

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

***ANÁLISE DA PERDA DE PROTENSÃO EM PONTES
PROTENDIDAS DE MADEIRA***

FERNANDO SÉRGIO OKIMOTO

Tese apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Carlito Calil Junior

São Carlos
Outubro de 2001

Okimoto, Fernando Sérgio
O41a Análise da perda de protensão em pontes protendidas de
 madeira / Fernando Sérgio Okimoto. -- São Carlos, 2001.

 Tese (Doutorado) -- Escola de Engenharia de São
Carlos-Universidade de São Paulo, 2001.
 Área: Engenharia de Estruturas.
 Orientador: Prof. Dr. Carlito Calil Junior.

 1. Ponte. 2. Madeira. 3. Perda de protensão.
I. Título.

À Cristina M. P. Baron Okimoto e ao nosso bebê.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Calil cuja dedicação, orientação e incentivos foram fundamentais na realização deste trabalho.

Agradeço ao Prof. Rocco pelo empenho e orientação, também, fundamentais no processo do trabalho.

Aos alunos Ricardo C. Stamato e Gustavo Galembeck pelo excelente trabalho executado nos programas computacionais.

Ao Prof. Marcos Antonio Melo e Oliveira da Universidade de Uberaba e seu, então reitor, Prof. Marcelo, pelo fornecimento de parte da madeira de pinus utilizada na pesquisa.

Aos amigos e colegas de trabalho do LaMEM que ajudaram a realização deste trabalho, especialmente o Jaime, que participou ativamente da parte experimental deste trabalho.

Aos companheiros Jan, Odara e Luna pela compreensão silenciosa nos momentos difíceis.

Aos meus pais Fernando e Yolanda e aos meus sogros Giácomo e Sueli pela compreensão das minhas faltas decorrentes da realização do trabalho.

Ao amigo Carlos Manoel Gomes por conversar comigo sobre outras coisas.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS E QUADROS	iv
SIGLAS	ix
SÍMBOLOS	x
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Generalidades	4
1.2 Justificativa	4
1.3 Objetivos	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 Introdução	7
2.2 A Madeira como Material de Construção de Pontes	7
2.3 Arranjos de Pontes de Madeira	13
2.3.1 Introdução	13
2.3.2 Pontes em Viga	13
<i>Vigas simples de peças roliças</i>	14
<i>Vigas compostas de peças roliças</i>	14
<i>Vigas simples de peças serradas</i>	15
<i>Vigas compostas de peças serradas</i>	16
<i>Vigas laminadas coladas</i>	17
<i>Vigas compostas por peças serradas e compensados</i>	17
<i>Vigas treliçadas</i>	18
2.3.3 Pontes em Arco	18
2.3.4 Pontes em Pórtico	21
2.3.5 Pontes em Placa	22

2.3.6 Pontes Estaiadas e Pênseis	23
2.4 Ações em Pontes de Madeira	24
2.5 Combinações das Ações em Pontes de Madeira	35
2.6 Conceitos e Aplicações de Pontes Protendidas de Madeira	38
2.7 Estudo das Pontes Protendidas de Madeira no Brasil	44
2.8 Perda de Protensão	49
2.9 Viscoelasticidade	60
2.10 Conclusões	64
3 MATERIAIS E MÉTODOS	66
3.1 Introdução	66
3.2 Metodologia Teórica	66
Análise teórica da Deformação Lenta	66
Análise teórica da Relaxação	68
Diretrizes de dimensionamento do PPM v. 3.0	68
Rotina de Cálculo utilizada no AEP v. 1.0	69
3.3 Metodologia Experimental	78
3.3.1 Análise de Fluência	78
3.3.2 Análise da perda de protensão em Corpos de Prova	81
3.3.3 Tabuleiros como Corpos de Prova	89
3.3.4 Ensaio de Pontes de campo	90
3.4 Sistematização dos Resultados	93
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	94
4.1 Introdução	94
4.2 Análise de Fluência	95
4.3 Análise de Perdas de Protensão em C. Prova	124
4.4 Análise de Perdas de Protensão em Tabuleiros	140
4.5 Análise de Perdas de Protensão em Pontes	146
4.6 Programa de Projeto e Dimensionamento – PPM v3.0	154
4.7 Programa de Análise Estrutural de Placas – AEP v1.0	164
4.8 Análise Estrutural de Placas via Prova de Carga, SAP2000 e AEP v1.0	174

5. CONCLUSÕES	186
----------------------	-----

ANEXOS

ANEXO 1: CD-ROM com os Programas PPM v.3.0 e AEP v. 1.0

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	189
-----------------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	193
----------------------------------	-----

LISTA DE FIGURAS E QUADROS

Figuras

Figura 1.1 - Sistema de tabuleiro de madeira laminada protendida transversalmente

Figura 1.2 - Tabuleiro em seção T

Figura 2.1 –Ponte da Capela (1333). Fonte FISCHER, J. - STEP E17 (1995)

Figura 2.2 – Sistema treliçado de Palladio em “Architecture” (1570). Fonte RITTER (1992)

Figura 2.3 – Treliça de Howe (1840). Fonte RITTER (1992).

Figura 2.4 – Treliça de Pratt (1844). Fonte RITTER (1992).

Figura 2.5 – Ponte em Viga com peças roliças simples

Figura 2.6 – Ponte em Viga com peças roliças compostas

Figura 2.7 – Ponte Barragem (Viga com peças serradas simples)

Figura 2.8 – Seção de Vigas com peças serradas simples

Figura 2.9 – Ponte com Vigas Laminadas Coladas

Figura 2.10 – Seção típica de vigas compostas por peças serradas e chapas de compensado

Figura 2.11 – Pontes Treliçadas

Figura 2.12 – Nomenclatura de pontes em arco. Fonte O'CONNOR, C. (1975)

Figura 2.13 – Pontes em arco.

Figura 2.14 – Pontes em Pórtico

Figura 2.15 – Pontes em placas.

Figura 2.16 – Esquemas de Pontes Estaiadas e Pênseis

Figura 2.17 – Ponte Estaiada e Pênseis

Figura 2.18 - Veículos-Tipo

Figura 2.19 - Veículos-Tipo usuais.

Figura 2.20 - Veículos ferroviários .

Figura 2.21 - Força Longitudinal em Pontes Rodoviárias.

Figura 2.22 - Força Longitudinal em Pontes Ferroviárias.

Figura 2.23 - Vento sobre Passarela.

Figura 2.24 - Vento sobre Veículo.

Figura 2.25 - Vento sobre Trem.

Figura 2.26 - Impacto Lateral.

Figura 2.27 - Carga no Guarda-Corpo.

Figura 2.28 - Carga no Guarda-Rodas.

Figura 2.29 - Exemplo de Juntas de Topo adjacentes

Figura 2.30 - Barra (ϕ de 32mm) e sistema de ancoragem

Figura 2.31 - Aplicação da Protensão - Cilindros

Figura 2.32 - Aplicação da Protensão - Bombas

Figura 2.33 - Guarda-corpos e Guarda-rodas

Figura 2.34 - Ponte Protendida Badgley Fork

Figura 2.35 - Ponte Protendida Hope Station

Figura 2.36 - Ponte Protendida Poverty Run

FIGURA 2.37 - Perda de Protensão: Resultados Experimentais PRATA (1995)

FIGURA 2.38 – Propriedade Elásticas das placa – Torção Pura– VELOSO (1998)

FIGURA 2.39 – Propriedade Elásticas das placa – Flexão Pura – VELOSO (1998)

Figura 2.40 - Perda de Protensão e sistemas de Reprotensão TAYLOR & CSAGOLY (1979) *apud* RITTER (1992)

Figura 2.41 - Espaçamento entre barras de protensão

Figura 2.42 - Perda de Carga - RITTER *et al* (1990)

Figura 2.43 - Perda de Carga - RITTER *et al* (1990)

Figura 2.44 – Comparação da Perda de Protensão nas Ponte Herbert Creek e Wheeler

Figura 2.45–Perda de Protensão na Ponte Mormon Creek (1989-1991)

Figura 2.46 – Corpos de Prova - QUENNEVILLE & DALEN (1994)

Figura 2.47 – Tabela das série ensaiados por QUENNEVILLE & DALEN (1994)

Figura 2.48 – Curvas de Perdas de Protensão e do Teor de Umidade

Série 1: Umidade ambiente de 50%; sem reprotensão

Figura 2.49 – Curvas de Perdas de Protensão e do Teor de Umidade

Série 8: Umidade ambiente de 80%; reprotensões em 3, 7, 28 e 56 dias

Figura 2.50 – Modelo Reológico de QUENNEVILLE & DALEN (1994)

Figura 2.51 – Corpo de Prova – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Figura 2.52 – Características dos C. de Prova – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Figura 2.53 – Resultados da Perda de Protensão nas: a) Séries A; b) Séries C – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Figura 2.54 – Resultados da Perda de Protensão: a) Efeito do Comprimento; b) Efeitos do Perímetro – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Figura 2.55 – Resultados da Perda de Protensão com o ajuste proposto – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Figura 2.56 – MOSES et al (1999) – a) Corpo de Prova; b) Modelo Reológico utilizado; c) Série 80% => 65% => 80%; d) Série 50% => 65% => 50%.

Figura 2.57 – MOSES et al (1999) – Ajustes para variações de: a) Seção transversal; b) Comprimentos; c) Constantes Elásticas; d) Parâmetro de Viscosidade; e) Níveis de Protensão Inicial; f) Módulos de Elasticidade.

Figura 2.58 – Curva de Deformação lenta

Figura 2.59 – Modelos Matemáticos de Hooke e Newton

Figura 2.60 – Modelos Matemáticos de Maxwell, Kelvin e Burger

Figura 3.1 – Modelos Matemáticos para representar a Deformação Lenta

Figura 3.2 – Modelos Matemáticos representando graficamente a Relaxação

Figura 3.4 – Pórtico de ensaio de Deformação lenta e Corpo de Prova

Figura 3.5 – Esquema dos Corpos de Prova para o Ensaio de Deformação Lenta.

Figura 3.6 – Corpo de Prova para o Ensaio de Perda de Protensão.

Figura 3.7 – Tabuleiros para o Ensaio de Perda de Protensão.

Figura 3.8 – Instrumentação dos Tabuleiros para o Ensaio de Perda de Protensão.

Figura 3.9 – Ponte Millcross Road - Lancaster

Figura 3.10 – Ponte Birch Creek - Sullivan

Figura 4.1 – Corpo de Prova de Deformação Lenta

Figura 4.2 – Caracterização das Madeiras de Pinus Taeda: Compressão paralela

Figura 4.3 – Caracterização das Madeiras de Pinus Taeda: Compressão normal

Figura 4.4 – Caracterização das Madeiras de Eucalipto Citriodora: Compressão paralela

Figura 4.5 – Caracterização das Madeiras de Eucalipto Citriodora: Compressão normal

Figura 4.6 – Resultados da Caracterização - Pinus Taeda

Figura 4.7 – Resultados da Caracterização – Eucalipto Citriodora

Figura 4.8 – Sala Climatizada – 1º Conjunto de C.P.

Figura 4.9 – Sala Climatizada – Equipamento de Aquisição de Dados

Figura 4.10 – Corpos de Prova do terceiro conjunto (**tabela 4.3**)

Figura 4.11 – Tabuleiros ensaiados (fig. 3.7)

Figura 4.12 – Millcross Road (Red Oak - L= 760cm, B=800cm; h=41cm) - Lancaster (fig. 3.9)

Figura 4.13 – Birch Creek (American Beech - L= 640cm, B=980cm; h=41cm) - Sullivan (fig. 3.10)

Figura 4.14a – Estrutura do PPM V. 3.0

Figura 4.14b - Sobre o PPM Ed 1.0

Figura 4.14c - Esclarecimentos

Figura 4.15 – Tela de Entrada do PPM V. 3.0

- Figura 4.16 – Tela de Resultados do PPM V. 3.0
- Figura 4.17 – Tela 1 de Detalhamento do PPM V. 3.0
- Figura 4.18 – Tela 3 de Detalhamento do PPM V. 3.0
- Figura 4.19 – Telas da Lista de Materiais do PPM V. 3.0
- Figura 4.20 – Tópicos da Ajuda do PPM V. 3.0: - Índice
- Figura 4.21 – Tela Inicial do arquivo de Ajuda do PPM V. 3.0
- Figura 4.22 – Tela de Créditos do arquivo de Ajuda do PPM V. 3.0
- Figura 4.23 – Tela Principal do AEP v. 1.0 - Integrado
- Figura 4.24 – Tela de Veículos para o AEP v. 1.0 - Integrado
- Figura 4.25 – Tela Sobre do AEP v. 1.0
- Figura 4.26 – Tela Principal do AEP v. 1.0
- Figura 4.27 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Dados
- Figura 4.28 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Deslocamentos
- Figura 4.29 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Solicitações
- Figura 4.30 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Impressão
- Figura 4.31 – Tela do arquivo Ajuda do AEP v. 1.0
- Figura 4.32 – Prova de Carga na Ponte de Lancaster
- Figura 4.33 – Prova de Carga na Ponte de Sullivan
- Figura 4.34 – Tela About SAP2000 Non Linear

Quadros

Tabela 2.1 - Pesos específicos dos materiais de construção usuais.

Tabela 2.2 - Cargas dos Veículos.

Tabela 2.3 - Características dos Veículos.

Tabela 2.4 - Cargas das Composições.

Tabela 2.5 - Fatores de Redução ρ .

Tabela 2.6 - Características de Locomotivas e Vagões no Brasil.

Tabela 2.7 - Ações permanentes de pequena variabilidade.

Tabela 2.8 - Ações permanentes de grande variabilidade.

Tabela 2.9 - Ações variáveis.

Tabela 2.10 - Fatores de combinação e de utilização.

Tabela 2.11 - Classes de Resistência para Coníferas

Tabela 2.12 - Classes de Resistência para Dicotiledôneas

Tabela 2.13 - Resultados da Madeira de Pinus Elliottii (Coníferas C 25)

Tabela 2.14 - Resultados da Madeira de Eucalipto Citriodora (Dicotiledôneas C 40)

Tabela 2.15 - Fator de Redução de Rigidez - Comparativo com valores da literatura

Tabela 2.16 – Equações empíricas da reologia – Fonte BODIG & JAYNE (1982)

Tabela 2.17 – Valores das constantes para o Modelo de Burger – Fonte FRIDLEY (1992)

Tabela 3.1 – Perda de Protensão – Diagrama de sinais das Variáveis Principais

Tabela 3.2 – Perda de Protensão – Ensaio das Variáveis Principais

Tabela 3.3 – Perda de Protensão - 1° - 2° mês

Tabela 3.4 – Perda de Protensão - 3° - 4° mês

Tabela 3.5 – Perda de Protensão - 5° - 6° mês - **Repetição**

Tabela 3.6 – Perda de Protensão - 7° - 8° mês - **Repetição**

Tabela 3.7 – Perda de Protensão - 9° - 10° mês – **Secagem e Variações**

Tabela 4.1 – Perda de Protensão – 1° Conjunto Ensaio

Tabela 4.2 – Perda de Protensão – 2° Conjunto Ensaio

Tabela 4.3 – Perda de Protensão – 3° Conjunto Ensaio

SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ASCE	American Society of Civil Engineering.
AUSTIM	Australian - United States Timber Program.
CJCE	Canadian Journal of Civil Engineering.
EBRAMEM	Encontro Brasileiro da Madeira e das Estruturas de Madeira.
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos.
FHWA	Federal Highway Administration.
FPL	Forest Products Laboratory.
FS	Forest Service.
IBRAMEM	Instituto Brasileiro da Madeira e das Estruturas de Madeira.
LVL	Laminated Veneer Lumber (chapas laminadas prensadas).
MLC	Madeira Laminada Colada.
MLP	Madeira Laminada Protendida.
MNR	Ontario Ministry of Natural Resources.
NBR	Norma Brasileira Registrada
OHBDC	Ontario Highway Bridge Design Code.
OMT	Ontario Ministry of Transportation and Communications (OMTC).
RN	Research Note.
RP	Research Paper.
SRR	Structural Research Report.
TBI	Timber Bridge Initiative.
TBIRC	Timber Bridge Information Resource Center.
TRB	Transportation Research Board.
TRR	Transportation Research Record.
USDA	United States Department of Agriculture.
UW	University of Wisconsin.

SÍMBOLOS

ha	hectares;
E_L	Módulo de elasticidade do material madeira;
E_T	Módulo de elasticidade do arranjo transversal em madeira;
G_{LT}	Módulo de elasticidade à torção do arranjo transversal em madeira;
h	Altura do modelo; altura do tabuleiro.
L	Comprimento dos modelos, Vão dos tabuleiros;
σ_N	Nível de protensão de projeto;
σ_{Ni}	Nível de protensão aplicada inicialmente;
U	Umidade em %;
$f_{c0,k}$	Valor característico da resistência à compressão paralela às fibras da madeira;
$f_{v,k}$	Valor característico da resistência cisalhamento paralelo às fibras da madeira;
$f_{c90,d}$	Valor de projeto da resistência à compressão normal às fibras da madeira;
$E_{c0,m}$	Valor médio do módulo de elasticidade paralelo da madeira;
$\rho_{bas,m}$	Valor da densidade básica da madeira;
ρ_{apar}	Valor da densidade aparente da madeira;
C_{BJ}	Fator redutor de rigidez longitudinal do arranjo;
f_y	Tensão de escoamento do aço das barras;
σ_s	Tensão de escoamento de projeto do aço das barras;
A_s	Área de aço das barras;
S_p	Espaçamento entre barras de aço;
k_1, k_2	Constantes elásticas;
v	Viscosidade do material;

RESUMO

OKIMOTO, F.S. (2001). *Análise da Perda de Protensão em Pontes Protendidas de Madeira*. São Carlos, 2001. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho tem como objetivo o estudo teórico e experimental de pontes protendidas de madeira para análise da perda de protensão com o tempo dos tabuleiros construídos com madeiras de espécies de reflorestamento. Portanto, foram realizadas análises de fluência da madeira quando submetida a tensões de compressão normal às suas fibras e de relaxação de conjuntos protendidos construídos com diferentes variáveis. Realizou-se, também, avaliações de tabuleiros em laboratório. Finalmente, os resultados foram sistematizados e incorporados a um programa computacional para o projeto e dimensionamento das pontes protendidas de madeira que automatizando o cálculo destas estruturas e servindo como um mecanismo de transferência do conhecimento.

Palavras-chave: ponte, madeira, perda de protensão, dimensionamento, programa computacional.

ABSTRACT

OKIMOTO, F.S. (1999). *Stress Losses Analysis in Stress-Laminated Timber Bridge Decks*. São Carlos, 2001. PhD Thesis – Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo University.

The aim of this work is the theoretical and experimental studies of stress losses in stress-laminated timber bridges using reforestation species. For this purpose, creep in compression perpendicular to the grain and relaxation of stressed groups were analysed with different variables. The idea was to evaluate these structures using laboratory decks. Finally, the results were systematised and incorporated to design software. That procedure will allow an automatic and quick design of these structures and it serves as a transfer mechanism of the knowledge.

Keywords: bridge, timber, lumber, stress losses, design, software.

1. INTRODUÇÃO

O conceito de pontes de tabuleiro laminado protendido surgiu no Canadá, na região de Ontário, em 1976 onde o sistema de tabuleiro de ponte utilizado era o laminado pregado. O sistema laminado pregado consiste em vigas de madeira serrada posicionados, ao longo do vão, uma adjacente a outra e conectadas por pregos. Devido ao carregamento cíclico e as condições químicas impostas ao sistema (sal utilizado para o degelo), surgiram diversos problemas que comprometiam o desempenho e a função para os quais foram projetados. Um dos problemas encontrados foi a delaminação dos tabuleiros laminados pregados que corresponde a perda de continuidade transversal do tabuleiro, por separação das peças ou por ineficiência do sistema de distribuição das ações. Como a funcionalidade estrutural deste sistema depende da capacidade de transferência das ações da roda entre as lâminas adjacentes, apenas as vigas imediatamente abaixo das rodas eram solicitadas. A solução adotada foi a implementação de um novo sistema de transferência transversal de esforços nestes tabuleiros, pela utilização de barras posicionadas transversalmente ao tabuleiro e submetidas a um tensionamento que comprime as vigas de madeira, fazendo com que surjam propriedades de resistência e elasticidade na direção transversal. Como resultado, a ponte voltou a operar com capacidade plena de tráfego, sendo que as flechas medidas no tabuleiro foram da ordem de 50% dos valores anteriores mesmo com a capacidade elevada, demonstrando a grande eficácia estrutural do novo sistema. Este fato gerou estudos da aplicação do sistema protendido em projetos de novas construções. A **figura 1.1** ilustra o sistema de madeira laminada protendida transversalmente.

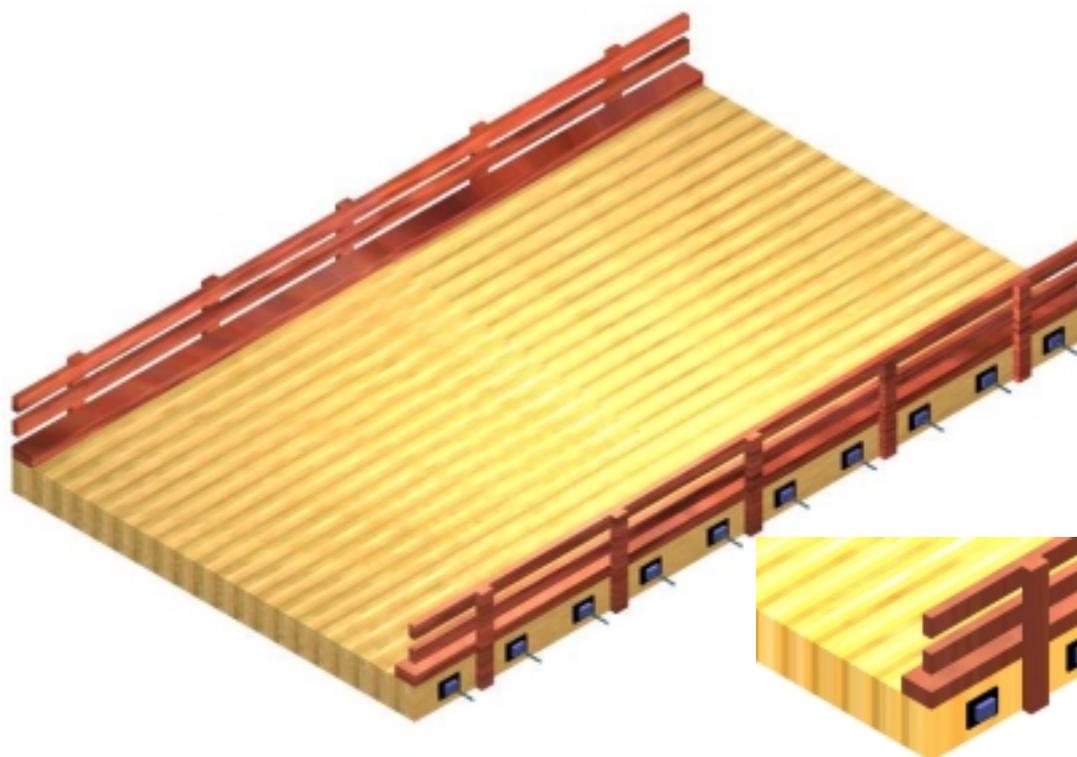


Figura 1.1 - Sistema de tabuleiro de madeira laminada protendida transversalmente

Segundo TAYLOR & WALSH (1983), o sucesso do sistema no Canadá fez com que o Ministério de Transportes e Comunicações de Ontário (Ontario Ministry of Transportation and Communications - OMT) coordenasse um programa de pesquisas e desenvolvimento, que levou à construção da primeira ponte com esta nova concepção. A ponte Fox Lake Road foi construída sobre o West River, na cidade de Espanola, Ontário, em 1981, pelo Ministério de Recursos Naturais de Ontário (Ontario Ministry of Natural Resources - MNR).

Devido à flexibilidade do sistema, novas aplicações foram pesquisadas e desenvolvidas. Uma das limitações da utilização do sistema de lâminas (serradas maciças) longitudinais com protensão transversal é a limitação de seções transversais disponíveis no mercado restringindo a construção de tabuleiros com vãos livres entre 10m e 12m (OLIVA et al. - 1988).

Além do sistema com tabuleiro disposto longitudinalmente com protensão transversal, outras aplicações foram desenvolvidas para o sistema protendido, como por exemplo o tabuleiro em seção T (**figura 1.2**). Todas as variações possibilitam alcançar vão maiores, sendo estrutural e economicamente competitivos.

No sistema T as almas podem ser de peças serradas maciças, madeira laminada colada (MLC) ou chapas prensadas de lâminas de madeira (LVL). O tabuleiro protendido é posicionado longitudinalmente ao sentido do tráfego constituindo-se a mesa da seção T.

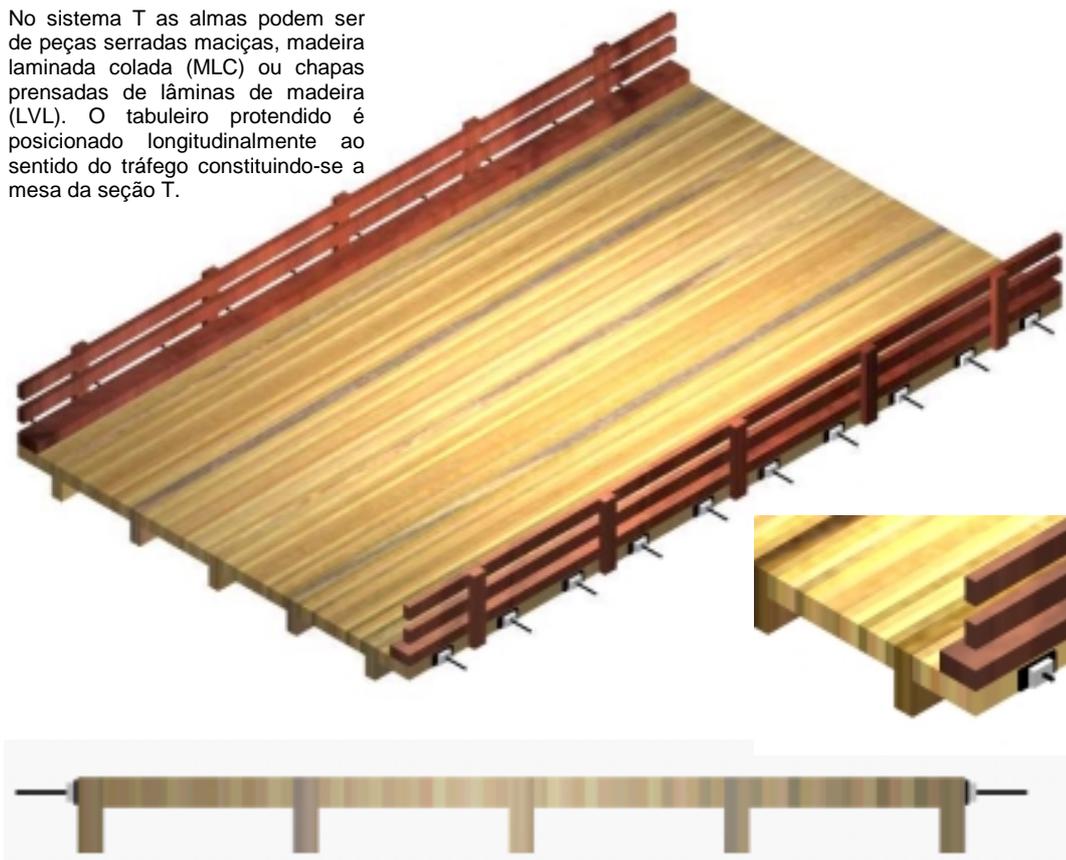


Figura 1.2 - Tabuleiro em seção T

A aplicação do conceito de protensão transversal em tabuleiros em madeira para pontes tem sido estudada e utilizada em várias partes do mundo. TAYLOR & KEITH (1994) apresentam algumas pontes construídas com este sistema na Austrália e citam que na Suíça estariam sendo desenvolvidos critérios normativos para o sistema em MLP. No Japão também foi aplicado o sistema (USUKI et al. - 1994) na Yunosawa Bridge em 1993 onde utilizou-se a madeira do cedro japonês cujos diâmetros das toras são da ordem de 15 cm a 20 cm e, por isso, as vigas são constituídas por peças de MLC.

1.1 Generalidades

Este trabalho pretende complementar os estudos iniciados por OKIMOTO (1997) que sugere como tópicos a serem avaliados: o estudo da perda de protensão com o tempo; os estudos da influência da fluência na compressão normal às fibras da madeira e a análise experimental em protótipos.

Para o entendimento do sistema protendido transversalmente utilizando-se de peças simples serradas percebe-se que a análise das perdas de protensão no tempo é fundamental para que se possa utilizar estas estruturas com segurança. Como consequência disso devem-se estudar as implicações importantes no processo de perda de tensão no tempo, tais como a fluência da madeira quando submetida a tensões de compressão normal às fibras e as influências causadas pelos sistemas de protensão na relaxação dos conjuntos protendidos

Outra questão importante é a disseminação do conhecimento adquirido com estes estudos ao meio científico e técnico, possibilitando que outros pesquisadores desenvolvam o sistema protendido e arquitetos e engenheiros possam utilizar-se desta tecnologia.

1.2 Justificativa

A utilização estrutural da madeira como material de construção em estruturas correntes é ínfima e se concentra, basicamente, nas estruturas de cobertura. Até mesmo no campo das coberturas os sistemas com outros materiais tem sido estudados e aplicados na tentativa de encontrar soluções viáveis técnica e economicamente. A competitividade do mercado interno associada à abertura crescente ao mercado externo tem provocado uma crescente corrida na procura de materiais, técnicas e tecnologias alternativas. Neste sentido, a utilização da madeira em estruturas correntes,

que é um material renovável disponível, tem se mostrado uma alternativa coerente com as exigências financeiras, humanas e políticas deste novo século.

A necessidade de novas pontes no Brasil é evidente se verificarmos que o território nacional ainda possui taxas de ocupação extremamente baixas em algumas áreas, principalmente nas regiões Norte, Centro-Oeste e Nordeste. Nas áreas mais ocupadas também existe a possibilidade de crescimento das rodovias federais e estaduais. No âmbito municipal, urbano ou rural, existem inúmeras possibilidades de aplicação do sistema pretendido em pontes e viadutos de pequenos vãos em todo território nacional. Outra possibilidade é a recuperação das pontes e viadutos existentes que estiverem com deficiência estrutural, de utilização ou estética. Assim, a investigação de novas tecnologias que sejam competitivas no sentido técnico e econômico é fundamental para minimizar o orçamento, principalmente municipal, destinado a estas benfeitorias. As pontes de pequenos vãos para vias secundárias ou rurais, com baixo custo, proporcionariam melhoramentos significativos da rede viária e, por consequência, o conforto de seus usuários. Em recente pesquisa, o LaMEM constatou a necessidade de recuperação ou construção de pontes e passarelas em diversos municípios do país, através de contatos diretos com as secretarias de obras das respectivas prefeituras. Em um âmbito estadual, o Departamento de Estradas de Rodagem de Mato Grosso do Sul (DERSUL) pertencente à Secretaria de Estado de Habitação e Infra-Estrutura constatou que existem aproximadamente 20455 m de pontes em madeira nos 12027 km de rodovias estaduais. Isto equivale a dizer que em cada 3 km de rodovia estadual existe uma ponte de madeira deficiente com 5 m de vão.

A utilização de espécies de madeiras de reflorestamento na construção de pontes com esta tecnologia propiciará a diminuição de custos com os materiais, sem implicar no aumento dos custos construtivos (a tecnologia da

madeira protendida pode ser considerada como um sistema totalmente pré-fabricado incidindo no tema da industrialização das estruturas de madeira) e, também, do ônus aos ecossistemas naturais do país. O presente trabalho pretende se encaixar neste contexto, ao incentivar a utilização das madeiras de Eucalipto e Pinus, ambas de florestamento e reflorestamento, com áreas plantadas no Estado de São Paulo de 715594 ha e 219600 ha (FLORESTAR ESTATÍSTICO), respectivamente, representando materiais de excelente desempenho a baixo custo e impacto ambiental.

1.3. Objetivos

Este trabalho tem como objetivo geral o estudo teórico e experimental da perda de protensão com o tempo em tabuleiros protendidos de madeira.

Para tanto, tem-se como objetivos específicos:

- Estudo teórico e experimental da fluência da madeira na solicitação compressão normal às fibras;
- Análise numérica do comportamento estrutural dos tabuleiros;
- Análise de segurança em serviço destas estruturas;
- Proposta de critério de dimensionamento destas estruturas pelo método dos estados limites;
- Criação de mecanismos de transferência de conhecimentos sobre o sistema protendido;
- Apresentação de um software para o dimensionamento destas estruturas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Introdução

A revisão da literatura deste capítulo pode ser dividida em quatro blocos diferentes. O primeiro, que é conceitual, engloba os itens 2.2, 2.3 e o 2.4. O item 2.2 aborda o material madeira na aplicação estrutural de passarela, viadutos e principalmente pontes oferecendo um breve histórico desta utilização. No item seguinte são apresentados os principais arranjos de pontes, passarelas ou viadutos em madeira com suas principais características. Os itens 2.4 e 2.5 são sistematizações dos requisitos normativos nacionais no que diz respeito às ações usuais em pontes de madeira e combinações. No segundo bloco, constituído pelos itens 2.6 e 2.7, estão apresentados os principais conceitos envolvidos no sistema de tabuleiros de peças serradas protendido transversalmente, algumas variações desta tecnologia e um retrospecto dos tópicos estudados sobre o assunto até o momento no Brasil. O terceiro bloco abrangendo do item 2.8 e 2.9 constitui a revisão bibliográfica específica a ser abordada neste trabalho. Finalizando com as conclusões no item 2.10, o quarto bloco.

2.2 A Madeira como Material de Construção de Pontes

A madeira, sendo um material renovável, tem estado presente em toda a história da humanidade. Como material de construção, a madeira é abundante, versátil e possui baixo ônus ambiental. Por ser renovável, se

forem respeitados critérios de sustentabilidade, bem como de proteção e combate de desastres naturais estar-se-á garantindo a disponibilidade deste nobre material às futuras gerações.

Provavelmente a madeira foi o primeiro material utilizado em pontes. As características desejáveis da madeira para esta utilização estrutural são, basicamente, sua elevada relação resistência peso, baixo custo tecnológico, estética e capacidade de absorção de cargas de curta duração. Ao contrário da crença popular, grandes elementos de madeira possuem resistência ao fogo igual ou superior aos outros materiais mais comuns. Pontes de madeira não necessitam equipamentos especiais para instalação e geralmente são construídas sem mão-de-obra altamente especializada. A pré-fabricação e a industrialização são facilmente aplicadas (RITTER, 1992).

O conceito errôneo de que a madeira possui vida útil curta tem atrapalhado a utilização da madeira na construção. Embora a madeira seja um material suscetível à deterioração e ao ataque de agentes biológicos sobre determinadas condições é, indiscutivelmente, um material muito durável quando protegido da variação de umidade, possuindo ou não durabilidade natural elevada. Muitas pontes cobertas, construídas no século 19, ainda estão em uso, pois seus elementos principais estão protegidos da ação direta das intempéries.

Em construções modernas raramente é prática e economicamente viável cobrir as pontes. Apesar disso, as decisões podem ser sociais e/ou culturais. Entretanto, o uso de preservativos tem estendido a vida útil da madeira exposta. Eles as têm protegido por períodos superiores a 50 anos. Além disso, a madeira preservada requer pouca manutenção e nenhuma pintura.

Outro conceito errado sobre a madeira como um material de construção de ponte é que sua utilização esteja limitada a pequenas estruturas. Esta questão advém, provavelmente, do fato de que as árvores comercializadas possuem dimensões limitadas sendo extraídas antes de atingir diâmetros grandes. O advento da madeira laminada colada (MLC), por volta de 1950, forneceu aos projetistas algumas alternativas embora ainda existam limites de ordem industrial nas dimensões. Uma peça de MLC possui, como regra geral, maior resistência, rigidez e qualidade que as peças serradas da madeira original, possibilitando ainda, a obtenção de elementos de grandes dimensões através de árvores pequenas.

As primeiras pontes de madeira foram construídas pelo homem do período neolítico por volta de 15000 AC (STEINMAN, 1953). Provavelmente, muitas pontes de madeira foram construídas nos últimos 800 anos AC pelos Persas, Babilônios, Gregos, Romanos e Chineses embora exista pouca literatura disponível descrevendo os projetos. Uma das mais antigas pontes registradas apresentava 10,7 m de largura com 183 m de comprimento construída em 793 AC sobre o rio Eufrates, na Babilônia.

Uma das mais antigas pontes ainda em utilização é a Kappelbrücke (ponte da capela – **figura 2.1**) localizada na cidade suíça de Lucerna que foi construída em 1333. É uma ponte coberta possuindo 285 m de comprimento e constituída por vãos de vigas simples sobre pilares de madeira intercalados. Obviamente, ela foi reconstruída ao longo dos séculos e diminuída para 22 m no século 19. Em Agosto de 1993 um incêndio destruiu grande parte de sua estrutura. Em Abril de 1994, depois de recuperada, ela foi reinaugurada como passarela para pedestres.

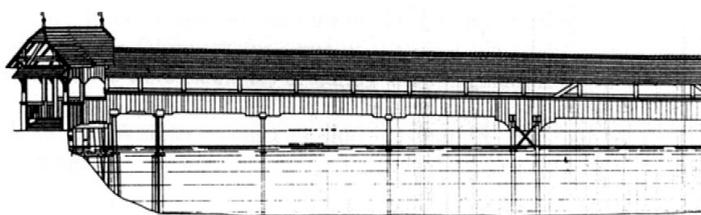


Figura 2.1 –Ponte da Capela (1333). Fonte FISCHER, J. - STEP E17 (1995)

Até o século 15 a literatura sobre as pontes é limitada e incompleta. Por volta de 1570, Andrea Palladio escreve “Architecture”, onde descreve alguns projetos (chamados naquela época de invenções) de pontes de madeira. Ele registrou o arco de madeira e a primeira ilustração de um sistema treliçado (figura 2.2).

