes em particular, é devido à idade avançada, manutenção adiada e ao carregamento mais pesado ou mais freqüente dos caminhões. Aproximadamente 140.000 pontes do sistema rural têm mais de 40 anos e foram projetadas para cargas mais baixas do que as atualmente utilizadas nos cálculos ou experimentadas pelas pontes hoje em dia.*

*A primeira utilização do sistema laminado protendido para recuperar e melhorar a capacidade dos tabuleiros laminados pregados e, posteriormente, para a construção de pontes em substituição às existentes ocorreu em Ontário, Canadá. As pesquisas completadas pelo Ministério de Transportes e Comunicações (MTC) de Ontário e a Universidade Queen's (BATCHELOR et al 1979, 1981, 1982; TAYLOR 1981) mostraram que o pós-tensionamento melhorou consideravelmente as características de distribuição de cargas dos tabuleiros. Com base nestas descobertas, o Ontário Highway Bridge Design Code (OMTC, 1983) traz especificações para o projeto de sistemas de tabuleiros de madeira laminada tensionados que têm perfís "C" como anteparo da protensão, ao longo da face do tabuleiro, para distribuir o tensionamento. As técnicas de cálculo do Código Normativo de Pontes Rodoviárias em Ontário (OHBDC) variam significativamente das disposições atuais da American Association of State Highways and Transportation Officials, Especificações Padrão para Pontes Rodoviárias (AASHTO, 1989). A distribuição de cargas assumida no Código de Ontário para as pontes protendidas é consideravelmente maior do que os correntemente admitidos nas Especificações da AASHTO para as pontes de*

*tabuleiro pregados - as Especificações da AASHTO não têm fatores de distribuição para pontes protendidas.*

*Embora as pontes protendidas pareçam ser um sucesso em Ontário, há falta de informação qualificada a respeito da perda de protensão com o tempo, da distribuição ótima da protensão, sobre efeitos ambientais e as características reais de distribuição de carga. Diretrizes simples para o cálculo também são necessárias. Parecem necessárias pesquisas adicionais, particularmente com modelos em escala grande para identificar mais claramente os problemas ou benefícios associados com a construção dos protótipos deste tipo de sistema.*

*A construção e ensaio do tabuleiro, descritos neste relatório, designado com tabuleiro FPL, seguiu um programa de pesquisa sobre outro tabuleiro laminado tensionado, como parte da pesquisa da Universidade de Wisconsin em tabuleiros de madeira serrada laminada, tensionados. O tabuleiro precursor, que será referido aqui, foi denominado Tabuleiro Wheeler e foi montado utilizando lâminas de madeira de 4" x 16" (10,16 cm x 40,64 cm) com vão livre de 48' (14,63 m). A descrição completa da construção e ensaio daquele tabuleiro foi relatada por OLIVA E DIMAKIS (1986).*

## 1.2. OBJETIVOS

*O objetivo foi verificar os comportamentos de tabuleiros de pontes sob carregamentos simulados de caminhões, que foram identificados primeiramente nos estudos realizados em Ontário, e o método de cálculo geral compilado em Ontário (OHBDC).*

*Objetivos complementares incluem o desenvolvimento de uma técnica analítica de modelos para prever o comportamento de tabuleiros laminados tensionados e identificação de novos sistemas de tensionamento e ancoragem que pudessem substituir economicamente os métodos exigidos pela abordagem feita em Ontário*

### 1.3. ALCANCE

*Este relatório descreve a primeira parte de um grande programa de pesquisa sobre desempenho dos tabuleiros laminados tensionados em tamanho real. Vários ensaios com carregamentos simulados de caminhões foram realizados em pontes, com e sem os perfis de aço, "C", colocados nas bordas do piso, para se investigar a resitência às cargas e a distribuição da protensão induzida, a partir das barras de protensão, dentro do tabuleiro, incluindo a possibilidade de substituir os perfis de aço por sistemas alternativos. Os tabuleiros passaram por vários ensaios de carregamento no Laboratório de Ensaio de Estruturas e Materiais da Universidade de Wisconsin e o trabalho básico de correlação analítica foi completado.*

### 2. PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

*As verificações que se deseja fazer sobre as conclusões relatadas nos estudos realizados em Ontário e o desenvolvimento de novos e mais econômicos métodos de tensionamento apenas poderiam ser adquiridos através de uma série de ensaios experimentais. A simulação analítica da reação dos tabuleiros de pontes também poderia ser utilizada para examinar como um amplo leque de modificações poderia melhorar o comportamento da ponte - mas, primeiro, as técnicas de análise foram verificadas através da comparação com os dados experimentais.*

*Várias pontes de configurações diversas foram ensaiadas em laboratório para medir sua capacidade resistente geral com laminações dispostas ao longo de todo o vão, contínuas ou com juntas de topo. A interferência das disposições construtivas no sistema de protensão, como espaçamento das barras de protensão, o uso de perfis de aço contínuos ou placas de aço discretas junto às ancoragens das barras, foram medidas através da comparação da performance da ponte quando tais arranjos foram modificados. Alcançar o nível necessário de tensionamento, sem a utilização do macaco hidráulico, também foi tentado nos estudos de laboratório,*

utilizando-se barras com roscas especiais e apertando-se as porcas de ancoragem até um torque especificado.

## 2.1. CONSTRUÇÃO DO TABULEIRO

Os tabuleiros de pontes construídas no laboratório, de madeira laminada tensionada (mlt) eram da configuração e componentes descritos a seguir:

- a) O tabuleiro tinha 24 pés (7,315 m) de extensão, com vãos de 12 pés (3,66 m) e 23.5 pés (7,16 m) e 8 pés e 8 pol. (2,64 m) de lagura, feitos com 70 lâminas verticais, aparelhadas em dimensões nominais de 2" x 12" (5,08 cm x 30,48 cm) de Douglas Fir n° 1 ou melhor;
- b) Um perfil de aço (C10x15) foi utilizado em ambos os lados do tabuleiro quando necessário para realizar os ensaios, em combinação com placas de suporte pequenas;
- c) As barras de protensão eram espaçadas a cada 2 pés (0,61m) ou 4 pés (1,22 m);
- d) As barras de protensão eram de  $\frac{3}{4}$ " (19mm) de diâmetro, aço de 15.000 lb/in<sup>2</sup> (10.546 kgf/cm<sup>2</sup> - 105 kN/cm<sup>2</sup>) e placas de 9"x9"x  $\frac{3}{4}$ " (22,86 cm x 22,86 cm x 19mm) foram utilizadas como placas de suporte quando os perfis de aço não foram utilizados.

O projeto da ponte experimental foi feito em concordância geral com as especificações de cálculo do OHBDC. Na primeira configuração, o tabuleiro foi construído com peças de 2"x12"x24' (5,08 cm x 30,48 cm x 7,32 m) com lâminas integrais. Subseqüentemente, as laminações foram cortadas para os comprimentos de 6', 10', 14' e 18' (1,83 m, 3,05 m, 4,27 m e 5,49 m) e dispostas lado a lado de tal forma que as juntas de topo ocorressem em uma seqüência precisa e determinada.

O tabuleiro foi testado em dois vãos diferentes, 12 pés e 24 pés (3,66 m e 7,32 m). Inicialmente, as barras para realizar a protensão do tabuleiro foram posicionadas a cada 2 pés (0,61 m) e, posteriormente, 4 pés (1,22 m) para se investigar os efeitos do espaçamento na rigidez e na distribuição da protensão.



A construção do tabuleiro foi possível sem uso de maquinário pesado. Várias das lâminas foram transferidas do estoque do laboratório para a sua posição final e as barras foram inseridas através de furos previamente realizados. A flexibilidade das pequenas barras de protensão (  $\frac{3}{4}$ " de diâmetro - 19mm) e os problemas de perda de alinhamento tornaram necessários que se montasse o tabuleiro com a inserção simultânea das barras de protensão. Quando todas as peças estavam no seu lugar o sistema foi, então, tensionado.

O objetivo de se desenvolver um método simples de tensionamento foi buscado através da tentativa de se proceder a um torque manual como meio de aplicação da protensão relacionando a tração da barra com o torque efetuado em uma porca de ancoragem. As barras de alta resistência com roscas especiais tratadas, produto industrial da Dywidag Inc., que foram utilizadas no Tabuleiro Wheeler, não podem ser confiavelmente calibradas devido ao grande passo da rosca. As barras utilizadas neste tabuleiro eram rosqueadas em máquina padrão com o passo bastante pequeno. Os ensaios de aferição de torque foram feitos usando uma chave de porca antes de ensaiar os tabuleiros e forneceram resultados não confiáveis. Uma tentativa de melhorar os resultados utilizando arruelas de Teflon foi mal-sucedido, e esse procedimento foi abandonado. Todas as outras protensões foram realizadas utilizando o macaco hidráulico e bomba.

O maior problema encontrado durante a construção foi a inserção das barras através dos furos previamente realizados. O desalinhamento dos furos ou empenamento da madeira pode atrasar a construção consideravelmente. Os furos poderiam ser feitos com o dobro do diâmetro das barras para viabilizar melhor inserção.

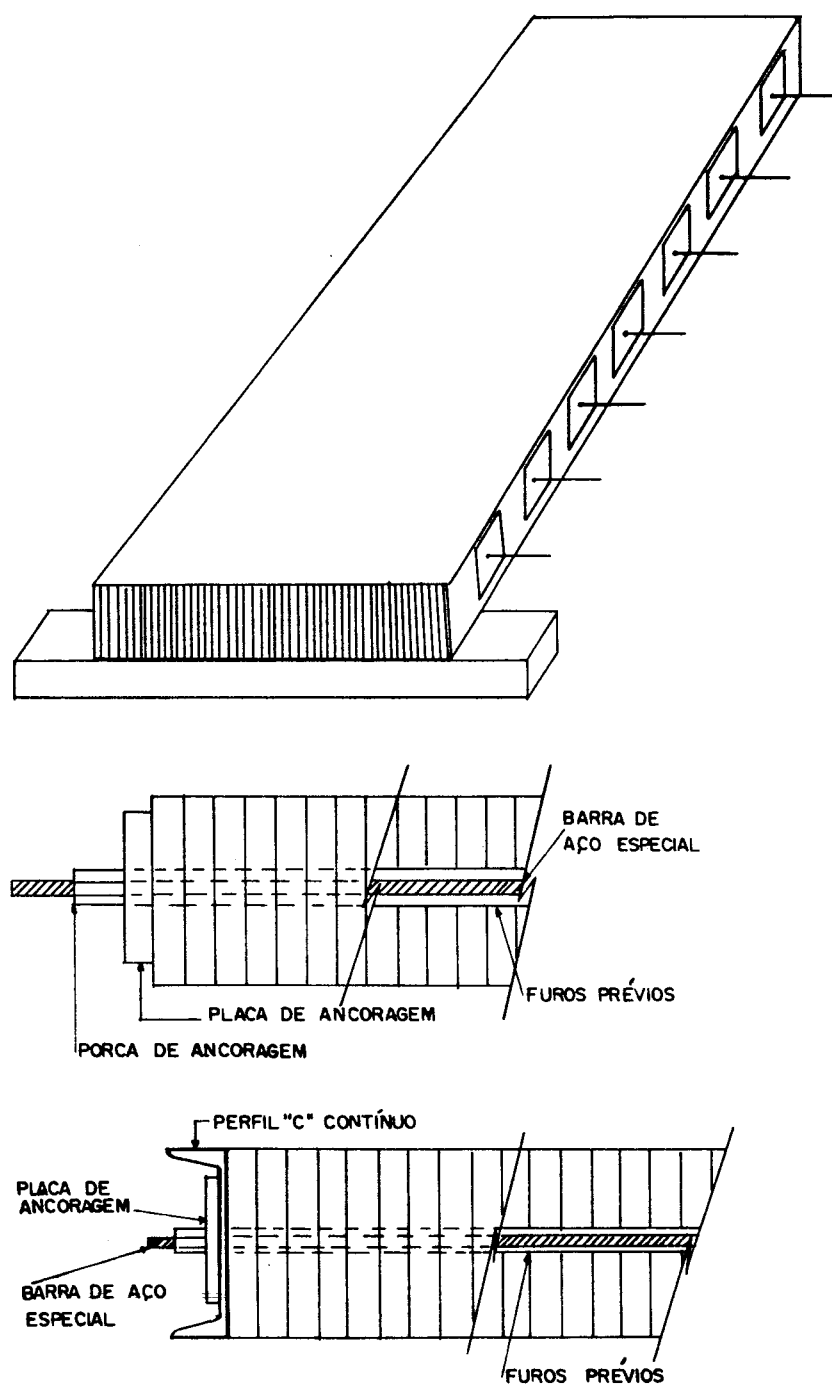


FIGURA C.1 - Tabuleiro FPL e suas configurações de ensaio (sem e com perfis "C").

## 2.2. ENSAIOS DO TABULEIRO

*Dois tipos de comportamento foram investigados durante a fase experimental da pesquisa. Primeiro, os ensaios foram conduzidos para obter o comportamento estrutural de compartilhar a ação das cargas dos veículos sob uma carga simulada de duas rodas de caminhão, aplicada em várias posições. Esta informação foi utilizada para medir-se a rigidez do tabuleiro e para verificar a capacidade de análise do tabuleiro pela teoria de placa ortotrópica.*

*Em segundo lugar, os ensaios para se verificar a distribuição relativa das tensões de compressão induzidas pela protensão na madeira foram realizados para se analisar a eficácia dos perfis de aço e dos métodos alternativos em distribuir uniformemente as tensões na madeira.*

### 2.2.1. Propriedades dos Materiais

*O módulo de elasticidade longitudinal na direção das lâminas (Módulo de Young, MOE) é independente do nível de protensão no tabuleiro (BATCHELOR et al, 1981). Por esta razão, todas as peças do tabuleiro foram ensaiadas para se determinar esta propriedade medindo sua freqüência natural de vibração na flexão - antes de se montar o tabuleiro.*

### 2.2.2. Carregamentos

*O tabuleiro tensionado foi carregado com uma força simulando duas rodas colocadas no meio do vão. A carga foi aplicada em uma área de 19.5" (49,53 cm) transversal e 15" (38,1 cm) longitudinal (1887cm<sup>2</sup>). Três diferentes tipos de carregamento foram aplicados: uma carga concentrada, duas cargas concentradas aplicadas simetricamente em uma faixa e duas cargas concentradas aplicadas assimetricamente na faixa, vão de 23.5' (7,16 m) e 12' (3,66 m).*

*Estes procedimentos de ensaios foram seguidos enquanto se variou os espaçamentos de barras e configurações do tabuleiro, como descritos abaixo.*

*2.2.2.1. Barras espaçadas a intervalos de 2 pés (0,61 m).*

*Ensaio foram conduzidos com as laminações contínuas em todo o vão para sete níveis de compressão por protensão, 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 75 - 100 lb/in<sup>2</sup> (0,703 - 1,406 - 2,109 - 2,812 - 3,515 - 5,273 - 7,030 kgf/cm<sup>2</sup>).*

*2.2.2.2. Barras espaçadas a intervalos de 4 pés (1,22 m).*

*Ao completar-se os ensaios anteriores, cada barra alternada foi retirada e o tabuleiro foi ensaiado em cinco níveis diferentes de protensão interna, 10 - 20 - 30 - 40 - 50 lb/in<sup>2</sup> (0,703 - 1,406 - 2,109 - 2,812 - 3,515 kgf/cm<sup>2</sup>). A força de tração em cada barra teve de ser dobrada para obter o mesmo nível de protensão do caso anterior. Cada lâmina individual era contínua em todo o vão.*

*2.2.2.3. Tabuleiro com perfis de aço em suas bordas longitudinais.*

*Um perfil de aço em cada borda do tabuleiro substituiu as placas de 9"x9" (22,86 cm x 22,86 cm) de aço nas ancoragens das barras de protensão, e os ensaios foram feitos apenas para um nível de protensão, igual a 50 lb/in<sup>2</sup> (3,515 kgf/cm<sup>2</sup>).*

*2.2.2.4. Tabuleiro com juntas de topo.*

*Uma melhoria do tabuleiro tensionado é que lâminas mais curtas que o vão total podem ser utilizadas, porque o sistema depende fundamentalmente do atrito desenvolvido entre as lâminas para distribuir a carga. As lâminas do tabuleiro, que eram inicialmente de tamanho igual ao vão, foram cortadas de modo pré-determinado, para avaliar o efeito das juntas de topo na rigidez do tabuleiro. As lâminas, cortadas em comprimentos de 6', 10', 14' e 18' (1,83m; 3,05m; 4,27m e 5,49m, respectivamente) foram posicionadas de forma tal que as juntas de topo aparecessem em seqüência:*

- a) apenas uma lâminas em cada quatro tem junta de topo em quaisquer trechos de 4 pés (1,22m) de comprimento da ponte;
- b) juntas de topo em lâminas adjacentes estavam separadas no mínimo de 4 pés (1,22m) na direção do vão;

Os ensaios na ponte com lâminas curtas foram realizados para um nível de protensão de  $50 \text{ lb/in}^2$  ( $3,515 \text{ kgf/cm}^2$ ).

#### 2.2.2.5. Tabuleiro com juntas de topo e perfís de aço nas bordas.

Os perfís de aço substituíram as placas de ancoragem de 9"x9" (22,86 cm x 22,86 cm) e os mesmos ensaios foram realizados. O nível de protensão do tabuleiro foi de  $50 \text{ lb/in}^2$  ( $3,515 \text{ kgf/cm}^2$ ).

**ANEXO C.2**

## Ensaio de Placa

### 1. ENSAIOS DE PLACA PARA OBTENÇÃO DE CONSTANTES ELÁSTICAS

Um método proposto por TSAI (1965) foi utilizado para obter as constantes elásticas  $G_{LT}$  e  $E_T$  para diversos níveis de protensão. O método envolve ensaios de torção em três placas quadradas com diferentes orientações das laminações. Dados destes ensaios foram utilizados para o desenvolvimento de relações entre os módulos elásticos efetivos e o nível de protensão existente no tabuleiro.

### 2. MÓDULO DE YOUNG (MOE)

Uma máquina classificadora dinâmica por módulos de elasticidade (MOE) do Forest Products Laboratory (FPL) foi utilizada para obter o módulo de elasticidade longitudinal de cada lâmina 2"x12" (5,08cm x 30,48cm). Cada lâmina foi posicionada sobre apoios simples pela face mais larga, tendo as dimensões medidas. Então, uma vibração livre foi imposta à barra, e um dispositivo sensor forneceu o período natural da lâmina vibrante - esta informação foi utilizada para se obter o MOE, módulo efetivo paralelo às fibras. Cada viga foi ensaiada três vezes. O valor médio de 78 peças foi de  $1.77 \times 10^6 \text{ lb/in}^2$  ( $124.400 \text{ kgf/cm}^2 - 1.244 \text{ kN/cm}^2$ ), com um coeficiente de variação de 22.1%. Esta média foi usada no estágio de análise deste estudo.

### 3. ENSAIOS DE TORÇÃO

Os módulos de elasticidade  $E_T$  e  $G_{LT}$  (elasticidade transversal às fibras e de cisalhamento) são geralmente expressos em termos do módulo longitudinal (MOE),  $E_L$ . Relações típicas que são utilizadas para os tabuleiros de madeira laminada colada ou sólida são:

$$E_T = 0.050 E_L$$

$$G_{LT} = 0.078 E_L$$

Estas relações, quando aplicadas em uma pesquisa precursora (OLIVA e DIMAKIS, 1986), não forneceram boas correlações entre os valores estimados e os experimentais. Relações que forneceram mais próxima correlação entre os estimados e os experimentais foram:

$$E_T = 0.011 E_L$$

$$G_{LT} = 0.012 E_L$$

O nível adotado de protensão foi  $50 \text{ lb/in}^2$  ( $3,515 \text{ kgf/cm}^2$ ). Atualmente, o OHBDC utiliza as relações seguintes no projeto dos tabuleiros tensionados:

$$E_T = 0.050 E_L$$

$$G_{LT} = 0.078 E_L$$

Um estudo conduzido na Queen's University indicou que estas relações são válidas para tabuleiros de Red Pine sob alto nível de tensão de protensão,  $130 \text{ lb/in}^2$  ( $9,140 \text{ kgf/cm}^2$ ). Isto poderia indicar que as constantes elásticas utilizadas no OHBDC podem não ser conservativas, porque o nível desejado de protensão em um tabuleiro em condições de serviço pode estar em torno de  $50 \text{ lb/in}^2$  ( $3,515 \text{ kgf/cm}^2$ ) devido às perdas ao longo do tempo (com uma tensão inicial mínima de  $100 \text{ lb/in}^2$  ( $7,030 \text{ kgf/cm}^2$ )). Também, o mesmo estudo fornece relações até menores para o mesmo nível de protensão para outras espécies comuns, tais como Hem Fir e White Pine. Ensaios separados foram feitos para se determinar os módulos de rigidez para a madeira no tabuleiro FPL e compará-los aos módulos separados e medidos (paralelo às fibras).

Esta discussão está apresentada, sinteticamente, pelas figuras C.2 e C.3.

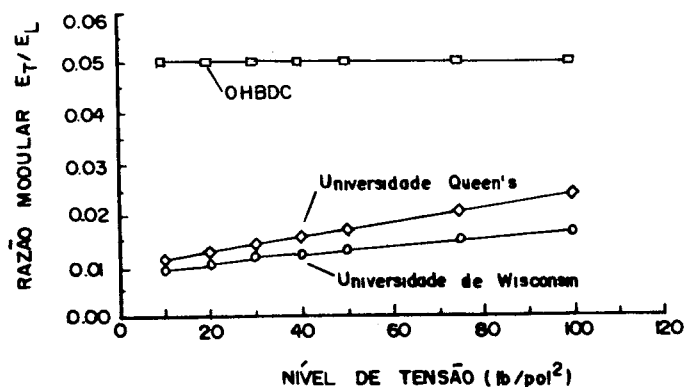


FIGURA C.2 - Gráfico comparativo dos valores encontrados em estudos anteriores,  $E_T$ .