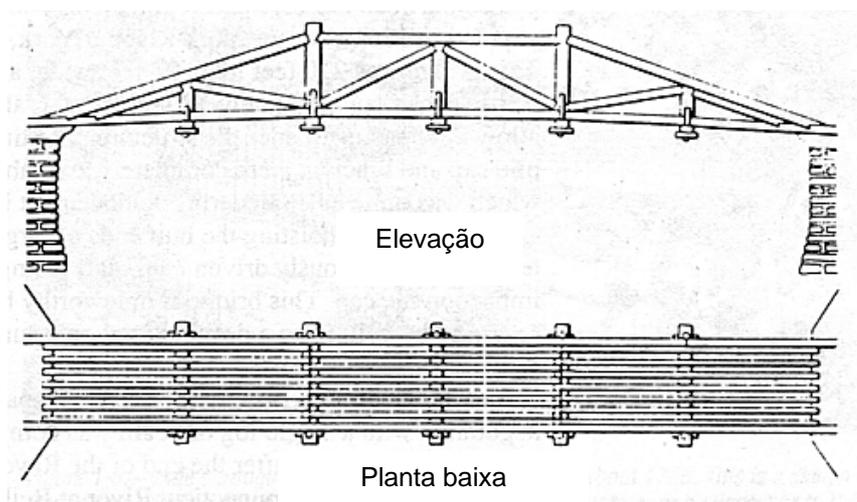


Figura 2.2 – Sistema treliçado de Palladio em “Architecture” (1570). Fonte RITTER (1992)

Somente por volta do século 18 é que, na Europa, a atenção foi voltada às benfeitorias públicas. A engenharia começava a ser reconhecida como profissão.

Nos EUA, com a construção de rodovias e o auge das ferrovias, houve uma grande demanda de pontes. Foi quando surgiram as primeiras pontes cobertas e se estima que mais de 10000 pontes cobertas foram construídas de 1805 a 1885 (RITTER, 1992).

Até 1840 as pontes eram construídas empiricamente, por tentativa e erro, sem qualquer análise de tensões ou deformações e nenhum desenvolvimento havia ocorrido até que William Howe, de Massachusetts, patenteou sua treliça longa (**figura 2.3**). Incluía, também, uma análise completa das tensões utilizando ferramentas matemáticas existentes na época. Em seguida, Thomas W. Pratt e Calleb Pratt patentaram sua viga treliçada (**figura 2.4**).

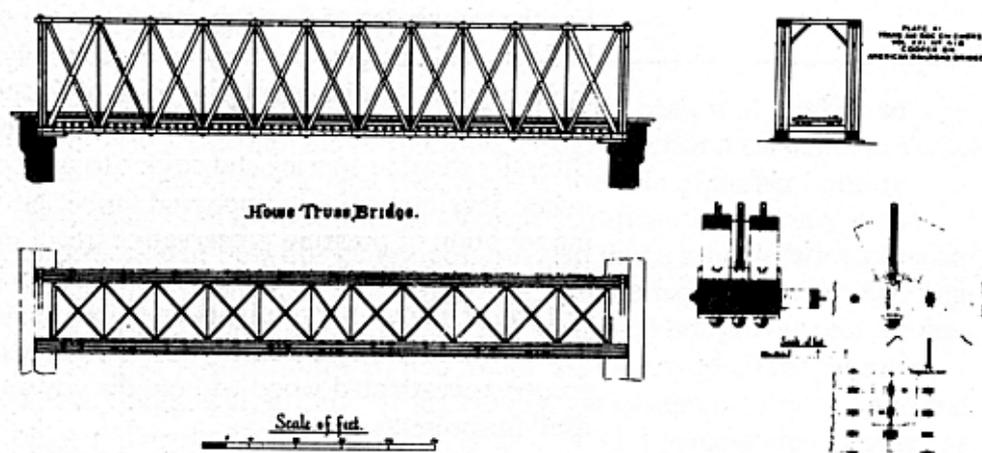


Figura 2.3 – Treliça de Howe (1840). Fonte RITTER (1992).

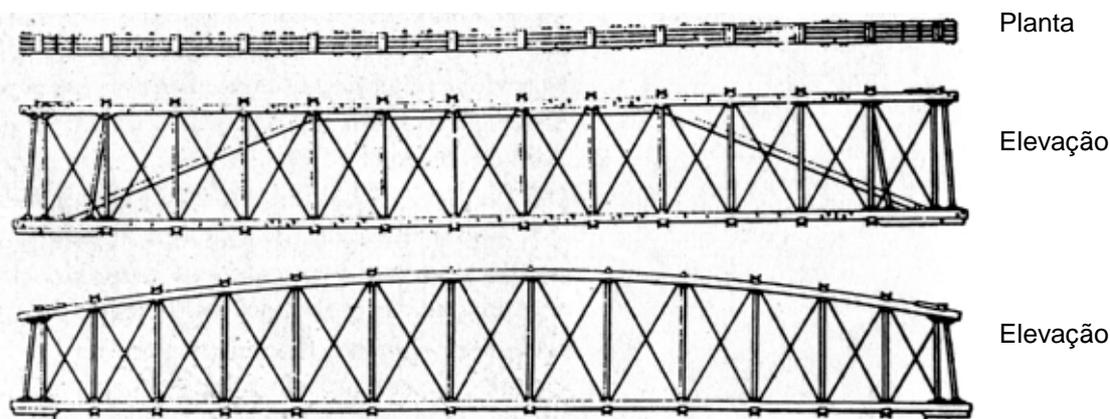


Figura 2.4 – Treliça de Pratt (1844). Fonte RITTER (1992).

A partir da segunda metade do século 19 as pontes de ferro fundido começaram a se difundir e se tornaram competitivas com as de madeira. Na última década desse século era o material mais utilizado em pontes.

No começo do século 20 as pontes de aço já eram menos onerosas que as de madeira e o concreto armado se tornou mais popular nos tabuleiros das pontes (RITTER, 1992).

As pontes de madeira se desenvolveram lentamente até que, em meados da década de 40, surgiu o conceito de madeira laminada colada. Nas décadas seguintes, nos Estados Unidos da América, a madeira se tornou o material mais utilizado em pontes. Na década de 80 com novos conceitos de placa protendida renovou-se o interesse pelas pontes de madeira (RITTER, 1992).

O futuro da madeira como material de construção de pontes, como para qualquer outra aplicação estrutural da madeira, está garantido se pensada a viabilidade técnica que os vários sistemas estruturais e construtivos oferecem.

Como acredita JOHNSON (*apud* RITTER 1992), a ascensão da utilização do concreto e do aço se fundamentou nos esforços das suas respectivas indústrias. Elas produziram informações técnicas de seus produtos e distribuíram aos meios acadêmicos e técnicos, levando a um aumento da utilização, prestígio e posição de seus produtos no mercado. Em consequência disso, os materiais que não forneceram o mesmo nível de informações, como a madeira, tiveram um declínio neste mercado. É importante ressaltar as diferenças entre as indústrias do cimento e do aço com a da madeira. As primeiras, em todo o mundo, sempre estiveram sobre o controle centralizado de monopólios o que facilitou a produção e transferência de informações técnicas. Já a indústria da madeira consiste em diversas companhias, geralmente assumindo parte do sistema produtivo como extração, beneficiamento, tratamento ou comercialização.

RITTER (1992) diz que, dado o potencial de mercado e as vantagens técnicas e econômicas da madeira, o sucesso futuro em pontes depende de

três fatores na ordem: 1. Educação dos engenheiros e arquitetos sobre as características do material e performance dos sistemas estruturais; 2. Pesquisas contínuas no desenvolvimento de novos sistemas e o aperfeiçoamento dos existentes; 3. Um efetivo sistema de transferência de tecnologia para disseminar, aos usuários, informações de projeto, construção e manutenção.

2.3 Arranjos de Pontes de Madeira

2.3.1 Introdução

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

2.3.2 Pontes em Viga

As pontes em vigas são as mais práticas e comumente encontradas para pontes de madeira. As vigas são, geralmente, utilizadas na forma de vão único (vigas bi-apoiadas). Quando o comprimento a cobrir é excessivo pode-se construir apoios intermediários (vigas contínuas). Este fato se deve à dificuldade de emendas no sentido longitudinal para os grandes esforços oriundos da flexão. As variações de seção transversal são apresentadas a seguir.

Vigas simples de peças roliças (figura 2.5)

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



Figura 2.5 – Ponte em Viga com peças roliças simples

Vigas compostas de peças roliças (figura 2.6)

Pelas questões expostas anteriormente, principalmente com relação às baixas propriedades mecânicas do alburno e os altos comprimentos obtidos, HELLMEISTER, 1978 associou duas ou mais seções roliças. Esta associação geralmente é realizada por parafusos passantes transversais

associados a elementos de absorção das tensões de cisalhamento tais como tarugos ou anéis metálicos. Obviamente estas associações permitem utilizar toras de diâmetros menores aumentando a relação rigidez peso da viga. Deve-se lembrar que existem perdas significativas de resistência e rigidez da seção (enfraquecimentos das seções e flexibilidade das ligações) limitando o número ideal de seções associadas.

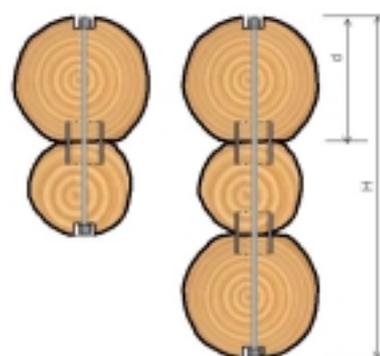


Vigas simples de peças serradas

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

Um tipo particular das pontes em vigas é a ponte barragem (**figura 2.7**). Elas são destinadas às travessias de grandes rios de pequena profundidade como os encontrados no pantanal Mato-grossense. Estas estruturas são chamadas pontes barragens porque seus vários pilares dispostos próximos entre si (geralmente 2 ou 3 m) formam uma barreira visual e física ao longo do rio. Geralmente são construídas em vigas simplesmente apoiadas em consoles sobre os pilares.

Figura 2.6 – Ponte em Viga com peças roliças compostas



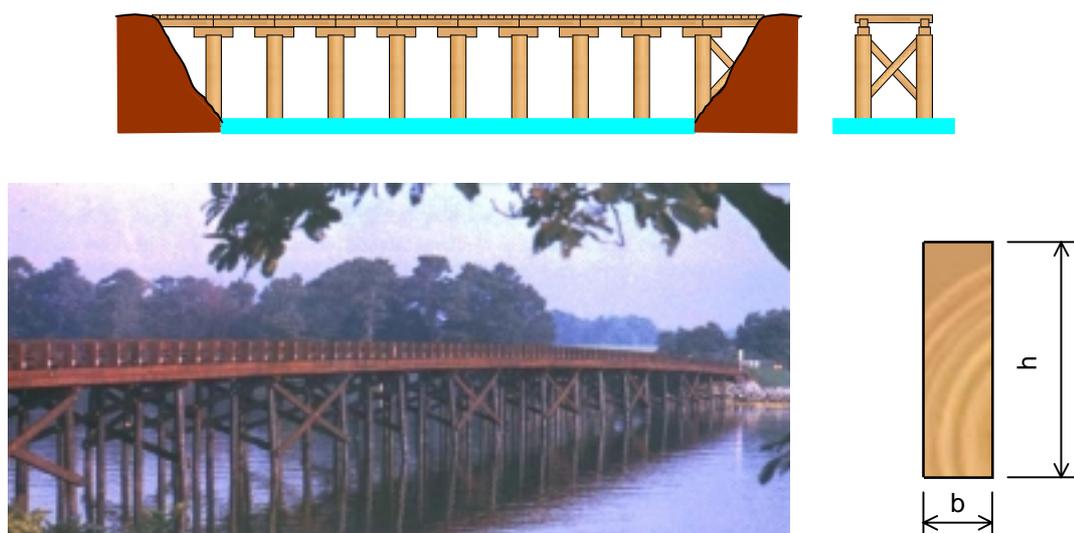


Figura 2.7 – Ponte Barragem (Viga com peças serradas simples)

Vigas compostas de peças serradas (figura 2.8)

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

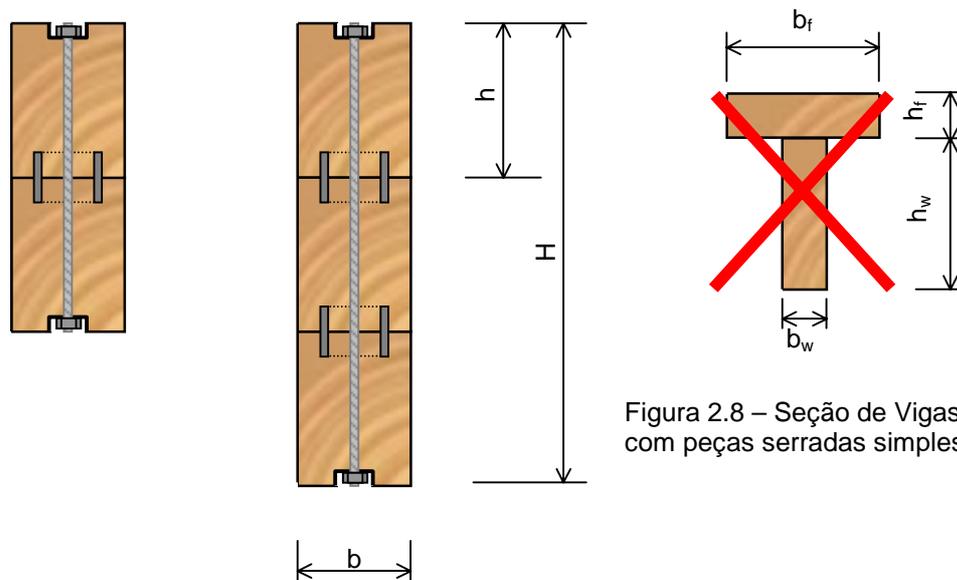


Figura 2.8 – Seção de Vigas com peças serradas simples

Vigas laminadas coladas (figura 2.9)

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



Figura 2.9 – Ponte com Vigas Laminadas Coladas

Vigas compostas por peças serradas e compensados (figura 2.10)

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

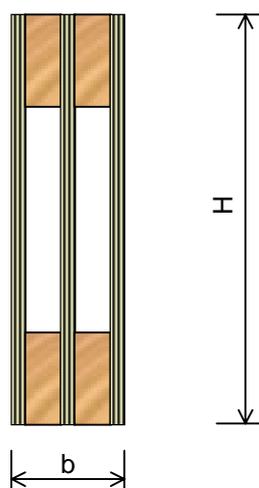


Figura 2.10 – Seção típica de vigas compostas por peças serradas e chapas de compensado

Vigas treliçadas (figura 2.11)

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

Existem muitos tipos de treliças (ou associações destas com outras estruturas) e na **figura 2.11** apresentam-se alguns deles.

2.3.3 Pontes em Arco

Os arcos têm sido muito utilizados em estruturas de pontes de madeira desde a antiguidade. O principal fator para esta prática é que as altas solicitações oriundas da flexão que ocorreriam em vigas passam a atuar em escala menor nos arcos onde predominam as tensões de compressão. Outro fator relevante é a estética proporcionada pelos arcos em pontes onde são, praticamente, ícones destas estruturas. Na **figura 2.12** estão algumas

definições relacionadas às pontes em arco, e em seguida, na **figura 2.13**, algumas ilustrações da tipologia usual.



Treliça "King" com Postes



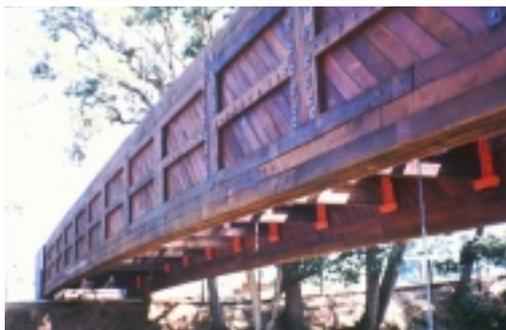
"Treliça Queen" com Postes



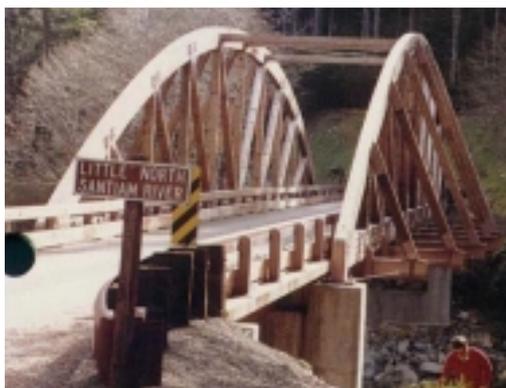
Treliça de Howe



Treliça de Pratt



treliçado de Town



Treliça Bowstring

Figura 2.11 – Pontes Treliçadas

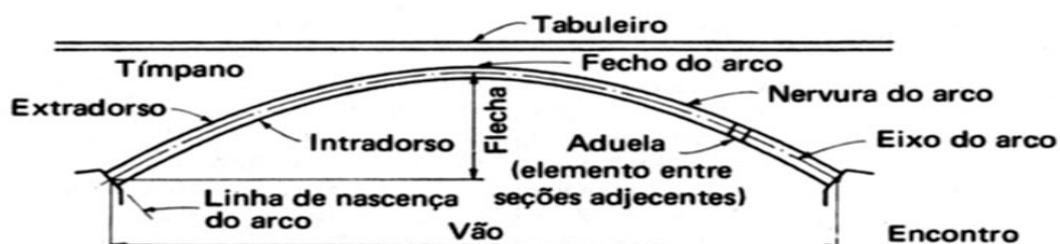
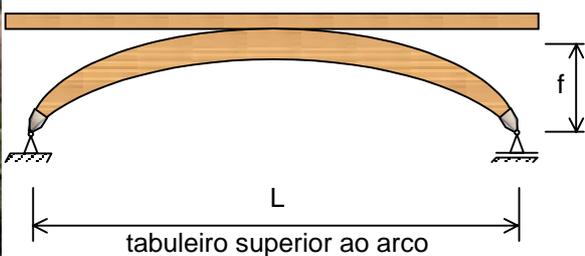
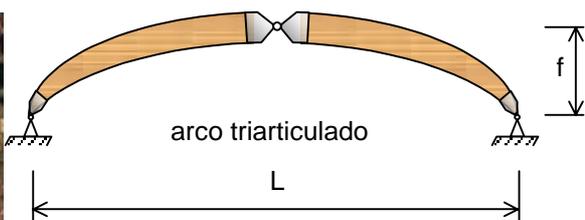
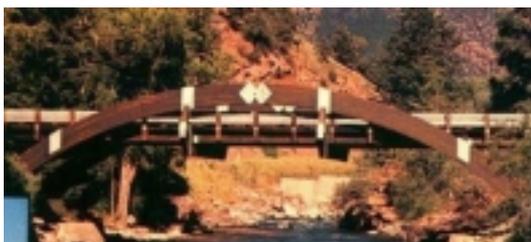
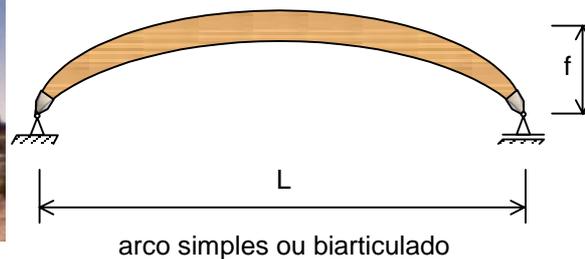


Figura 2.12 – Nomenclatura de pontes em arco. Fonte O'CONNOR, C. (1975)

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



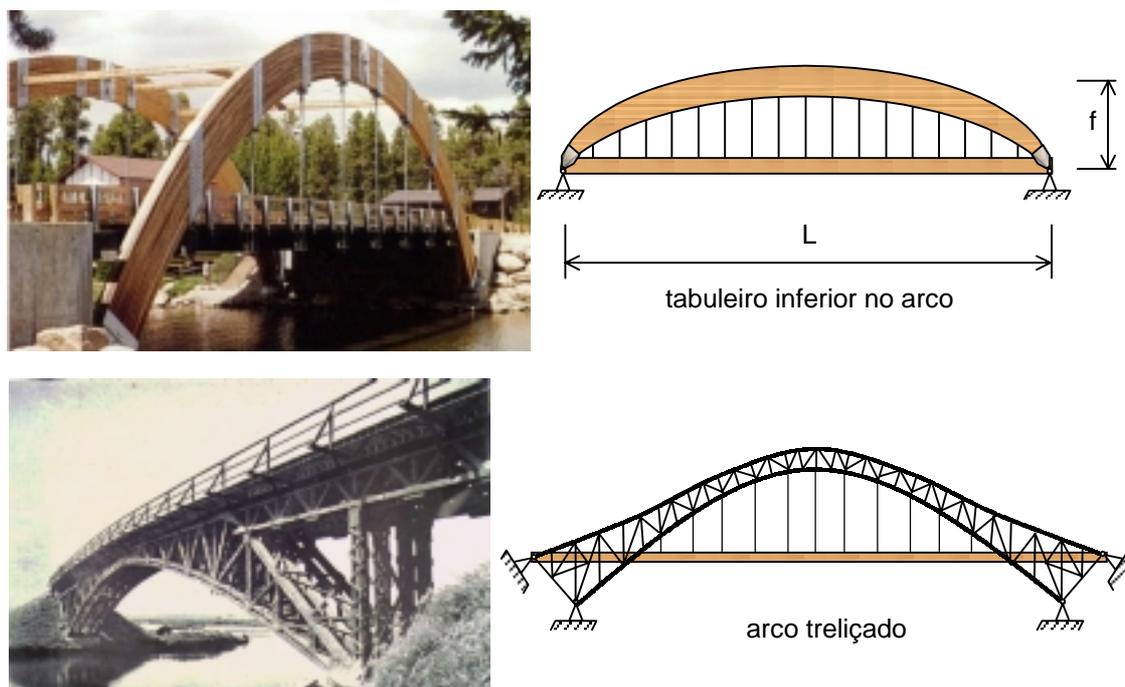


Figura 2.13 – Pontes em arco.

2.3.4 Pontes em Pórtico (figura 2.14)

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

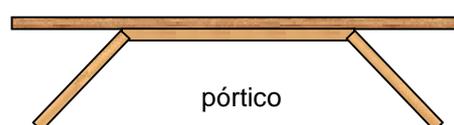


Figura 2.14 – Pontes em Pórtico

2.3.5 Pontes em Placa

Neste sistema às vezes definido de forma simplista por tabuleiro, a superestrutura da ponte é a própria placa não havendo outros elementos contribuindo para distribuir as ações para a subestrutura da ponte (tais como vigas e transversinas). O comportamento de placa é desejável no sentido que a placa (quando rígida) é totalmente mobilizada pelas ações fazendo com que sejam desnecessários elementos discretos como longarinas para aumentar a rigidez do sistema. Por outro lado, o conjunto da placa passa a necessitar alturas maiores que o tabuleiro comum de distribuição (quanto pior for o sistema que une os elementos na forma de placa maior será a seção necessária destes elementos). As pontes em placa cujas seções transversais usuais são apresentadas na **figura 2.15**, geralmente se destinam a pontes de pequenos vãos, isto é, até 10 m.

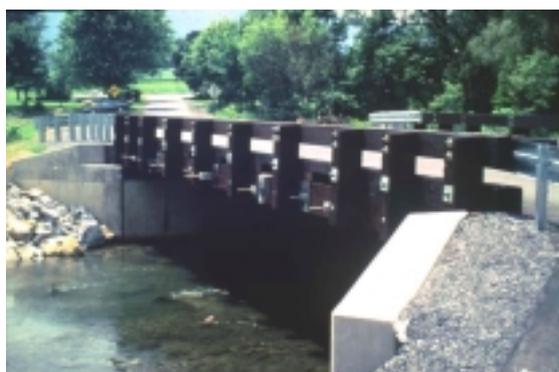
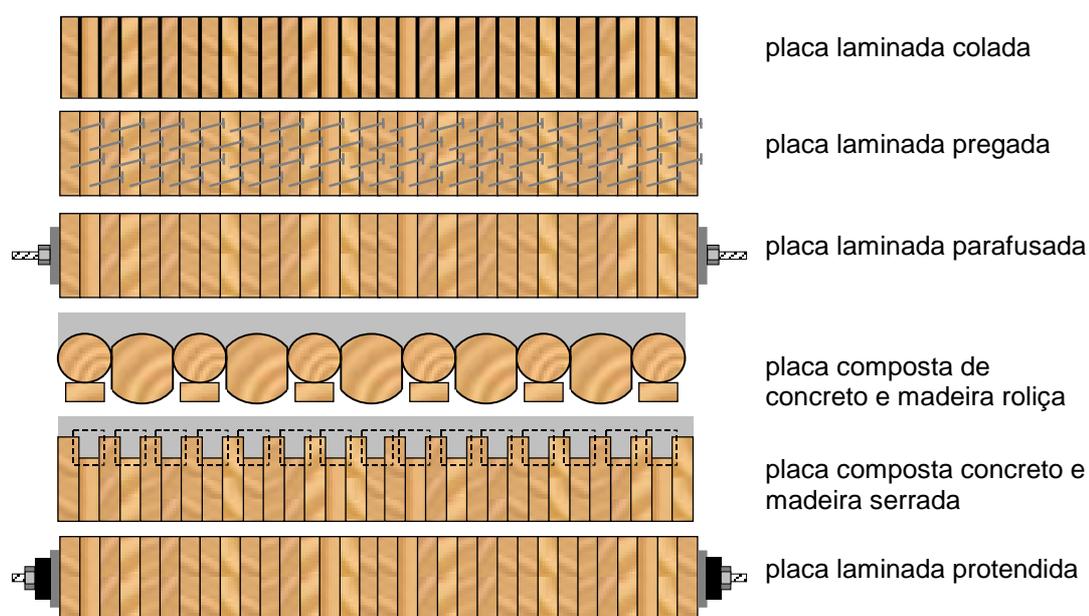


Figura 2.15 – Pontes em placas.

2.3.6 Pontes Estaiadas e Pênséis

Os sistemas estaiados e pênséis (**figuras 2.16 e 2.17**) são destinados a pontes de grandes vãos (acima de 50 m). Podem alcançar a faixa de uma centena de metros mas, também, serem aplicados a vãos menores. Se pensarmos em vãos menores, o projeto das vigas de rigidez (ou tabuleiro) e a altura das torres seriam simplificados podendo ser uma alternativa. As vigas de rigidez podem ser maciças (serrada ou laminada colada) ou treliçadas. As torres, em madeira, aço ou concreto armado, podem ser verticais ou inclinadas. Os sistemas de cabos são geralmente realizados por cordoalhas de aço e podem estar dispostos em planos longitudinais normais ou inclinados em relação aos tabuleiros.

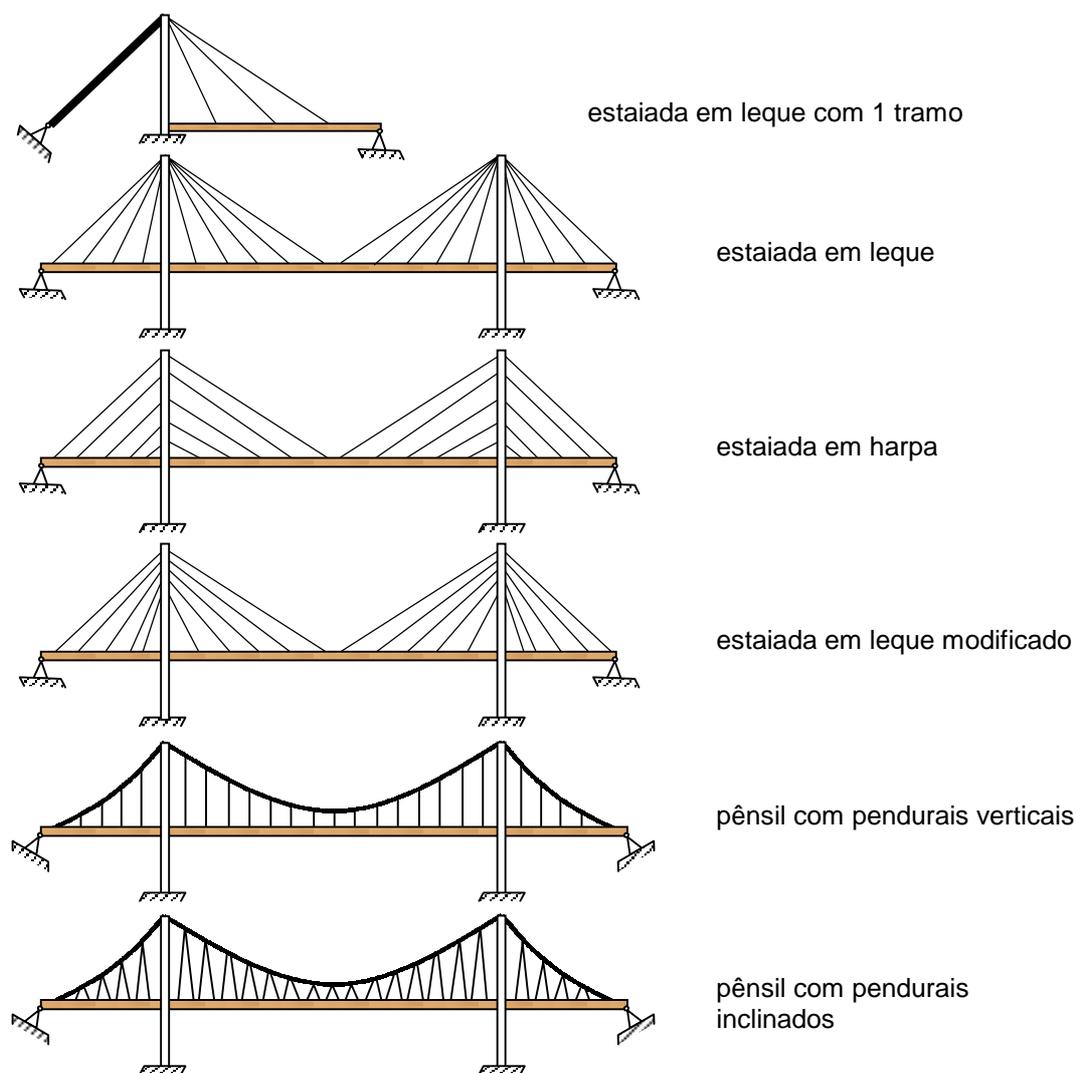


Figura 2.16 – Esquemas de Pontes Estaiadas e Pênséis



Figura 2.17 – Ponte Estaiada e Pênseis

2.4 Ações em Pontes de Madeira

O texto aqui apresentado foi baseado na normalização nacional sobre o assunto. Foram estudadas as seguinte normas e textos:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

EL DEBS, M.K. & TAKEIA, T.. Pontes de concreto - Notas de aula, fascículo 2 - Ações nas pontes. EESC. São Carlos, 1995.

2.4.1 Tipos de Ações

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

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

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

2.4.2 Ações Usuais em Pontes de Madeira

1) Cargas Permanentes.

- *Constituídas pelo Peso Próprio dos elementos estruturais.*

Madeira na classe de umidade 1 (12%).

Elementos metálicos das conexões: 3% do pp da madeira.

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

- *Peso Próprio dos elementos não estruturais.*

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

- *Ações diretas ou indiretas avaliadas como permanentes.*

Tabela 2.1 - Pesos específicos dos materiais de construção usuais.

Material	Peso (kN/m ³)
Concreto Simples	24
Concreto Armado	25
Revestimento Asfáltico	24
Aço	78
Lastro de Brita	17
Madeira	6 a 12

2) Cargas Acidentais Verticais.

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

- *Passarelas de Pedestres.*

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

- *Pontes Rodoviárias.*

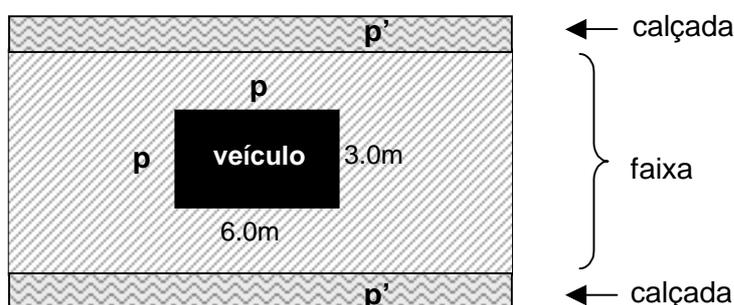
As pontes são divididas em três (3) classes:

- **Classe 45:** Veículo-Tipo pesando 450 kN.
- **Classe 30:** Veículo-Tipo pesando 300 kN.
- **Classe 12:** Veículo-Tipo pesando 120 kN.

Os trens-tipos são descritos na **tabela 2.2** ilustrada pela **figura 2.18**.

Tabela 2.2 - Cargas dos Veículos.

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



Planta do Trem-Tipo

Tabela 2.3 - Características dos Veículos.

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

Os veículos-tipos a seguir estão descritos na **tabela 2.3**.

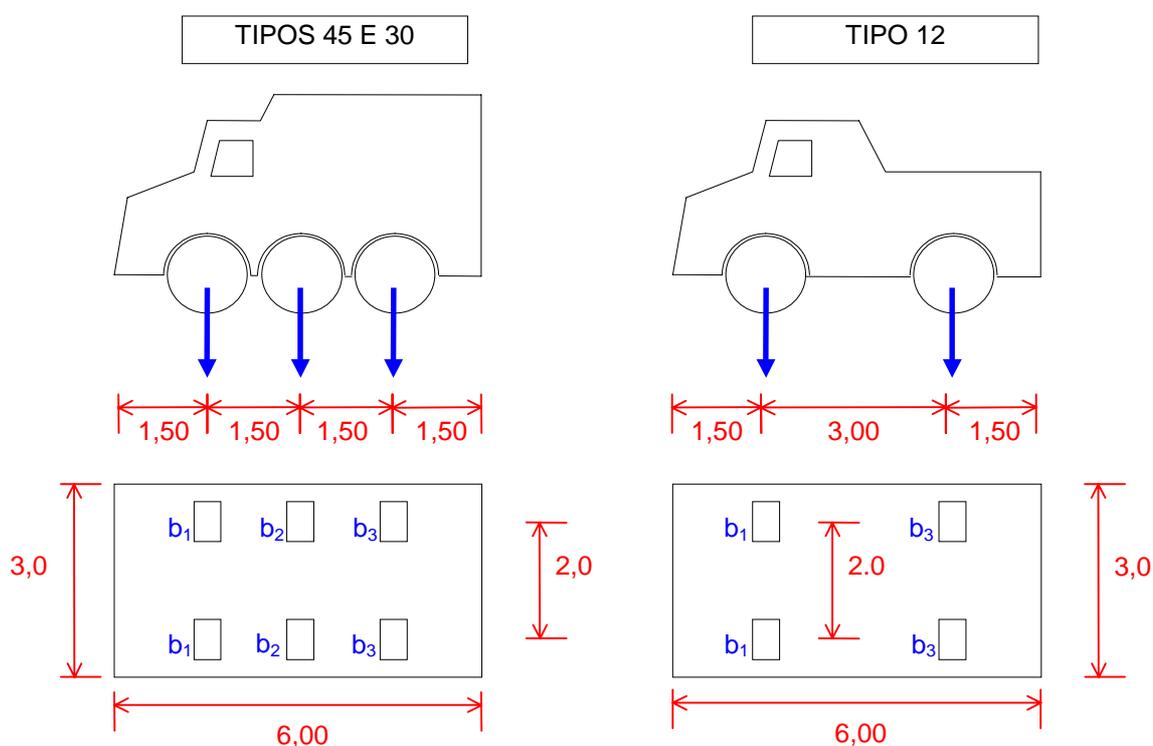
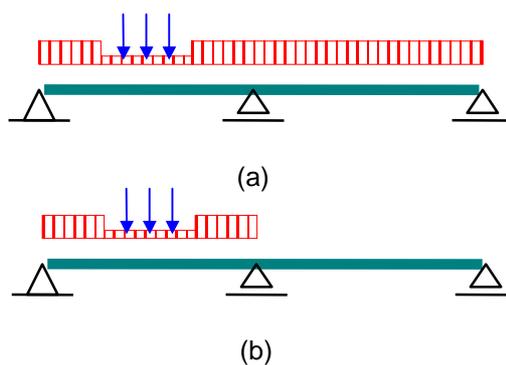


Figura 2.18 - Veículos-Tipo

A disposição do trem-tipo deve prever a situação mais desfavorável desconsiderando carregamentos que reduzam solicitações.

Ex.: Para Momento negativo (a) e para Momentos positivos (b).