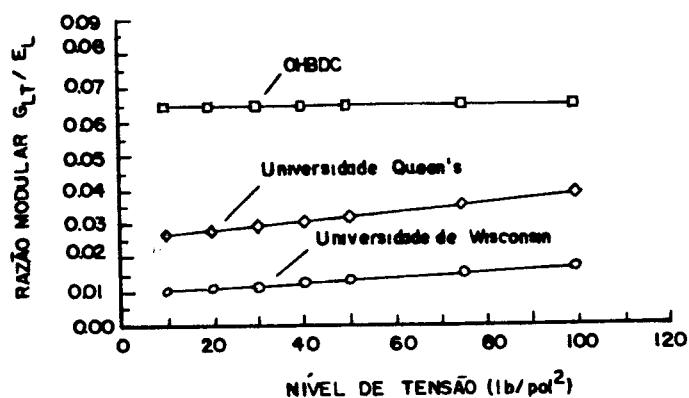


FIGURA C.3 - Gráfico comparativo dos valores encontrados em estudos anteriores,  $G_{LT}$ .

O método de ensaio usado neste estudo foi proposto por TSAI (1965) e consiste em aplicação de cargas nos cantos de várias placas em várias configurações como diagramados na figura C.4.

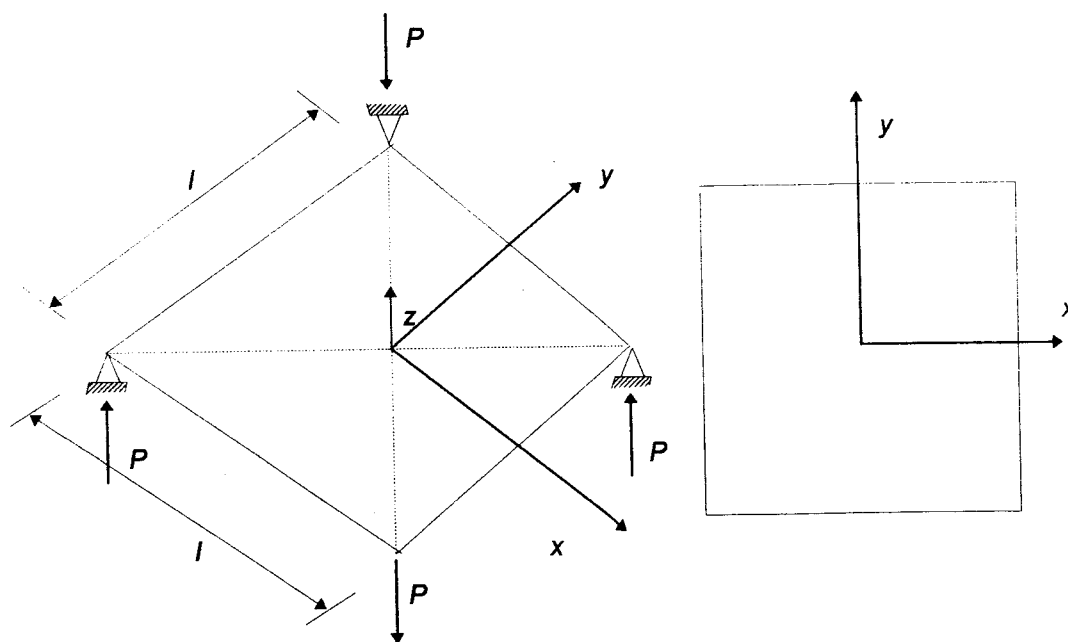


FIGURA C.4 - Esquema de carregamento para o estudo de torção de placa, para determinação das constantes elásticas.

*Antes de ensaiar, realizou-se uma análise para determinar as dimensões necessárias da placa, utilizando-se as relações da Queen's University para níveis baixos de protensão:*

$$E_T = 0.020 E_L$$

$$G_{LT} = 0.030 E_L$$

*Estimou-se que uma placa de 4pés por 4pés (1,22m x 1,22m) com 11,25 polegadas (28,575cm) de espessura deveria deslocar 1 polegada (2,54cm) no canto (0.25 polegada (0,635cm) no centro) quando submetida à torção pura com uma carga de 10.500 lb (47,6 kN) no canto. A tensão principal máxima seria então 250 lb/in<sup>2</sup> (17,577 kgf/cm<sup>2</sup> - 0,176 kN/cm<sup>2</sup>), bem abaixo das tensões admissíveis.*

*Embora uma placa mais flexível fosse preferível, limitações de espaço tornaram este intento impossível.*

*As placas dos testes foram montados sem juntas de topo entre as laminações. As configurações das placas de 0° e de +45° / -45°, e suas dimensões são mostradas nas figuras C.5 e C.6, respectivamente. Os dispositivos de medida foram um LVDT no centro da placa para medir deslocamento da linha central e um medidor ótico (relógio comparador) no canto para medir o deslocamento do canto carregado. Todos os deslocamentos foram tomados com relação a um pórtico rígido preso ao tabuleiro nos cantos apoiados da placa. As placas descansam em apoios esféricos em dois cantos e é suportada por uma barra no canto que sofre elevação.*

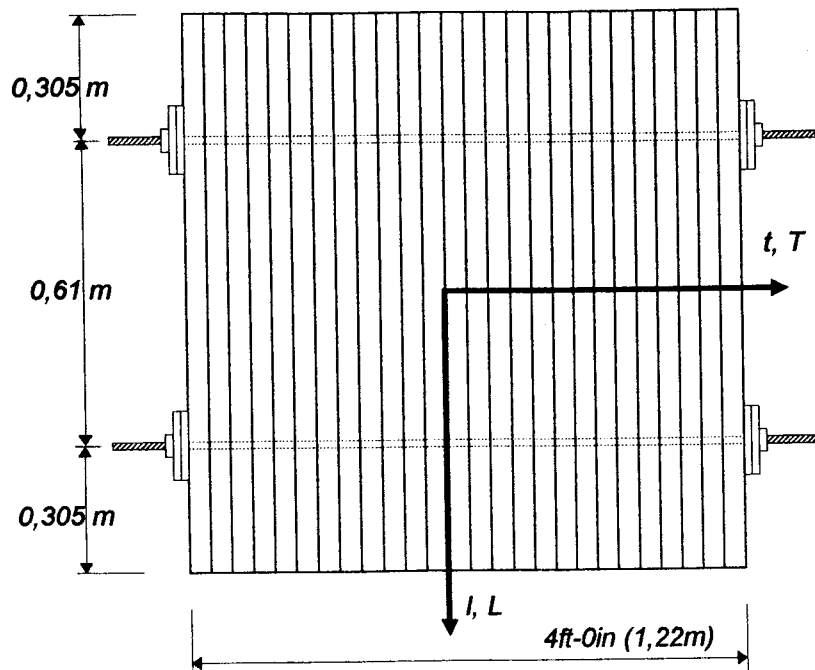


FIGURA C.5 - Planta da placa  $0^\circ$

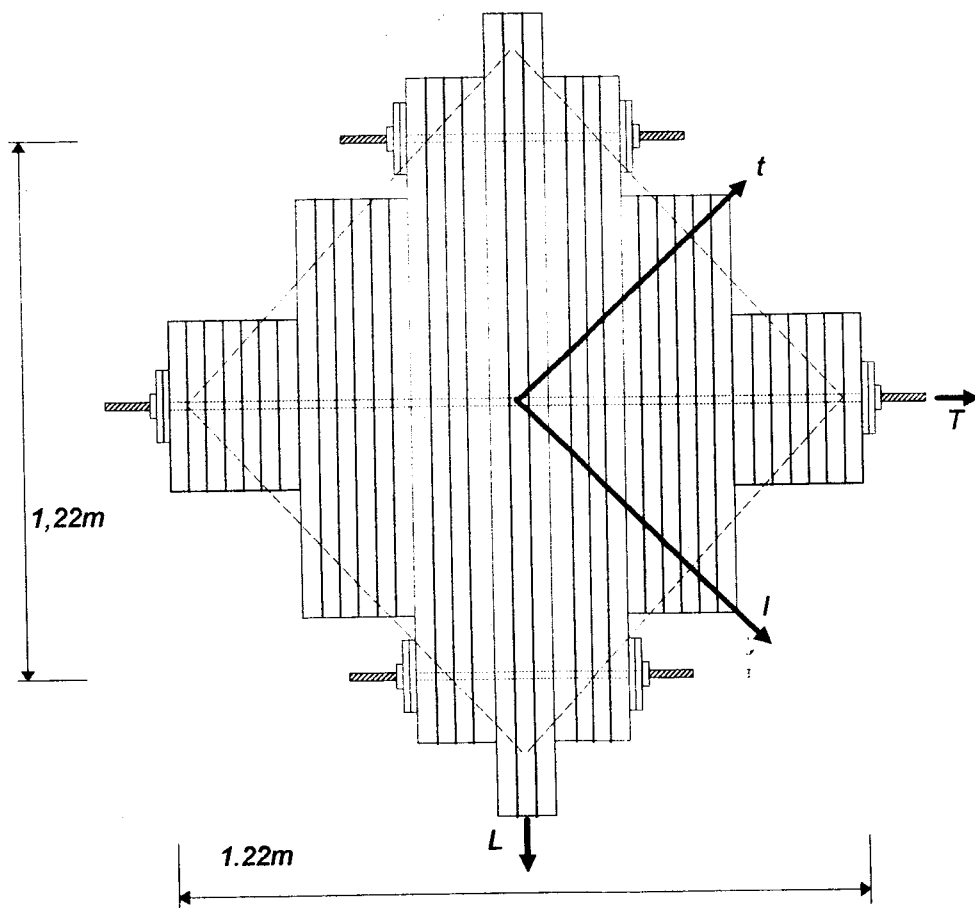


FIGURA C.6 - Planta da placa  $\pm 45^\circ$

Cada placa foi ensaiada sob sete diferentes níveis de tensão de protensão, 10; 20; 30; 40; 50; 75 e 100 lb/in<sup>2</sup> (0,703; 1,406; 2,109; 2,812; 3,515; 5,273 e 7,030 kgf/cm<sup>2</sup>) de tensão média entre as lâminas. O deslocamento do centro e a força aplicada foram registrados por um sistema de aquisição de dados. Os deslocamentos dos cantos foram lidos do relógio comparador. Células de carga foram colocadas diretamente sob os apoios e sob a carga para medir as reações externas.

Cada ensaio foi feito em 10 ciclos de 0,05 polegadas (1,27mm) de deslocamento, medidos no canto do tabuleiro para um nível de protensão em particular. A figura C.7 mostra um diagrama típico de força e deslocamento no centro, da placa de 0°. As figuras C.8 e C.9 mostram um gráfico de rigidez dos ensaios das placas +45° e -45°, respectivamente.

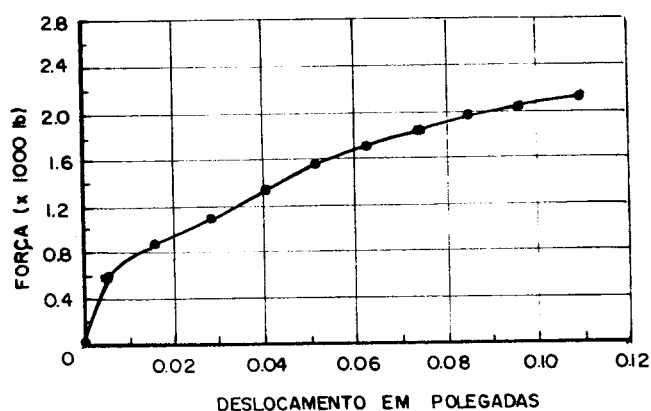


FIGURA C.7 - Resultados de ensaio da placa 0°, deslocamento no centro, carga no canto

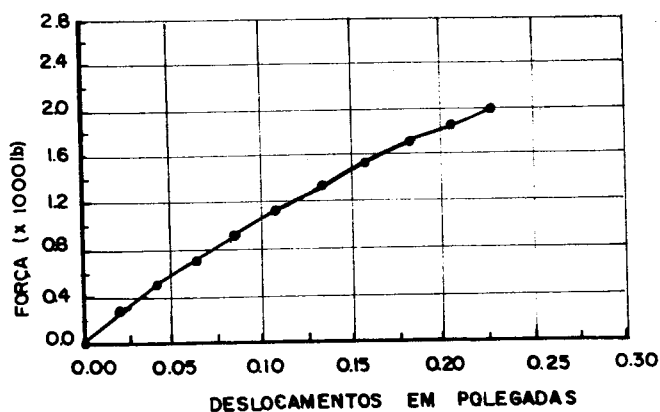


FIGURA C.8 - Resultados de ensaio da placa +45°, deslocamento no centro, carga no canto

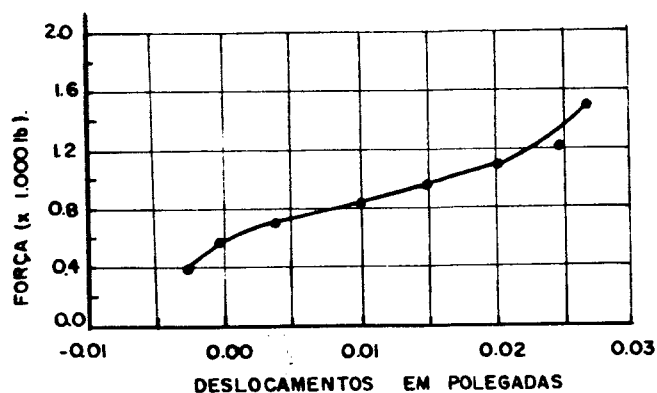


FIGURA C.9 - Resultados de ensaio da placa  $-45^\circ$ , deslocamento no centro, carga no canto

Uma análise de regressão linear foi feita nos dados dentro do intervalo elástico linear - que não foi superado - para se obter a inclinação  $P/w$  para cada nível de protensão. Esta informação foi utilizada para a obtenção dos módulos  $E_T$  e  $G_{LT}$  como uma função do nível de protensão no tabuleiro (Tabela C.1; Figuras C.10 e C.11).

TABELA C.1 - Resultados dos Ensaio de Torção

Tensão de Protensão		Rigidez Carga/Deslocamento		Módulo de Cisalhamento $G_{LT}$	
lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>
10	0.703	17000	3036	16949	1192
20	1.406	21000	3750	20937	1472
30	2.109	21200	3786	21116	1485
40	2.812	21300	3804	21206	1491
50	3.515	22800	4072	22732	1598
75	5.273	25400	4536	25324	1780
100	7.030	31700	5661	31594	2221

Tensão de Protensão Média		Rigidez Carga/Deslocamento Placa +45° / Placa +45°				Módulo de Elasticidade Transversal $E_T$	
lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>2</sup>
10	0.703	4875	871	20770	3709	12600	886
20	1.406	6650	1188	21550	3848	18950	1332
30	2.109	7150	1277	20485	3658	21630	1521
40	2.812	8110	1448	23721	4236	24190	1701
50	3.515	8220	1468	25400	4536	23850	1677
75	5.273	9640	1722	35350	6313	26080	1834
100	7.030	10310	1841	35460	6332	28800	2025

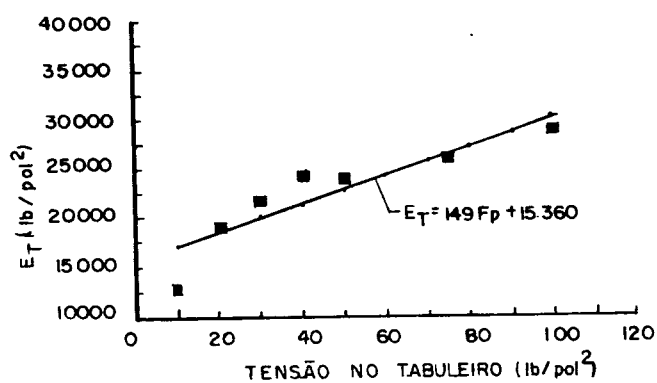


FIGURA C.10 -  $E_T$  como função da tensão de protensão no tabuleiro.

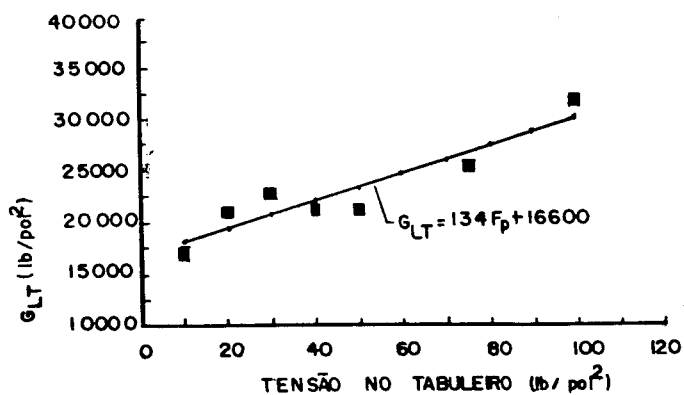


FIGURA C.11 -  $G_{LT}$  como função da tensão de protensão no tabuleiro.

## **ANEXO D**

**VEÍCULOS RODOVIÁRIOS****D1. AUDITORIA DE PESAGEM / DNER 1987-1988**

VEÍCULO 4C

VEÍCULO 2S2

VEÍCULO 2S3

VEÍCULO 3S3



## D1. CONSIDERAÇÃO A RESPEITO DAS AÇÕES MÓVEIS

*Em 1987-1988, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) realizou sistemática pesagem dos caminhões ao longo da BR-116 nos Estados de Santa Catarina, Paraná, São Paulo e Rio de Janeiro. O relatório (DNER, 1989) classificou os veículos pela tipologia e as cargas por eixo foram levantadas. Um resumo dos veículos pesados é aqui apresentado, a saber:*

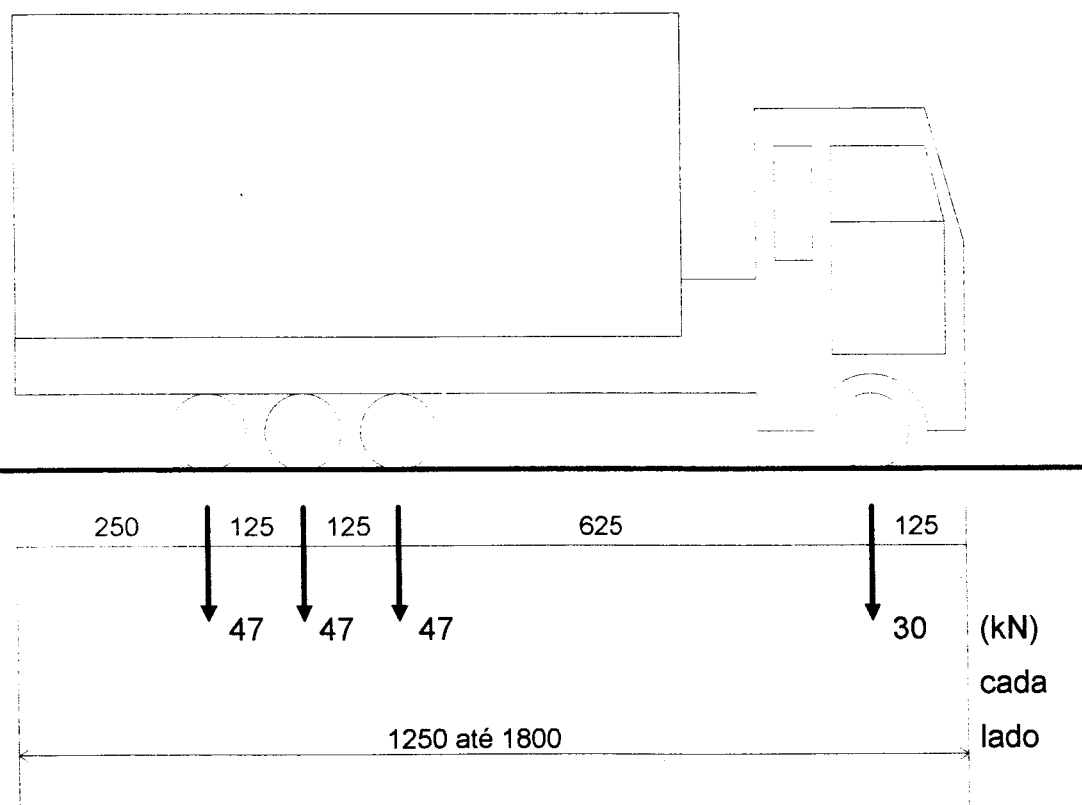
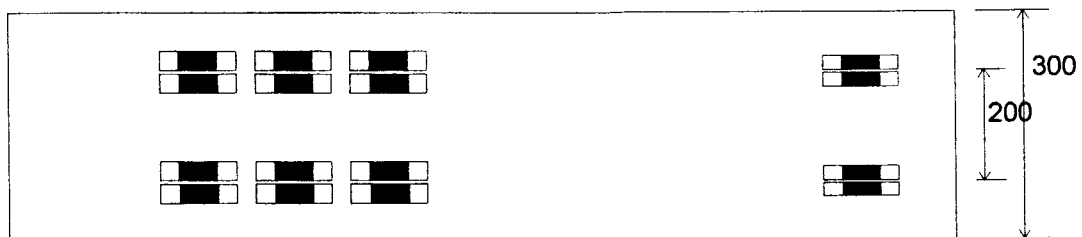
*VEÍCULO 4C - Quatro eixos, sem reboque, sendo um eixo direcional e três traseiros em tandem triplo.*

*VEÍCULO 2S2 - Quatro eixos com reboque, sendo um eixo direcional, um no cavalo e dois traseiros (tandem duplo).*

*VEÍCULO 2S3 - Cinco eixos com reboque, sendo um eixo direcional, um no cavalo e três traseiros em tandem triplo.*

*VEÍCULO 3S3 - Seis eixos com reboque, sendo um eixo direcional, dois no cavalo (tandem duplo) e três traseiros em tandem triplo.*