No Brasil os veículos usuais estão limitados pela chamada lei da balança que prevê o peso máximo por eixo de 100 kN e o seguinte gabarito e cargas legais:

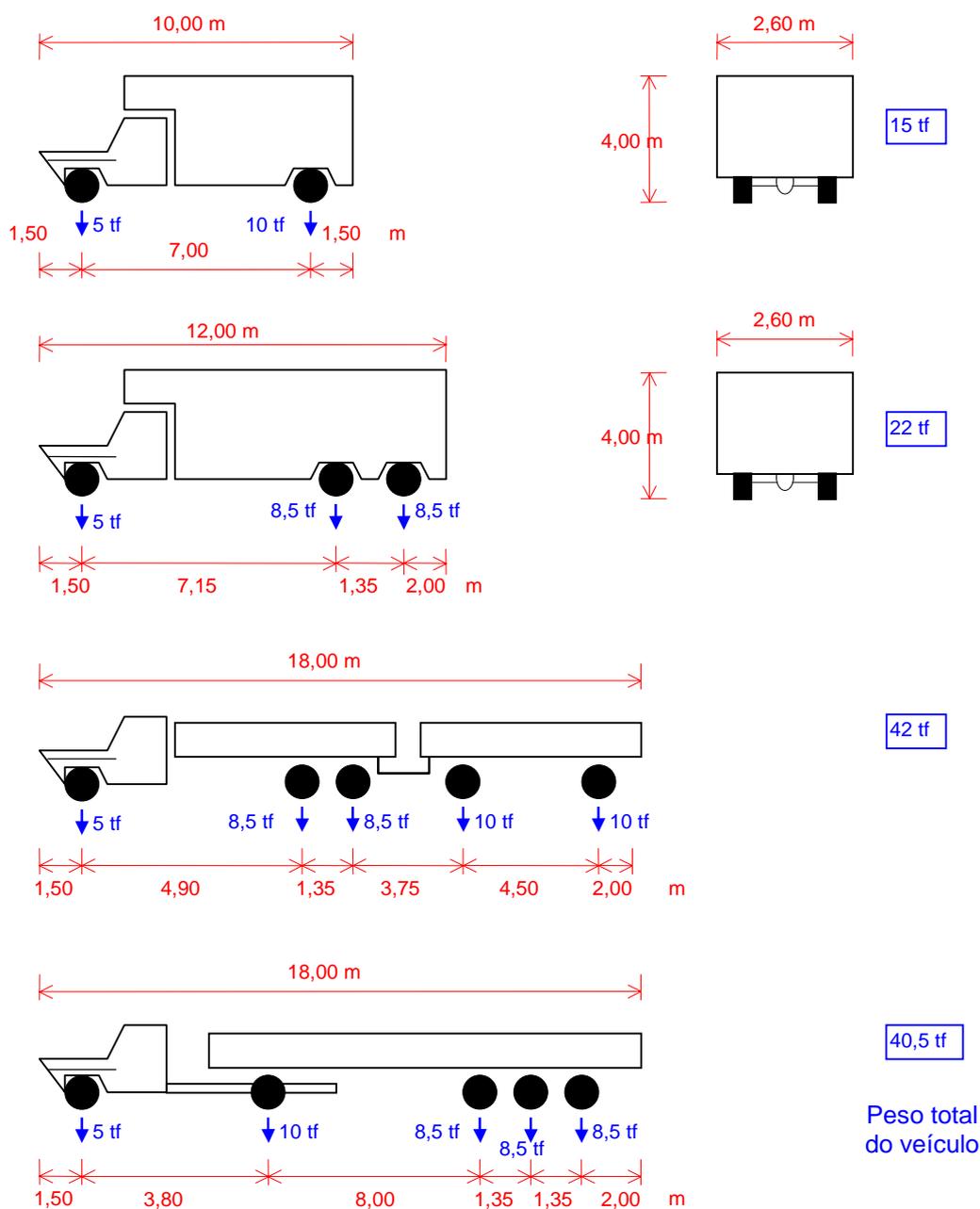


Figura 2.19 - Veículos-Tipo usuais.

- *Pontes Ferroviárias.*

As pontes estão definidas em quatro (4) classes:

- **TB-360:** Quando há transporte de minério de ferro ou equivalente.
- **TB-270:** Carga em geral.
- **TB-240:** Para verificação de estabilidade e projeto de reforço.
- **TB-170:** Transporte de Passageiros.

Os trens-tipos são da forma.

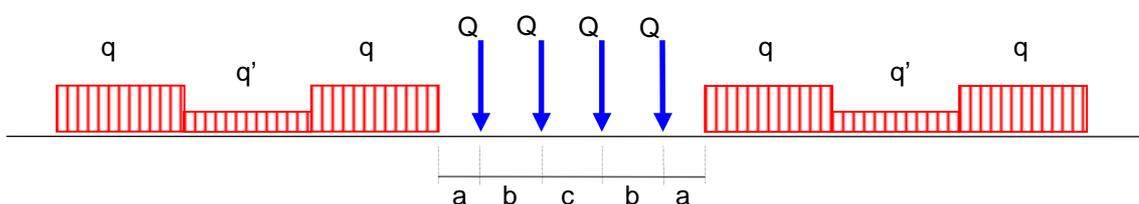


Tabela 2.4 - Cargas das Composições.

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

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

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

Tabela 2.5 - Fatores de Redução ρ .

n° de vias	3	4	5
reductor ρ	0,73	0,66	0,59

No Brasil os veículos ferroviários usuais são:

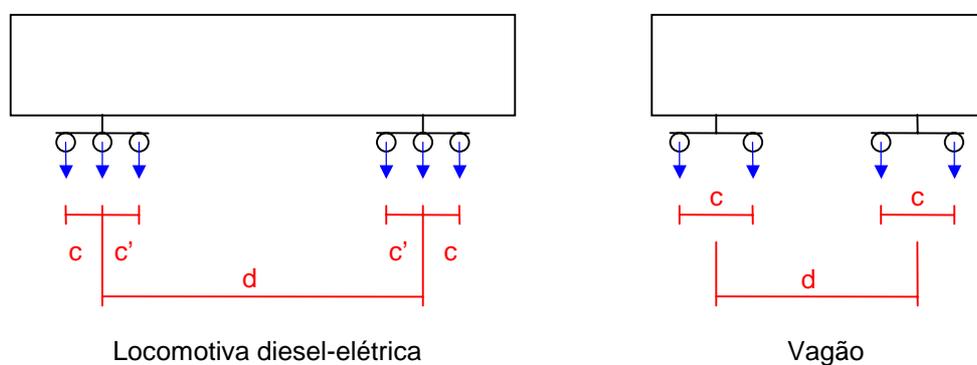


Figura 2.20 - Veículos ferroviários .

Tabela 2.6 - Características de Locomotivas e Vagões no Brasil.

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

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

3) Impacto Vertical.

O impacto vertical é considerado uma ação de curta duração.

Para considerar o efeito dinâmico do impacto vertical sobre as cargas móveis verticais deve-se multiplicá-las por:

$$\varphi = 1 + \frac{\alpha}{40 + L} \quad \text{onde:}$$

$$L = \begin{cases} \text{Ponte em Viga:} & \text{vão teórico do tramo.} \\ \text{Ponte em Placa:} & \text{menor dos vãos.} \end{cases}$$

$$\alpha = \begin{cases} 50: & \text{Pontes ferroviárias.} \\ 20: & \text{Pontes rodoviárias com revestimento de madeira.} \\ 12: & \text{Pontes rodoviárias com rev. de concreto ou asfalto.} \end{cases}$$

Não se considera o impacto em:

- encontros.
- pilares maciços.
- fundações.
- passeios.

Devido à maior resistência da madeira às cargas de curta duração, na verificação da segurança nos estados limites últimos, as solicitações nas peças de madeira devidas ao impacto vertical serão multiplicadas por 0,75.

Para os elementos metálicos deve-se considerar a totalidade do impacto vertical.

4) Forças Longitudinais.

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

- *Pontes Rodoviárias.*

F_{long} deve ser aplicada sem impacto, 2.00 m acima da superfície de rolamento.

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

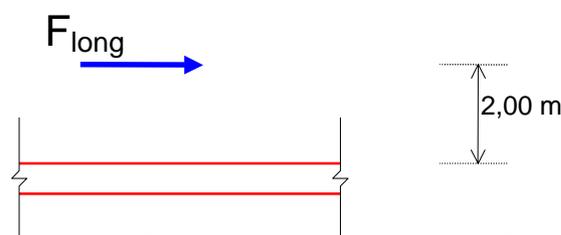


Figura 2.21 - Força Longitudinal em Pontes Rodoviárias.

- *Pontes Ferroviárias.*

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

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

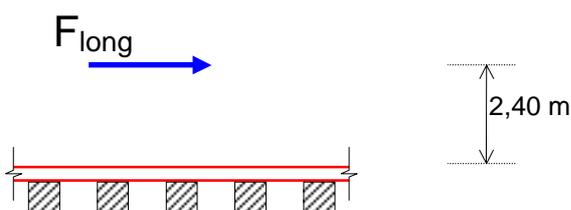


Figura 2.22 - Força Longitudinal em Pontes Ferroviárias.

5) Força Centrífuga.

Força de curta duração que acontece em pontes curvas.

- *Pontes Rodoviárias.*

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

$$F_{cent} \geq \left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad 20\% \text{ do peso do veículo por faixa de tráfego quando o raio de curvatura } R \leq 300 \text{ m.} \\ \bullet \quad \frac{6000}{R} \% \text{ do peso do veículo por faixa de tráfego quando o raio de curvatura } R > 300 \text{ m.} \end{array} \right.$$

- *Pontes Ferroviárias.*

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

$$F_{cent} \geq \left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad \text{Bitola 1,60m: } 12\% \text{ da carga móvel quando } R \leq 1000 \text{ m.} \\ \quad \quad \quad \frac{12000}{R} \% \text{ quando } R > 1000 \text{ m.} \\ \bullet \quad \text{Bitola 1,00m: } 8\% \text{ da carga móvel quando } R \leq 600 \text{ m.} \\ \quad \quad \quad \frac{4800}{R} \% \text{ quando } R > 600 \text{ m.} \end{array} \right.$$

6) Vento.

A natureza da ação do vento é de curta duração.

A ação do vento nas edificações segue o disposto na NBR-6123.

Pela NBR-7190/97 a ação do vento sobre veículos e pedestres deve ser considerada como segue:

- *Passarela de Pedestres*

Com valor característico igual a 1,80 kN/m (horizontal) aplicado a uma altura de 0,85m acima do piso.

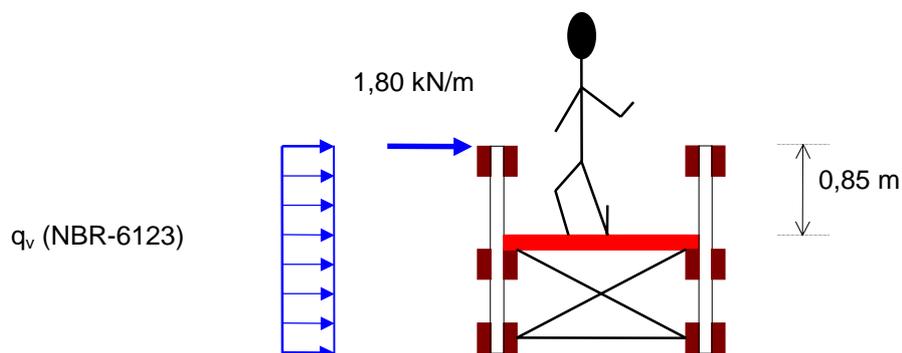


Figura 2.23 - Vento sobre Passarela.

- *Pontes Rodoviárias*

Com valor característico igual a $2,00 \text{ kN/m}$ (horizontal) aplicado a uma altura de $1,20 \text{ m}$ acima da superfície de rolamento.

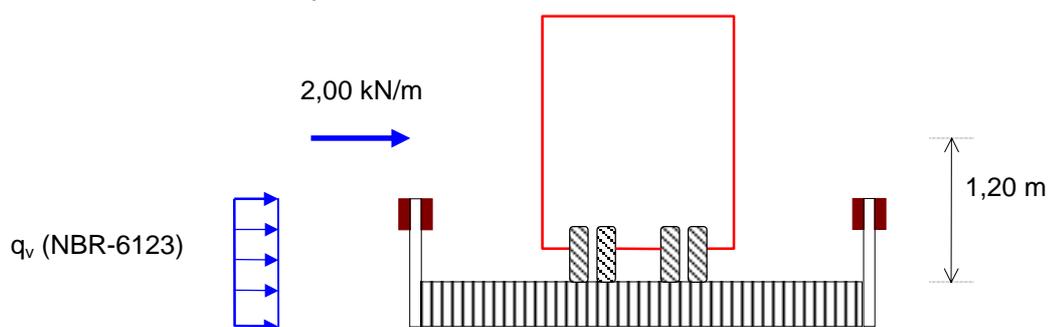


Figura 2.24 - Vento sobre Veículo.

- *Pontes Ferroviárias.*

Com valor característico igual a $3,00 \text{ kN/m}$ (horizontal) aplicado a uma altura acima do topo dos trilhos de $2,40 \text{ m}$ para bitola de $1,60 \text{ m}$ e $2,00 \text{ m}$ para bitola métrica ($1,00 \text{ m}$).

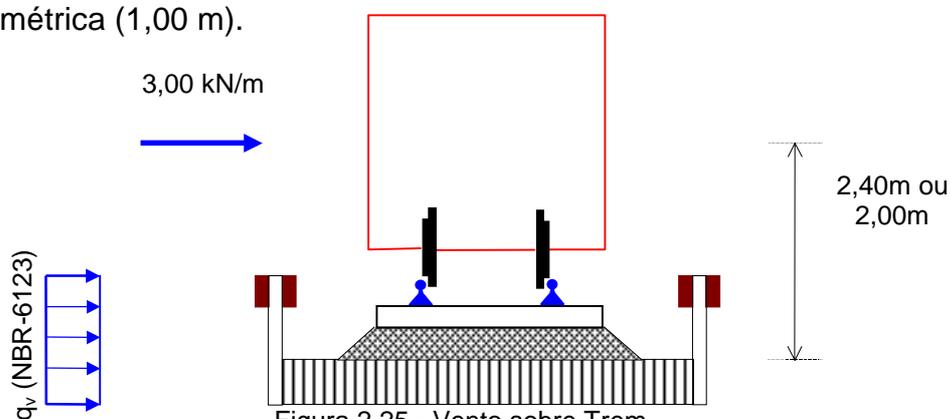


Figura 2.25 - Vento sobre Trem.

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

7) Impacto Lateral.

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

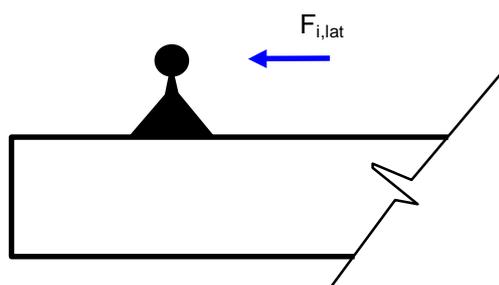


Figura 2.26 - Impacto Lateral.

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

8) Carga no Guarda-Corpo.

Aplicada horizontalmente no corrimão.

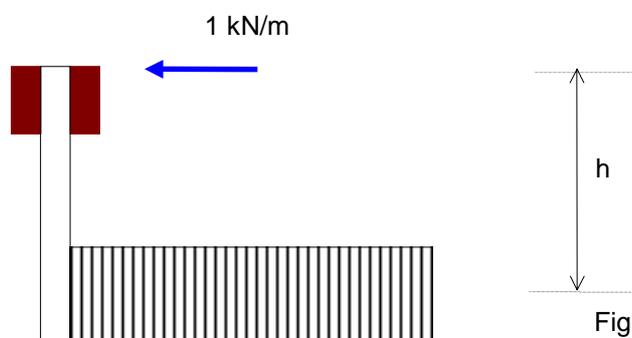


Figura 2.27 - Carga no Guarda-Corpo.

9) Carga no Guarda-Rodas.

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

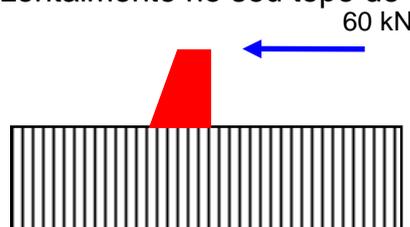


Figura 2.28 - Carga no Guarda-Rodas.

2.5 Combinações das Ações em Pontes de Madeira

Na NBR 7190 (1997) estão definidas as combinações necessárias para verificar os estados limites últimos e os estados limites de utilização.

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

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

Para a avaliação dos estados limites últimos são definidas três combinações possíveis. As combinações últimas normais, as combinações especiais (ou de construção) e as combinações excepcionais. Para a avaliação dos estados limites de utilização, podem ser efetuadas combinações de longa duração, média duração, curta duração ou instantânea, de acordo com a classe do carregamento da ação variável principal.

Nas combinações para os estados limites últimos, os coeficientes γ_G das ações permanentes (**tabelas 2.7 e 2.8**) ponderam os valores das ações para os efeitos favoráveis e desfavoráveis. Quando, nas ações permanentes, o peso próprio da estrutura é maior que 75% da totalidade das ações permanentes, devem ser considerados os valores de ponderação da **tabela 2.7** (pequena variabilidade) e quando não, os da **tabela 2.8** (grande variabilidade).

Tabela 2.7 - Ações permanentes de pequena variabilidade

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

Fonte NBR 7190/97

Tabela 2.8 - Ações permanentes de grande variabilidade

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

Fonte NBR 7190/97

Nas combinações para os estados limites últimos, as ações variáveis são ponderadas através dos coeficientes γ_Q de acordo com a natureza da ação apresentada na **tabela 2.9**.

Tabela 2.9 - Ações variáveis

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

Fonte NBR 7190/97

Quando houver mais de uma ação variável a ser considerada, deve-se ponderar a probabilidade de ocorrência simultânea das mesmas através dos valores de ψ_j da **tabela 2.10**.

Tabela 2.10 - Fatores de combinação e de utilização - Síntese

Ações em estruturas correntes	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3
- Pressão dinâmica do vento	0,5	0,2	0
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
- Pontes de pedestres	0,4	0,3	0,2
- Pontes rodoviárias	0,6	0,4	0,2
- Pontes ferroviárias (não especializadas)	0,8	0,6	0,4

Fonte NBR 7190/97

2.5.1 Combinações últimas normais (estado limite último)

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

onde $F_{G_i, k}$ representa o valor característico das ações permanentes, $F_{Q1, k}$ o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação considerada e $\psi_{0j} F_{Qj, k}$, os valores reduzidos de combinação das demais ações variáveis, determinados de acordo com a **tabela 2.10**. Em casos especiais devem ser consideradas duas combinações referentes às ações permanentes: em uma delas, admite-se que as ações permanentes sejam desfavoráveis e na outra que sejam favoráveis à segurança.

2.5.2 Combinações de longa duração (estados limites de utilização)

As combinações de longa duração são consideradas no controle usual das deformações das estruturas.

Nestas combinações, todas as ações variáveis atuam com seus valores correspondentes à classe de longa duração. Estas combinações são expressas por:

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

onde os coeficientes ψ_{2j} estão especificados na **tabela 2.10**.

2.6 Conceitos e Aplicações de Pontes Protendidas de Madeira

2.6.1 Introdução

Neste item, estão apresentados os principais conceitos relacionados ao sistema de tabuleiros protendidos transversalmente de madeira tais como materiais, técnicas, aplicabilidade e viabilidade técnica.

2.6.2 Sistema

Madeira

O sistema de pontes de tabuleiro em madeira laminado longitudinalmente com protensão transversal utiliza peças de madeira de dimensões comerciais disponíveis. A seção transversal destas peças ($b \times h$) geralmente possuem largura (b) de 5cm e a altura (h), função do projeto, é da ordem de 20cm a 40cm. Quanto ao comprimento (l) das peças, é possível encontrar de até 7m. Quando o vão livre da ponte ultrapassar esta dimensão deve-se utilizar algum sistema de emendas tais como o de juntas de topo (**figura 2.29**) ou emendas dentadas coladas (finger joints). As peças de madeira são serradas mas não aparelhadas.

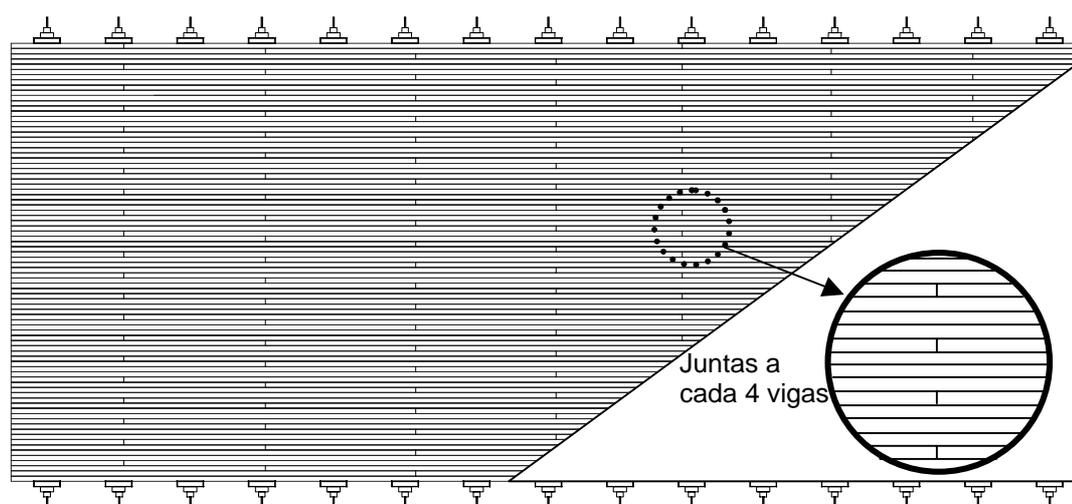


Figura 2.29 - Exemplo de Juntas de Topo adjacentes

Protensão

O sistema de protensão geralmente é constituído por barras de aço, de diâmetros de 16mm a 32mm, laminado a quente de alta resistência (ST 85/105 ou ST 105/125) da Dywidag. Atualmente, outros sistemas estão sendo utilizados tais como as cordoalhas de aço ou barras de fibra de carbono. Para o sistema Dywidag, a ancoragem é efetuada pelo conjunto comercial (placa de ancoragem quadrada ou retangular e porca sextavada - **figura 2.30**) e uma placa de distribuição, quadrada ou retangular, de aço comum. A protensão é aplicada através de macacos hidráulicos (**figura 2.32**), também da Dywidag, com as características na **figura 2.31**.

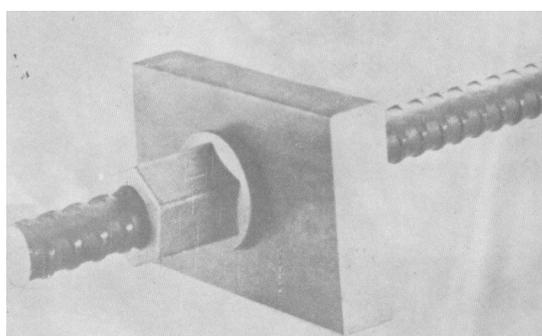
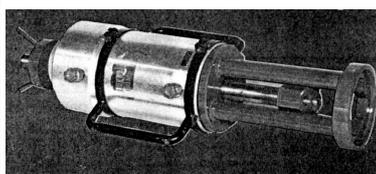
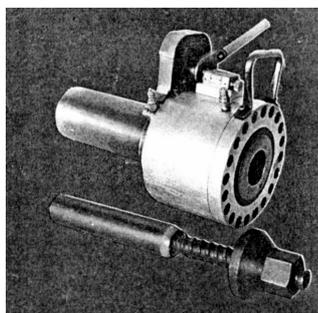


Figura 2.30 - Barra (ϕ de 32mm) e sistema de ancoragem



60 Mp - Série 05
 Cap.: 590 kN
 Curso: 50mm
 Peso: 43,5 kg

25 Mp - Série 01
 Cap.: 245 kN
 Curso: 100mm
 Peso: 23 kg

Figura 2.31 - Aplicação da Protensão - Cilindros

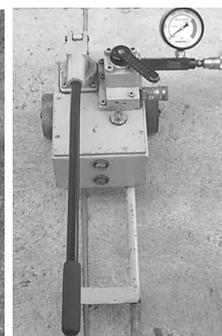
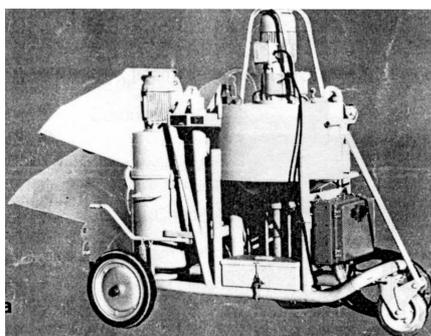
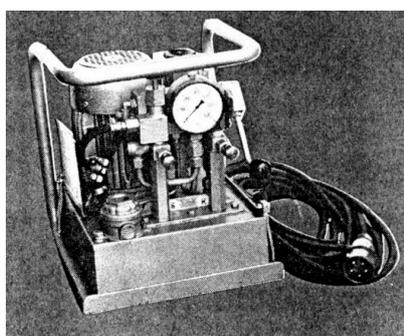


Figura 2.32 - Aplicação da Protensão - Bombas

Proteção

Os elementos de proteção da ponte são os guarda-rodas e os guarda-corpos detalhados na **figura 2.33**.

Acessórios

Outros acessórios utilizados na montagem e nas fixações dos dispositivos de proteção (guarda-rodas e guarda-corpos) e na fixação do tabuleiro na infra-estrutura são anéis, parafusos, porcas, arruelas, manta geotêxtil, etc.

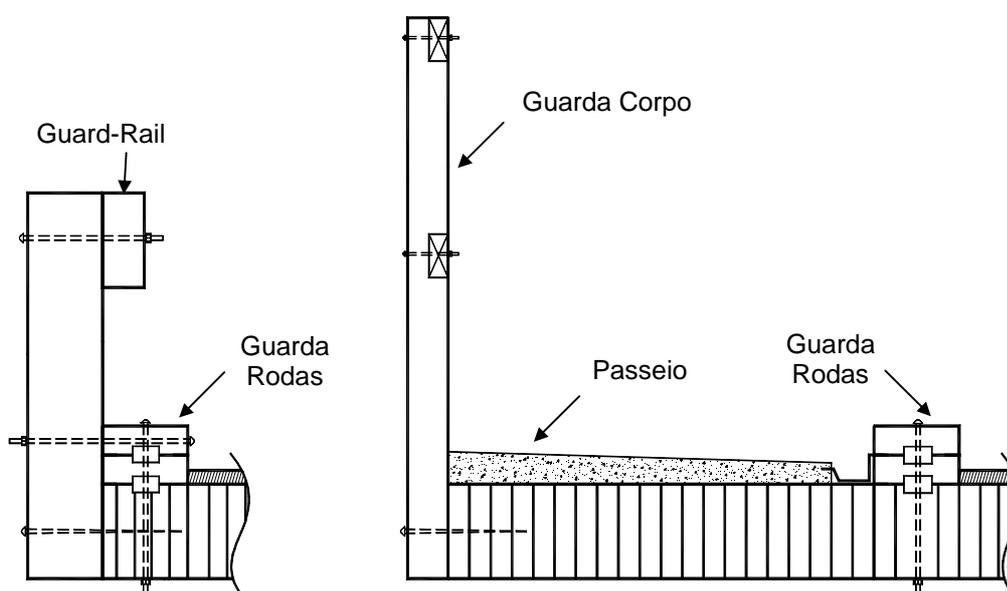


Figura 2.33 - Guarda-corpos e Guarda-rodas

Tratamentos Preservativos

Madeira: As peças de madeira devem ser tratadas com CCA ou Creosoto.

Protensão: As barras devem ser protegidas com pintura a base epóxi

Acessórios: Todos os parafusos, anéis, devem ser galvanizados. Pode-se utilizar a aplicação de pasta hidrorrepelente na furação do tabuleiro e capas protetoras de PVC para garantirem durabilidade maior das barras e da ancoragem, respectivamente.

Acabamentos

Não há acabamentos especiais utilizados no sistema com tabuleiro laminado protendido. Para homogeneização da pista de rolamento (e

proteção) pode-se utilizar uma capa de concreto asfáltico ou concreto de cimento portland. Pode-se utilizar mantas de material geotêxtil para um melhor escoamento das águas pluviais.

Infra-estrutura

A infra-estrutura pode ser constituída por berços de concreto armado sobre estacas de concreto, aço ou madeira, gabiões, estacas e berço de madeira.

2.6.3 Viabilidade do Sistema

Geometria:

Pontes construídas com o sistema de tabuleiro laminado protendido transversalmente permitem vencer vãos de até 10m com peças de seção transversal de até 40cm de altura viabilizando uma elevada porcentagem das pontes correntemente construídas no país.

Classes de Pontes:

Para os vãos, definidos no item anterior, a serem cobertos pelo sistema pode-se construir pontes de qualquer classe definida pela NBR 7188 com seus veículos e faixas sendo que a viabilidade econômica do sistema fica mais evidenciada para as classes 12 e 30.

Sistema:

Para vãos maiores que 6m pode se tornar inviável, pela disponibilidade e/ou pelo custo, a utilização de peças estruturais únicas ao longo de todo o comprimento. Este problema pode ser contornado pela utilização de juntas de topo. Obviamente a presença e a freqüência destas juntas faz com que o tabuleiro perca rigidez longitudinal e transversal, mas minora consideravelmente o custo com a madeira. Havendo a presença de juntas de topo, pode-se aplicar ao tabuleiro contra-flecha, minimizando os problemas de deformabilidade do sistema. O sistema possui, também, baixo consumo de madeira com volume total em torno de $0,35\text{m}^3$ de madeira por m^2 de ponte construída. Os sistemas de protensão geralmente são sistemas

comerciais, difundidos no meio técnico, sendo que o custo não é tão elevado quanto seria o de sistemas especiais para este fim. Portanto, o sistema de tabuleiros laminados protendidos possui baixo custo por metro quadrado construído de ponte.

Para contornar as limitações do sistema com madeira maciça serrada pode-se utilizar de variações pelo uso de peças laminadas coladas, seções T ou caixão (celular) como mostram, respectivamente, as **figuras 2.34, 2.35 e 2.36**.



Figura 2.34 - Ponte Protendida Badgley Fork

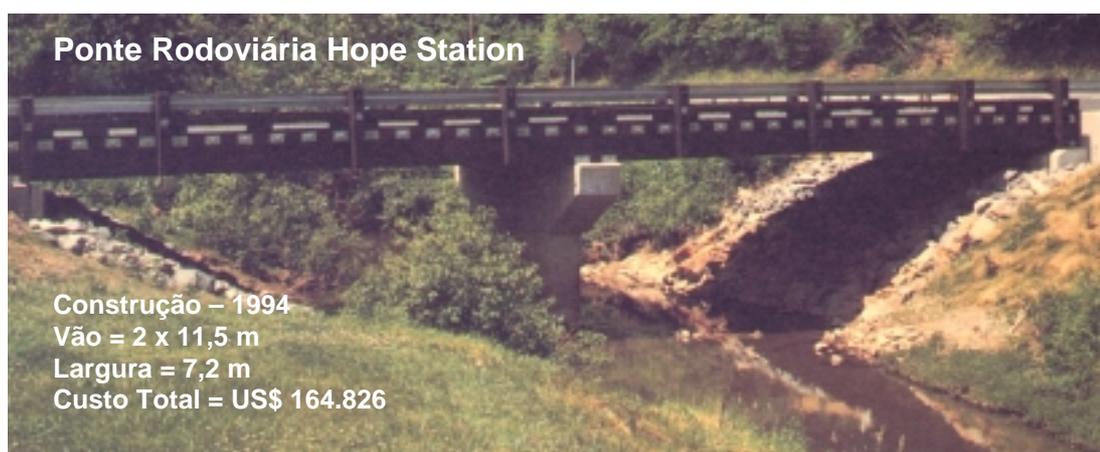


Figura 2.35 - Ponte Protendida Hope Station



Figura 2.36 - Ponte Protendida Poverty Run

Normalização:

A nova NBR 7190/97 implementou ao meio técnico novos conceitos de projeto de estruturas em madeira. O seu texto complementa as disposições e procedimentos da NBR 7188/84. Neste contexto, vê-se que as pontes a serem construídas estarão dentro dos novos conceitos normativos de ações e resistência e rigidez dos materiais.

Viabilidade Técnica:

Baseados na produção acadêmica e nas várias obras construídas e analisadas verificam-se o elevado desempenho estrutural, a aplicabilidade nas suas variações, durabilidade elevada quando utilizado tratamento e dispositivos preservativos, as facilidades de fabricação (e também pré-fabricação) e montagem tanto *in loco* quanto na fábrica com baixo custo tecnológico.

Viabilidade Econômica:

O baixo consumo de madeira e o baixo custo do sistema de protensão associados a viabilidade técnica facilita a garantia de prazo de entrega da estrutura e possibilita um custo final competitivo com outros materiais e tecnologias existentes minimizando, inclusive, os custos de infraestrutura.

2.7 Estudo de Pontes Protendidas de Madeira no Brasil

Até o momento ainda não existem pontes de madeira protendidas construídas no Brasil. O primeiro estudo foi o realizado por PRATA (1995) onde foi executada uma revisão bibliográfica geral sobre o tema pontes protendidas. PRATA analisou os parâmetros elásticos para a madeira de Eucalipto Citriodora submetida a um nível de protensão de 1410 kN/m^2 obtendo as relações elásticas $E_T = 0,03 E_L$ e $G_{LT} = 0,044 E_L$; executou, também, uma análise preliminar da perda de protensão em peças quadradas de 22cm de lado por 5cm de espessura obtendo o gráfico da figura 2.37.

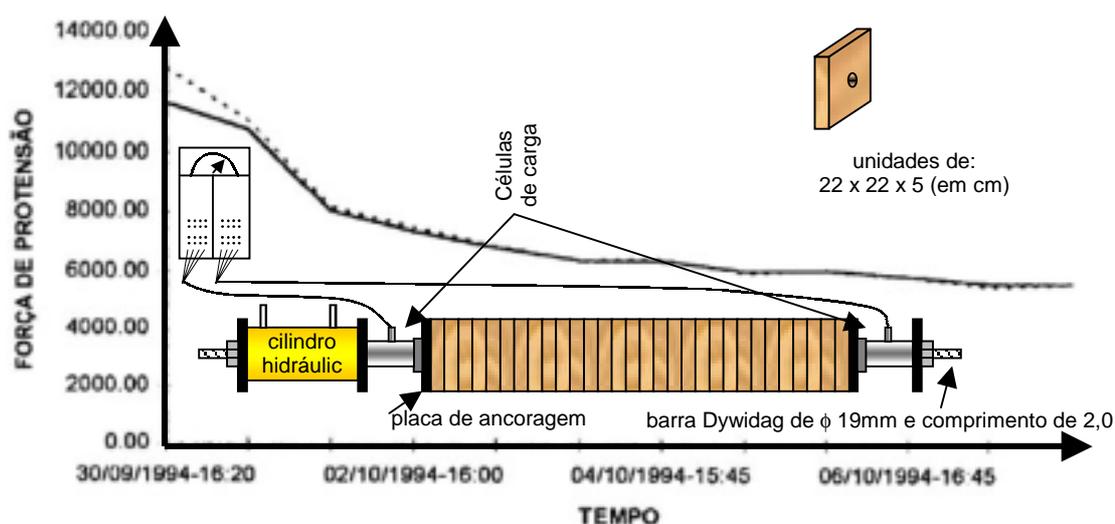


FIGURA 2.37 - Perda de Protensão: Resultados Experimentais PRATA (1995)

Em recente trabalho desenvolvido no LaMEM – SET – EESC – USP OKIMOTO (1997) verificou a aplicabilidade do sistema protendido transversalmente para as madeiras de reflorestamento eucaliptos e pinus, desenvolvendo diretrizes que orientam o projeto e dimensionamento destas estruturas. Os conceitos envolvidos nesse critério se baseiam nas diretrizes das normas nacionais NBR6120 (1980), NBR7188 (1984) e NBR7190 (1997), ou seja, nova abordagem para projetos em madeira com uma visão semi-probabilística das ações e resistência e o enquadramento do material em classes de resistência (**tabelas 2.11 e 2.12**). OKIMOTO (1997) estudou

as propriedades do material aplicado ao sistema protendido para duas classes de resistências: C25 (Coníferas) e C40 (Dicotiledôneas) representadas, respectivamente, pela madeiras de Pinus Elliottii e Eucálio Citriodora, para 5 níveis de protensão diferentes obtendo as relações elásticas das **tabelas 2.13 e 2.14** (OKIMOTO & CALIL – 1997b).

Tabela 2.11 - Classes de Resistência para Coníferas

Coníferas					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	$f_{co,k}$ (MPa)	$f_{v,k}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	ρ_{apar} (kg/m ³)
C 20	20	4	3500	400	500
C 25	25	5	8500	450	550
C 30	30	6	14500	500	600

Fonte: NBR 7190/97

Tabela 2.12 - Classes de Resistência para Dicotiledôneas

Dicotiledôneas					
(Valores na condição padrão de referência U = 12%)					
Classe	$f_{co,k}$ (MPa)	$f_{v,k}$ (MPa)	$E_{co,m}$ (MPa)	$\rho_{bas,m}$ (kg/m ³)	ρ_{apar} (kg/m ³)
C 20	20	4	9500	500	650
C 30	30	5	14500	650	800
C 40	40	6	19500	750	950
C 60	60	8	24500	800	1000

Fonte: NBR 7190/97

Diante destes resultados OKIMOTO (1997) propôs o nível de protensão de 700 kN/m² como sendo o nível de projeto. Neste mesmo trabalho também foram estudados os efeitos da presença e da freqüência de juntas de topo (mecanismo que viabiliza a utilização de peças menores apesar de diminuir a rigidez longitudinal do tabuleiro). Esses resultados são apresentados na **tabela 2.15**.