## AUDITORIA DE PESAGEM 1987-1988

**VEÍCULO 4C - DNER**

Valores característicos superiores  
das cargas por eixo

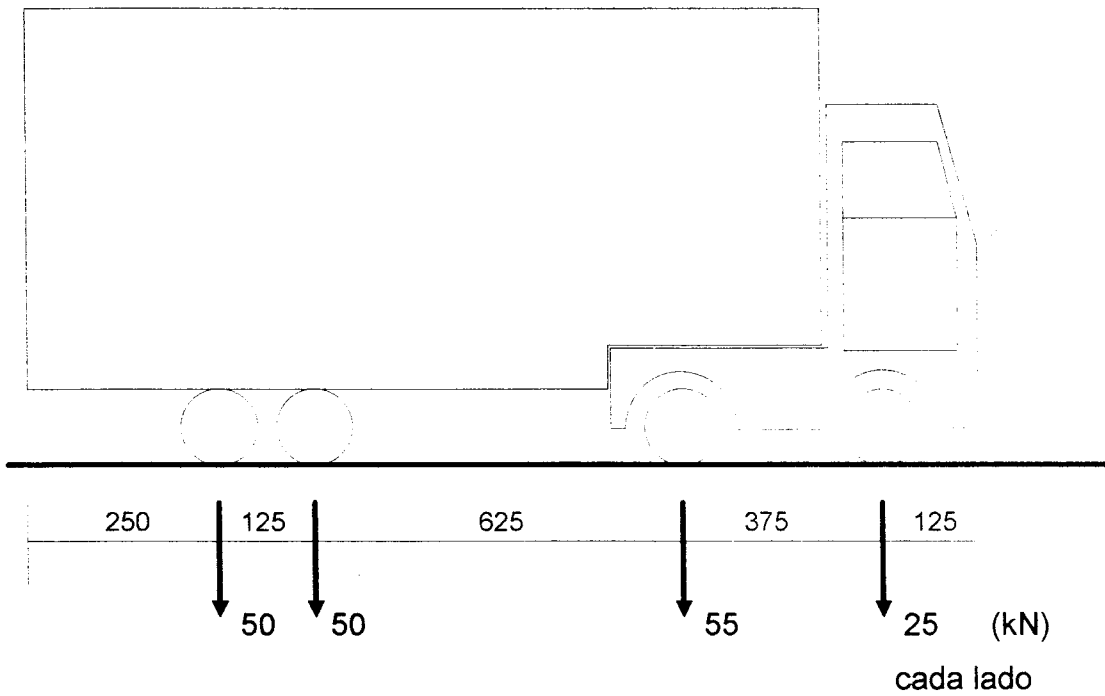
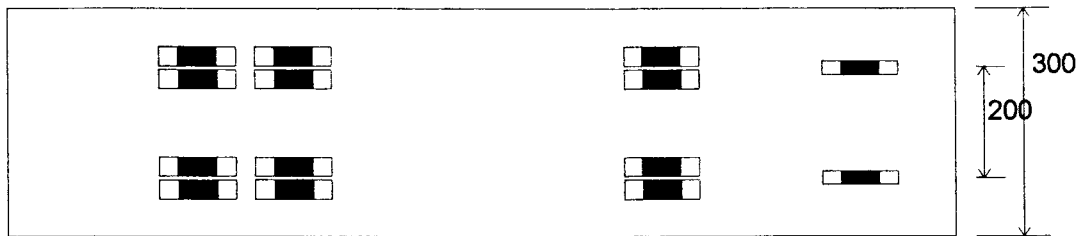
dianteiro: 6 tf

tras. triplo: 28 tf

**VEÍCULO 4C TOTALIZAÇÃO PESO POR EIXO ( 1000 kg )**

		<b>Eixo Dianteiro</b>	<b>Eixo Traseiro Triplo</b>
		(totais)	(totais)
até 1		2	0
de 1 até 2		0	0
2	3	8	1
3	4	299	1
4	5	636	3
5	6	248	8
6	7	6	25
7	8	0	61
8	9	0	63
9	10		82
10	11		59
11	12		31
12	13		17
13	14		16
14	15		11
15	16		8
16	17		21
17	18		21
18	19		18
19	20		22
20	21		28
21	22		38
22	23		48
23	24		88
24	25		138
25	26		185
26	27		128
27	28		49
28	29		19
29	30		6
30	31		2
31	32		2
32	33		0
33	34		
34	35		
35	36		
36	37		
37	38		
38	39		
39	40		
40	41		
		1199	1199

## AUDITORIA DE PESAGEM 1987-1988



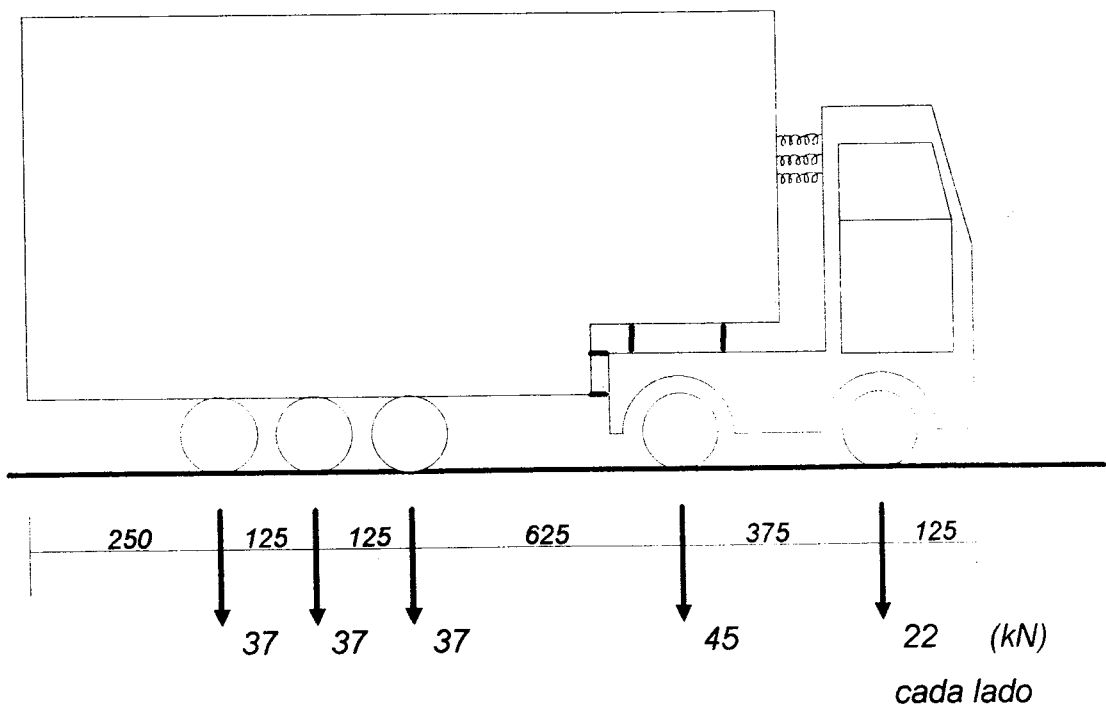
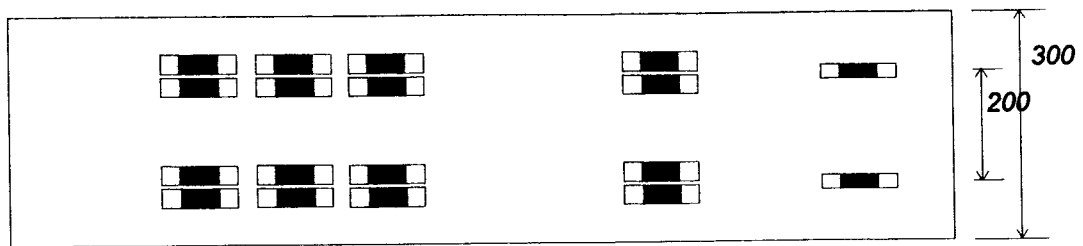
**VEÍCULO 2S2 - DNER**

## VEÍCULO 2S2

## TOTALIZAÇÃO PESO POR EIXO ( 1000 kg )

		Eixo Dianteiro	Eixo Traseiro Simples	Eixo Traseiro Duplo
		(totais)	(totais)	(totais)
até 1		6	4	8
de 1 até 2		110	18	33
2	3	1063	101	89
3	4	22143	5086	331
4	5	46135	14313	4780
5	6	3284	10307	8032
6	7	3	7819	9661
7	8	5	7517	5478
8	9	1	9420	4225
9	10		11167	3612
10	11		5694	3255
11	12		1080	3082
12	13		186	3185
13	14		28	3469
14	15		9	4128
15	16		1	5347
16	17			6174
17	18			4823
18	19			2078
19	20			628
20	21			178
21	22			74
22	23			28
23	24			11
24	25			8
25	26			5
26	27			2
27	28			1
28	29			1
29	30			0
30	31			1
31	32			1
32	33			
33	34			
34	35			
35	36			
36	37			
37	38			
38	39			
39	40			
40	41			
		72750	72750	72728

## AUDITORIA DE PESAGEM 1987-1988



**VEÍCULO 2S3 - DNER**

**\*\* Somente para análise de fadiga - NBR7187/88**

**VEÍCULO 2S3****FAIXAS DE PESO POR EIXO ( 1000 kg )**

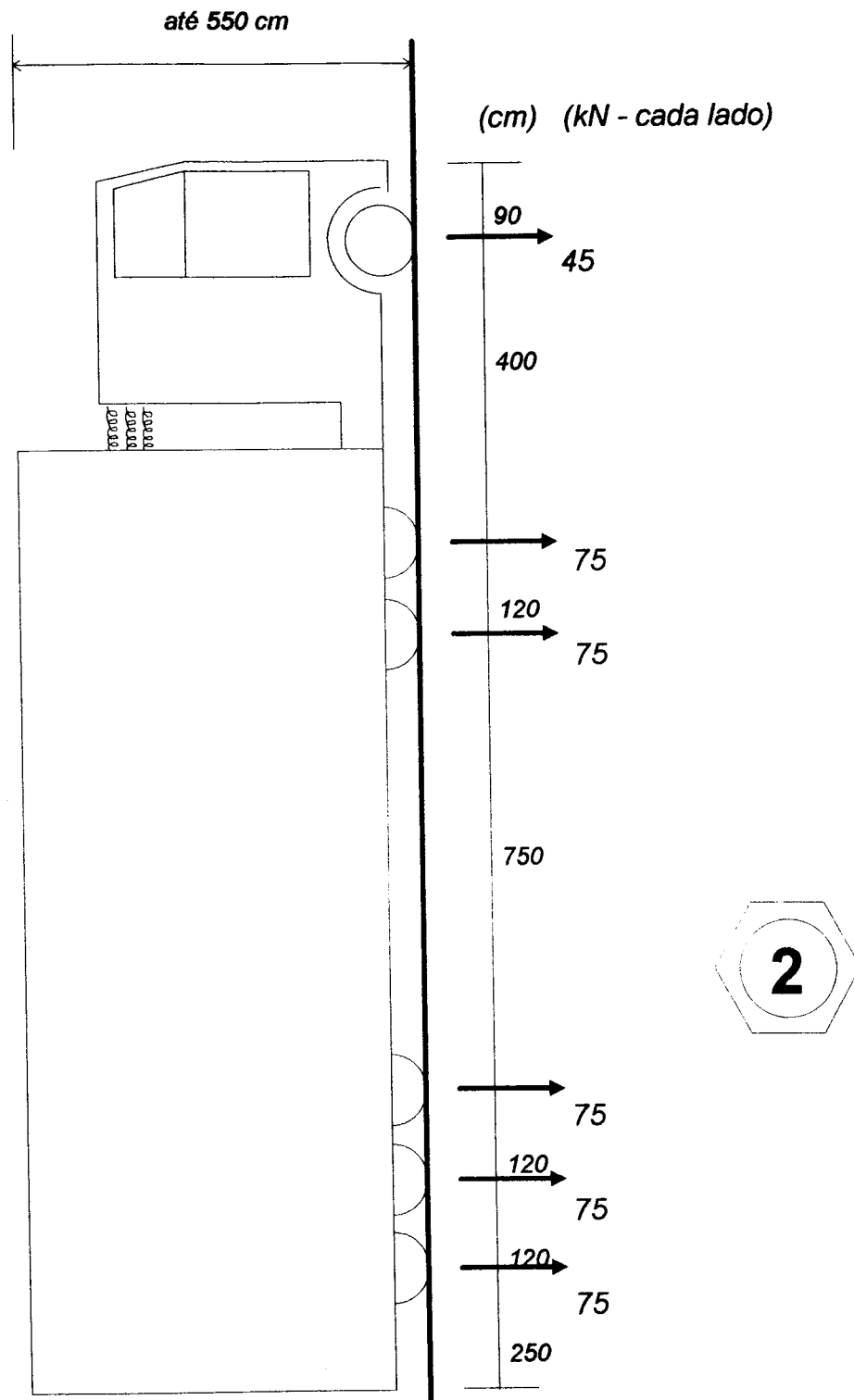
		<b>Dezembro 1987</b>		
		<b>Eixo Direcional</b>	<b>Eixo Simples do Cavalo</b>	<b>Eixo Tandem Triplo</b>
		<b>(totais)</b>	<b>(totais)</b>	<b>(totais)</b>
até 1				
de 1 até 2			1	
2	3	37	3	
3	4	13010	3121	5
4	5	47867	11584	22
5	6	4102	3837	773
6	7	1	1691	5749
7	8		2315	6763
8	9		5715	2901
9	10		17921	1651
10	11		15349	944
11	12		2606	626
12	13		429	469
13	14		216	334
14	15		140	372
15	16		64	558
16	17		25	668
17	18			516
18	19			610
19	20			812
20	21			1157
21	22			1889
22	23			3266
23	24			5881
24	25			8525
25	26			9079
26	27			6350
27	28			3051
28	29			1016
29	30			236
30	31			104
31	32			96
32	33			77
33	34			98
34	35			85
35	36			66
36	37			40
37	38			39
38	39			54
39	40			135
40	41			
		65017	65017	65017

**VEÍCULO 2S3****TOTALIZAÇÃO PESO POR EIXO ( 1000 kg )**

	<b>Eixo Direcional</b>	<b>Eixo Simples do Cavallo</b>	<b>Eixo Tandem Triplo</b>
	(totais)	(totais)	(totais)
até 1	3	1	0
de 1 até 2	135	45	4
2 3	791	91	12
3 4	49717	11448	76
4 5	206631	43815	122
5 6	32859	18693	3090
6 7	66	10453	20554
7 8	0	13174	26991
8 9		27148	13046
9 10		71267	6817
10 11		68052	4151
11 12		19577	3376
12 13		4174	2969
13 14		1519	2227
14 15		506	2145
15 16		166	2897
16 17		60	3761
17 18		10	3539
18 19		2	3469
19 20		1	4240
20 21		0	5593
21 22		0	7877
22 23			12974
23 24			22210
24 25			32537
25 26			36345
26 27			30970
27 28			19849
28 29			8959
29 30			3190
30 31			1462
31 32			1039
32 33			958
33 34			820
34 35			677
35 36			457
36 37			310
37 38			155
38 39			122
39 40			212
40 41			0
	290202	290202	290202



## AUDITORIA DE PESAGEM 1987-1988



$PTB = 840 \text{ kN}$        $(q_e = 15.14 \text{ kN/m}^2)$  e  $q_e = 62.50 \text{ kN/m}^2$

**VEÍCULO 3S3****TOTALIZAÇÃO PESO POR EIXO ( 1000 kg )**

	<b>Eixo Dianteiro</b>	<b>Eixo Traseiro Duplo</b>	<b>Eixo Traseiro Triplo</b>
	(totais)	(totais)	(totais)
até 1	34	0	0
de 1 até 2	46	0	2
2 3	48	0	1
3 4	52	0	1
4 5	41	5	1
5 6	41	6	2
6 7	0	10	5
7 8		24	5
8 9		78	29
9 10		34	37
10 11		8	53
11 12		21	16
12 13		18	4
13 14		35	7
14 15		17	7
15 16		5	8
16 17		2	6
17 18		0	7
18 19		0	10
19 20		0	6
20 21		0	4
21 22		0	6
22 23		0	6
23 24		1	3
24 25		0	11
25 26			7
26 27			5
27 28			9
28 29			3
29 30			1
30 31			0
31 32			0
32 33			0
33 34			0
34 35			0
35 36			0
36 37			0
37 38			0
38 39			0
39 40			0
40 41			0
	<b>262</b>	<b>264</b>	<b>262</b>

## D2. VEÍCULOS RODOVIÁRIOS NO EXTERIOR

WIDMER (1990) realizou um levantamento das cargas móveis rodoviárias e um histórico de seu desenvolvimento. Resumidamente este artigo apresentou:

### 1. NOS E.U.A.:

#### 1.A.: Federal - Aid Highway Act (1956)

<i>Eixo Simples :</i>	<i>ES = 8000kgf</i>	<i>80.0kN</i>
<i>Tandem Duplo :</i>	<i>TD = 14500kgf</i>	<i>145.0kN</i>
<i>Peso Bruto Total</i>		
<i>Combinado :</i>	<i>PBTC = 33000kgf</i>	<i>330.0kN</i>

#### 1.B.: Bridge Formula HRB (1964)

<i>ES = 9080kgf</i>	<i>90.8kN</i>
<i>TD = 15400kgf</i>	<i>154.0kN</i>
<i>PBTC = 33000kgf</i>	<i>330.0kN</i>

#### 1.C.: Federal Aid Highway Amendments (1974)

<i>ES = 9080kgf</i>	<i>90.8kN</i>
<i>TD = 15400kgf</i>	<i>154.0kN</i>
<i>PBTC = 36300kgf</i>	<i>363.0kN</i>

#### 1.D.: Transportation Assistance Act (1982)

*Manteve os limites de peso e considerou dimensões:*

- *twin trailer trucks: reboques até 28'x8.5' (8.53m x 2.60m).*
- *single unit combinations: semi-reboques até 48'x8.5' (14.63m x 2.60m).*
- *rock mountain doubles: 30m (comprimento), PBTC = 50000 kg*
- *turnpike doubles: 36m (comprimento), PBTC = 59000 kg*
- *triple combinations: 34m (comprimento), PBTC = 52000 kg*

**1.E.: Veículos de Projeto Geométrico**

Tipo	Altura (m)	Largura (m)	Comprimento (m)
• Single Unit Trucks:	4.10	2.60	9.15
• Intermediate Semi-Trailer: (WB - 40)	4.10	2.60	15.20
• Large Semi-Trailer: (WB - 50)	4.10	2.60	16.75
• Double-Bottom (WB - 40)	4.10	2.60	19.80

Não se permite o tandem triplo (tridem), mas há veículos grandes.

**2. NO CANADÁ:****2.A.: Situação em 1970**

Dimensões: Altura = 4.00m; Largura = 2.60m.

Comprimentos: caminhões unitários = 10.50 a 12.00m.  
veículos combinados = 19.80m.

Pesos	(no País)	(em Ontário)
Eixo Simples :	ES = 18 kips ( 8172kg)	18 kips
Tandem Duplo :	TD = 32 kips (14528kg)	32 kips
Tandem Triplo :	TT	40 kips (18160kg)
Peso Bruto Total		
Combinado :	PBTC = 74 kips (33596kg)	116 kips (52664kg)

**2.B.: Ontario Bridge Formula (1971)**

ES = 20 kips	9080kg
TD = 30 kips	13620kg
TT = 44 kips	19976kg
PBTC = 135.5 kips	61517kg

**2.C.: Western Canada Highway Strengthening Program (1974):**

ES = 20 kips	9080kg	Alberta
TD = 35 kips	15890kg	Manitoba
TT =		Saskatchewan
PBTC = 110 kips	49940kg	Províncias das Pradarias

**2.D.: Eastern Canada Highway Strengthening Program (1978):**

ES = 20 kips	9080kg	Quebec
TD = 40 kips	18160kg	New Foundland
TT =		New Brunswick
PBTC = 110 kips	49940kg	New Scotia Províncias das Pradarias

**2.E.: Regulamento das Províncias das Pradarias (1982):**

PBTC = 118 kips	53572kg	Alberta e Saskatchewan
PBTC = 125 kips	56750kg	Manitoba

**2.F.: Situação em 1989:**

(1) Doubles com comprimento máximo de 23m (75.5') operam em todo país

(2) Doubles operam em todas as províncias, com limites

(a) PBTC  $\leq$  110 kips [Nova Scotia, 7 eixos,  $\cong$  50t]

(b) PBTC  $\leq$  140 kips [Ontario, B.Columbia, Yukon, 8 e 9 eixos,  $\cong$  63.6t]

(3) Peso no Eixo Dianteiro: 12 kips até 20 kips [55kN a 90kN]

(4) Limites de ES: 18 kips até 22 kips [80kN a 100kN]

(5) Limites de TD: 35 kips até 44 kips [160kN a 200kN]

(6) Limites de TT:

No Oeste do Canadá: 35 kips até 44 kips [160kN a 200kN]

Nas Províncias Centrais: 53 kips até 66 kips [240kN a 300kN]

### 3. NA EUROPA:

#### 3.A.: Situação em 1978: Cargas por Eixo (kg)

País membro da C.E.E.:	ES	TD	PBTC
Alemanha (RFA)	10000	16000	38000
Bélgica	13000	20000	40000
Dinamarca	10000	16000	44000
França	13000	21000	38000
Holanda	10000	18000	50000
Inglaterra	10200	18300	32500
Irlanda	10200	18300	32500
Itália	12000	19000	44000
Luxemburgo	13000	20000	40000
Não Membros:	ES	TD	PBTC
Alemanha (RDA)	10000	16000	40000
Áustria	10000	16000	38000
Checoslováquia	10000	16000	38000
Espanha	13000	21000	38000
Finlândia	10000	16000	42000
Grécia	10000	16000	32000
Iugoslávia	10000	16000	40000
Noruega	8000	12000	42000
Polónia	8000	14500	38000
Suécia	10000	16000	42000
Suiça	12000	18000	28000

### 3.B.: Tendências para os Anos 90. Exemplo da Alemanha Unificada

VEÍCULO	PBTC(78)	PBTC(86)	PBTC(90)	Tendência
Caminhão (3 eixos)	220kN	240kN	260kN	
Semi-reboque (2+3)	380kN	400kN	400kN	420-440kN
Semi-reb. (container)	440kN	440kN	440kN	
Comboio (2+3, 3+2)	380kN	400kN	400kN	420-440kN

#### Carga por Eixo: 1978 1986 1990 Tendência

##### A: Unidade Tratora

• eixo dianteiro	60kN	70kN	70kN	
• eixo simples	100kN	110kN	115kN	
• tandem duplo	160kN	180kN	190kN	

##### B: Reboques e Semi-reboques

• ES:	100kN	100kN	100kN	110kN
• TD:				
$d \leq 1.0\text{m}$	100kN	110kN	110kN	
$1.0\text{m} < d \leq 1.3\text{m}$	160kN	160kN	160kN	
$1.3\text{m} < d \leq 1.8\text{m}$	160kN	180kN	180kN	
$1.8\text{m} < d$	160kN	200kN	200kN	220kN
• TT:				
$d \leq 1.3\text{m}$	220kN	210kN	210kN	
$1.3\text{m} < d \leq 1.4\text{m}$	220kN	240kN	240kN	260kN