Tabela 2.13 - Resultados da Madeira de Pinus Elliottii (Coníferas C 25)

Pinus Elliottii									
Nível	0°	+45°	-45°	G_{LT}	E_T	G_{LT}/E_L	G_{LT}/E_L	E_T/E_L	E_T/E_L
Prot.	P/w	P/w	P/w	daN/cm ²	daN/cm ²				
300	1845,96	658,44	13679,49	1177,6	944,0	0,0151	0,0161	0,0137	0,0137
400							0,0174		0,0158
500	2436,60	848,19	12154,83	1554,4	1239,0	0,0200	0,0188	0,0180	0,0180
600							0,0201		0,0202
700	2654,72	1049,04	11789,42	1693,6	1557,3	0,0218	0,0214	0,0226	0,0223
800	2784,09	1102,27	11821,83	1776,1	1642,0	0,0228	0,0227	0,0238	0,0245
900	2830,28	1237,36	11601,94	1805,6	1864,7	0,0232	0,0240	0,0270	0,0266
L =	110	113		cm					
h =	24,23	24,03		cm		$G_{LT}/E_L = 0,00216 \sigma_N + 0,00715$			
$E_L =$	77734,1	68964,4		daN/cm ²		$E_T/E_L = 0,00132 \sigma_N + 0,01218$			

Tabela 2.14 - Resultados da Madeira de Eucalipto Citriodora (Dicotiledôneas C 40)

Eucalipto Citriodora									
Nível	0°	+45°	-45°	G_{xy}	E_y	G_{xy}/E_x	E_y/E_x	G_{xy}/E_x	E_y/E_x
Prot.	P/w	P/w	P/w	kgf/cm ²	kgf/cm ²				
300							0,0115		0,0076
400							0,0119		0,0105
500	3208,61	1662,14	18775,13	1801,6	1966,5	0,0121	0,0134	0,0123	0,0134
600							0,0126		0,0163
700	3527,79	2268,14	18879,74	1980,8	2764,5	0,0133	0,0189	0,0130	0,0191
800	3627,65	2627,08	18881,42	2036,9	3261,3	0,0137	0,0223	0,0134	0,0220
900	3579,18	2835,41	16906,33	2009,7	3631,4	0,0135	0,0248	0,0138	0,0249
L =	110	106		cm					
h =	25,3	24,9		cm		$G_{LT}/E_L = 0,00038 \sigma_N + 0,01036$			
$E_L =$	149207,2	146321,9		kgf/cm ²		$E_T/E_L = 0,00288 \sigma_N + -0,00101$			

Tabela 2.15 - Fator de Redução de Rigidez - Comparativo com valores da literatura

Frequência de Juntas	Fator C_{bj}		Resultados experimentais		Resultados	
	Ritter	Davalos	obtidos		ajustados por curvas	
	(1992)	(1992)	300 kN/m ²	700 kN/m ²	300 kN/m ²	700 kN/m ²
cada 2	-	-	0,66	0,71	0,66	0,71
cada 4	0,80	0,85	0,84	0,86	0,84	0,88
cada 5	0,85	0,90			0,88	0,91
cada 6	0,88	0,93			0,91	0,94
cada 7	0,90	0,96			0,93	0,95
cada 8	0,93	0,98	0,99	0,99	0,95	0,97
cada 9	0,93	0,99			0,96	0,98
cada 10	0,94	1,00			0,97	0,99
sem juntas	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Finalmente, OKIMOTO (1997) propôs a utilização de um critério de dimensionamento com as seguintes diretrizes:

- 1) Definir a geometria e a classe da ponte
- 2) Definir a classe de resistência da madeira
- 3) Definir o lay-out do tabuleiro
- 4) Calcular a largura de distribuição da carga D_w
- 5) Estimar a altura do tabuleiro e calcular as propriedades efetivas da seção transversal
- 6) Calcular as ações permanentes e as solicitações na viga de seção $D_w x h$
- 7) Calcular as ações variáveis e as solicitações na viga de seção $D_w x h$
- 8) Verificar os estados limites últimos para combinações dos efeitos verticais
- 9) Calcular o deslocamento para as ações permanentes e impor uma contra-flecha, se possível
- 10) Calcular o deslocamento para as ações variáveis
- 11) Verificar os estados limites de utilização (deslocamentos)
- 12) Determinar o espaçamento das barras de protensão e a força necessária nos elementos
- 13) Projetar o sistema de ancoragem
- 14) Projetar a configuração dos apoios
- 15) Detalhar o projeto

OKIMOTO (1997) obteve em seus estudos o entendimento das diretrizes 3 e 4 (“juntas de topo” e “parâmetros elásticos”, respectivamente) mas verificou as necessidades de avaliação da perda de protensão com o tempo dos tabuleiros, do estudo da deformação lenta da madeira e da análise experimental em protótipos para a avaliação dos efeitos dinâmicos de carregamento, dos mecanismos de transferência das ações e do comportamento global da estrutura em serviço.

VELOSO (1999) estudou o comportamento das placas de madeira protendida onde procurou obter as propriedades elásticas de tabuleiros protendidos de madeira com ensaios de torção pura (figura 2.38) e flexão (figura 2.39). Foi avaliada a madeira de Jatobá.

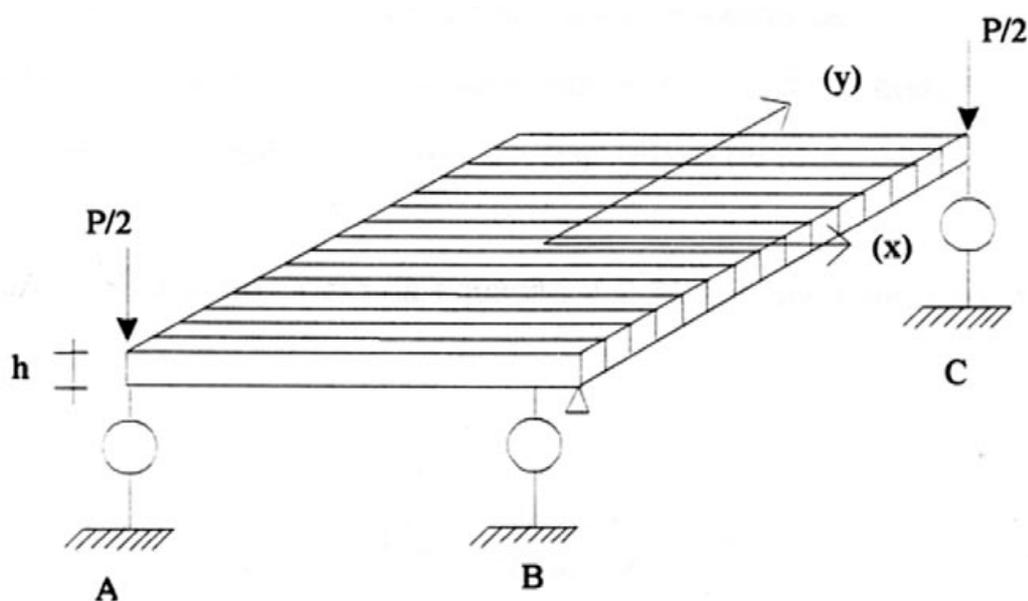


FIGURA 2.38 – Propriedade Elásticas das placa – Torção Pura– VELOSO (1998)

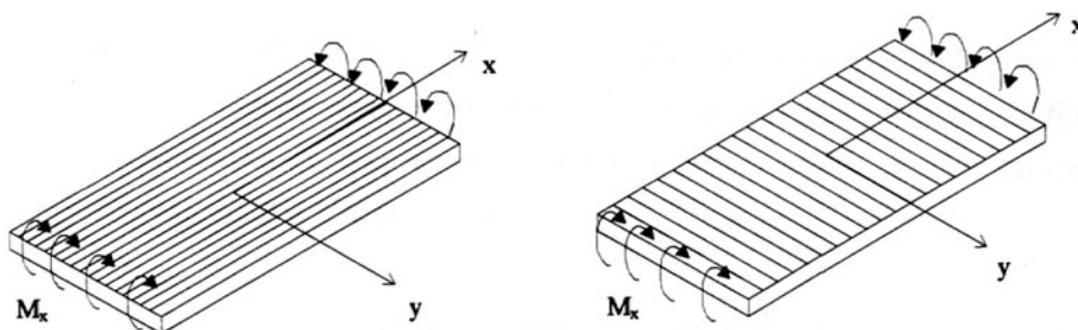


FIGURA 2.39 – Propriedade Elásticas das placa – Flexão Pura – VELOSO (1998)

2.8 Perda de Protensão

Desde as primeiras aplicações da tecnologia de tabuleiros de madeira laminada protendida já se percebeu a importância de se avaliar as perdas de protensão ao longo do tempo.

O primeiro ponto a ser observado é que a perda de protensão deste sistema construtivo com o tempo pode ser compensada no momento da construção, montagem e aplicação da protensão no tabuleiro. Segundo TAYLOR & CSAGOLY (1979) *apud* RITTER (1992) o comportamento do nível de protensão e o sistema de reprotensões adotados estão representados na **figura 2.40** onde verifica-se que se o tabuleiro é protendido apenas na sua construção, a perda de protensão durante a vida útil será maior que 80%, mas, se houver mais duas reprotensões (aos 3 dias e 8 semanas) a perda final não ultrapassaria 60% (já considerado uma pequena margem de segurança). Neste sentido, sugerem como protensão inicial um valor 2,5 vezes o valor de projeto e, no mínimo 2 reprotensões ao nível inicialmente aplicado, nos períodos de 2 dias e 8 semanas após a montagem.

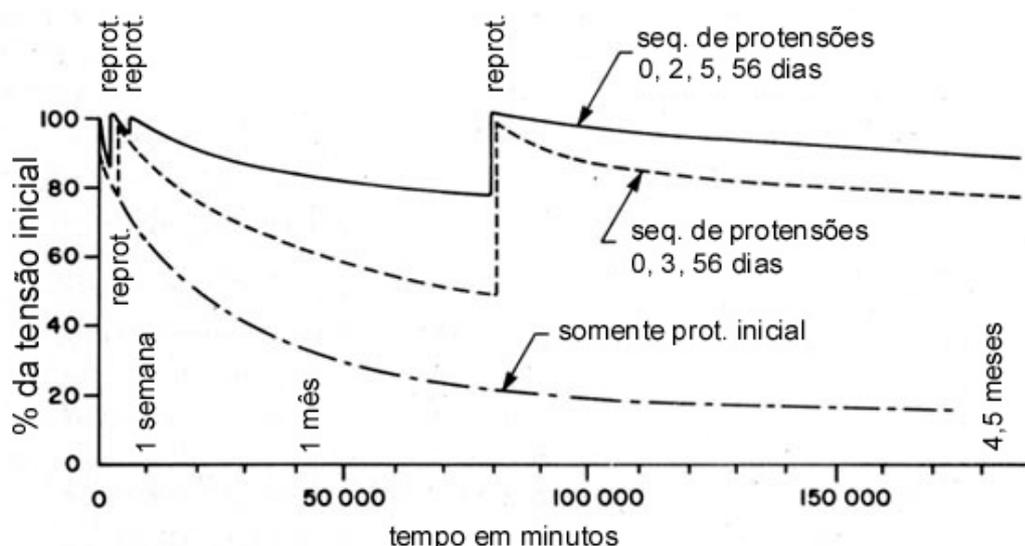


Figura 2.40 - Perda de Protensão e sistemas de Reprotensão TAYLOR & CSAGOLY (1979) *apud* RITTER (1992)

Assim, a protensão a ser verificada é a inicial (σ_{Ni}) para duas condições básicas:

1. Garantir a resistência a compressão normal da madeira do tabuleiro quando solicitada pela tensão de protensão:

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

2. Manter as tensões na barra de aço de alta resistência em níveis inferiores ao limite de escoamento:

$$\sigma_s \leq \frac{f_y}{1,1}$$

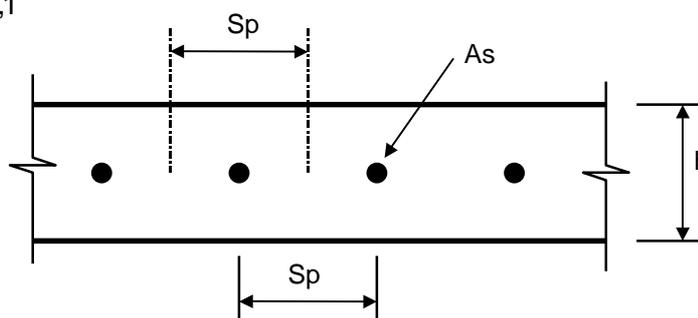


Figura 2.41 - Espaçamento entre barras de protensão

$$\text{Portanto: } Sp = \frac{\sigma_s \cdot A_s}{\sigma_{Ni} \cdot h}$$

OLIVA *et al* (1990) esperavam perdas de 50% da tensão inicial porque o OHBDC (Código canadense –1983) recomendava reprotender o tabuleiro por mais três vezes dentro das primeiras cinco semanas e dizia que ainda assim as perdas esperadas giravam em torno deste valor. Os autores afirmavam que estas perdas eram causadas, fundamentalmente, pela deformação lenta da madeira e relaxação das barras de aço. Realizaram ensaios com duração de 200 horas em conjuntos similares às proporções da ponte Herbert Creek (primeira ponte laminada protendida – 1976) e verificaram perdas de 60% para teores de umidade variáveis.

RITTER *et al* (1990) apresentam uma avaliação de performance de vários tabuleiros propendidos realizadas sob um programa norte americano de monitoramento. O programa foi administrado pelo Laboratório de Produtos Florestais – FPL pertencente ao Departamento Americano de Agricultura

USDA. Em uma análise da perda de carga em barras de aço de uma das 23 pontes monitoradas é mostrado o gráfico da **figura 2.42** que indica perdas maiores que 80%.

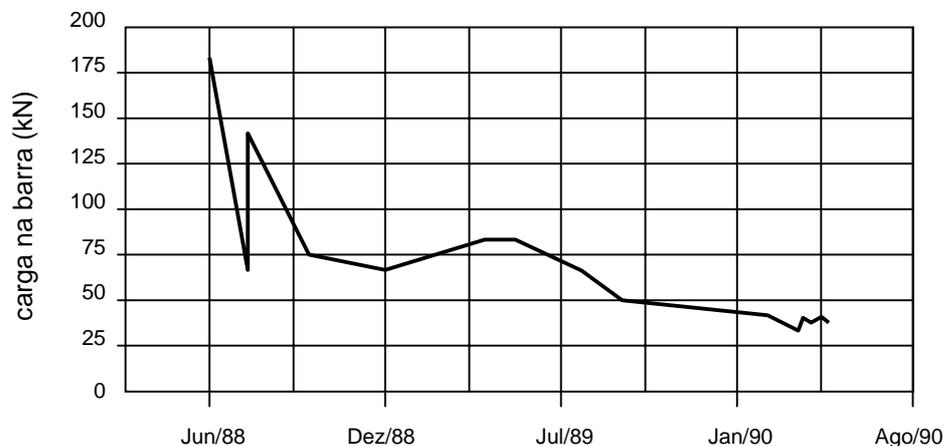


Figura 2.42 - Perda de Carga - RITTER *et al* (1990)

OLIVA *et al* (1990) citam ensaios realizados em tabuleiros de madeira apresentados por OLIVA & DIMAKIS (1986) onde os níveis de protensão avaliados foram de 900 a 960 kPa (kN/m^2). Os ensaios tiveram duração de 210 horas e houveram perdas superiores a 80% no período. Os gráficos são apresentados na **figura 2.43**.

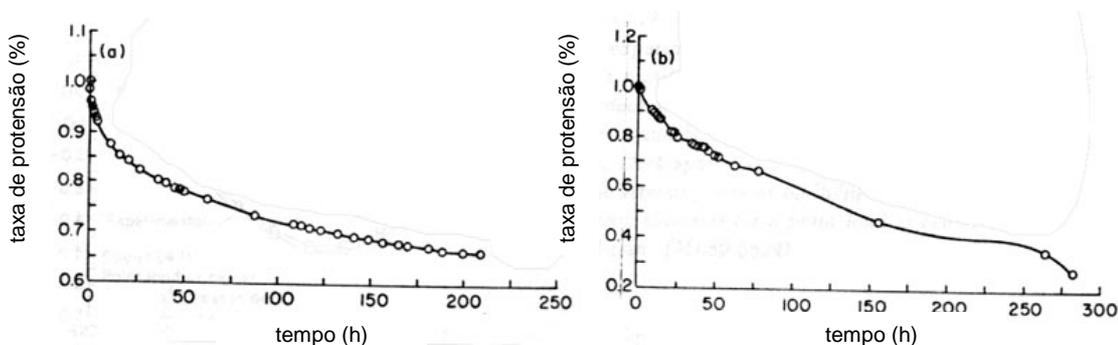


Figura 2.43 - Perda de Carga - RITTER *et al* (1990)

OLIVA *et al* (1990) comparam, na **figura 2.44**, as avaliações realizadas nas pontes Herbert Creek e Wheeler (avaliada por OLIVA & DIMAKIS – 1986).

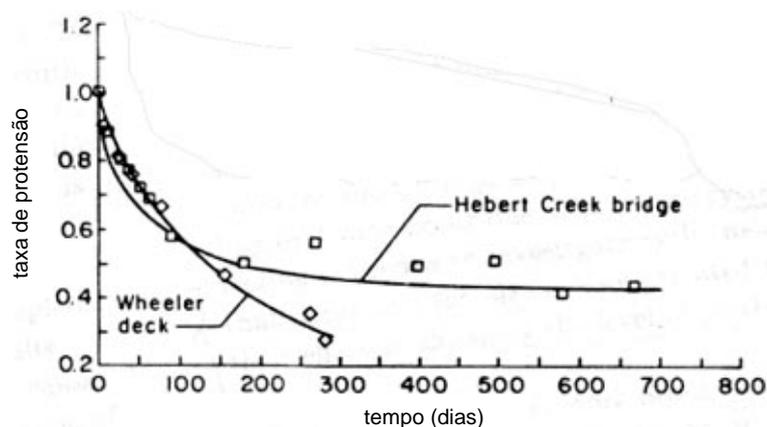


Figura 2.44 – Comparação da Perda de Protensão nas Ponte Hebert Creek e Wheeler

McCUTCHEON (1992) avaliou a ponte Mormon Creek por três anos e das quatro barras monitoradas apenas uma não ultrapassou o valor de 60% para as perdas. O trabalho cita, também, que geralmente a perda de carga das barras são ocasionadas pela retração da madeira ao secar, esmagamento devido às tensões impostas, e deformação lenta da madeira. Ressalta-se que, neste caso, foi aplicada uma reprotensão aos 90 dias, aproximadamente.

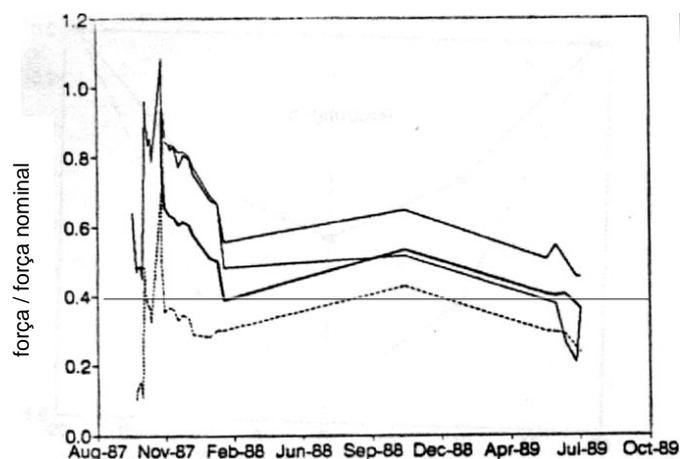


Figura 2.45—Perda de Protensão na Ponte Mormon Creek (1989-1991)

QUENNEVILLE & DALEN (1994) realizaram um trabalho teórico e experimental utilizando a espécie de madeira de Douglas Fir em corpos-de-prova com 3 peças de 38x140x700 (mm x mm x mm) dispostos como apresentado na **figura 2.46** para dois níveis de umidade (50% e 80%) e vários históricos de tensão (com e sem reprotensão). Os corpos-de-prova foram monitorados por um tempo aproximado de 9 meses. A **figura 2.47**

mostra a tabela como as características de cada série ensaiada e as **figuras 2.48 e 2.49** são exemplos desses resultados.

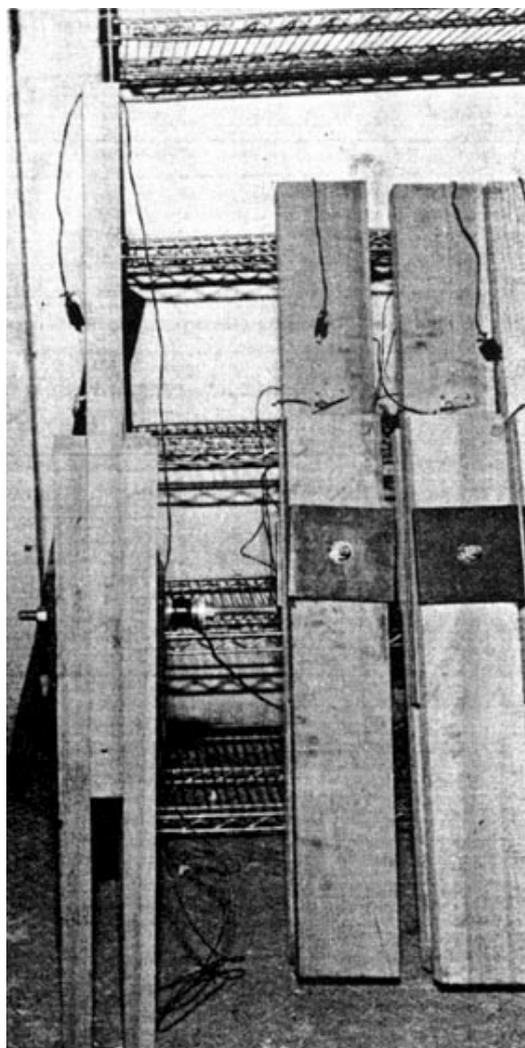


Figura 2.46 – Corpos-de-prova - QUENNEVILLE & DALEN (1994)

TABLE 1. Resumo dos estudos de relaxação

série	Corpo-de-prova	duração (dias)	umidade e relativa	tratamento
1	25-32	261	50	sem alterações
2	1-8	241	80	sem alterações
3	33-36	261	50-80	alteração na umid. Relativa após 112 dias
4	9-12	241	80-50	alteração na umid. Relativa após 99 dias
5	37-40	261	50	reprotensão aos 7 e 28 dias
6	13-16	241	80	reprotensão aos 7 e 28 dias
7	41-44	261	50	reprotensão aos 3, 7, 28 e 56 dias
8	17-20	241	80	reprotensão aos 3, 7, 28 e 56 dias

Figura 2.47 – Tabela das série ensaiados por QUENNEVILLE & DALEN (1994)

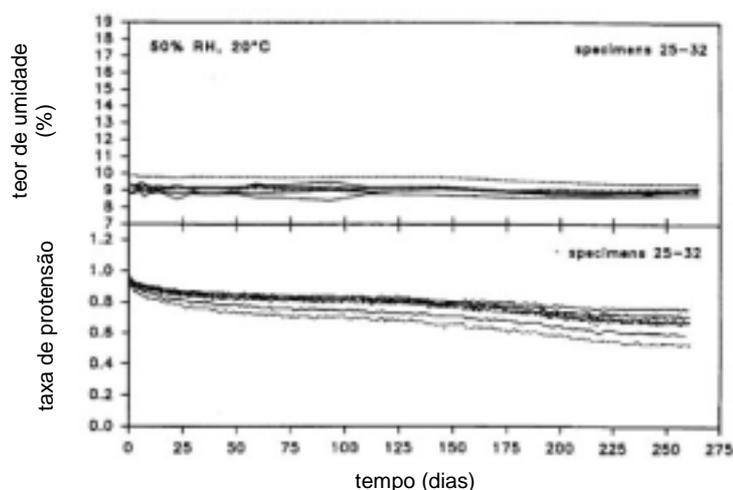


Figura 2.48 – Curvas de Perdas de Protensão e do Teor de Umidade
Série 1: Umidade ambiente de 50%; sem reprotensão

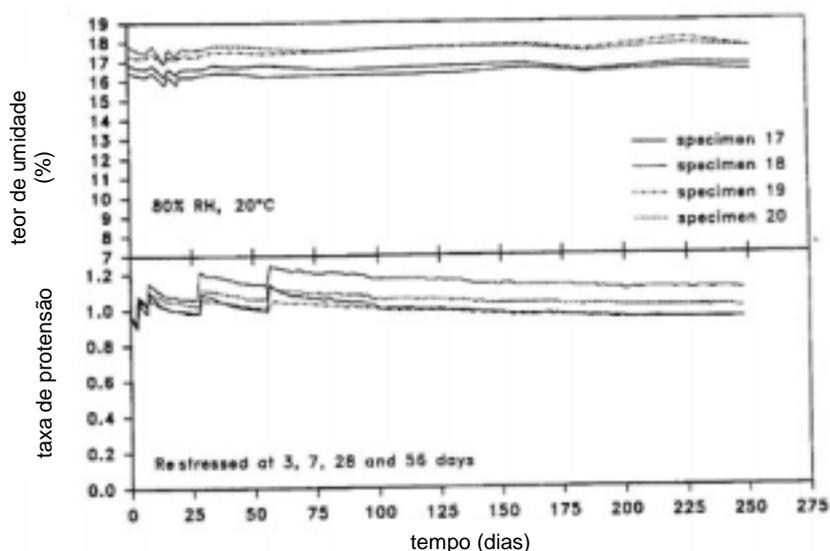


Figura 2.49 – Curvas de Perdas de Protensão e do Teor de Umidade
Série 8: Umidade ambiente de 80%; reprotensões em 3, 7, 28 e 56 dias

Dentre as conclusões deste estudo experimental, ressalta-se que se mantidas constantes as condições de temperatura e umidade todos os corpos-de-prova estudados praticamente cessaram de perder protensão a partir do 8º mês. No estudo teórico, complementar do experimental, QUENNEVILLE & DALEN (1994) desenvolveram uma modelagem do comportamento reológico da perda de protensão nos tabuleiros de madeira que posteriormente foi calibrado com os estudos experimentais. O modelo segue a configuração da **figura 2.50** o qual é regido pela **equação 2.1**.

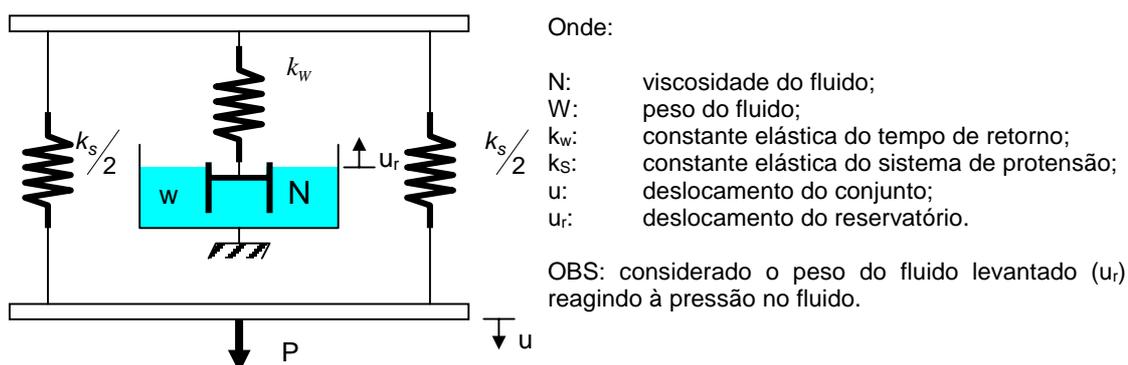


Figura 2.50 – Modelo Reológico de QUENNEVILLE & DALEN (1994)

$$P = (P_0 - w \cdot u_t) \cdot e^{-C_1 \cdot t} \left(1 - \frac{W}{N \cdot C_1} \right) + w \cdot u_r \quad (2.1)$$

onde:

$$C_1 = \frac{w}{N} + \frac{k_s \cdot k_w}{N \cdot (k_s + k_w)}$$

$$u_r = \frac{A}{1 + e^{C(t-B)}}, \text{ A, B e C são constantes}$$

QUENNEVILLE & DALEN (1996) apresentam um estudo aplicado diretamente aos tabuleiros laminados protendidos onde procuraram avaliar vários aspectos que julgavam importantes na perda de protensão ao longo do tempo. Um dos objetivos do estudo foi avaliar o efeito da rigidez do sistema de protensão na magnitude das perdas de protensão. Para tanto foram montados 60 corpos-de-prova de 10 peças (**figura 2.51**) para cada um dos 2 anos de avaliação. Foram armazenados em dois diferentes ambientes na temperatura de 20°C para umidades relativas de 50% (ano 1) e 80% (ano 2). Os corpos-de-prova foram divididos em 6 grupos com três variações da relação entre rigidez da barra de aço e das rigidezes das peças de madeira (para duas espécies diferentes). A **figura 2.52** mostra as características dos corpos-de-prova utilizados.

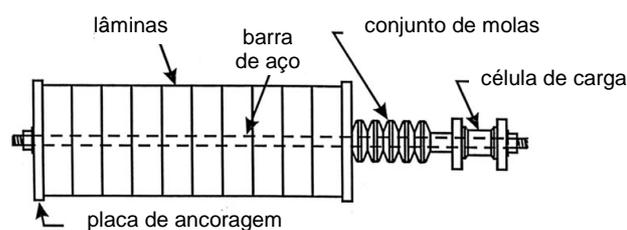


Figura 2.51 – Corpo-de-prova – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

grupo	umidade relativa (%)	seção transv.	comprim	molás	taxa de relaxação	duração (dias)	taxa de áreas (aco/madeira)
A1-92	50	125 x 125	380	no	7	307	0.0049
A2-92	50	125 x 125	380	yes	0.7	307	--
A3-92	50	125 x 125	380	yes	0.07	307	--
C1-92	50	285 x 285	380	no	7	307	0.0048
C2-92	50	285 x 285	380	yes	0.7	307	--
C3-92	50	285 x 285	380	yes	0.07	307	--
A1-93	80	125 x 125	380	no	7	343	0.0049
A2-93	80	125 x 125	380	yes	0.7	343	--
A3-93	80	125 x 125	380	yes	0.07	343	--
C1-93	80	285 x 285	380	no	7	343	0.0048
C2-93	80	285 x 285	380	yes	0.7	343	--
C3-93	80	285 x 285	380	yes	0.07	343	--
2-94	65	285 x 285	950	yes	0.7	285	--
3-94	65	285 x 285	1900	yes	0.7	285	--
4-94	65-50-65	140 x 570	380	yes	0.7	285	--
5-94	65-50	140 x 570	380	yes	0.7	285	--
6-94	55-50	185 x 434	380	yes	0.7	285	--
7-94	65-50-65	185 x 434	380	yes	0.7	285	--
9-94	65-50-65	125 x 125	380	yes	0.07	285	--

Figura 2.52 – Características dos C. de Prova – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

No terceiro ano, foram introduzidos mais alguns corpos-de-prova com o intuito de avaliar o efeitos de diferentes comprimentos e formas das faces protendidas. Trabalhou-se, então, com comprimentos de 380, 950 e 1900 mm e relações de forma 1 (quadrada), 0,25 e 0,43.

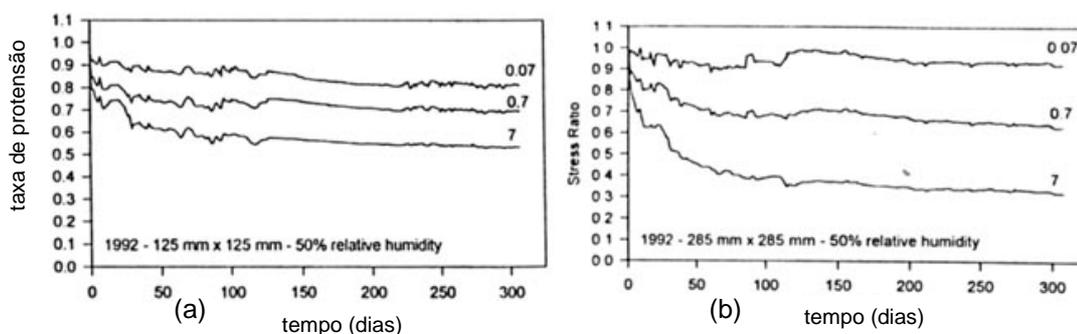


Figura 2.53 – Resultados da perda de protensão nas: a) Séries A; b) Séries C – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

Nos resultados, puderam observar que as curvas de perda de protensão mostram claramente a grande influência da razão entre as rigidezes da barra de aço com a seção de madeira (**figura 2.53**). Apesar de que para a seção maior da série C houveram perdas maiores para a razão 0,7, as curvas estão próximas. Com relação aos efeitos do comprimento e do perímetro, concluíram que podem ser desprezados se for mantida a umidade constante (**figura 2.54**).

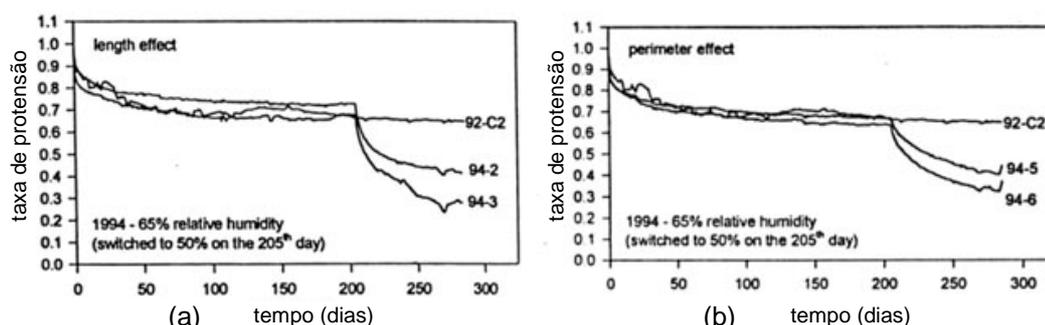


Figura 2.54 – Resultados da Perda de Protensão: a) Efeito do Comprimento; b) Efeitos do Perímetro – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

As curvas médias obtidas entre os anos de 92 (UR de 50%) e 93 (UR de 80%) foram ajustadas em um gráfico logarítmico do tempo t e normal.

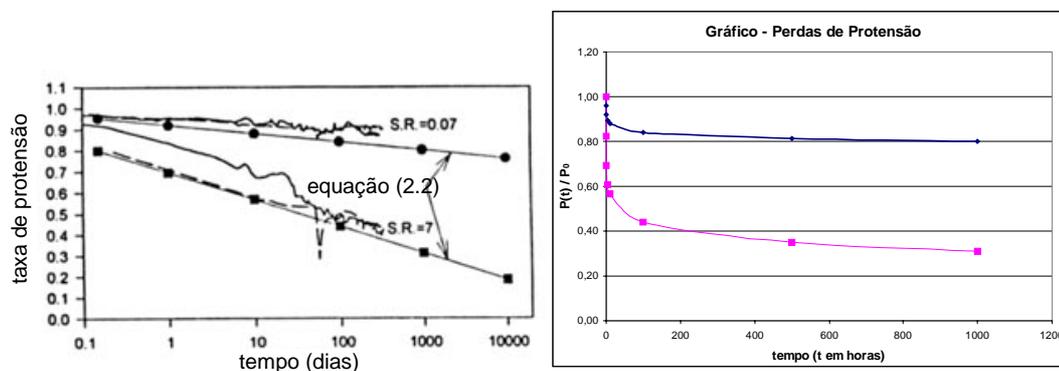


Figura 2.55 – Resultados da Perda de Protensão com o ajuste proposto – Fonte: QUENNEVILLE & DALEN (1996)

A equação que rege é:

$$\frac{P}{P_0} = m \cdot \log(t) + b \quad (2.2)$$

onde: $m = -0,01266 \text{ SR} - 0,03911$

$b = -0,0325 \text{ SR} + 0,9223$

MOSES *et al* (1999) também realizaram ensaios de perdas de protensão para um período de 200 dias. Com peças de madeira de seção 140 x 140 (mm x mm) e espessura de 38 mm elaboraram corpos-de-prova (figura 2.56) com dois comprimentos diferentes (380 mm e 760 mm). Aplicaram uma força nominal de 11,5 kN nas barras de 15 mm de diâmetro e sujeitaram os corpos-de-prova a dois históricos de umidade diferentes. No primeiro histórico, a umidade com que trabalharam foi de 80% passando para 65% e depois voltando para 80%; e, no segundo histórico, começaram com 50% passando para 65% e voltando para 50%). Com esse procedimento quiseram avaliar a magnitude das deformações lentas e relacioná-las à perda de protensão. Foi efetuado uma modelagem teórica baseada no modelo de Kelvin (explicado no item seguinte).

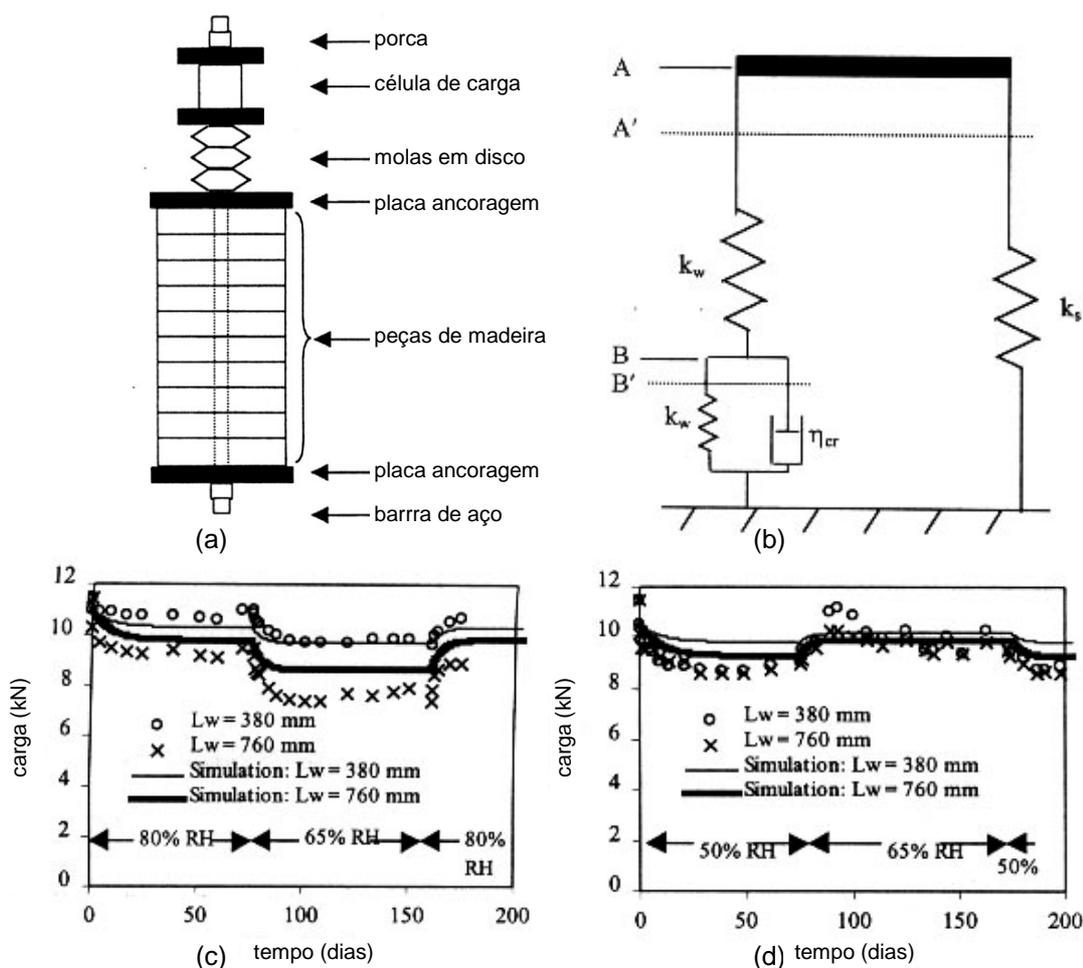


Figura 2.56 – MOSES *et al* (1999) – a) Corpo-de-prova; b) Modelo Reológico utilizado; c) Série 80% => 65% => 80%; d) Série 50% => 65% => 50%.