#### Dimensões (m) 1978 1986 1990 Tendência

Comprimento:	18.00	18.00	18.00	18.35
Largura:	2.50	2.50	2.50	2.60
Altura:	4.00	4.00	4.00	4.20

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- A CONSTRUÇÃO SÃO PAULO. Passarela Natural. São Paulo, n.2330, 1992, p.12-13. Out.*
- ALMEIDA,P.A.O. (1990) Estrutura de Grande Porte de Madeira Composta. São Paulo, 1990. 280p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.*
- ALMEIDA,S.M.B. (1989) Concepção Estrutural das Pontes Estaiadas de Madeira. In: III ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA.3, São Carlos. Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1989, p.103-127.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982) NBR 7190 - Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira: procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1982) NBR 7187 - Cálculo e Execução de Pontes de Concreto Armado: procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984) NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre: procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984) NBR 8681 - Ações e Segurança nas Estruturas: procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1985) NBR 7189 - Cargas Móveis para o Projeto Estrutural de Obras Ferroviárias: procedimento. Rio de Janeiro.*
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1988) NBR 6123 - Forças Devidas ao Vento em Edificações: procedimento. Rio de Janeiro.*
- BAKHT,B.;CHEUNG,M.S.;DORTON,R.A. (1982) A Comparison of Design Loads for Highway Bridges: Discussion. Canadian Journal of Civil Engineering, CSCE, v.9, n.1, p.138-140. Fev.*



- BAKHT,B. (1983) *Statistical Analysis of Timber Bridges*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.109, n.8, p.1761-1779.
- BAKHT,B.; JAEGER,L. (1985) *Bridge Analysis Simplified*. New York, Mc Graw Hill Book Company. 294p.
- BAKHT,B.;MOSES,F. (1988) *Lateral Distribution Factors for Highway Bridges*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.114, n.8, p.1785-1803.
- BAKHT,B.;JAEGER,L. (1990) *Bridge Evaluation for Multipresence of Vehicles*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.3, p.603-618.
- BAKHT,B.;JAEGER,L. (1990) *Bridge Testing - A Surprise Every Time*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.5, p.1370-1383.
- BAKHT,B.;JAEGER,L. (1990) *Effect of Butt Joints on the Flexural Stiffness of Laminated Timber Bridges*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, CSCE, v.17, n.5, p.859-864. Out.
- BAKHT,B.;JAEGER,L. (1991) *Load Sharing Factors in Timber Bridge Design*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, CSCE, v.18, n.2, p.312-319. Abr.
- BAKHT,B.;JAEGER,L. (1992) *Simplified Methods of Bridge Analysis for the Third Edition of OHBDC*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, CSCE, v.19, n.3, p.551-559. Jun.
- BEHR,R.A.;CUNDY,E.J.;GOODSPEED, C.H. (1990) *Cost Comparison of Timber, Steel and Prestressed Concrete Bridges*. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, v.116, n.12, p.3448-3457.
- BELL,G.D.;OLSON,K.A. (1982) *Bridge Structure Construction That Uses Treated Lumber*. *Transportation Research Record, TRB*, n.871. Washington,D.C. National Research Council, p.40-47.
- BODIG,J.; GOODMAN,J.R. (1970) *Orthotropic Elastic Properties of Wood*. *Journal of the Structural Division*, ASCE, v.96, n.ST11, p.2301-2319, nov.
- BODIG,J.; GOODMAN,J.R. (1973) *Prediction of Elastic Parameters for Wood*. *Wood Science*, v.5, n.4, p.249-264, abr.

- BODIG, J.; JAYNE, B.A. (1982) *Mechanics of Wood and Wood Composites* New York, Van Nostrand Reinhold Company. 712p.
- BRUESCH, L.D. (1982) *Forest Service Timber Bridge Specifications*. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v.108, n.ST12, p.2737-2746, Dez.
- CALIL JR, C.; LAHR, F.A.R.; DIAS, A.A. (1993) *Passarela Pênsil com Vigas Principais de Madeira*. In: *I ENCONTRO REGIONAL EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA.2*, São Paulo. *Anais. São Paulo, Escola Politécnica, USP*, 1993, p.63-76.
- CESAR, S.F. (1991) *As Estruturas Hauff de Madeira no Brasil*. São Carlos, 1991. 205p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.
- CHEN, H.L.; VENKATESH, G.; GANGARAO, H.V.S. (1993) *Dynamic Characterization of Prestressed Rods in Stressed Timber Systems*. *Journal of Structural Engineering*, v.119, n.10, p.3069-3087.
- CSAGOLY, P.F.; DORTON, R.A. (1978) *The Development of The Ontario Highway Bridge Design Code*. *Transportation Research Record, TRB*, n.665. *Bridge Engineering*, v.2, Washington, D.C. National Research Council, p.1-12.
- CUSENS, A.R.; PAMA, R.P. (1969) *Distribution of Concentrated Loads on Orthotropic Bridge Decks*. *The Structural Engineer, Institution of Civil Engineers*, v.47, n.91, p.377-385.
- DAVALOS, J.F.; KISH, D.A.; WOLCOTT, M.P. (1993) *Bending Stiffness of Stress-Laminated Decks With Butt Joints*. *Journal of Structural Engineering*, v.119, n.5, p.1670-1676.
- DIAS, A.A. (1983) *Ensaio de um Modelo de Ponte Pênsil de Madeira*. In: *I ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA.5*, São Carlos. *Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP*, 1983, p.8.1-8.23.
- DIAS, A.A. (1987) *Contribuição para o Estudo da Distribuição Transversal de Cargas em Pontes de Madeira*. São Carlos, 1987. 152p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.

- DICKSON,B.;GANGARAO,H.V.S. (1990) *Development and Testing of an Experimental Stressed-Timber T-Beam Bridge*. *Transportation Research Record, TRB, n.1275*. Washington,D.C. National Research Council, p.67-75.
- EDITORA ABRIL. (1991) *Almanaque Abril 1991*. São Paulo, Ed.Abril. 772p.
- ERIKSSON,M.O. (1991) *Engineered Timber Systems for Short-Span Bridges*. *Transportation Research Record, TRB, n.1291*. Washington,D.C. National Research Council, v.2, p.306-314. *Proceedings of the Fifth International Conference on Low-Volume Roads 1991*. (May 19-23, Raleigh, NC).
- FERREIRA,A.B.H. (1976) *Ponte* In: *NOVO dicionário da língua portuguesa*. Rio de Janeiro, Nova Fronteira. p.1121.
- FERREIRA,A.B.H. (1976) *Viaduto* In: *NOVO dicionário da língua portuguesa*. Rio de Janeiro, Nova Fronteira. p.1470.
- FERREIRA,C.A.T. (1994) *Investigação Sobre a Normalização da Resistência da Madeira*. São Paulo, 109p. *Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica, Universidade de São Paulo*.
- FLINT,A.R.;WOOD,J.G.M. (1982) *Recommended Design Loads for Bridges. Discussion*. *Journal of the Structural Division, ASCE, v.108, n.ST7, p.1684-1685*.
- FUSCO,P.B. (1989) *Caracterização da Deformabilidade na Elasticidade Linear (Conceitos Básicos para a Definição das Propriedades Elásticas da Madeira)*. In: *III ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA,5*. São Carlos, 1989. *Anais*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, p.175-215.
- FUSCO,P.B. (1993) *Resistência dos Materiais Anisotrópicos*. In: *I ENCONTRO REGIONAL EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA,1*. São Paulo, 1993. *Anais*. São Paulo, Escola Politécnica, USP, p.159-188.
- GANGARAO,H.V.S.;LATHEEF,I. (1991) *System Innovation and Experimental Evaluation of Stressed-Timber Bridges*. *Transportation Research Record, TRB, n.1291*. Washington,D.C. National Research Council, v.2, p.293-305. *Proceedings of the Fifth International Conference on Low-Volume Roads 1991*. (May 19-23,Raleigh,NC).

- GIMSING,N.J. (1983) *Cable Supported Bridges - Concept and Design*. Chichester, John Wiley. 400p.
- GUNNERSON,R.A.; GOODMAN,J.R.; BODIG,J..(1973) *Plate Tests for determination of Elastic Parameters of Wood*. *Wood Science*, v.5, n.4, p.241-248, abr.
- GUTKOWSKI,R.M.;WILLIAMSON,T.G. (1983) *Timber Bridges: State-of-the-Art*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.109, n.9, p.2175-2191, Set.
- GUTKOWSKI,R.M.;MC CUTCHEON,W.J. (1987) *Comparative Performance of Timber Bridges*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.113, n.7, p.1468-1486.
- HAMBLY,E.C. (1975) *Bridge Deck Behavior*. New York, John Wiley & Sons. 272p.
- HELLMEISTER,J.C. (1978) *Pontes de Eucalipto Citriodora*. São Carlos, 1978. 85p. Tese (Livre Docência) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HELLMEISTER,J.C.;LAHR,F.A.R.;CALIL JR,C. (1983) *Ponte Pênsil com Vigas Principais, Pilares e Tabuleiros de Madeira*. In: *I ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA.5*, São Carlos. Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, p.6.1-6.34.
- HORTEGAL,I.R. (1979) *Contribuição ao Estudo das Pontes Pênseis de Madeira*. São Carlos, 1979. 215p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- HUTCHINSON,B.G. (1990) *Large Truck Properties and Highway Design Criteria*. *Journal of Transportation Engineering, ASCE*, v.116, n.1, p.1-22.
- INSTITUTO DE ESTUDOS AVANÇADOS. (1990) *Projeto FLORAM, uma plataforma*. São Paulo, *Estudos Avançados*, v.4,n.9. 206p.
- JAEGER, L.; BAKHT, B. (1988) *Bridge Analysis by Microcomputer*. New York, McGraw Hill Book Company. 330p.
- KARLSEN,G. (1967) *Wooden Structures*. Moscou, Mir. 638p.

- LARSEN, H.J. (1991) *An Introduction to Eurocode 5*. In: 1991 INTERNATIONAL TIMBER ENGINEERING CONFERENCE 1. Londres. Proceedings. TRADA, Londres, 1991, p.141-157.
- LASKUS, A.; SCHRÖDER, H. (1955) *Holzene Brücken*. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 259p.
- LEKHNITSKII, S.G. (1963) *Theory of Elasticity of an Anisotropic Elastic Body*. Trad. de P. Fern. San Francisco, Holden-Day (Holden-Day Series in Mathematical Physics). 404p.
- LOGRADO, P.A.S. (1981) *Viga Armada para Ponte de Madeira*. São Carlos, 1981. 253p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- LOGSDON, N.B. (1982) *Contribuição ao Estudo das Pontes de Madeira*. São Carlos, 1982. p.irr. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MASCIA, N.T. (1991) *Considerações Sobre a Anisotropia da Madeira*. São Carlos, 1991. 293p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MATTHIESEN, J.A. (1987) *Contribuição ao Estudo das Pontes de Eucalipto Citriodora*. São Carlos, 1987. 220p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- MCCUTCHEON, W.J.; GUTKOWSKI, R.M.; MOODY, R.C. (1986) *Performance and Rehabilitation of Timber Bridges*. Transportation Research Record, TRB, n.1053. Washington, D.C. National Research Council, p.65-69.
- MCCUTCHEON, W.J. (1992) *The Mormon Creek Bridge: Performance After Three Years*. United States Department of Agriculture, Forest Service - Forest Products Laboratory Research Paper FPL-RP-509. Madison, WI., 8p.
- MOLITERNO, A. (1986) *Pontilhão Rodoviário: Projeto em Viga Armada, Escorada com Mãos Francesas*. In: II ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA.7, São Carlos. Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1986, p.70-125.