Realizaram uma avaliação paramétrica de fatores como seções transversais, comprimentos dos corpos-de-prova, rigidez do sistema de protensão e níveis iniciais de protensão. Seu modelo leva em conta apenas a deformação lenta da madeira, rigidez do sistema de protensão e variações de umidade do ar. Sugere-se a realização de análises não lineares para verificar as relações carga/deslocamentos.

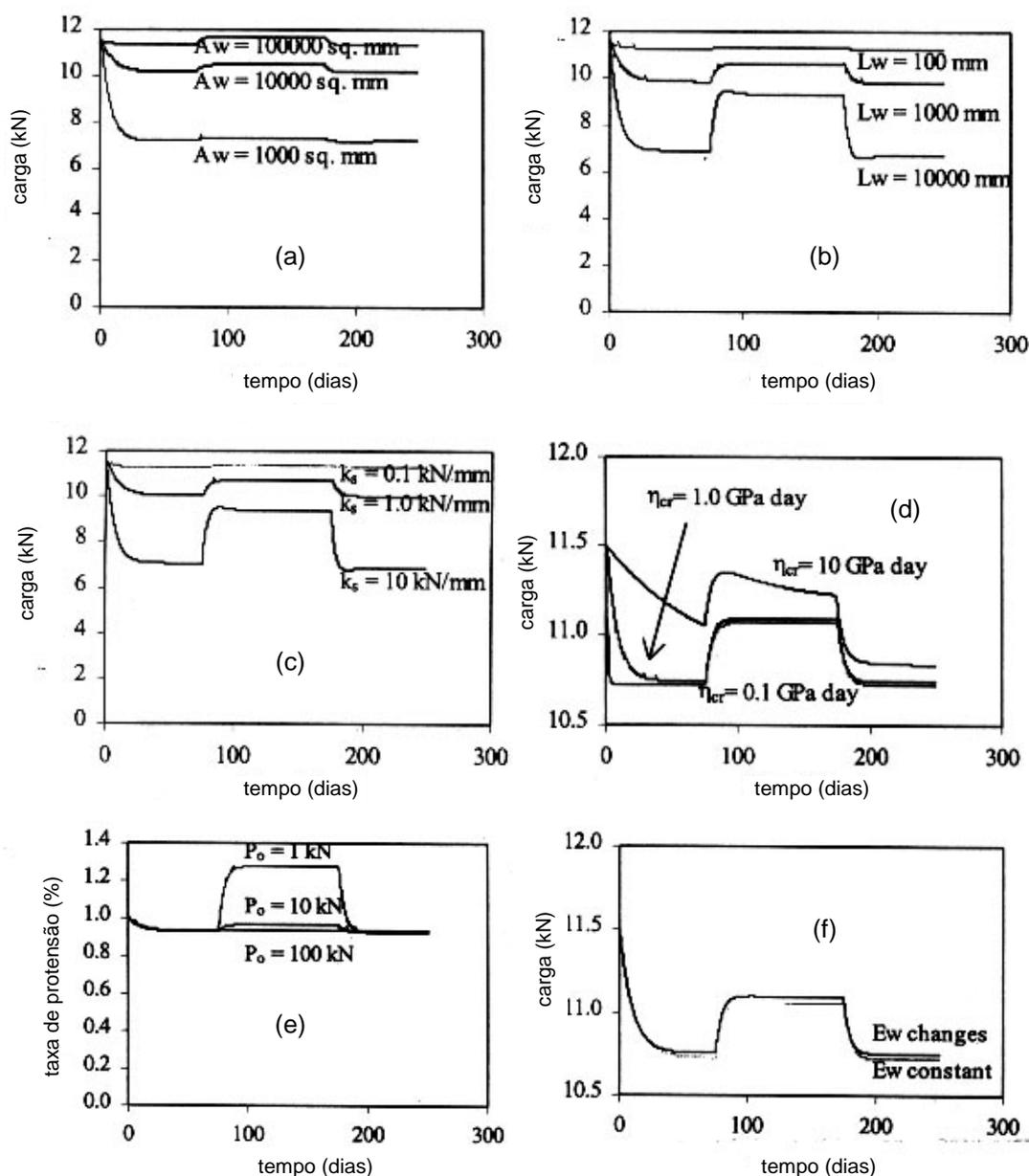


Figura 2.57 – MOSES et al (1999) – Ajustes para variações de: a) Seção transversal; b) Comprimentos; c) Constantes Elásticas; d) Parâmetro de Viscosidade; e) Níveis de Protensão Inicial; f) Módulos de Elasticidade.

Concluíram pelos resultados, que para minimizar os efeitos da deformação lenta que ocorre no primeiros 75 dias após a protensão, sob condições de temperatura e umidade constantes, deve-se preferir seções transversais maiores e comprimentos menores de corpos-de-prova. Se o que se deseja é minimizar os efeitos das variações ambientais, deve-se trabalhar com seções transversais maiores, níveis de protensão elevados e comprimentos pequenos (larguras menores dos tabuleiros).

2.9 Viscoelasticidade

Dentro da engenharia de estruturas os materiais de construção são, geralmente, dimensionados para trabalharem na sua fase elástica. Com a evolução das ferramentas matemáticas e do conhecimentos específicos de cada material já é possível para alguns deles, o equacionamento teórico de seus comportamentos, na chamada fase plástica.

Segundo BUCHANAN¹ (1999) o comportamento viscoelástico pode ser dividido em:

- deformação lenta: onde aparecem deformações ao longo do tempo para tensões constantes;
- relaxação: onde perdas de tensão ocorrem sem modificações nas deformações;
- taxa constante de deformação: onde perdas de tensão ocorrem devidas as modificações nas deformações;

BUCHANAN (1999) se diz favorável a utilização de modelagem téorica porque, geralmente, estes tipos de experimentos são demorados e onerosos tornando-os, às vezes, impossível de se avaliar.

¹ BUCHANAN, D.R. *Viscoelasticity*. Página WWW - <http://courses.ncsu.edu/classes/te201001/viscoelasticity/index.htm> – 17 de Fevereiro de 1998. Visitada em 01 de Junho de 1999.

A deformação lenta na madeira solicitada à compressão normal às fibras é particularmente importante pois neste tipo de solicitação a fase elástica é muito pequena. Isto tornaria inviável a utilização do material para estas situações de projeto se não pudéssemos dimensionar os elementos além da fase elástica. O problema se agrava quando esta solicitação normal se prolonga por muito tempo.

Nos tabuleiros protendidos de madeira a compressão normal é a solicitação que permite considerar os elementos lineares trabalhando em conjunto na forma de placa. Esta tensão de compressão normal é projetada para permanecer por toda vida útil da madeira, e, apesar de não ultrapassar os valores normalizados de projeto provocam grandes deformações e, no caso destes tabuleiros, faz com que as forças de protensão diminuam.

Nestas condições, o estudo da deformação lenta na solicitação da compressão normal às fibras é imprescindível para o perfeito entendimento do sistema protendido transversal. Por BODIG & JAYNE (1982), a deformação lenta é definida como a deformação que ocorre em um elemento ao longo do tempo quando submetida a um carregamento constante (figura 2.58).

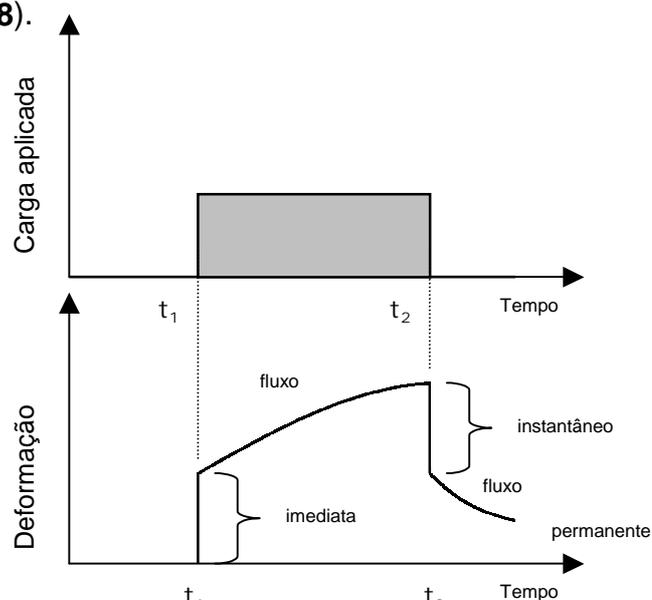
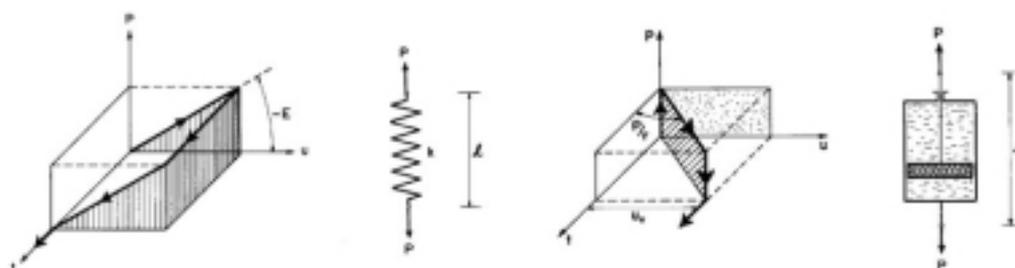


Figura 2.58 – Curva de Deformação lenta

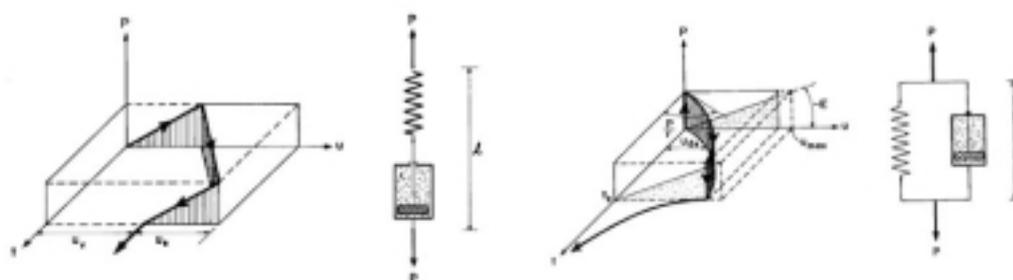
BODIG & JAYNE (1982) apresentam os seguintes modelos matemáticos da reologia para descrever a Deformação Lenta (**figuras 2.59 e 2.60**):



Mola de Hooke

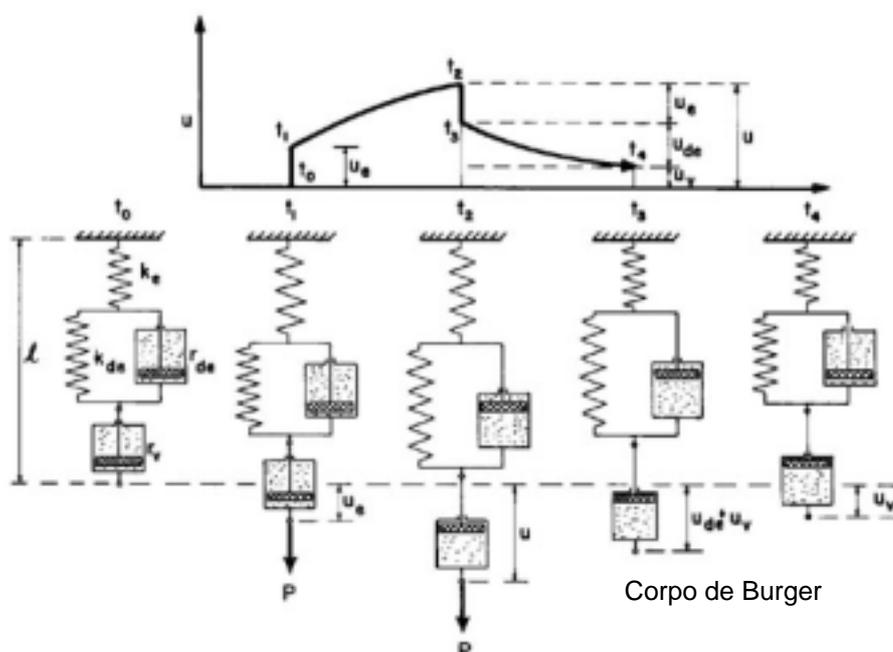
Amortecedor de Newton

Figura 2.59 – Modelos Matemáticos de Hooke e Newton



Corpo de Maxwell

Corpo de Kelvin



Corpo de Burger

Figura 2.60 – Modelos Matemáticos de Maxwell, Kelvin e Burger

BODIG & JAYNE (1982) afirmam ainda que o modelo de Burger pode ser utilizado para a representação da deformação lenta, bastando encontrar os parâmetros viscoelásticos. Além destes modelos, apresentam outros baseados em métodos empíricos para descrever a deformação lenta tais como os da **tabela 2.16**.

Tabela 2.16 – Equações empíricas da reologia – Fonte BODIG & JAYNE (1982)

Nome	Equação	constantes
Parabólica	$\gamma = \gamma_0 + a \cdot t^m$	a, m
Logarítmica	$\gamma = a + b \cdot \log(t)$	a, m
Polinomial	$\gamma = a + b \cdot t^{1/n} + c \cdot t^{2/n} + d \cdot t^{3/n}$	a, b, c, d, m

FRIDLEY (1992) adota o modelo de Burger para o comportamento na deformação lenta que define três parcelas de deformação da **equação 2.3**.

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_k + \varepsilon_v \quad (2.3)$$

$$\varepsilon(t) = \sigma \cdot \left\{ \frac{1}{K_e} + \left(\frac{1}{K_k} \right) \cdot \left[1 - \exp\left(\frac{-K_k \cdot t}{\mu_k} \right) \right] + \frac{t}{\mu_v} \right\}$$

onde define as seguintes constantes:

Tabela 2.17 – Valores das constantes para o Modelo de Burger – Fonte FRIDLEY (1992)

parâmetros p/ d. lenta	15% umidade	19% umidade	28% umidade
K_e (10^6 psi)	1,68	1,56	1,31
K_k (10^6 psi)	2,77	2,17	1,63
μ_k (10^{10} psi-min)	4,56	3,36	1,79
μ_v (10^{14} psi-min)	5,56	4,44	3,24

2.10 Conclusões

Na literatura avaliada percebe-se a utilização de protótipos ou obras comerciais de pontes protendidas para a análise das perdas de protensão. É evidente que este fato permite a avaliação do comportamento em campo mas, de uma forma global, o estudo em laboratório possibilita um melhor controle das condições climáticas e solicitações no tabuleiro permitindo controlá-las nas análises. Por outro lado, modelos ou corpos-de-prova podem não representar corretamente as propriedades dos tabuleiros tais como os corpos-de-prova de QUENNEVILLE & DALEN (1994) da **figura 2.46**. Em QUENNEVILLE & DALEN (1996) e em MOSES (1999) os corpos-de-prova (**figuras 2.51 e 2.56a**, respectivamente) representam de forma mais adequada o sistema laminado protendido permitindo analisar separadamente os fatores que influenciam a perda de protensão. Outro fator verificado é que a classe (e o tipo) da madeira não é analisado conjuntamente. Isto é, provavelmente, consequência da pequena variabilidade de espécies destes países.

A revisão bibliográfica efetuada justifica a necessidade do estudo da perda de protensão em tabuleiros de madeira laminada protendida. Esclarece, também, que um dos principais fatores que influenciam tais perdas é a deformação lenta na madeira submetida por tensões de compressão normal às fibras. A literatura expõe, também, outros fatores que podem afetar as perdas de protensão como as relações de áreas entre as barras de aço e a madeira protendida. RITTER (1992) recomenda utilizar relações de áreas de aço-madeira menores que 0,0016.

Outra necessidade verificada é a avaliação de protótipos em laboratório para que possamos confirmar o desempenho destas estruturas construídas com materiais disponíveis no Brasil.

O estudo destes tópicos permitirá dimensionar e construir estas estruturas racionalmente e com segurança. Estes conhecimentos deverão ser transferidos ao meio técnico e científico eficientemente para que promova a efetiva utilização desta importante tecnologia e incentive novas pesquisas sobre o tema.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

Da revisão bibliográfica realizada, observa-se a necessidade de avaliação das perdas de protensão que ocorrem em tabuleiros laminados protendidos. Vários fatores devem ser estudados para se verificar qual e quanto é a influência de cada um.

Verifica-se, também, a necessidade de avaliação de segurança em protótipos em laboratório antes de recomendar a tecnologia ao meio técnico. Portanto, devem ser avaliados protótipos do tabuleiro laminado protendido.

Para estas finalidades são aqui apresentadas as metodologias teórica e experimental necessárias para adquirir o conhecimento para o projeto e construção de pontes protendidas no Brasil.

3.2 Metodologia Teórica

A parte teórica foi dividida em quatro itens:

✓ **Análise Teórica da Deformação Lenta;**

Nesta etapa serão avaliados os modelos matemáticos que podem representar o comportamento do material madeira quando submetidos a tensões de longa duração na direção normal às suas fibras. Serão comparados ao comportamento experimental obtido nos ensaios de deformação lenta. Dentre as possíveis associações de molas (Hooke), amortecedores (Newton), corpos de Kelvin (associação em paralelo de mola

e amortecedor) e de Maxwell (associação em série de mola e amortecedor) acredita-se que a associação dos modelos de Hooke e de Kelvin seja mais adequada que o modelo de Burger (associação em série dos corpos de Kelvin e Maxwell) já que não estamos interessados na curva negativa (recuperação da deformação). Os modelos estão esquematizados abaixo.

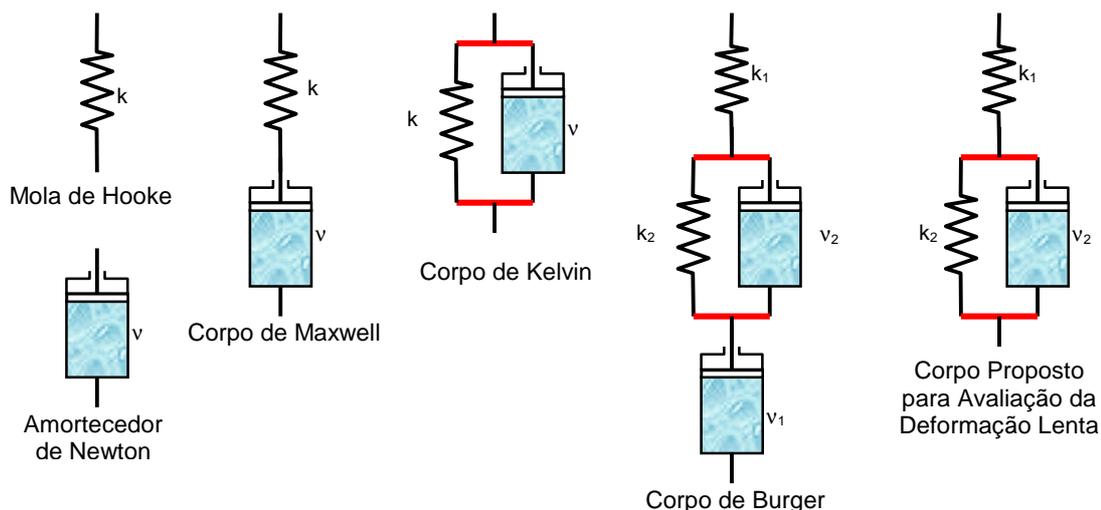


Figura 3.1 – Modelos matemáticos para representar a deformação lenta

A formulação do modelo proposto é:

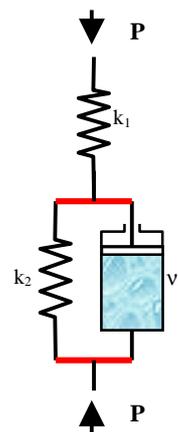
$$\delta_{(t)} = \delta_{(Hooke)} + \delta_{(Kelvin)}$$

$$\Rightarrow \delta_{(t)} = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} \left(1 - e^{-t/\tau} \right), \text{ com } \tau = \frac{v_2}{k_2}$$

onde,

t = tempo

v = viscosidade



Baseados nos resultados pode-se ajustar para algumas formulações empíricas, também, tais como potenciais, logarítmicas, racionais, etc.

✓ Análise Teórica da Relaxação;

Dos ensaios de perda de protensão pode-se ajustar, baseado na literatura estudada, um modelo de relaxação do conjunto segundo um dos modelos abaixo a serem avaliados.

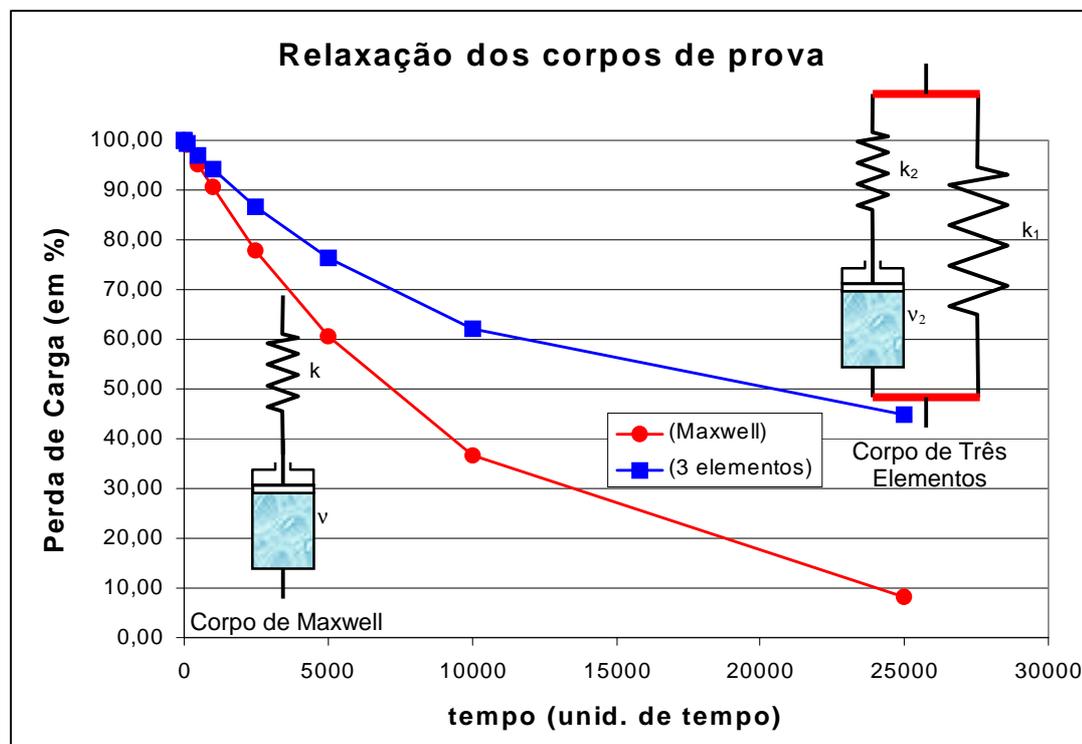


Figura 3.2 – Modelos matemáticos representando graficamente a relaxação

As formulações são:

Para o Corpo de Maxwell: $P_{(t)} = P_{(0)} \cdot e^{-t/\tau}$, com $\tau = \frac{v}{k}$

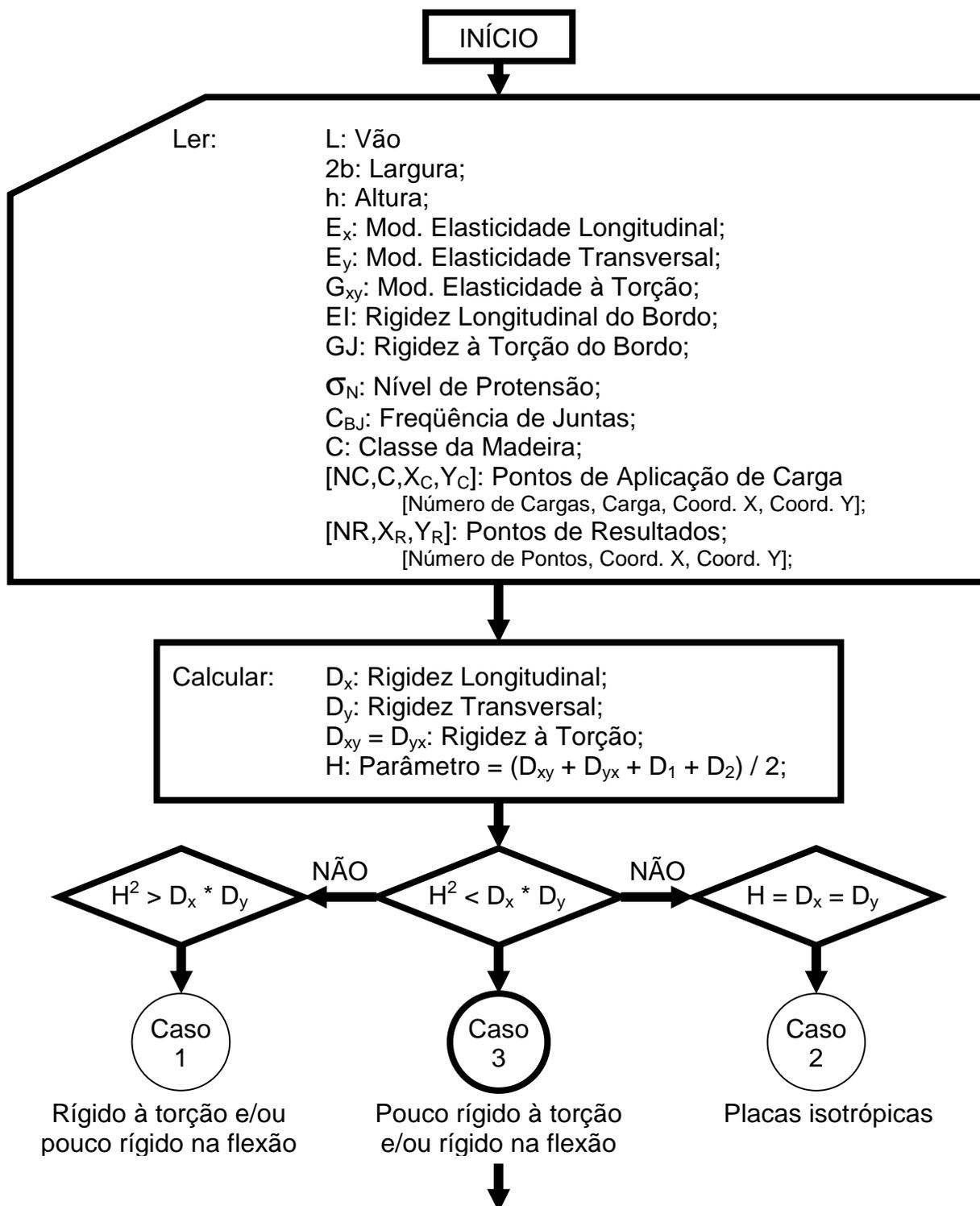
Para o Corpo de Três elementos: $P_{(t)} = P_{(1)} + P_{(2)} \cdot e^{-t/\tau_2}$, com $\tau_2 = \frac{v_2}{k_2}$

✓ Diretrizes de dimensionamento do PPM v. 3.0;

As diretrizes básicas foram as propostas por OKIMOTO (1997) devendo haver alterações naquelas que são objetos de estudo desta pesquisa. Estas abordagens serão implementadas no critério de dimensionamento proposto por esta tese e utilizado no programa PPM v. 3.0.

✓ Rotina de Cálculo utilizada no AEP v. 1.0

A estrutura do programa AEP v. 1.0 (Análise Estrutural de Placas) está baseada no seguinte fluxograma.



Calcular: r_3 : Rigidez Longitudinal;
 r_4 : Rigidez Transversal;
 α : Nível de Protensão;
 β : Nível de Protensão;
 θ : Nível de Protensão;

```

FOR I = to NR
(número de pontos de resultados!)
  FOR I = to NC
(número de pontos de aplicação de cargas!)
    FOR I = to N
(número de divisões da série harmônica!)
      Calcular parâmetros:  $r_3; r_4; \alpha_N; \beta_3; \beta_4;$ 

      Calcular constantes:  $a_1; b_1; c_1; d_1;$ 
                           $a_3; b_3; c_3; d_3;$ 

      Calcular coeficientes:  $S_1; S_2; S_3; S_4;$ 
                              $A; B; C; D;$ 

      Calcular parâmetros:  $\xi_1;$ 
                              $\psi;$ 

      Se  $\xi_1 > \psi$  calcular:  $K_1; K_2;$ 
      Se  $\xi_1 < \psi$  calcular:  $K_1; K_2;$ 
      Se  $\xi_1 \neq \psi$  calcular:  $K_3; K_4;$ 
      Se  $\xi_1 = \psi$  calcular:  $K_1; K_2; K_3; K_4;$ 

    NEXT N

    Calcular Valores de:  $w; M_x; M_y; M_{xy}; M_{yx};$ 
                         $V_x; V_y; W_{Placa}; M_{xPlaca};$ 

    Imprimir Valores de:  $w; M_x; M_y; M_{xy}; M_{yx};$ 
                         $V_x; V_y; W_{Placa}; M_{xPlaca};$ 

    NEXT NC

    Calcular Valores Máximos de:  $w; M_x; M_y; M_{xy}; M_{yx};$ 
                                   $V_x; V_y; W_{Placa}; M_{xPlaca};$ 

  NEXT NR

  Imprimir Valores Máximos de:  $w; M_x; M_y; M_{xy}; M_{yx};$ 
                                 $V_x; V_y; W_{Placa}; M_{xPlaca};$ 

```

FIM

O equacionamento foi baseado na formulação de placas submetidas a carregamentos distribuídos em pequenas áreas e pode ser analisada em profundidade em CUSENS, A.R. & PAMA, R.P. (1975).

A figura 3.3 apresenta o esquema de uma placa.

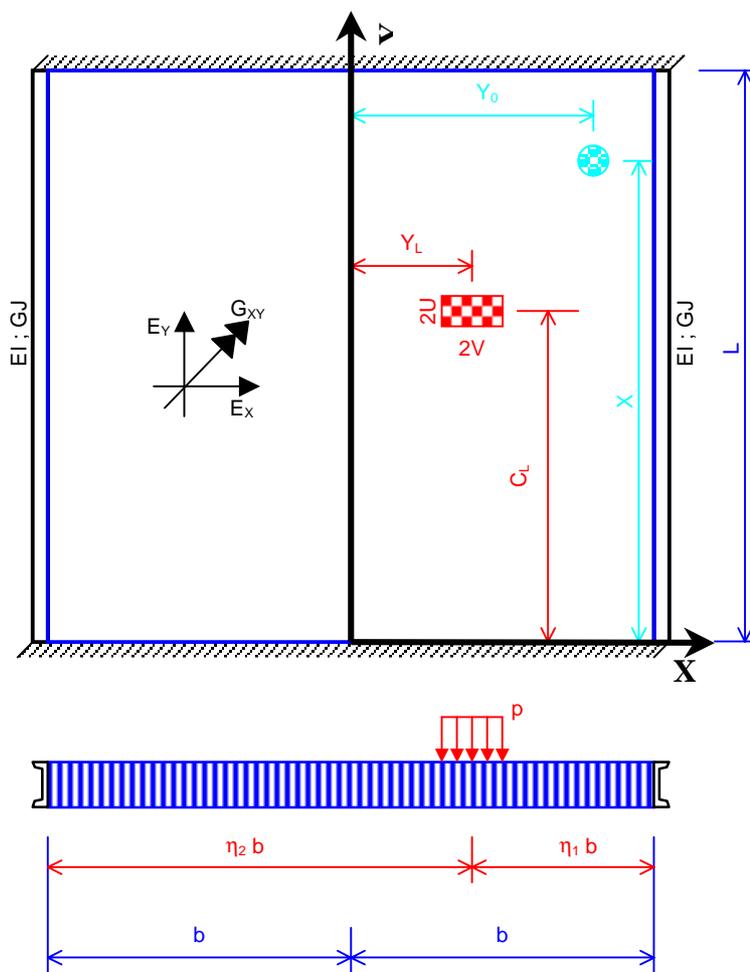


Figura 3.3 – Esquema de Ponte em Placa

$$D_x = E_x \cdot \frac{t^3}{12}$$

$$D_y = E_y \cdot \frac{t^3}{12}$$

$$D_{xy} = D_{yx} = G_{xy} \cdot \frac{t^3}{12}$$

$$D_1 = D_2 = 0$$

$$H = \frac{(D_{xy} + D_{yx})}{2}$$

$$r_3 = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_x}{D_y} + \frac{H}{D_y}}}$$

$$r_4 = \sqrt{\frac{1}{2} \sqrt{\frac{D_x}{D_y} - \frac{H}{D_y}}}$$

$$\alpha = \frac{(D_{xy} + D_{yx})}{(2 \cdot \sqrt{(D_x \cdot D_y)})}$$

$$\theta = \frac{B}{2 \cdot L} \cdot \left(\frac{D_x}{D_y} \right)^{0,25}$$

$$\beta = \frac{(2 \cdot \pi \cdot \theta)}{\sqrt{\alpha}}$$

$$\psi = \frac{V}{b}$$

$$\alpha_n = \frac{n\pi}{L}$$

$$Y_1 = Y_0 - Y_L$$

$$\xi_1 = ABS\left(\frac{Y_1}{b}\right)$$

$$\xi_0 = \left(\frac{Y_0}{b}\right)$$

$$\beta_3 = \alpha_n \cdot b \cdot r_3$$

$$\beta_4 = \alpha_n \cdot b \cdot r_4$$

$$\eta_1 = \frac{(b - Y_L)}{b}$$

$$\eta_2 = 2 - \eta_1$$

$$a_1 = [D_2 - D_y \cdot (r_3^2 - r_4^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + 2 \cdot D_y \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_3 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) - G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4)$$

$$b_1 = [D_2 - D_Y \cdot (r_3^2 - r_4^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) - 2 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_3 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4)$$

$$c_1 = [D_2 - D_Y \cdot (r_3^2 - r_4^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + 2 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_3 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) - G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4)$$

$$d_1 = [D_2 - D_Y \cdot (r_3^2 - r_4^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) - 2 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_3 \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + G \cdot J \cdot \alpha_n \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4)$$

$$a_3 = [r_3 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) - D_Y \cdot (r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + [r_4 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) + D_Y \cdot (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4)$$

$$b_3 = [r_3 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) - D_Y \cdot (r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + [r_4 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) + D_Y \cdot (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4)$$

$$c_3 = [r_3 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) - D_Y \cdot (r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) - [r_4 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) + D_Y \cdot (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4)$$

$$d_3 = [r_3 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) - D_Y \cdot (r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2)] \cdot \cosh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4) + [r_4 \cdot (D_2 + D_{XY} + D_{YX}) + D_Y \cdot (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2)] \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \cos(\beta_4) + E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot \sinh(\beta_3) \cdot \sin(\beta_4)$$

$$S_1 = \frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)} \left\{ \left[G \cdot J \cdot \alpha_n - \frac{r_3 \cdot [D_2 - D_Y \cdot (r_3^2 + r_4^2)]}{(r_3^2 + r_4^2)} \right] \times \right. \\ \times \left\{ [r_3 \cdot \sin(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi)) + r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 - \psi)} - \right. \\ \left. - [r_3 \cdot \sin(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi)) + r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 + \psi)} \right\} - \\ \left. - \left[\frac{r_4 \cdot [D_2 + D_Y \cdot (r_3^2 + r_4^2)]}{(r_3^2 + r_4^2)} \right] \times \right. \\ \times \left\{ [r_3 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi)) - r_4 \cdot \sin(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 - \psi)} - \right. \\ \left. - [r_3 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi)) - r_4 \cdot \sin(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 + \psi)} \right\} \left. \right\}$$

$$\begin{aligned}
S_2 = & \frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)} \left\langle \left[G \cdot J \cdot \alpha_n - \frac{r_3 \cdot [D_2 - D_Y \cdot (r_3^2 + r_4^2)]}{(r_3^2 + r_4^2)} \right] \right\rangle \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 + \psi)} \right\} - \\
& - \left[\frac{r_4 \cdot [D_2 + D_Y \cdot (r_3^2 + r_4^2)]}{(r_3^2 + r_4^2)} \right] \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 + \psi)} \right\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_3 = & \frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)^2} \left\langle [D_Y \cdot (r_4^2 - r_3^2) + D_2 + D_{XY} + D_{YX}] \cdot (r_3^2 + r_4^2) - E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot r_3 \right\rangle \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 + \psi)} \right\} + \\
& + \left[2 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4 (r_3^2 + r_4^2) - E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot r_4 \right] \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_1 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_1 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_1 + \psi)} \right\}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_4 = & \frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)^2} \left\langle [D_Y \cdot (r_4^2 - r_3^2) + D_2 + D_{XY} + D_{YX}] \cdot (r_3^2 + r_4^2) + E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot r_3 \right\rangle \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi)) + r_4 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 + \psi)} \right\} - \\
& - \left[2 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4 (r_3^2 + r_4^2) - E \cdot I \cdot \alpha_n \cdot r_4 \right] \times \\
& \times \left\{ [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 - \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 - \psi)} - \right. \\
& \left. - [r_3 \cdot \text{cos}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi)) - r_4 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\eta_2 + \psi))] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\eta_2 + \psi)} \right\}
\end{aligned}$$

$$A = \frac{(S_1 + S_2) \cdot d_3 - (S_3 - S_4) \cdot d_1}{2 \cdot (a_1 \cdot d_3 - a_3 \cdot d_1)}$$

$$B = \frac{(S_1 - S_2) \cdot c_3 - (S_3 + S_4) \cdot c_1}{2 \cdot (b_1 \cdot c_3 - b_3 \cdot c_1)}$$

$$C = \frac{(S_3 + S_4) \cdot b_1 - (S_1 - S_2) \cdot b_3}{2 \cdot (b_1 \cdot c_3 - b_3 \cdot c_1)}$$

$$D = \frac{(S_3 - S_4) \cdot a_1 - (S_1 + S_2) \cdot a_3}{2 \cdot (a_1 \cdot d_3 - a_3 \cdot d_1)}$$

$$\begin{aligned} K_A^* &= A \cdot \{\cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ B \cdot \{\cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ C \cdot \{\sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ D \cdot \{\sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0)\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_B^* &= A \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^2 - r_4^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) - \\ &- 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ B \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^2 - r_4^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) + \\ &+ 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ C \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^2 - r_4^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) - \\ &- 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ D \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^2 - r_4^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) + \\ &+ 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_C^* &= A \cdot \{r_3 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) - r_4 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ B \cdot \{r_3 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) + r_4 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ C \cdot \{r_3 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) - r_4 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0)\} + \\ &+ D \cdot \{r_3 \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) + r_4 \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0)\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_D^* &= A \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) + \\ &+ (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ B \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) - \\ &- (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ C \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) + \\ &+ (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} + \\ &+ D \cdot \left\{ \begin{aligned} &(r_3^3 - 3 \cdot r_3 \cdot r_4^2) \cdot \cosh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \sin(\beta_4 \cdot \xi_0) - \\ &- (r_4^3 - 3 \cdot r_4 \cdot r_3^2) \cdot \sinh(\beta_3 \cdot \xi_0) \cdot \cos(\beta_4 \cdot \xi_0) \end{aligned} \right\} \end{aligned}$$

Para: $\xi_1 > \psi$

$$K_1^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)^2} \cdot \left[\begin{array}{l} \left[\begin{array}{l} 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) + \\ + (r_3^2 - r_4^2) \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 - \psi)} - \\ - \left[\begin{array}{l} 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) + \\ + (r_3^2 - r_4^2) \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 + \psi)} \end{array} \right] \right] + K_A^* \right]$$

$$K_2^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 - \psi)} - \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 + \psi)} + K_B^* \right]$$

Para: $\xi_1 < \psi$

$$K_1^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\frac{1}{(r_3^2 + r_4^2)^2} \cdot \left[\begin{array}{l} 4 \cdot r_3 \cdot r_4 + \\ + \left[\begin{array}{l} (r_4^2 - r_3^2) \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\psi + \xi_1)) - \\ - 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\psi + \xi_1)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\psi + \xi_1)} - \\ + \left[\begin{array}{l} (r_4^2 - r_3^2) \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\psi - \xi_1)) - \\ - 2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\psi - \xi_1)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\psi - \xi_1)} \end{array} \right] \right] + K_A^* \right]$$

$$K_2^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[-\text{sen}(\beta_4 \cdot (\psi + \xi_1)) \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\psi + \xi_1)} - \text{sen}(\beta_4 \cdot (\psi - \xi_1)) \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\psi - \xi_1)} + K_B^* \right]$$

Para: $\xi_1 \neq \psi$

$$K_3^* = \frac{1}{4 \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\frac{\pm 1}{(r_3^2 + r_4^2)} \cdot \left[\begin{array}{l} \left[\begin{array}{l} r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) + \\ + r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 + \psi)} - \\ - \left[\begin{array}{l} r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) + \\ + r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 - \psi)} \end{array} \right] \right] + K_C^* \right]$$

$$K_4^* = \frac{1}{4 \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\pm 1 \cdot \left[\begin{array}{l} \left[\begin{array}{l} r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) - \\ - r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 - \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 - \psi)} - \\ - \left[\begin{array}{l} r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) - \\ - r_3 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot (\xi_1 + \psi)) \end{array} \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot (\xi_1 + \psi)} \end{array} \right] \right] + K_D^* \right]$$

Para: $\xi_1 = 0$

$$K_1^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[\frac{2}{(r_3^2 + r_4^2)^2} \cdot \left\{ 2 \cdot r_3 \cdot r_4 - \left[2 \cdot r_3 \cdot r_4 \cdot \cos(\beta_4 \cdot \psi) + \right. \right. \right. \\ \left. \left. \left. + (r_3^2 - r_4^2) \cdot \text{sen}(\beta_4) \right] \cdot e^{-\beta_3 \cdot \psi} \right\} + K_A^* \right]$$

$$K_2^* = \frac{D_X}{4 \cdot D_Y \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot \left[-2 \cdot \text{sen}(\beta_4 \cdot \psi) \cdot e^{-\beta_3 \cdot \psi} + K_B^* \right]$$

$$K_3^* = \frac{1}{4 \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot K_C^*$$

$$K_4^* = \frac{1}{4 \cdot r_3 \cdot r_4} \cdot K_D^*$$

$$w = \frac{P \cdot L^4}{u \cdot v \cdot \pi^5 \cdot D_X} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^5} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot (K_1^*) \right]$$

$$M_X = \frac{P \cdot L^2}{u \cdot v \cdot \pi^3} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot \left(K_1^* - \frac{D_1}{D_X} \cdot K_2^* \right) \right]$$

$$M_Y = \frac{-P \cdot L^2}{u \cdot v \cdot \pi^3} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot \left(\frac{D_Y}{D_X} \cdot K_2^* - \frac{D_2}{D_X} \cdot K_1^* \right) \right]$$

$$M_{XY} = -M_{YX} = \frac{P \cdot L^2}{u \cdot v \cdot \pi^3} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^3} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \cos(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot \left(\frac{D_{XY}}{D_Y} \cdot K_3^* \right) \right]$$

$$V_X = \frac{P \cdot L}{u \cdot v \cdot \pi^2} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \cos(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot \left(K_1^* - \frac{D_1 + D_{YX}}{D_X} \cdot K_2^* \right) \right]$$

$$V_Y = \frac{-P \cdot L}{u \cdot v \cdot \pi^2} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \left[\frac{1}{n^2} (\text{sen}(\alpha_n \cdot U) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_C) \cdot \text{sen}(\alpha_n \cdot X_R)) \cdot \left(K_4^* - \frac{D_2 + D_{XY}}{D_Y} \cdot K_3^* \right) \right]$$

3.3 Metodologia Experimental

Na parte experimental pretende-se estudar vários tópicos. São eles:

- comportamento da madeira quando submetida à compressão normal às fibras em carregamentos de longa duração;
- análise da perda de protensão para diferentes classes de resistência, sistemas de protensão, níveis de protensão, relações entre área de aço e área de madeira e condições de umidade;
- análise da perda de protensão de tabuleiros em laboratório e pontes em campo;
- verificação do comportamento estrutural de tabuleiros sob carregamento estático visando avaliar a segurança do sistema.

A metodologia experimental, a seguir, é apresentada em três tópicos. No primeiro, são apresentados os materiais e os procedimentos de ensaio da análise de fluência de conjuntos de peças de madeira submetidos a uma compressão normal às fibras constante. No segundo tópico, veremos os corpos-de-prova utilizados nas análises de perda de protensão. Finalizando, são apresentadas as pontes que forneceram subsídios para uma análise de perda de protensão ao longo de 4 anos, aproximadamente.

3.3.1 Análise de Fluência;

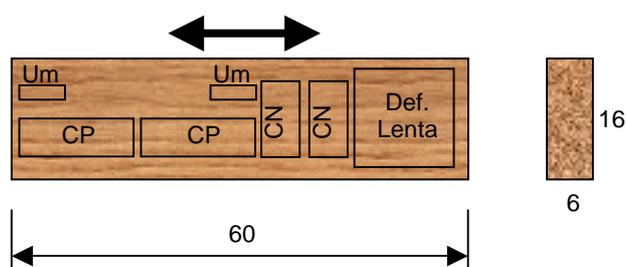
O comportamento ao longo do tempo da madeira quando submetida a compressão normal às fibras foi estudado bem como o comportamento de conjuntos de 12 elementos representando o tabuleiros protendido. Estes ensaios proporcionaram valores de deformabilidade individual da madeira e dos conjuntos ao longo do tempo.

Madeira

26 peças de 6cm x 16cm x 60cm de Pinus Taeda;

26 peças de 6cm x 16cm x 60cm de Eucalipto Citriodora;

Corpos-de-prova de compressão paralela, compressão normal e deformação lenta;



Acessórios

Relógios comparadores, termômetro e filme plástico

Equipamentos

Pórtico de Ensaio de Deformação Lenta (**figura 3.4**)



Figura 3.4 – Pórtico de ensaio de Deformação lenta e Corpo-de-prova

Procedimentos de Ensaio

1. Caracterização dos lotes de Madeira utilizados nos modelos

Foi efetuada a caracterização simplificada pois se tratam de espécies de madeira já avaliadas por laboratórios. Portanto, foram realizados ensaios de compressão paralela às fibras como previsto na NBR 7190/1997 bem como ensaios de compressão normal às fibras visto que é a solicitação mais importante do sistema protendido. Foram analisadas as classes de resistência C25 (Pinus) e C40 (Eucalipto Citriodora).

2. Ensaios de Deformação Lenta

Foram realizados 4 ensaios no período de 8 meses totalizando 60 dias para cada corpo-de-prova nos quais foi aplicada uma tensão de $0,175 \text{ kN/cm}^2$, equivalente a uma força de, aproximadamente, 30 kN. Esta tensão equivale a 2,5 o valor do nível de protensão de projeto de $0,07 \text{ kN/cm}^2$. Foram controladas as variáveis temperatura, umidade e deslocamentos no corpo-de-prova. A madeira utilizada foi retirada de lotes caracterizados com ensaios de compressão paralela e normal às fibras.

O esquema dos corpos-de-prova ensaiados está apresentado na **figura 3.5**. Foi avaliada em série uma peça individual de 13cm x 13cm x 5cm e um conjunto de 12 peças de madeira de seção 13cm x 13cm x 5cm formando um elemento laminado de 60cm de altura.

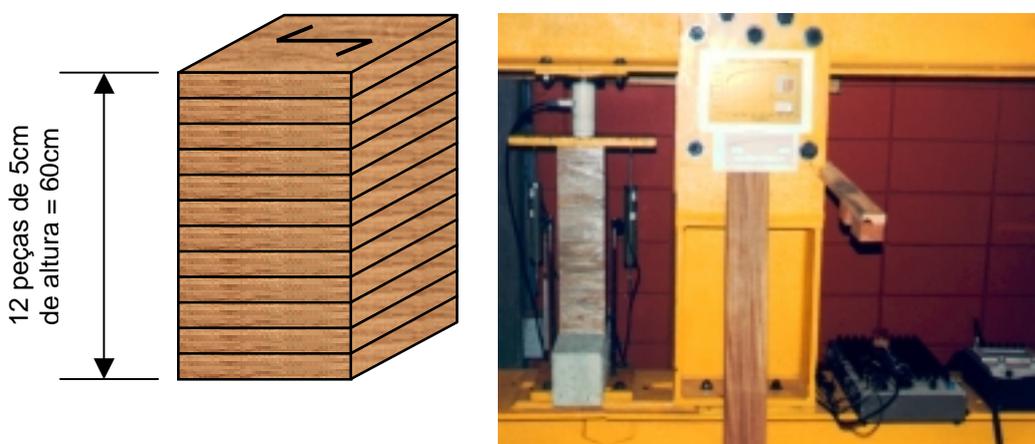


Figura 3.5 – Esquema dos Corpos-de-prova para o Ensaio de Deformação Lenta.

3.3.2 Análise da Perda de Protensão em Corpos-de-prova;

Constitui uma parte experimental importante do trabalho. Os resultados obtidos contribuirão para o entendimento da protensão ao longo do tempo bem como as principais variáveis responsáveis pelo fenômeno. Neste sentido, será possível manipular tais variáveis em projeto propiciando qualidade e durabilidade à obra.

Em primeiro lugar são apresentados os materiais e procedimentos para corpos-de-prova constituídos por conjuntos de 20 peças de 13cm x 13cm por 5cm de espessura protendidos por uma barra de aço. Em seguida, apresentam-se os tabuleiros constituídos por 20 vigas de 5cm x 20cm por 480cm de comprimento protendidos por 4 barras de aço.

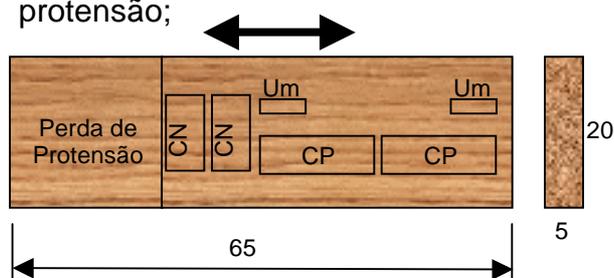
Corpos-de-prova Discretos.

Madeira

216 peças de 5cm x 20cm x 65cm de Pinus Taeda;

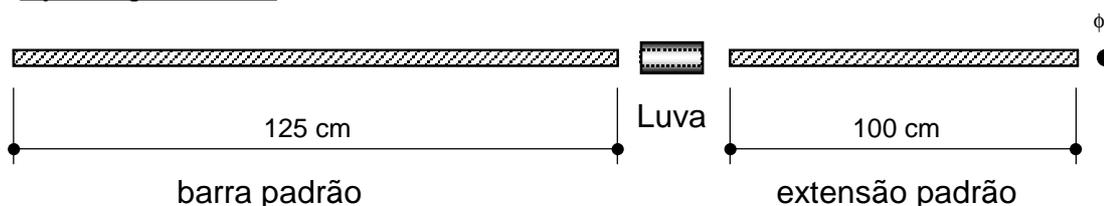
216 peças de 5cm x 20cm x 65cm de Eucalipto Citriodora;

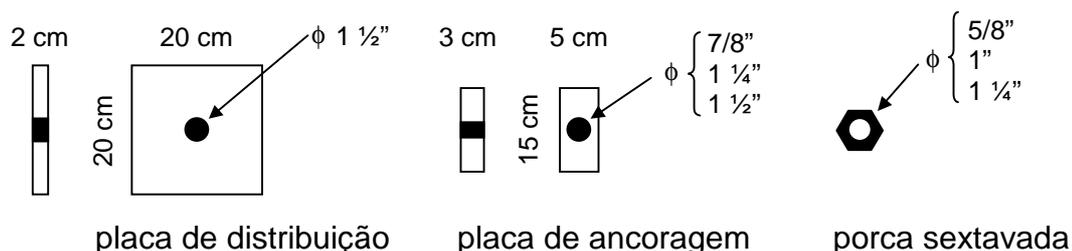
Corpos-de-prova de Compressão paralela, compressão normal e perda de protensão;



Elementos de Aço

Dywidag e Outros





- 4 barras ϕ = 16 mm (ST 110-125) – c = 125 cm da Dywidag;
- 1 extensão de barra ϕ = 16 mm (ST 110-125) – c = 100 cm da Dywidag;
- 1 luva ϕ = 16 mm da Dywidag;
- 8 porcas sextavadas para ϕ = 16 mm da Dywidag;
- 8 placas de ancoragem (SAE 1020);
- 8 placas de distribuição (SAE 1020);

- 6 barras ϕ = 25 mm (ST 85-105) – c = 125 cm da Dywidag;
- 1 extensão de barra ϕ = 25 mm (ST 85-105) – c = 100 cm da Dywidag;
- 1 luva ϕ = 25 mm da Dywidag;
- 12 porcas sextavadas para ϕ = 25 mm da Dywidag;
- 12 placas de ancoragem (SAE 1020);
- 12 placas de distribuição (SAE 1020);

- 4 barras ϕ = 32 mm (ST 85-105) – c = 125 cm da Dywidag;
- 1 extensão de barra ϕ = 32 mm (ST 85-105) – c = 100 cm da Dywidag;
- 1 luva ϕ = 32 mm da Dywidag;
- 8 porcas sextavadas para ϕ = 32 mm da Dywidag;
- 8 placas de ancoragem (SAE 1020);
- 8 placas de distribuição (SAE 1020);

- 2 barras ϕ = 25 mm (SAE 1045 e SAE 4340) – c = 125 cm;
- 1 extensão de barra ϕ = 32 mm (SAE-1045) – c = 100 cm;
- 1 luva ϕ = 25 mm;
- 4 porcas sextavadas para ϕ = 25 mm;

Acessórios

12 células de carga (250 kN), termômetro e filme plástico

Equipamentos

Sistema de Aquisição de Dados MICROMEASUREMENTS

Procedimentos de Ensaio

1. Caracterização dos lotes de Madeira utilizados nos modelos

Foi efetuada a caracterização simplificada pois se trata de espécies de madeira já avaliadas por laboratórios. Portanto foram realizados ensaios de compressão paralela às fibras como previsto na NBR 7190/1997 bem como ensaios de compressão normal às fibras.

2. Ensaio de Perda de Protensão

Foram montados 32 corpos-de-prova principais, e outros 32 secundários, constituídos por conjuntos de 20 peças de madeira de seção 20cm x 20cm x 5cm de espessura, arranjadas como mostra a **figura 3.6**, formando um elemento laminado de aproximadamente 100cm de comprimento submetido a uma tensão por meio de um sistema de protensão.

As variáveis principais estudadas são:

Teor de Umidade (U%):	U = 12%	U = 20 %
Classe de Resistência (C.R.):	C.R. = C25C	C.R. = C40D
Diâmetro da Barra (ϕ):	$\phi = 16$ mm	$\phi = 32$ mm
Nível de Protensão de Projeto (σ_N):	$\sigma_N = 700$ kPa	$\sigma_N = 1000$ kPa
Nível de Protensão Inicial (σ_{Ni}):	$\sigma_N = 1750$ kPa	$\sigma_N = 2500$ kPa

As variáveis consideradas principais na perda de protensão de tabuleiros protendidos foram estudadas através do planejamento fatorial de experimentos onde as “k” variáveis serão analisadas para dois valores diferentes. Foram necessários, então, 2^k ($2^4 = 16$) corpos-de-prova para combinar todas as variações possíveis. Com o intuito de se avaliar o erro de cada observação realizada será efetuada uma série adicional de 16 réplicas

dos corpos-de-prova. A **tabela 3.1** apresenta os diagramas de sinais das variáveis principais nos 32 corpos-de-prova.

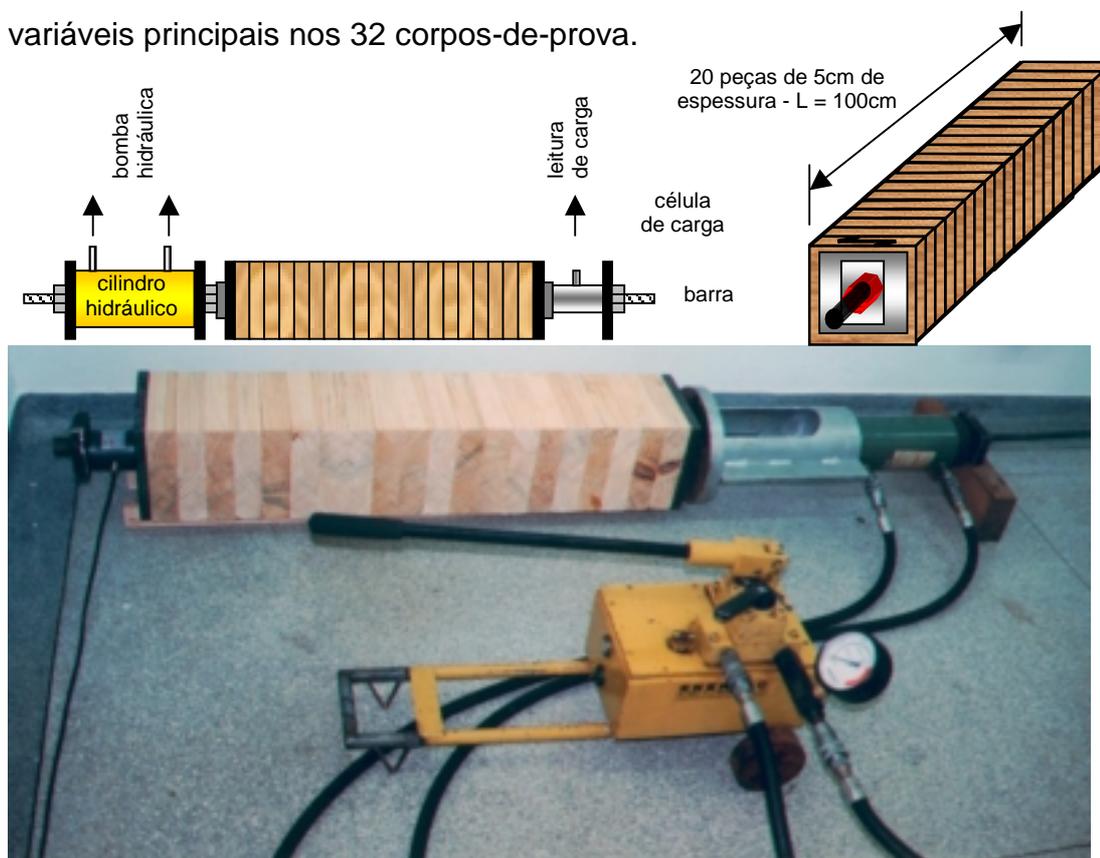


Figura 3.6 – Corpo-de-prova para o Ensaio de Perda de Protensão.

Tabela 3.1 – Perda de Protensão – Diagrama de sinais das Variáveis Principais

Ensaio	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão de Protensão de Projeto
1A/1B	-	-	-	-
2A/2B	-	-	-	+
3A/3B	-	-	+	-
4A/4B	-	-	+	+
5A/5B	-	+	-	-
6A/6B	-	+	-	+
7A/7B	-	+	+	-
8A/8B	-	+	+	+
9A/9B	+	-	-	-
10A/10B	+	-	-	+
11A/11B	+	-	+	-
12A/12B	+	-	+	+
13A/13B	+	+	-	-
14A/14B	+	+	-	+
15A/15B	+	+	+	-
16A/16B	+	+	+	+

Sendo que + e – são os dois níveis diferentes de cada uma das variáveis principais pode-se visualizar os 32 corpos-de-prova na tabela 3.2, a seguir:

Tabela 3.2 – Perda de Protensão – Ensaio das Variáveis Principais

Ensaio	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão de Protensão de Projeto
1A/1B	U12%	C25C	φ16	σ700
2A/2B	U12%	C25C	φ16	σ1000
3A/3B	U12%	C25C	φ32	σ700
4A/4B	U12%	C25C	φ32	σ1000
5A/5B	U12%	C40D	φ16	σ700
6A/6B	U12%	C40D	φ16	σ1000
7A/7B	U12%	C40D	φ32	σ700
8A/8B	U12%	C40D	φ32	σ1000
9A/9B	U20%	C25C	φ16	σ700
10A/10B	U20%	C25C	φ16	σ1000
11A/11B	U20%	C25C	φ32	σ700
12A/12B	U20%	C25C	φ32	σ1000
13A/13B	U20%	C40D	φ16	σ700
14A/14B	U20%	C40D	φ16	σ1000
15A/15B	U20%	C40D	φ32	σ700
16A/16B	U20%	C40D	φ32	σ1000

Sendo Y os valores da Perda de Protensão e X_1, \dots, X_4 as variáveis principais, será obtida uma equação do tipo:

$$Y = a_0 + a_1X_1 + a_2X_2 + a_3X_3 + a_4X_4 +$$

$$+ a_1a_2X_1X_2 + a_1a_3X_1X_3 + a_1a_4X_1X_4 +$$

$$+ a_2a_3X_2X_3 + a_2a_4X_2X_4 + a_3a_4X_3X_4$$

onde:

$$P\% = \frac{\sigma_f}{\sigma_i} = a_0 + a_1(U\%) + a_2(CR) + a_3(\phi) + a_4(\sigma_p) +$$

$$+ a_1a_2(U\% \cdot CR) + a_1a_3(U\% \cdot \phi) + a_1a_4(U\% \cdot \sigma_p) +$$

$$+ a_2a_3(CR \cdot \phi) + a_2a_4(CR \cdot \sigma_p) + a_3a_4(\phi \cdot \sigma_p)$$

onde cada variável tem a sua influência nos valores da perda de protensão:

$$Perdas\% = (fator1)(U\%) + (fator2)(CR) + (fator3)(\phi) + (fator4)(\sigma_p)$$

e os erros de cada observação serão lidos pelo desvio padrão dado por:

$$s_i^2 = \frac{d_i^2}{2}, \text{ onde } d_i \text{ é a diferença de leitura da variável } i.$$

Além destes experimentos foram realizados ensaios com corpos-de-prova semelhantes para as variáveis secundárias. A diferença de classificação entre as variáveis é que para as secundárias não haverá avaliação estatística com as combinações. Foram realizados ensaios pontuais que poderão ser comparados com os da série principal.

As variáveis secundárias estudadas foram:

Teor de Umidade (U%):	U = ≤ 10%	U = var. %
Reprotensões (Rep.):	+ 2 rep.	+ 3 rep.
Diâmetro da Barra (φ):	φ = 12,7 mm	φ = 25 mm
Tipo de Aço de Protensão	Dywidag	C.P. 190 RB

A metodologia de ensaios previu a duração inicial de 2 meses para cada ensaio com base nos resultados preliminares. A composição das tabelas 3.3 a 3.7 foi realizada para facilitar o controle das variáveis e a disponibilidade de materiais e acessórios tais como células de carga, barras de aço e madeira. Os ensaios foram realizados da seguinte forma:

Tabela 3.3 – Perda de Protensão - 1° - 2° mês

Célula de carga	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão de Protensão de Projeto
1	U12%	C25C	φ16	σ700
2	U12%	C25C	φ16	σ1000
3	U12%	C25C	φ32	σ700
4	U12%	C25C	φ32	σ1000
5	U12%	C40D	φ16	σ700
6	U12%	C40D	φ16	σ1000
7	U12%	C40D	φ32	σ700
8	U12%	C40D	φ32	σ1000
9	U12%	C25C	φ25	σ700
10	U12%	C25C	φ25	σ1000
11	U12%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700
12	U12%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ1000

Tabela 3.4 – Perda de Protensão - 3° - 4° mês

Célula de carga	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão de Protensão de Projeto
1	U20%	C25C	φ16	σ700
2	U20%	C25C	φ16	σ1000
3	U20%	C25C	φ32	σ700
4	U20%	C25C	φ32	σ1000
5	U20%	C40D	φ16	σ700
6	U20%	C40D	φ16	σ1000
7	U20%	C40D	φ32	σ700
8	U20%	C40D	φ32	σ1000
9	U20%	C25C	φ25	σ700
10	U20%	C40D	φ25	σ1000
11	U20%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700
12	U20%	C40D	φ12,7(CP190RB)	σ1000

Tabela 3.5 – Perda de Protensão - 5° - 6° mês - Repetição

Célula de carga	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão Protensão de Projeto
1	U12%	C25C	φ16	σ700
2	U12%	C25C	φ16	σ1000
3	U12%	C25C	φ32	σ700
4	U12%	C25C	φ32	σ1000
5	U12%	C40D	φ16	σ700
6	U12%	C40D	φ16	σ1000
7	U12%	C40D	φ32	σ700
8	U12%	C40D	φ32	σ1000
9	U12%	C40D	φ25	σ700
10	U12%	C40D	φ25	σ1000
11	U12%	C40D	φ12,7(CP190RB)	σ700
12	U12%	C40D	φ12,7(CP190RB)	σ1000
13	U20%	C25C	φ25	σ700 (+2re)
14	U20%	C25C	φ25	σ700 (+3re)
15	U20%	C40D	φ25	σ700 (+2re)
16	U20%	C40D	φ25	σ700 (+3re)

Tabela 3.6 – Perda de Protensão - 7° - 8° mês - Repetição

Célula de carga	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão Protensão de Projeto
1	U20%	C25C	φ16	σ700
2	U20%	C25C	φ16	σ1000
3	U20%	C25C	φ32	σ700
4	U20%	C25C	φ32	σ1000
5	U20%	C40D	φ16	σ700
6	U20%	C40D	φ16	σ1000
7	U20%	C40D	φ32	σ700
8	U20%	C40D	φ32	σ1000
9	U12%	C25C	φ25	σ700 (+2re)
10	U12%	C25C	φ25	σ700 (+3re)
11	U12%	C40D	φ25	σ700 (+2re)
12	U12%	C40D	φ25	σ700 (+3re)
13	U12%	C40D	φ25	σ1000 (+2re)
14	U12%	C40D	φ25	σ1000 (+3re)
15	U<10%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700
16	U<10%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700

Tabela 3.7 – Perda de Protensão - 9° - 10° mês – Secagem e Variações

Célula de carga	Umidade	Classe de Resistência	Diâmetro	Tensão Protensão de Projeto
1	U20%→U12%	C25C	φ16	σ700
2	U20%→U12%	C25C	φ16	σ1000
3	U20%→U12%	C25C	φ32	σ700
4	U20%→U12%	C25C	φ32	σ1000
5	U20%→U12%	C40D	φ16	σ700
6	U20%→U12%	C40D	φ16	σ1000
7	U20%→U12%	C40D	φ32	σ700
8	U20%→U12%	C40D	φ32	σ1000
9	U12%→U20%	C25C	φ25	σ700 (+2re)
10	U12%→U20%	C25C	φ25	σ700 (+3re)
11	U12%	C25C	φ25	σ1000 (+2re)
12	U12%	C25C	φ25	σ1000 (+3re)
13	U20%	C40D	φ25	σ1000 (+2re)
14	U20%	C40D	φ25	σ1000 (+3re)
15	U<10%→U12%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700
16	U<10%→U12%	C25C	φ12,7(CP190RB)	σ700

O corpos-de-prova das células de 1 a 8 dos 4 primeiros meses (**tabela 3.3 e 3.4**) correspondem aos 16 corpos-de-prova do fatorial 2^4 , e os corpos-de-prova das mesmas células nos 4 meses seguintes correspondem às suas respectivas repetições. As outras combinações avaliaram as variáveis secundárias. Os corpos-de-prova da **tabela 3.7** avaliarão, basicamente, as variações de umidade nos corpos-de-prova.

Essa metodologia permitiu avaliar, sob diferentes teores de umidade, o fenômeno da perda de protensão de diferentes sistemas de protensão, diferentes relações entre área de aço e área de madeira (ou relações de rigidezes aço por madeira), diferentes níveis de protensão, diferentes históricos de reprotensão e diferentes classes de resistência da madeira.

3.3.3 Tabuleiros como Corpos-de-prova

Foram montados dois tabuleiros com madeira de Pinus de dimensões de 100cm x 480cm por 20cm de altura e protendidos por quatro barras de aço da Dywidag de diâmetros 16mm e 32mm. O tabuleiro com barras de 16mm foi instrumentado com células de carga nas barras e transdutores de deslocamentos na sua face superior.



Figura 3.7 – Tabuleiros para o Ensaio de Perda de Protensão.

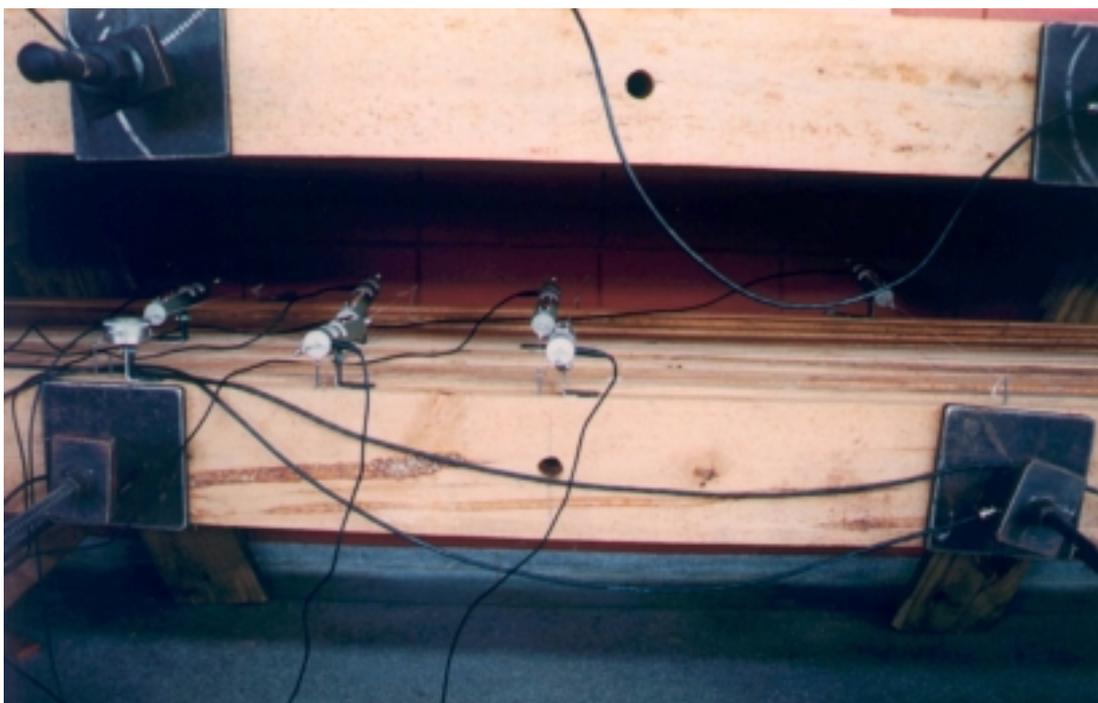


Figura 3.8 – Instrumentação dos Tabuleiros para o Ensaio de Perda de Protensão.

3.3.4 Ensaios de Pontes em Campo;

Foram analisadas duas pontes dos EUA, Estado da Pensilvânia. A primeira, do município de Lancaster chamada Millcross Road (**figura 3.9**) e a Ponte Birch Creek, do município de Sullivan (**figura 3.10**) com dados de nível de protensão e prova de carga.

A Lancaster tem um vão de 760cm por 800cm de largura sendo que a altura é de 41cm foi construída com madeira Red Oak. Sullivan tem 640cm de vão, 980cm de largura e, também, 41cm de altura e foi construída com a madeira American Beech. Ambas “*hardwoods*” freqüentemente aplicadas em pontes.

Ficha da Millcross Road / Lancaster

Construída em: 1992

Prova de Carga em: 06/04/1998

Inspecionada por: Jim/Carlito

Tráfego: Alto

Comprimento (cm)	640
Largura(cm)	879
Vãos	1
Faixas de Tráfego	2
Dimensões (cm)	7.5 x 41 – 3"x16"
Espécie	Red Oak
Juntas de topo	1 a cada 3 – espaçamento a cada 4 ft
Tratamento Preservativo	Creosote
Barras de Protensão	6
Célula de Carga 1	3a. barra
Célula de Carga 2	4a. barra
Diâmetro das Barras(cm)	2.5
Espaçamento das Barras (cm)	122
Fabricante da Barra	willians
Ancoragem	Perfil U 35 x 2
Superfície de Rolamento	Asfalto - 6 cm



Figura 3.9 – Ponte Millcross Road - Lancaster

Ficha da Birch Creek/Sullivan

Construída em: 1991

Prova de Carga em: 06/30/1998

Inspecionada por: Jim/Carlito

Tráfego: Baixo

Comprimento (cm)	762
Largura(cm)	793
Vãos	1
Faixas de Tráfego	2
Dimensões (cm)	7.5 x 41 – 3"x16"
Espécie	American Beech
Juntas de topo	1 a cada 3 – espaçamento a cada 3 ft
Tratamento Preservativo	Creosote
Barras de Protensão	8
Célula de Carga 1	3a. barra
Célula de Carga 2	6a. barra
Diâmetro das Barras(cm)	2.5
Espaçamento das Barras (cm)	97 – 38"
Fabricante da Barra	dywidag
Ancoragem	Perfil U 35 x 2
Superfície de Rolamento	Asfalto - 6 cm



Figura 3.10 – Ponte Birch Creek - Sullivan

3.3.3 Sistematização dos Resultados

Todas estas análises tiveram por finalidade determinar alguns parâmetros importantes de projeto e dimensionamento das estruturas protendidas, no que diz respeito às perdas de protensão.

Com o conhecimento adquirido dos mecanismos de deformação lenta da madeira e das perdas de protensão para os tabuleiros foi possível optar por disposições de nível de protensão inicial e sistematização de reprotensões através de valores de majoração da tensão de projeto adotada.

Portanto, estes fatores integrados a um critério de dimensionamento adequado à normalização e materiais nacionais permitem a execução de projetos de pontes com tabuleiro de madeira laminada protendida. Este trabalho propõe ainda, a elaboração de um programa computacional didático de projeto e dimensionamento destas estruturas que possua grande quantidade de informações técnicas e científicas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Introdução

Neste capítulo estão os resultados das análises teóricas e experimentais efetuadas no trabalho bem como discussões geradas pelos mesmos. Os resultados são apresentados em quatro grandes blocos. O primeiro corresponde ao item 4.2 que expõe os resultados das análises de fluência da madeira à compressão normal às fibras. No bloco seguinte, as análises de perda de protensão estão divididas em perda de protensão em corpos-de-prova (item 4.3), em tabuleiros (item 4.4) e em pontes (item 4.5), apresentando valores da variação da tensão inicial ao longo do tempo e as influências das variáveis envolvidas na pesquisa. No terceiro bloco são apresentados os resultados da construção e aplicação de dois programas relacionados aos tabuleiros protendidos de pontes. O primeiro (item 4.6) trata-se do PPM v. 3.0 que projeta e dimensiona pontes protendidas de madeira e, ao estar integrado ao AEP v. 1.0, proporciona a possibilidade de análise estrutural do tabuleiro quando submetidos a carregamentos móveis, isto é, presença de veículo(s). Na seqüência (item 4.7), é apresentado uma versão isolada do AEP v. 1.0, que difere da versão integrada ao PPM por permitir a aplicação de uma ou mais cargas isoladas independentes dos padrões métricos de eixos e rodas dos veículos. No último bloco, são apresentados os resultados de análise estruturais das pontes analisadas no item 4.5 na forma de provas de carga efetuadas nas pontes, análises estruturais através dos programas SAP2000 e AEP v. 1.0.

A estrutura deste capítulo está baseada na apresentação dos resultados e, posteriormente, nas discussões.

É importante salientar neste ponto, que a metodologia apresentada reflete o que a pesquisa pretendeu abordar e forma como deveria ter sido realizada esta abordagem. Infelizmente, os resultados obtidos nos ensaios de perdas de protensão em corpos-de-prova mostraram que a metodologia está equivocada quanto à elaboração destes corpos-de-prova.

Portanto, a obtenção de dados destes ensaios, a metodologia de análise dos dados (análise estatística) e, naturalmente, a integração dos dados destes ensaios com os resultados dos ensaios de fluência foram comprometidos.