- MOLITERNO,A. (1989) Escoramentos, Cimbramentos, Formas para Concreto e Travessias em Estruturas de Madeira. São Paulo, Edgar Blücher. 379p.**
- MUCHMORE,F.W. (1984) Techniques to Bring New Life to Timber Bridges. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.110, n.8, p.1832-1846, Ago.**
- MUCHMORE,F.W. (1986) Designing Timber Bridges for Long Life. Transportation Research Record, TRB, n.1053. Washington,D.C. National Research Council, p.12-17.**
- NASCIMENTO,M.L.; LAHR,F.A.R.; CALIL JR.,C. (1993) Pontes Laminadas Protendidas Com Madeiras de Dicotiledóneas. In: I ENCONTRO REGIONAL EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA,2. São Paulo. Anais. São Paulo, Escola Politécnica, USP, 1993, p.77-88.**
- NASCIMENTO,M.L. (1993) Sistemas Estruturais e Construtivos de Pontes de Madeira - Ênfase em Pontes Laminadas Protendidas. São Carlos, 1993. 180p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.**
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. (1984) Synthesis of Highway Practice 111. Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges. Transportation Research Board. Washington,D.C., 1984. National Research Council, 22p.**
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. (1988) Summary of Progress through 1988. Transportation Research Board. Washington,D.C., 1988. National Research Council, 122p.**
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. (1992) Research Results Digest 187. Distribution of Wheel Loads on Highway Bridges. Transportation Research Board. Washington,D.C., 1992. National Research Council, 3lp.**
- NELSON,R.B.; LORCH,D.R. (1974) A Refined Theory for Laminated Orthotropic Plates. Journal of Applied Mechanics, ASME, v.41, n.3, p.177-183, mar.**
- NOWAK,A.S.;BOUTROS,M.K. (1984) Probabilistic Analysis of Timber Bridge Decks. Journal of Structural Engineering, ASCE, v.110, n.12, p.2939-2953.**

- NOWAK,A.S.;TAYLOR,R.J. (1986) *Ultimate Strenght of Timber-Deck Bridges. Transportation Research Record, TRB, n.1053. Washington,D.C. National Research Council, p.26-30.*
- NOWAK,A.S. (1991) *Reliability Analysis for Wood Bridges. Transportation Research Record, TRB, n.1291. Washington,D.C. National Research Council, v.2, p. 315-327. Proceedings of the Fifth International Conference on Low-Volume Roads 1991. (May 19-23, Raleigh, NC).*
- NOWAK,A.S. (1994) *Load Model for Bridge Design Code. Canadian Journal of Civil Engineering, CSCE, v.21, n.1, p.36-49. Fev.*
- O'CONNOR, C .(1975) *Pontes - Superestruturas. Trad. de Maria de Lourdes Campos Campello. Rio de Janeiro , Ed. da Universidade de São Paulo, 2. ed. ,1981,2v. 495p.*
- OLIVA,M.G.;TUOMI,R.L.;DIMAKIS,A.G. (1986) *New Ideas for Timber Bridges. Transportation Research Record, TRB, n.1053. Washington,D.C. National Research Council, p.59-65.*
- OLIVA,M.G.;DIMAKIS,A.G.;RITTER,M.A. (1987) *Development And Use of Stress Laminated Timber Deck Bridges. In: Congress on Bridges and Transmission Line Structures, ASCE. Proceedings. Orlando FL, 1987, p.249-255.*
- OLIVA,M.G.;DIMAKIS,A.G. (1990) *Behavior of Stress-Laminated Timber Highway Bridge. Journal of Structural Engineering, v.114, n.8, p.1850-1869.*
- OLIVA,M.G.;DIMAKIS,A.G.;RITTER,M.A.; TUOMI;R.L. (1990) *Stress-Laminated Wood Bridge Decks: Experimental and Analytical Evaluations. United States Department of Agriculture, Forest Service - Forest Products Laboratory Research Paper FPL-RP-495. Madison, WI., 24p.*
- ONTARIO MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS (1983) *Ontario Highway Bridge Design Code (OHBDC). Highway Engineering Division, OMTC, Downsview, Ontario.*
- OU,F.S.;WELLER,C. (1986) *An Overview of Timber Bridges. Transportation Research Record, TRB, n. 1053. Washington,D.C. National Research Council, p.1-12.*

- PAULTRE,P.;CHAALLAL,O.;PROULX,J. (1992) *Bridge Dynamics and Dynamic Amplification Factors - A Review of Analytical and Experimental Findings*. *Canadian Journal of Civil Engineering*, CSCE, v.19, n.2, p.260-278. Abr.
- PRATA,D.G. (1992) *O Conflito Normativo e o Calculista: As Pontes de Madeira no Brasil Hoje*. In: *IV ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA,1*. São Carlos, 1992. Anais. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, p.215-226.
- PRATA,D.G. (1994) *Timber Bridges in Brazil: State-of-the-Art*. In: *PACIFIC TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, 2*. Gold Coast. *Proceedings*. Gold Coast, Australia, 1994, p.138-147.
- RIBEIRO,G.O. (1986) *Determinação das Propriedades Elásticas e de Resistência dos Compensados Estruturais*. São Carlos, 1986. 221p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.
- RITTER,M.A.; CREWS,K.I. (1991) *Guidelines Design Procedures for Douglas Fir Longitudinal Stress-Laminated Timber Bridge Decks*. *Australian-US Timber Program (AUSTIM)*. Sydney, 51p.
- RITTER,M.A. (1992) *Design, Construction, Inspection and Maintenance* Washington,D.C., *United States Department of Agriculture - Forest Service*. 944p.
- SALES,A. (1991) *Características de Resistência Mecânica de Algumas Espécies de Eucalipto do Estado de São Paulo*. São Carlos, 1991. 204p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.
- SARISLEY,E.F. (1990) *Construction Methods and Costs of Stress-Laminated Timber Bridges*. *Journal of Construction Engineering and Management*, ASCE, v.116, n.3, p.432-447, Set.
- SARISLEY,E.F.;ACCORSI,M.L. (1990) *Prestress Level in Stress-Laminated Timber Bridges*. *Journal of Structural Engineering*, v.116, n.11, p.3003-3019.
- STOY,W. (1950) *Der Holzbau*. Berlim, Springer Verlag. 203p.



- SZÜCS,C.A. (1979) *Ponte de Madeira com Vigas Principais em Treliza Contínua*. São Carlos, 1979. 220p. *Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo*.
- TAYLOR,R.J.;CSAGOLY,P.F. (1978) *Transverse Post-Tensioning of Longitudinally Laminated Timber Bridge Decks*. *Transportation Research Record, TRB*, n.665. *Bridge Engineering*, v.2, Washington,D.C. National Research Council, p.236-244.
- TAYLOR,R.J. (1988) *Field Applications of Prestressed Laminated Wood Bridge Decks*. *Canadian Journal of Civil Engineering, CSCE*, v.15, n.3, p.477-485. Jun.
- THE COMMITTEE ON WOOD OF THE STRUCTURAL DIVISION (1975) *Bibliography on Timber Highway Bridge Design*. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v.101, n.ST1, p.1-10, Jan.
- THE COMMITTEE ON LOADS AND FORCES ON BRIDGES OF THE COMMITTEE ON BRIDGES OF THE STRUCTURAL DIVISION. (1981) *Recommended Design Loads for Bridges*. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v.107, n.ST7, p.1161-1213.
- THE COMMITTEE ON WOOD OF THE ASCE STRUCTURAL DIVISION. (1983) *Structural Wood Research: State-of-the-Art. and Research Needs*. ASCE, New York, 1983, 218p.
- TROITSKY,M.S. (1988) *Cable - Stayed Bridges: Theory and Design*. Oxford, BSP Professional Books, 2.ed. 469p.
- TROITSKY,M.S. (1990) *Prestressed Steel Bridges: Theory and Design*. New York, Van Nostrand Reinhold. 386p.
- UPPAL,A.S.;RIZKALLA,S.H.;PINKNEY,R.B. (1990) *Response of Timber Bridges Under Train Loading*. *Canadian Journal of Civil Engineering, CSCE*, v.17, n.6, p.940-951. Dez.
- UPPAL,A.S.;PINKNEY,R.B.;RIZKALLA,S.H. (1990) *An Analytical Approach for Dynamic Response of Timber Railroad Bridges*. *Canadian Journal of Civil Engineering, CSCE*, v.17, n.6, p.952-964. Dez.
- VERNA,J.R.;GRAHAM JR,J.F.;SHANNON,J.M.;SANDERS,P.H. (1984) *Timber Bridges: Benefits and Costs*. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, v.110, n.7, p.1563-1571, Jul.

- WELLER, C.G.; CRIST, J. (1991) *Timber Bridges: Background, Attributes, National Direction, and Stressed Timber*. *Transportation Research Record, TRB, n.1291*. Washington, D.C. National Research Council, v.2, p.287-292. *Proceedings of the Fifth International Conference on Low-Volume Roads 1991. (May 19-23, Raleigh, NC)*.
- WEST VIRGINIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION- HIGHWAY DIVISION. (1993) *Special Provision for Section TB622 - Timber Bridges*. Morgantown, WV, 12p.
- WIDMER, J.A.. (1990) *Transporte de Carga Rodoviária - Evolução da Legislação de Dimensões e Pesos No Exterior*. Porto Alegre. In: *IV Encontro Anual da ANPET. Anais*. Porto Alegre, 1990.
- WIPF, T.J.; KLAIBER, F.W.; FUNKE, R.W. (1990) *Longitudinal Glued Laminated Timber Bridge Modeling*. *Journal of Structural Engineering, ASCE, v.116, n.4, p.1121-1134*.
- YOJO, T.; FRANCO, N.; PONCE, R.H.; LEONE, M.; SIMÕES, J.C. (1993) *Projeto e Construção de uma Passarela de Madeira Tratada de Reflorestamento*. In: *I ENCONTRO REGIONAL EM MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA. 1, São Paulo. Anais*. São Paulo, Escola Politécnica, USP, 1993, p.139-144.
- YTTRUP, P.J.; LAW, P.W. (1991) *The Durability and Structural Performance of Timber Railway and Highway Bridges in Eastern Australia*. In: *1991 INTERNATIONAL TIMBER ENGINEERING CONFERENCE, 3*. Londres. *Proceedings*. TRADA, Londres, 1991, p.3.311-3.318.
- ZAGOTTIS, D.L. (1973) *Introdução à Teoria das Placas e das Cascas*. São Paulo, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (*Pontes e Grandes Estruturas, v.5*). 142p.
- ZUK, W. (1980) *Forecast of Bridge Engineering: 1980-2000*. *Transportation Research Record, TRB, n.785*. Washington, D.C. National Research Council, p.1-6.