4.2 Análise de Fluência

Foram caracterizadas as madeiras de pinus taeda e de eucalipto citriodora. Foram analisados 4 (quatro) corpos-de-prova representando as duas classes de resistência da madeira em dois teores de umidade. A figura 4.1 apresenta o corpo-de-prova sob ensaio e a instrumentação e o equipamento de aquisição de dados da Kyowa.

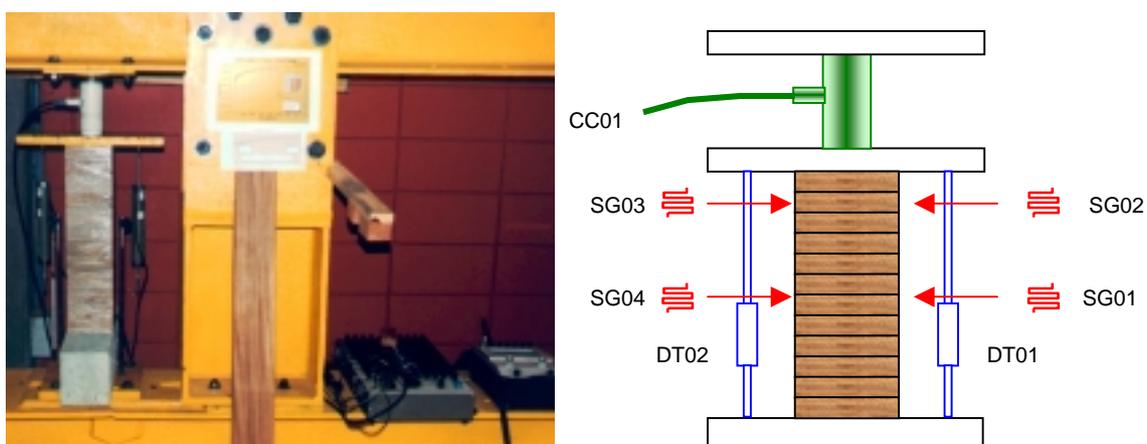


Figura 4.1 – Corpo-de-prova de Deformação Lenta



Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira

Planilha de Ensaios
COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS

Ensai: **Pinus Taeda**
C.P. 01 DL 01
Data: 21/09/1998

Projeto: **PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA - DOUTORAMENTO**
Caracterização das madeiras dos Ensaios de Deformação Lenta
Usuário: **FERNANDO S. OKIMOTO (leitura)**
Técnico: **JAIME GALINDO (carga) e ARNALDO (leitura)**

Lados:	a _{1A} = 49,87	a _{2A} = 49,59	a _{medida,A} = 4,96 cm
	b _{1A} = 49,59	b _{2A} = 49,41	b _{medida,A} = 4,95 cm
	a _{1B} = 49,51	a _{2B} = 49,56	a _{medida,B} = 4,95 cm
	b _{1B} = 49,70	b _{2B} = 49,76	b _{medida,B} = 4,97 cm

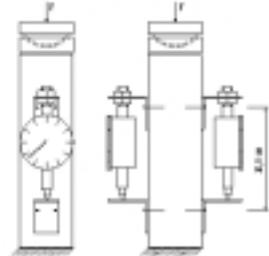
Comprimentos = 15 cm Comprimentos de trabalho ΔH = 10 cm

Precisão do Instrumento de Medida Linear:	0,01 mm	Unidade U% = 12
Precisão do Relógio Comparador:	0,001 mm	Densidade D _{aparelo} = -
Precisão do Instrumento de Aplicação de Carga:	0,2 kN	

Série A: F_{c0,max} = 53,00 kN f_{c0,max} = 2,16 kN/cm²

Série B:	1º Ciclo				2º Ciclo				3º Ciclo - Ruptura					Tensão	Deformação		
	10%	50%	50%-30'	10%	10%-30'	50%	50%-30'	10%	10%-30'	20%	30%	40%	50%			60%	70%
ref. 01	40	195	195	56	55	187	189	60	56	87	115	155	190	227	271	0,000	0,00E+00
ref. 02	30	173	185	24	22	175	175	25	23	60	98	135	175	212	254	0,203	3,50E-04

f _{c0,est} =	2,03 kN/cm ²
F _{c0,est} =	50,00 kN
F _{10% c0,est} =	5,00 kN
F _{20% c0,est} =	10,00 kN
F _{30% c0,est} =	15,00 kN
F _{40% c0,est} =	20,00 kN
F _{50% c0,est} =	25,00 kN
F _{60% c0,est} =	30,00 kN
F _{70% c0,est} =	35,00 kN
U%	
F _{c0,rupt} =	60,50 kN
f _{c0,rupt} =	2,46 kN/cm ²
E _{c0,rupt} =	567,8 kN/cm ²

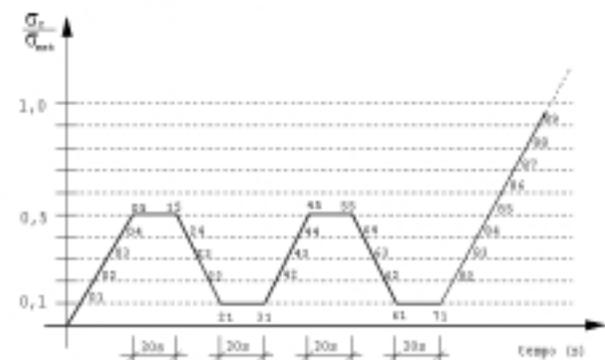
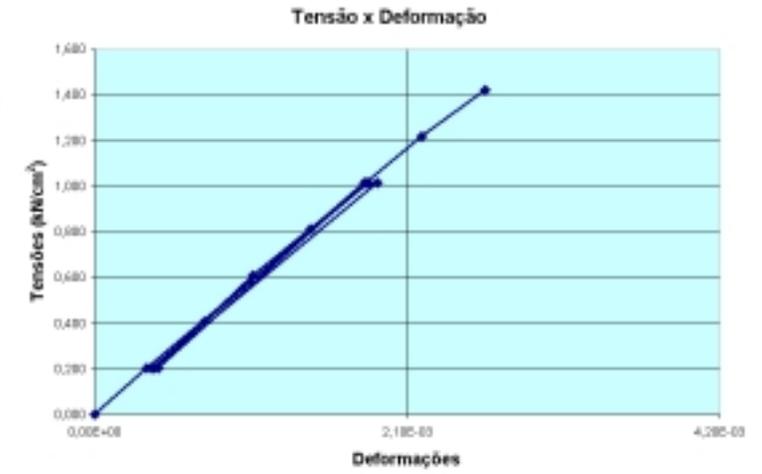


$$f_{c0} = \frac{F_{c0,max}}{a_{medida} \cdot b_{medida}}$$

$$E_{c0} = \frac{\sigma_{30\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{30\%} - \epsilon_{10\%}}$$

$$f_{12} = f_{10\%} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right]$$

$$E_{12} = E_{10\%} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right]$$



Tensão	Deformação
0,000	0,00E+00
0,203	3,50E-04
1,015	1,84E-03
1,015	1,80E-03
0,203	4,00E-04
0,203	3,85E-04
1,015	1,81E-03
1,015	1,82E-03
0,203	4,25E-04
0,203	3,95E-04
0,406	7,35E-04
0,609	1,07E-03
0,812	1,45E-03
1,015	1,83E-03
1,218	2,20E-03
1,421	2,63E-03

Figura 4.2 – Caracterização das Madeiras de Pinus Taeda: Compressão paralela

Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira
 Planilha de Ensaios
COMPRESSÃO NORMAL ÀS FIBRAS

Ensaio: **Pinus Taeda** Projeto: **PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA - DOUTORAMENTO**
 C.N. 01 DL 01 Caracterização das madeiras dos Ensaios de Deformação Lenta
 Data: 2008-10-08 Usuário: **FERNANDO S. OKIMOTO (leitura)**
 Técnico: **JAIME GALINDO (carga) e SÍLVO FERRO (leitura)**

Lados:	$a_{1A} = 49,83$	$a_{2A} = 49,38$	$a_{med,A} = 4,95$ cm
	$b_{1A} = 49,62$	$b_{2A} = 49,61$	$b_{med,A} = 4,95$ cm
	$a_{1D} = 50,23$	$a_{2D} = 50,54$	$a_{med,D} = 5,04$ cm
	$b_{1D} = 49,65$	$b_{2D} = 49,64$	$b_{med,D} = 4,95$ cm

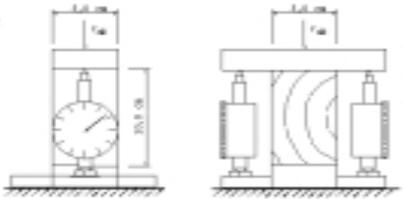
Comprimentos = 10 cm Comprimentos de trabalho $\Delta H = 10$ cm

Precisão do Instrumento de Medida Linear:	0,01 mm	Unidade UP% =	13,4 %
Precisão do Relógio Comparador:	0,01 mm	Densidade D_{aprox} =	~ " " g/cm ³
Precisão do Instrumento de Aplicação de Carga:	0,2 kN		

Sítio A: $E_{50,0,01} = 0,487$ MN/cm² $F_{50,0,01} = 11,97$ kN
 $E_{20,0,01} = 38,42$ MN/cm²
 calculados, graficamente, de acordo com o diagrama de ensaio

1º Ciclo				2º Ciclo				3º Ciclo - Ruptura														
10%	50%	50%-30'	10%	10%-30'	50%	50%-30'	10%	10%-30'	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	100%	110%	120%	130%	140%	
31	76	78	37	36	75	75	37	38	46	58	65	76	85	96	108	123	143	167	206			
3	50	50	9	9	49	50	10	9	20	33	30	50	60	72	84	99	118	145	195			

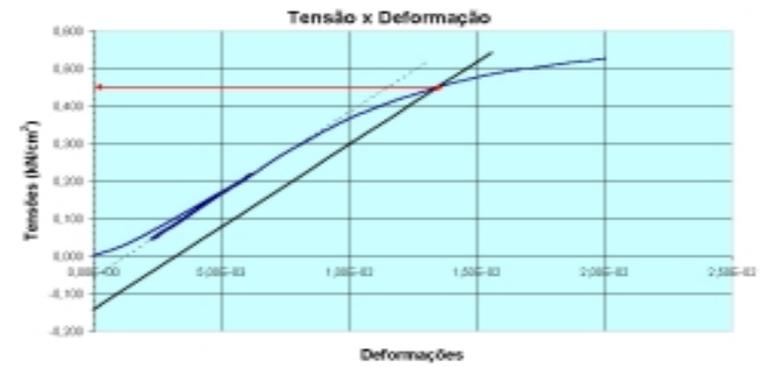
- $F_{50,0,01} = 0,44$ MN/cm²
- $F_{100,0,01} = 11,00$ kN
- $F_{10\% (0,01)} = 1,10$ kN
- $F_{20\% (0,01)} = 2,20$ kN
- $F_{30\% (0,01)} = 3,30$ kN
- $F_{40\% (0,01)} = 4,40$ kN
- $F_{50\% (0,01)} = 5,50$ kN
- $F_{60\% (0,01)} = 6,60$ kN
- $F_{70\% (0,01)} = 7,70$ kN
- $F_{80\% (0,01)} = 8,80$ kN
- $F_{90\% (0,01)} = 9,90$ kN
- $F_{100\% (0,01)} = 11,00$ kN
- $F_{110\% (0,01)} = 12,10$ kN
- $F_{120\% (0,01)} = 13,20$ kN
- UP% = 12%
- $F_{100,0,01} = 11,26$ kN
- $F_{50,0,01} = 0,45$ MN/cm² gráfico
- $E_{100,0,01} = 43,4$ MN/cm²



$$F_{12} = F_{0,01} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right]$$

$$E_{12} = E_{0,01} \left[1 + \frac{2(U\% - 12)}{100} \right]$$

UP% = 12%
 $F_{12} = 11,73$ kN
 $E_{12} = 44,95$ MN/cm²



Tensão (MN/cm ²)	Deformação
0,000	0,00E+00
0,044	1,70E-03
0,220	6,30E-03
0,320	6,30E-03
0,320	6,30E-03
0,044	2,30E-03
0,044	2,35E-03
0,220	6,20E-03
0,320	6,25E-03
0,044	2,35E-03
0,044	2,25E-03
0,088	3,30E-03
0,132	4,30E-03
0,176	5,20E-03
0,220	6,30E-03
0,264	7,25E-03
0,308	8,40E-03
0,352	9,60E-03
0,396	1,11E-02
0,440	1,31E-02
0,484	1,58E-02
0,528	2,01E-02

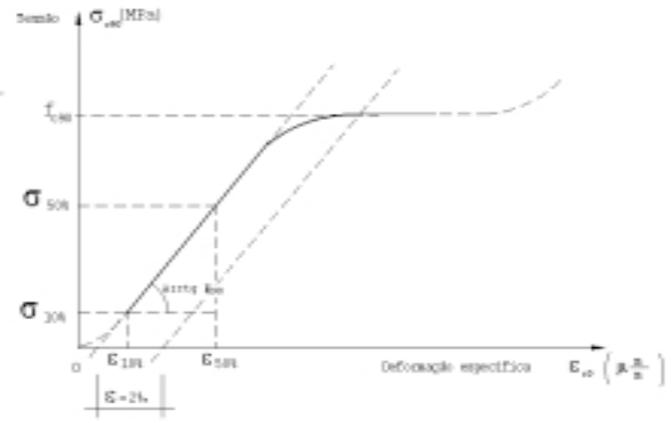


Figura 4.3 – Caracterização das Madeiras de Pinus Taeda: Compressão normal



Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira

Platilha de Ensaio
COMPRESSÃO PARALELA ÀS FIBRAS

Ensaio: **Eucalipto Citriodora**
C.P. 01 DL 03
Data: 07/07/1999

Projeto: **PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA - DOUTORAMENTO**
Caracterização das madeiras dos Ensaio de Deformação Lenta
Usuário: **FERNANDO S. OKIMOTO**
Técnico: **JAIME GALINDO (carga), SILVIO (leitura) e ARNALDO (leitura)**

Lados:	a _{1A} = 50,23	a _{2A} = 50,29	a _{medio,A} = 5,03 cm
	b _{1A} = 49,77	b _{2A} = 49,95	b _{medio,A} = 4,99 cm
	a _{1B} = 49,91	a _{2B} = 50,07	a _{medio,B} = 5,00 cm
	b _{1B} = 50,09	b _{2B} = 50,10	b _{medio,B} = 5,01 cm

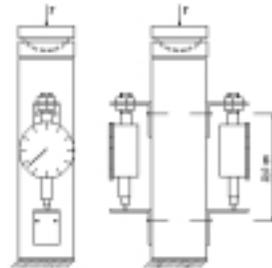
Comprimentos = 15 cm Comprimentos de trabalho ΔH = 10 cm

Precisão do Instrumento de Medida Linear:	0,01 mm	Umidade U% =	13,4
Precisão do Relógio Comparador:	0,001 mm	Densidade D _{aparente} =	- - - g/cm ³
Precisão do Instrumento de Aplicação de Carga:	0,2 kN		

Série A: F_{c0,med} = 131,00 kN f_{c0,med} = 5,23 kN/cm²

rel.	1º Ciclo				2º Ciclo				3º Ciclo - Ruptura							Tensão	Deformação
	10%	50%	50%-30"	10%	10%-30"	50%	50%-30"	10%	10%-30"	20%	30%	40%	50%	60%	70%		
rel. 01	50	245	250	110	115	255	260	118	114	153	180	218	265	310	395	0,000	0,00E+00
rel. 02	13	180	185	32	30	191	195	32	32	66	100	147	196	250	330	0,519	3,15E-04

f _{c0,med} =	5,19 kN/cm ²
F _{c0,med} =	130,00 kN
F _{10% c0,med} =	13,00 kN
F _{20% c0,med} =	26,00 kN
F _{30% c0,med} =	39,00 kN
F _{40% c0,med} =	52,00 kN
F _{50% c0,med} =	65,00 kN
F _{60% c0,med} =	78,00 kN
F _{70% c0,med} =	91,00 kN
U%	
F _{c0,med,B} =	117,00 kN
f _{c0,B} =	4,67 kN/cm ²
E _{c0,B} =	1318,4 kN/cm ²

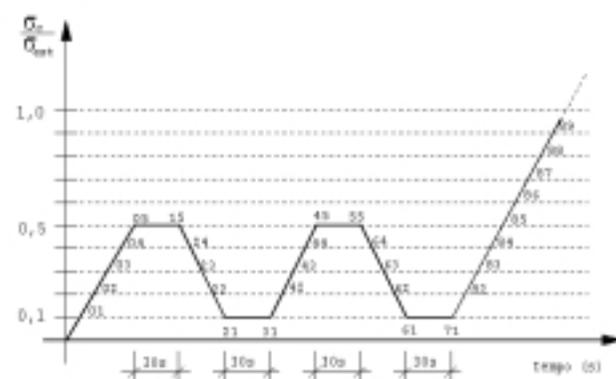


$$f_{c0} = \frac{F_{c0,max}}{a_{medio} \cdot b_{medio}}$$

$$E_{c0} = \frac{\sigma_{50\%} - \sigma_{10\%}}{\epsilon_{50\%} - \epsilon_{10\%}}$$

$$E_{12} = E_{U\%} \left[1 + \frac{3[U\% - 12]}{100} \right]$$

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



Tensão	Deformação
0,000	0,00E+00
0,519	3,15E-04
2,596	2,13E-03
2,596	2,18E-03
0,519	7,10E-04
0,519	7,25E-04
2,596	2,23E-03
2,596	2,28E-03
0,519	7,50E-04
0,519	7,30E-04
1,038	1,10E-03
1,557	1,40E-03
2,076	1,83E-03
2,596	2,31E-03
3,115	2,80E-03
3,634	3,63E-03

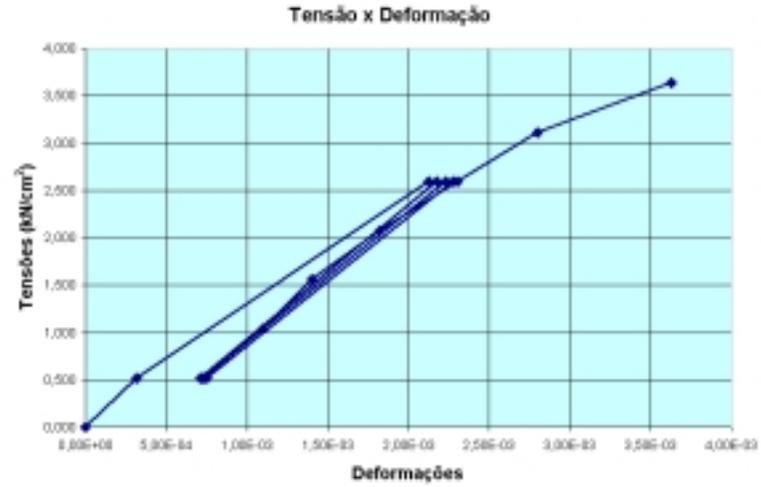


Figura 4.4 – Caracterização das Madeiras de Eucalipto Citriodora: Compressão paralela

Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira
 Planilha de Ensaios
COMPRESSÃO NORMAL ÀS FIBRAS

Ensaio: **Eucalipto Citriodora** Projeto: **PONTES PROTENDIDAS DE MADEIRA - DOUTORAMENTO**
 C.N. 01 DL 03 Caracterização das madeiras dos Ensaios de Deformação Lenta
 Data: 09/11/2008 Usuário: **FERNANDO S. OKIMOTO**
 Técnico: **JAIME GALINDO (carga), SILVIO e APARECIDO (leitura)**

Lados:	a_{1A} = 42,91	a_{2A} = 43,91	$a_{medio,A}$ = 4,34	cm
	b_{1A} = 41,61	b_{2A} = 41,56	$b_{medio,A}$ = 4,16	cm
	a_{1B} = 42,89	a_{2B} = 43,31	$a_{medio,B}$ = 4,31	cm
	b_{1B} = 41,42	b_{2B} = 41,26	$b_{medio,B}$ = 4,13	cm

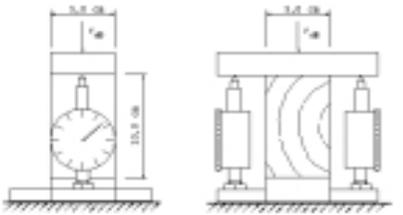
Comprimentos = 10 cm Comprimentos de trabalho ΔH = 10 cm

Precisão do Instrumento de Medida Linear:	0,01 mm	Unidade U% =	11,9 %
Precisão do Relógio Comparador:	0,01 mm	Densidade $D_{aparente}$ =	- * - g/cm ³
Precisão do Instrumento de Aplicação de Carga:	0,2 kN		

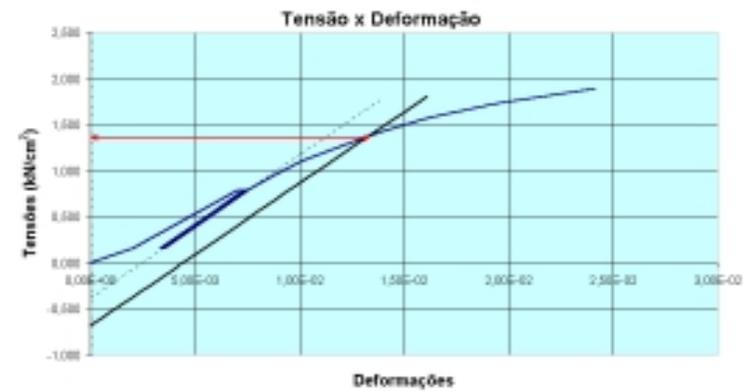
Série A: $f_{c90,min} = 1,573$ MN/cm² $F_{c90,min} = 28,40$ kN
 $E_{c90,A} = 139,06$ MN/cm²
 calculados, graficamente, de acordo com o diagrama de ensaio

1º Ciclo				2º Ciclo				3º Ciclo - Ruptura															
10%	50%	50%-30"	10%	10%-30"	50%	50%-30"	10%	10%-30"	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	90%	98%	100%	110%	120%	130%	140%	
45	96	100	61	65	103	102	64	63	73	82	92	102	114	128	146	165	188	220	270				
-4	45	48	6	5	46	49	7	6	16	27	39	48	60	73	82	112	134	168	212				

- $f_{c90,min} = 1,57$ MN/cm²
- $F_{c90,min} = 28,00$ kN
- $F_{10\% c90,min} = 2,80$ kN
- $F_{20\% c90,min} = 5,60$ kN
- $F_{30\% c90,min} = 8,40$ kN
- $F_{40\% c90,min} = 11,20$ kN
- $F_{50\% c90,min} = 14,00$ kN
- $F_{60\% c90,min} = 16,80$ kN
- $F_{70\% c90,min} = 19,60$ kN
- $F_{80\% c90,min} = 22,40$ kN
- $F_{90\% c90,min} = 25,20$ kN
- $F_{100\% c90,min} = 28,00$ kN
- $F_{110\% c90,min} = 30,80$ kN
- $F_{120\% c90,min} = 33,60$ kN
- $F_{130\% c90,min} = 36,40$ kN
- $F_{140\% c90,min} = 39,20$ kN



$$f_{c12} = f_{c90} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right] \quad E_{c12} = E_{c90} \left[1 + \frac{3(U\% - 12)}{100} \right]$$



Tensão	Deformação
0,000	0,00E+00
0,157	2,05E-03
0,786	7,05E-03
0,786	7,40E-03
0,157	3,35E-03
0,157	3,50E-03
0,786	7,30E-03
0,786	7,55E-03
0,157	3,55E-03
0,157	3,45E-03
0,314	4,45E-03
0,471	5,45E-03
0,629	6,50E-03
0,786	7,50E-03
0,943	8,70E-03
1,100	1,01E-02
1,257	1,16E-02
1,414	1,36E-02
1,571	1,61E-02
1,729	1,94E-02
1,886	2,41E-02

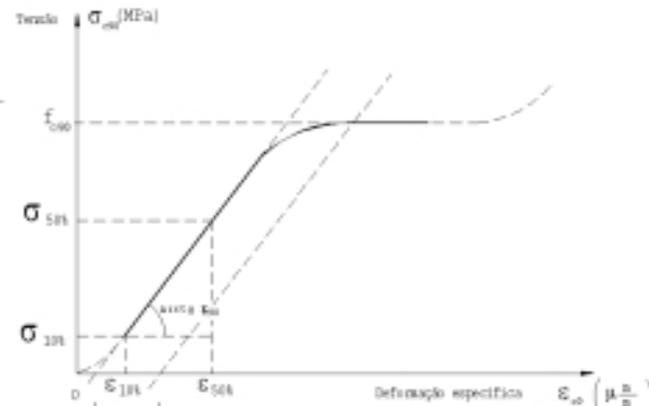


Figura 4.5 – Caracterização das Madeiras de Eucalipto Citriodora: Compressão normal

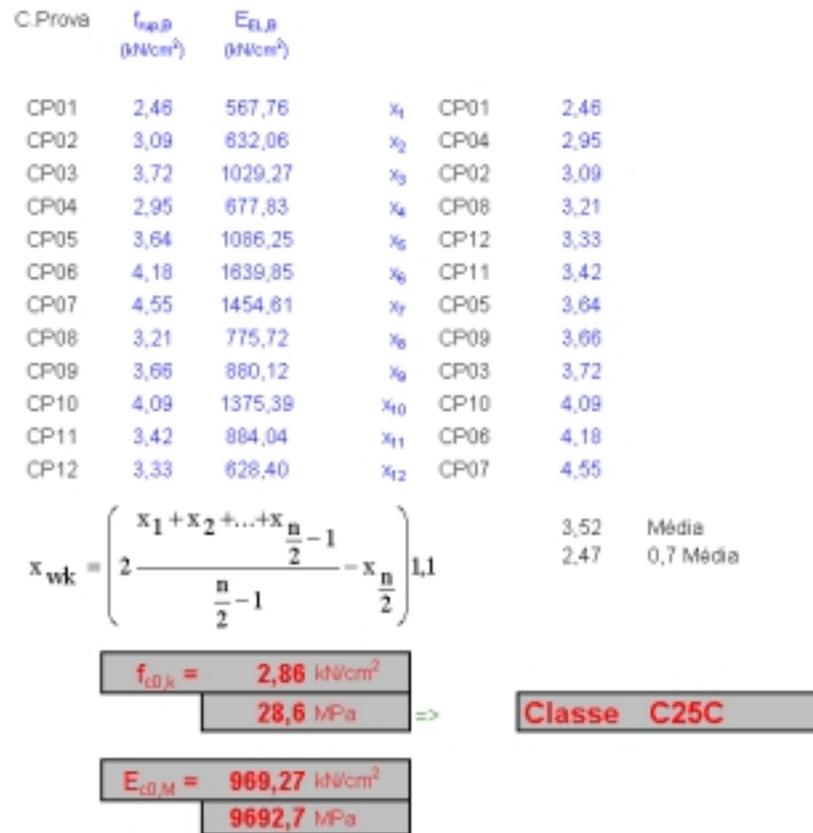


Figura 4.6 – Resultados da Caracterização - Pinus Taeda

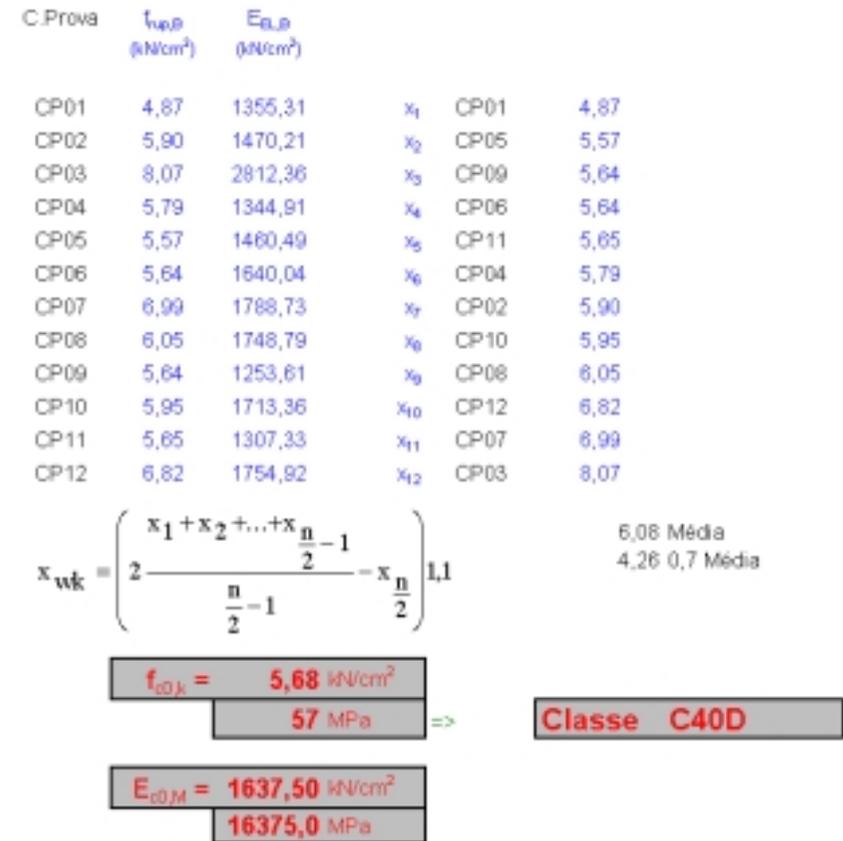


Figura 4.7 – Resultados da Caracterização – Eucalipto Citriodora

Pode-se verificar que as classes de resistência C25C para o Pinus E C40D para o Eucalipto estão de acordo com o esperado.

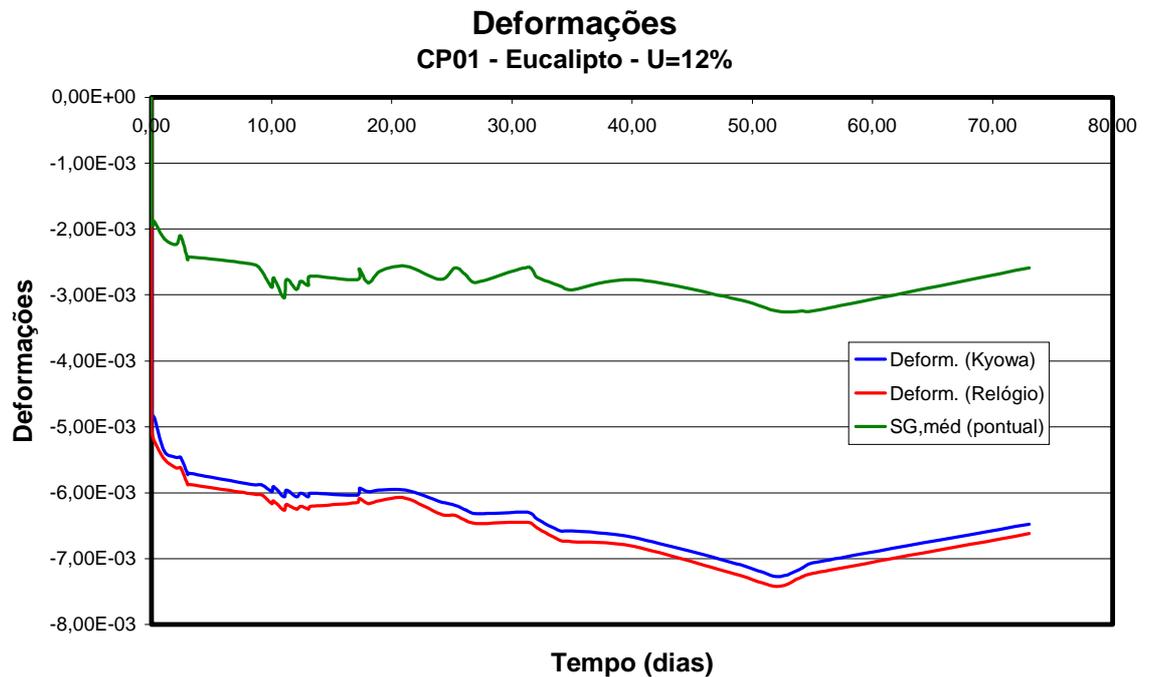
A seguir são apresentados os resultados para os corpos-de-prova de Eucalipto a 12% de umidade, Eucalipto a 20% de umidade, Pinus a 12% de umidade e Pinus a 20% de umidade. Em primeiro lugar, é apresentada uma parte da tabela de dados seguida pelo gráfico da fluência da madeira medida por transdutores e *strain gages*. Na seqüência, é apresentado um ajuste dos resultados (tabela e gráfico) em equações exponenciais. Quando houveram aquisições de dados de umidade e temperatura, foram apresentados gráficos de deslocamentos, deformações que os relacionam.

Para entender os conteúdos das colunas da tabela de aquisição de resultados a seguir:

- DT,méd (Kyowa): Leitura média de deslocamentos medidos pelo sistema de aquisição KYOWA conectados aos dois transdutores de deslocamentos;
- DT,méd (Relógio): Leitura média de deslocamentos medidos nos ponteiros dos dois transdutores de deslocamentos;
- DT,méd: Média das leituras de deslocamentos dos dois transdutores de deslocamentos;
- Deform. (Kyowa): Cálculo de deformações através de DT,méd (Kyowa);
- Deform. (Relógio): Cálculo de deformações através de DT,méd (Relógio);
- SG,sup: Média dos valores de deformações obtidas pelos dois *strain-gages* superiores;
- SG,inf: Média dos valores de deformações obtidas pelos dois *strain-gages* inferiores;
- SG,méd: Média dos valores de deformações entre SG,sup e SG,inf;

Corpo-de-prova: Madeira de Eucalipto - U=12%

Tempo (dias)	Célula de Carga (kN)	DT,méd (Kyowa)	DT,méd (Relógio)	DT,méd	Deform. (Kyowa)	Deform. (Relógio)	Deform.	SG,sup	SG,inf	SG,méd (pontual)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00
0,00	24,40	2,77	2,90	2,83	-4,62E-03	-4,83E-03	-4,72E-03	-2,1E-03	-1,6E-03	-1,8E-03
0,01	24,17	2,85	3,01	2,93	-4,75E-03	-5,01E-03	-4,88E-03	-2,2E-03	-1,6E-03	-1,9E-03
0,02	24,40	2,85	3,03	2,94	-4,75E-03	-5,05E-03	-4,90E-03	-2,2E-03	-1,7E-03	-1,9E-03
0,03	24,40	2,88	3,05	2,96	-4,80E-03	-5,08E-03	-4,94E-03	-2,2E-03	-1,6E-03	-1,9E-03
0,05	24,17	2,88	3,07	2,97	-4,80E-03	-5,11E-03	-4,95E-03	-2,2E-03	-1,6E-03	-1,9E-03
0,12	24,40	2,91	3,10	3,00	-4,85E-03	-5,17E-03	-5,01E-03	-2,3E-03	-1,6E-03	-1,9E-03
0,23	24,40	2,91	3,13	3,02	-4,85E-03	-5,22E-03	-5,03E-03	-2,2E-03	-1,5E-03	-1,9E-03
1,07	24,40	3,22	3,30	3,26	-5,36E-03	-5,49E-03	-5,43E-03	-2,6E-03	-1,7E-03	-2,1E-03
2,07	24,40	3,28	3,38	3,33	-5,47E-03	-5,63E-03	-5,55E-03	-2,7E-03	-1,8E-03	-2,2E-03
2,43	24,40	3,28	3,37	3,33	-5,47E-03	-5,62E-03	-5,54E-03	-2,5E-03	-1,7E-03	-2,1E-03
3,01	24,40	3,44	3,53	3,48	-5,73E-03	-5,88E-03	-5,80E-03	-3,0E-03	-2,0E-03	-2,5E-03
3,07	24,40	3,42	3,53	3,47	-5,70E-03	-5,88E-03	-5,79E-03	-2,9E-03	-1,9E-03	-2,4E-03
8,46	24,40	3,53	3,61	3,57	-5,88E-03	-6,02E-03	-5,95E-03	-3,1E-03	-2,0E-03	-2,5E-03
9,16	24,40	3,53	3,62	3,57	-5,88E-03	-6,03E-03	-5,96E-03	-3,2E-03	-2,1E-03	-2,6E-03
10,03	24,40	3,59	3,70	3,65	-5,98E-03	-6,17E-03	-6,08E-03	-3,4E-03	-2,4E-03	-2,9E-03
10,17	24,40	3,54	3,68	3,61	-5,91E-03	-6,13E-03	-6,02E-03	-3,3E-03	-2,2E-03	-2,7E-03
11,03	24,40	3,64	3,76	3,70	-6,06E-03	-6,27E-03	-6,16E-03	-3,5E-03	-2,6E-03	-3,0E-03
11,25	24,40	3,57	3,71	3,64	-5,96E-03	-6,18E-03	-6,07E-03	-3,3E-03	-2,2E-03	-2,8E-03
12,05	24,40	3,64	3,75	3,69	-6,06E-03	-6,25E-03	-6,16E-03	-3,5E-03	-2,4E-03	-2,9E-03
12,43	24,40	3,61	3,73	3,67	-6,01E-03	-6,21E-03	-6,11E-03	-3,3E-03	-2,3E-03	-2,8E-03
13,07	24,40	3,64	3,75	3,69	-6,06E-03	-6,25E-03	-6,16E-03	-3,4E-03	-2,3E-03	-2,9E-03
13,24	24,40	3,61	3,73	3,67	-6,01E-03	-6,21E-03	-6,11E-03	-3,2E-03	-2,2E-03	-2,7E-03
17,14	24,40	3,62	3,69	3,66	-6,04E-03	-6,15E-03	-6,09E-03	-3,4E-03	-2,2E-03	-2,8E-03
17,31	24,40	3,56	3,65	3,60	-5,93E-03	-6,08E-03	-6,01E-03	-3,2E-03	-2,0E-03	-2,6E-03
18,05	24,40	3,59	3,70	3,65	-5,98E-03	-6,17E-03	-6,08E-03	-3,4E-03	-2,3E-03	-2,8E-03



Foram realizados dois ajustes diferentes para avaliar o comportamento dos deslocamentos ao longo do tempo. Os resultados de deslocamentos que serviram de dados para os ajustes não incluíram os deslocamentos imediatos.

Ambos ajustes são exponenciais, com a diferença que no segundo, a curva passa pelo ponto [0,0].

Equações de ajuste:

$$Y = Y_0 + Ae^{(-x/B)} \Rightarrow d = 1,57 - 1,30188 \cdot e^{(-t/28,15556)}$$

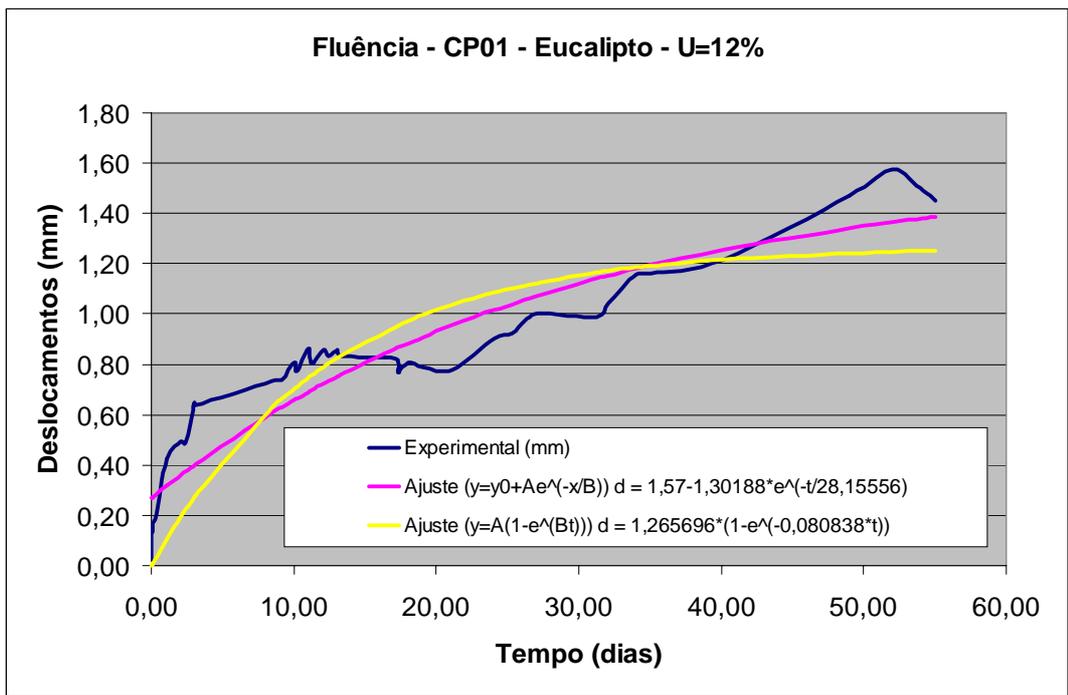
$$Y = A(1 - e^{(Bt)}) \Rightarrow d = 1,265696 \cdot (1 - e^{(-0,080838 \cdot t)})$$

Onde: d = deslocamento em mm;
 t = tempo em dias

A mesma avaliação foi realizada para os outros três corpos-de-prova.

Tabela de Ajuste dos Deslocamentos

Tempo (dias)	Deslocamentos (mm)	Ajuste ($y=y_0+Ae^{(-x/B)}$) $d = 1,57-1,30188*e^{(-t/28,15556)}$	Ajuste ($y=A(1-e^{(Bt)})$) $d = 1,265696*(1-e^{(-0,080838*t)})$
0,00	0,00	0,27	0,00
0,01	0,09	0,27	0,00
0,02	0,10	0,27	0,00
0,03	0,13	0,27	0,00
0,05	0,14	0,27	0,01
0,12	0,17	0,27	0,01
0,23	0,18	0,28	0,02
1,07	0,42	0,32	0,11
2,07	0,49	0,36	0,20
2,43	0,49	0,38	0,23
3,01	0,65	0,40	0,27
3,07	0,64	0,40	0,28
8,46	0,73	0,61	0,63
9,16	0,74	0,63	0,66
10,03	0,81	0,66	0,70
10,17	0,77	0,66	0,71
11,03	0,86	0,69	0,75
11,25	0,80	0,70	0,76
12,05	0,86	0,72	0,79
12,43	0,83	0,73	0,80
13,07	0,86	0,75	0,83
13,24	0,83	0,76	0,83
17,14	0,82	0,86	0,95
17,31	0,77	0,87	0,95
18,05	0,81	0,88	0,97
19,07	0,79	0,91	0,99
21,16	0,78	0,96	1,04



Para o corpo-de-prova de Eucalipto citriodora a 12% de umidade:

$$P = 29,58 \text{ kN}$$

$$\delta_i = 2,83 \text{ mm}$$

Carga aplicada
Deslocamento inicial

Do modelo proposto:

$$\delta_t = \delta_{(Hooke)} + \delta_{(Kelvin)}$$

$$\delta_t = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} \left(1 - e^{(-t/\tau)} \right)$$

Da segunda equação de ajuste:

$$\Rightarrow \delta_t = 2,83 + 1,27 \cdot \left(1 - e^{(-t/12,37)} \right)$$

Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{k_1} = 2,83 \text{ mm} \Rightarrow k_1 = 10,45 \text{ kN/mm} \\ \frac{P}{k_2} = 1,27 \text{ mm} \Rightarrow k_2 = 23,29 \text{ kN/mm} \\ \tau = \frac{v_2}{k_2} = 12,37 \text{ s} \Rightarrow v_2 = 288,1 \text{ kN/mm/s} \end{array} \right.$$

Em termos de deformação específica, podemos dizer:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{(Hooke)} + \varepsilon_{(Kelvin)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{2,83}{600} + \frac{1,27}{600} \left(1 - e^{(-t/12,37)} \right)$$

$$\varepsilon_t = 4,72 \times 10^{-3} + 2,12 \times 10^{-3} \left(1 - e^{(-t/12,37)} \right)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_i} + \frac{\sigma}{E_f} \left(1 - e^{(-t/\tau)} \right)$$

Como $P = 29,58 \text{ kN}$ e $A = 13 \times 13 = 269 \text{ cm}^2$, temos que: $\sigma = 0,175 \text{ kN/cm}^2$

Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{E_i} = 4,72 \times 10^{-3} \Rightarrow E_i = 37,1 \text{ kN/cm}^2 \cong 371 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma}{E_f} = 2,12 \times 10^{-3} \Rightarrow E_f = 82,7 \text{ kN/cm}^2 \cong 827 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Como para

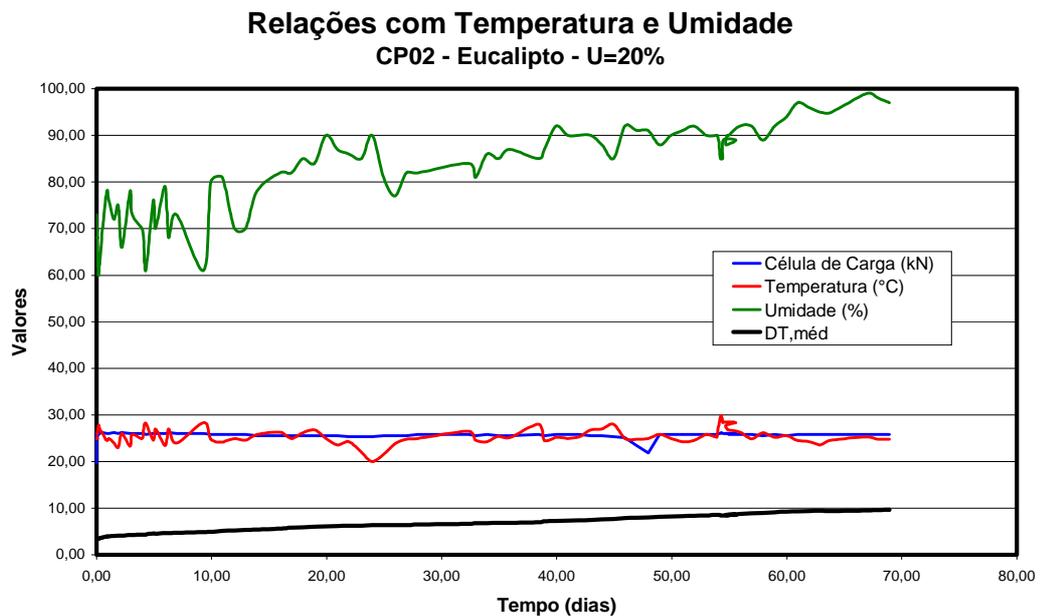
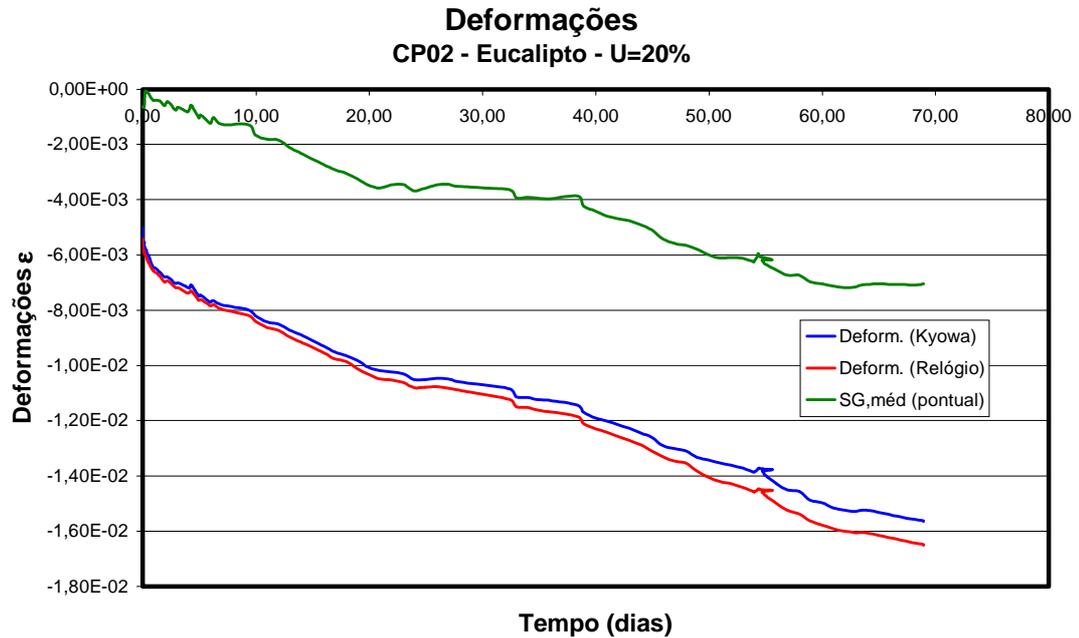
$$t \rightarrow +\infty \Rightarrow \delta_{(Kelvin)} \rightarrow 1,27 \text{ mm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{total} \rightarrow 4,10 \text{ mm} \\ \varepsilon_{total} \rightarrow 6,83 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

$$E_{total} = 25,6 \text{ kN/cm}^2 \cong 256 \text{ MPa}$$

Valor sem sentido prático!

Corpo-de-prova: Madeira de Eucalipto - U=20%

Tempo (dias)	Célula de Carga (kN)	DT,méd	Deform. (Kyowa)	Deform. (Relógio)	Deform.	SG,sup	SG,inf	SG,méd (pontual)	Temperatura (°C)	Umidade (%)
0,00	19,71	3,13	-5,03E-03	-5,42E-03	-5,22E-03	-1,2E-03	-4,5E-05	-6,3E-04	25,00	73,00
0,01	25,81	3,33	-5,44E-03	-5,68E-03	-5,56E-03	-1,3E-03	5,0E-06	-6,3E-04	25,00	70,00
0,02	25,81	3,37	-5,52E-03	-5,73E-03	-5,62E-03	-1,3E-03	2,8E-05	-6,4E-04	26,00	68,00
0,03	25,81	3,38	-5,52E-03	-5,76E-03	-5,64E-03	-1,3E-03	3,3E-05	-6,5E-04	26,00	68,00
0,05	25,58	3,39	-5,52E-03	-5,79E-03	-5,65E-03	-1,3E-03	4,0E-05	-6,5E-04	26,00	68,00
0,06	25,81	3,42	-5,57E-03	-5,83E-03	-5,70E-03	-1,4E-03	5,5E-05	-6,5E-04	26,30	70,00
0,07	25,34	3,43	-5,57E-03	-5,85E-03	-5,71E-03	-1,3E-03	6,5E-05	-6,4E-04	26,40	68,00
0,09	25,81	3,46	-5,65E-03	-5,88E-03	-5,76E-03	-1,4E-03	7,5E-05	-6,4E-04	26,50	66,00
0,11	25,81	3,47	-5,65E-03	-5,91E-03	-5,78E-03	-1,3E-03	9,3E-05	-6,1E-04	26,80	64,00
0,16	25,81	3,50	-5,72E-03	-5,95E-03	-5,84E-03	-1,3E-03	1,3E-04	-5,6E-04	27,40	60,00
0,20	25,81	3,51	-5,72E-03	-5,98E-03	-5,85E-03	-3,9E-04	1,6E-04	-1,2E-04	27,80	60,00
0,24	26,28	3,53	-5,77E-03	-6,01E-03	-5,89E-03	-3,3E-04	1,8E-04	-7,6E-05	27,60	61,00
0,28	26,05	3,55	-5,80E-03	-6,05E-03	-5,92E-03	-3,2E-04	1,7E-04	-7,1E-05	27,00	63,00
0,41	26,28	3,63	-5,95E-03	-6,15E-03	-6,05E-03	-3,5E-04	1,3E-04	-1,1E-04	26,50	66,00
0,53	26,28	3,69	-6,03E-03	-6,28E-03	-6,16E-03	-4,4E-04	8,5E-05	-1,8E-04	26,00	70,00
0,91	26,05	3,90	-6,44E-03	-6,56E-03	-6,50E-03	-6,7E-04	-1,3E-04	-4,0E-04	24,50	78,00
1,07	26,05	3,93	-6,47E-03	-6,62E-03	-6,54E-03	-6,7E-04	-1,3E-04	-4,0E-04	25,00	76,00
1,53	26,28	4,02	-6,62E-03	-6,77E-03	-6,69E-03	-7,1E-04	-1,4E-04	-4,2E-04	24,00	72,00
1,91	26,05	4,14	-6,80E-03	-6,98E-03	-6,89E-03	-8,6E-04	-3,4E-04	-6,0E-04	23,00	75,00
2,20	26,28	4,12	-6,80E-03	-6,94E-03	-6,87E-03	-7,4E-04	-1,7E-04	-4,6E-04	26,00	66,00
2,91	26,05	4,27	-7,03E-03	-7,18E-03	-7,11E-03	-1,1E-03	-4,4E-04	-7,6E-04	23,30	78,00
3,11	26,05	4,26	-7,01E-03	-7,18E-03	-7,09E-03	-9,6E-04	-3,3E-04	-6,4E-04	25,80	73,00
3,95	26,05	4,36	-7,16E-03	-7,38E-03	-7,27E-03	-1,2E-03	-4,9E-04	-8,2E-04	25,00	70,00
4,11	26,05	4,36	-7,19E-03	-7,36E-03	-7,27E-03	-1,0E-03	-3,9E-04	-7,2E-04	26,90	68,00
4,28	25,81	4,32	-7,09E-03	-7,30E-03	-7,19E-03	-8,8E-04	-2,8E-04	-5,8E-04	28,20	61,00



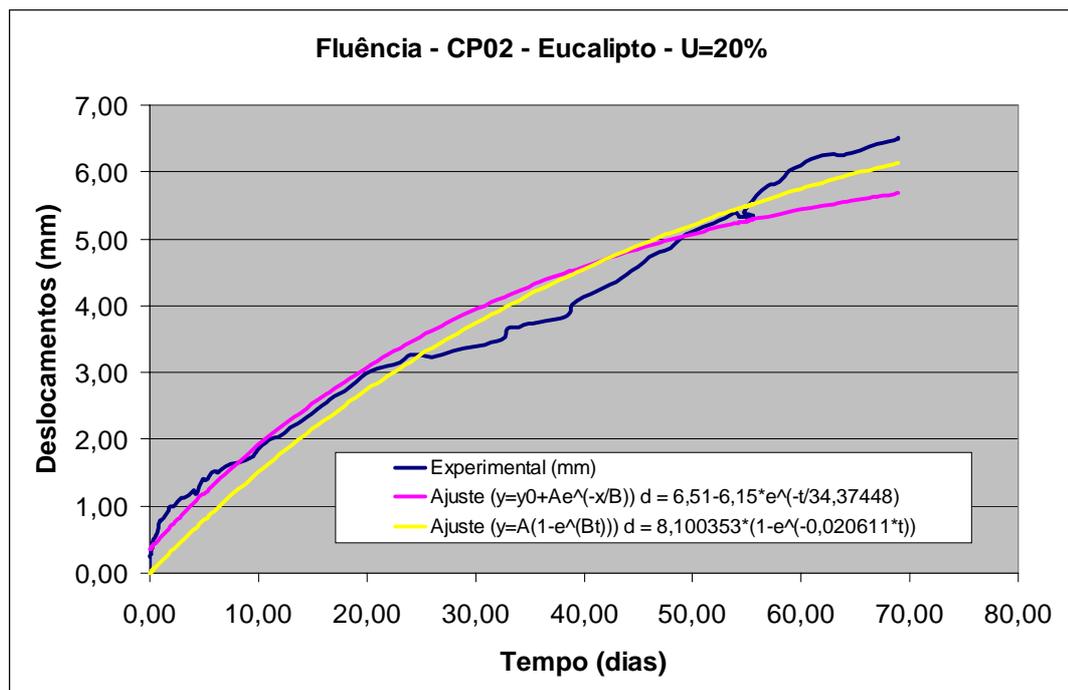
Equações de ajuste:

$$Y = Y_0 + Ae^{(-x/B)} \Rightarrow d = 6,51 - 6,15 \cdot e^{(-t/34,37448)}$$

$$Y = A(1 - e^{(Bt)}) \Rightarrow d = 8,100353 \cdot (1 - e^{(-0,020611 \cdot t)})$$

Onde: d = deslocamento em mm;
 t = tempo em dias

Tempo (dias)	Deslocamentos (mm)	Ajuste ($y=y_0+Ae^{(-x/B)}$) $d = 6,51-6,15*e^{(-t/34,37448)}$	Ajuste ($y=A(1-e^{(Bt)})$) $d = 8,100353*(1-e^{(-0,020611*t)})$
0,00	0,00	0,36	0,00
0,01	0,20	0,36	0,00
0,02	0,24	0,36	0,00
0,03	0,25	0,37	0,01
0,05	0,26	0,37	0,01
0,06	0,28	0,37	0,01
0,41	0,50	0,43	0,07
0,53	0,56	0,45	0,09
0,91	0,77	0,52	0,15
1,07	0,79	0,55	0,18
1,53	0,88	0,63	0,25
1,91	1,00	0,69	0,31
2,20	0,99	0,74	0,36
2,91	1,13	0,86	0,47
3,11	1,12	0,89	0,50
3,95	1,23	1,03	0,63
4,11	1,23	1,05	0,66
4,28	1,18	1,08	0,68
4,95	1,41	1,18	0,79
5,11	1,38	1,21	0,81
62,95	6,27	5,52	5,89
63,89	6,26	5,55	5,93
66,95	6,41	5,63	6,06
67,95	6,46	5,66	6,10
68,91	6,50	5,68	6,14
68,95	6,51	5,68	6,14



Para o corpo-de-prova de Eucalipto citriodora a 20% de umidade:

$$P = 29,58 \text{ kN}$$

Carga aplicada

$$\delta_i = 3,13 \text{ mm}$$

Deslocamento inicial

Do modelo proposto:

$$\delta_t = \delta_{(Hooke)} + \delta_{(Kelvin)}$$

$$\delta_t = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Da segunda equação de ajuste:

$$\Rightarrow \delta_t = 3,13 + 8,10 \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{48,52}} \right)$$

Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{k_1} = 3,13 \text{ mm} \Rightarrow k_1 = 9,45 \text{ kN/mm} \\ \frac{P}{k_2} = 8,10 \text{ mm} \Rightarrow k_2 = 3,65 \text{ kN/mm} \\ \tau = \frac{v_2}{k_2} = 48,52 \text{ s} \Rightarrow v_2 = 177,2 \text{ kN/mm/s} \end{array} \right.$$

Em termos de deformação específica, podemos dizer:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{(Hooke)} + \varepsilon_{(Kelvin)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{3,13}{600} + \frac{8,10}{600} \left(1 - e^{-\frac{t}{48,52}} \right)$$

$$\varepsilon_t = 5,22 \times 10^{-3} + 13,50 \times 10^{-3} \left(1 - e^{-\frac{t}{48,52}} \right)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_i} + \frac{\sigma}{E_f} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Como $\sigma = 0,175 \text{ kN/cm}^2$

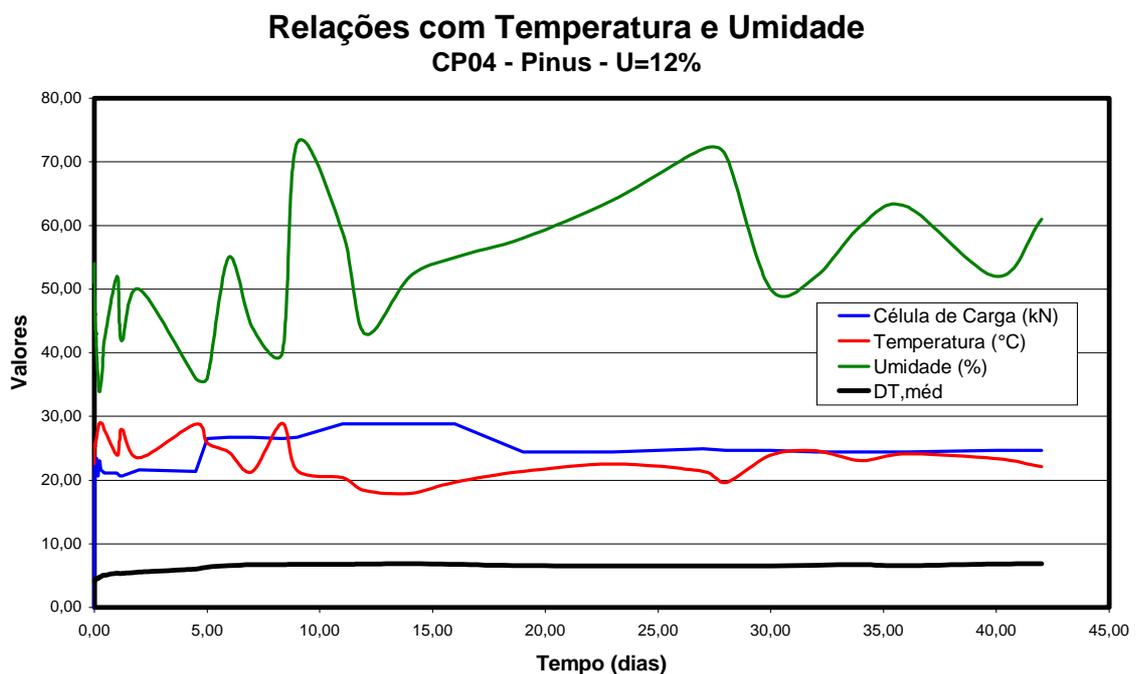
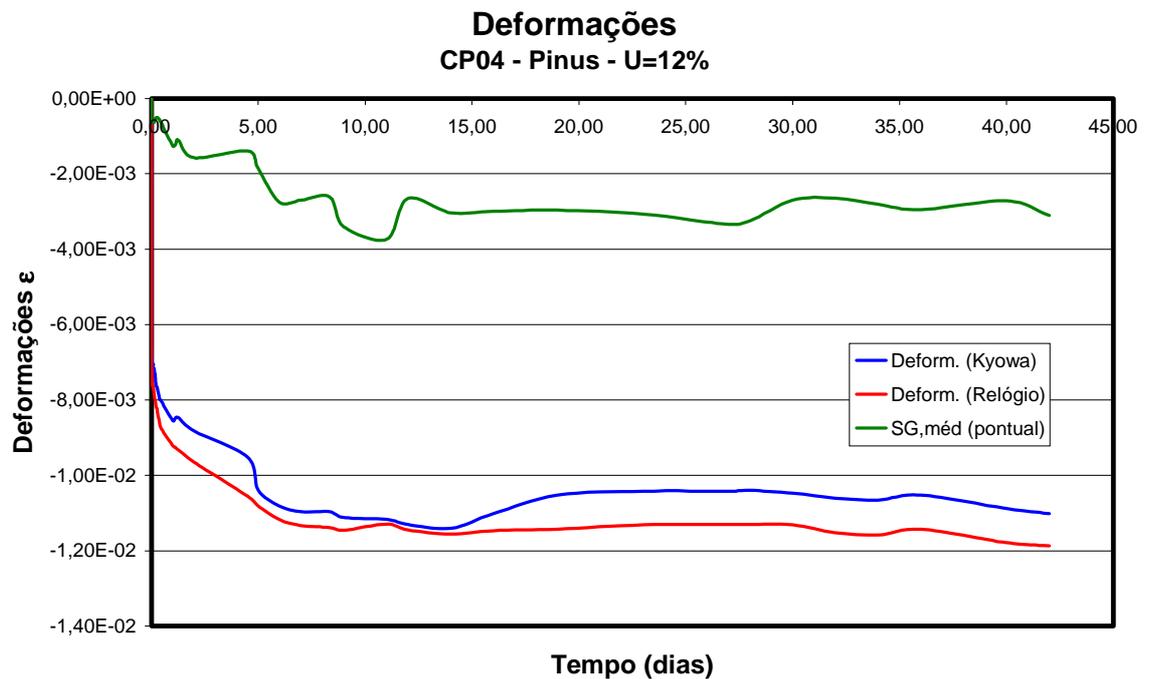
Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{E_i} = 5,22 \times 10^{-3} \Rightarrow E_i = 33,5 \text{ kN/cm}^2 \cong 335 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma}{E_f} = 13,50 \times 10^{-3} \Rightarrow E_f = 13,0 \text{ kN/cm}^2 \cong 130 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$t \rightarrow +\infty \Rightarrow \delta_{(Kelvin)} \rightarrow 8,10 \text{ mm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{total} \rightarrow 11,23 \text{ mm} \\ \varepsilon_{total} \rightarrow 18,72 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Corpo-de-prova: Madeira de Pinus - U=12%

Tempo (dias)	Célula de Carga (kN)	DT,méd	Deform. (Kyowa)	Deform. (Relógio)	Deform.	SG,sup	SG,inf	SG,méd (pontual)	Temperatura (°C)	Umidade (%)
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	22,60	54,00
0,00	20,18	4,01	-6,36E-03	-7,01E-03	-6,68E-03	-2,4E-04	-6,8E-04	-4,6E-04	23,90	51,00
0,01	21,12	4,20	-6,74E-03	-7,26E-03	-7,00E-03	-3,2E-04	-7,3E-04	-5,3E-04	25,40	48,00
0,02	23,47	4,28	-6,92E-03	-7,36E-03	-7,14E-03	-3,8E-04	-8,0E-04	-5,9E-04	25,40	47,00
0,03	23,47	4,33	-7,00E-03	-7,44E-03	-7,22E-03	-3,8E-04	-8,1E-04	-6,0E-04	25,50	46,00
0,04	23,00	4,36	-7,03E-03	-7,50E-03	-7,26E-03	-3,9E-04	-8,0E-04	-6,0E-04	25,60	46,00
0,05	22,53	4,39	-7,05E-03	-7,57E-03	-7,31E-03	-4,1E-04	-8,1E-04	-6,1E-04	25,90	44,00
0,06	21,35	4,40	-7,05E-03	-7,61E-03	-7,33E-03	-4,1E-04	-8,0E-04	-6,1E-04	25,90	43,00
0,07	21,35	4,43	-7,10E-03	-7,67E-03	-7,39E-03	-4,1E-04	-8,0E-04	-6,0E-04	26,00	43,00
0,08	23,47	4,49	-7,26E-03	-7,72E-03	-7,49E-03	-4,4E-04	-8,4E-04	-6,4E-04	26,40	42,00
0,10	23,47	4,52	-7,28E-03	-7,77E-03	-7,53E-03	-4,3E-04	-8,4E-04	-6,3E-04	26,60	40,00
0,13	20,65	4,50	-7,18E-03	-7,83E-03	-7,51E-03	-4,1E-04	-8,1E-04	-6,1E-04	27,00	39,00
0,17	20,65	4,59	-7,31E-03	-7,99E-03	-7,65E-03	-3,5E-04	-7,2E-04	-5,3E-04	28,10	36,00
0,21	23,00	4,70	-7,54E-03	-8,12E-03	-7,83E-03	-3,3E-04	-7,2E-04	-5,2E-04	28,80	34,00
0,25	23,00	4,77	-7,67E-03	-8,24E-03	-7,96E-03	-3,1E-04	-6,9E-04	-5,0E-04	29,00	34,00
0,29	21,59	4,82	-7,72E-03	-8,36E-03	-8,04E-03	-3,3E-04	-7,0E-04	-5,2E-04	29,00	35,00
0,37	21,35	4,98	-7,98E-03	-8,63E-03	-8,30E-03	-3,7E-04	-7,6E-04	-5,6E-04	28,80	38,00
0,46	21,12	5,04	-8,03E-03	-8,77E-03	-8,40E-03	-4,4E-04	-8,5E-04	-6,5E-04	27,90	42,00
1,00	21,12	5,33	-8,54E-03	-9,22E-03	-8,88E-03	-1,0E-03	-1,5E-03	-1,3E-03	23,90	52,00
1,13	20,65	5,32	-8,47E-03	-9,27E-03	-8,87E-03	-1,0E-03	-1,4E-03	-1,2E-03	26,30	44,00
1,25	20,65	5,34	-8,47E-03	-9,32E-03	-8,89E-03	-9,0E-04	-1,3E-03	-1,1E-03	27,90	42,00
2,00	21,59	5,54	-8,82E-03	-9,65E-03	-9,24E-03	-1,4E-03	-1,8E-03	-1,6E-03	23,50	50,00
4,50	21,35	6,02	-9,52E-03	-1,06E-02	-1,00E-02	-1,2E-03	-1,5E-03	-1,4E-03	28,80	36,00
5,00	26,52	6,36	-1,04E-02	-1,08E-02	-1,06E-02	-1,7E-03	-2,0E-03	-1,9E-03	25,80	36,00
5,96	26,75	6,59	-1,08E-02	-1,12E-02	-1,10E-02	-2,5E-03	-2,9E-03	-2,7E-03	24,40	55,00
7,00	26,75	6,69	-1,10E-02	-1,13E-02	-1,11E-02	-2,5E-03	-2,9E-03	-2,7E-03	21,30	44,00



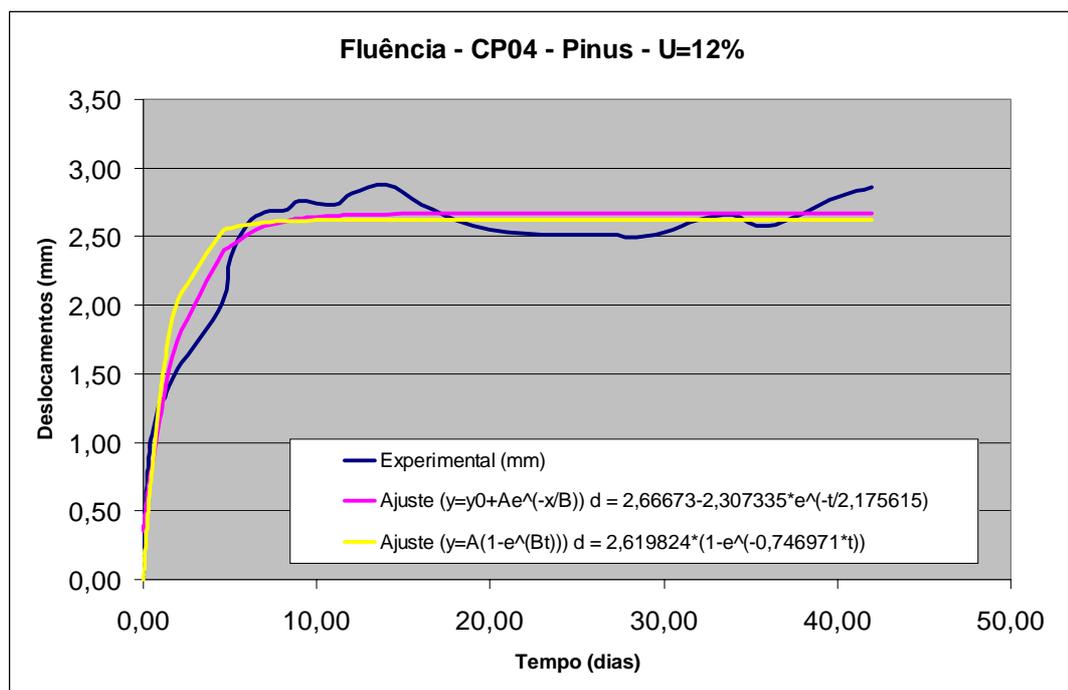
Equações de ajuste:

$$Y = Y_0 + Ae^{(-x/B)} \Rightarrow d = 2,66673 - 2,307335 \cdot e^{(-t/2,175615)}$$

$$Y = A(1 - e^{(Bt)}) \Rightarrow d = 2,619824 \cdot (1 - e^{(-0,746971 \cdot t)})$$

Onde: d = deslocamento em mm;
 t = tempo em dias

Tempo (dias)	Deslocamentos (mm)	Ajuste ($y=y_0+Ae^{(-x/B)}$) $d = 2,66673-2,307335*e^{(-t/2,175615)}$	Ajuste ($y=A(1-e^{(Bt)})$) $d = 2,619824*(1-e^{(-0,746971*t)})$
0,00	0,00	0,36	0,00
0,01	0,19	0,37	0,02
0,02	0,28	0,38	0,04
0,03	0,32	0,39	0,06
0,04	0,35	0,40	0,08
0,05	0,38	0,41	0,10
0,06	0,39	0,42	0,12
0,07	0,42	0,44	0,14
0,08	0,48	0,45	0,16
0,10	0,51	0,47	0,20
0,13	0,49	0,49	0,23
0,17	0,58	0,53	0,31
0,21	0,69	0,57	0,38
0,25	0,76	0,61	0,45
0,29	0,81	0,65	0,51
0,37	0,97	0,72	0,64
0,46	1,03	0,80	0,76
1,00	1,32	1,21	1,38
1,13	1,31	1,29	1,49
27,00	2,51	2,67	2,62
28,00	2,50	2,67	2,62
30,00	2,53	2,67	2,62
32,00	2,63	2,67	2,62
34,00	2,66	2,67	2,62
40,00	2,79	2,67	2,62
42,00	2,86	2,67	2,62
44,00	2,86		2,62



Para o corpo-de-prova de Pinus a 12% de umidade:

$$P = 29,58 \text{ kN}$$

Carga aplicada

$$\delta_i = 4,01 \text{ mm}$$

Deslocamento inicial

Do modelo proposto:

$$\delta_t = \delta_{(Hooke)} + \delta_{(Kelvin)}$$

$$\delta_t = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Da segunda equação de ajuste:

$$\Rightarrow \delta_t = 4,01 + 2,62 \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{1,34}} \right)$$

Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{k_1} = 4,01 \text{ mm} \Rightarrow k_1 = 7,38 \text{ kN/mm} \\ \frac{P}{k_2} = 2,62 \text{ mm} \Rightarrow k_2 = 11,29 \text{ kN/mm} \\ \tau = \frac{v_2}{k_2} = 1,34 \text{ s} \Rightarrow v_2 = 15,1 \text{ kN/mm/s} \end{array} \right.$$

Em termos de deformação específica, podemos dizer:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{(Hooke)} + \varepsilon_{(Kelvin)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{4,01}{600} + \frac{2,62}{600} \left(1 - e^{-\frac{t}{1,34}} \right)$$

$$\varepsilon_t = 6,68 \times 10^{-3} + 4,37 \times 10^{-3} \left(1 - e^{-\frac{t}{1,34}} \right)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_i} + \frac{\sigma}{E_f} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Como $\sigma = 0,175 \text{ kN/cm}^2$

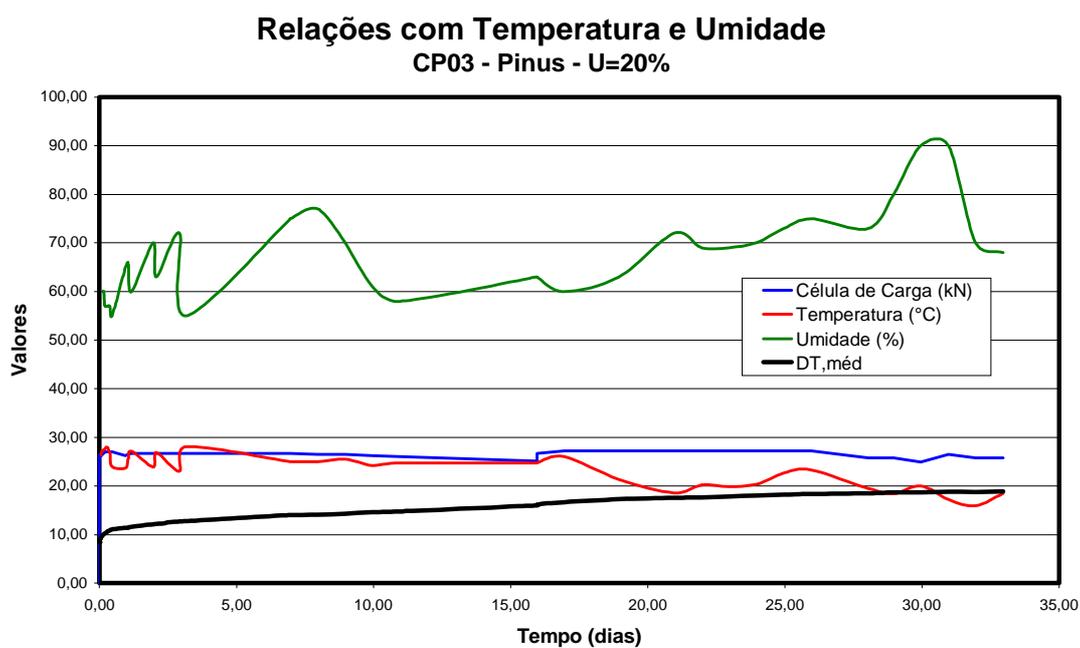
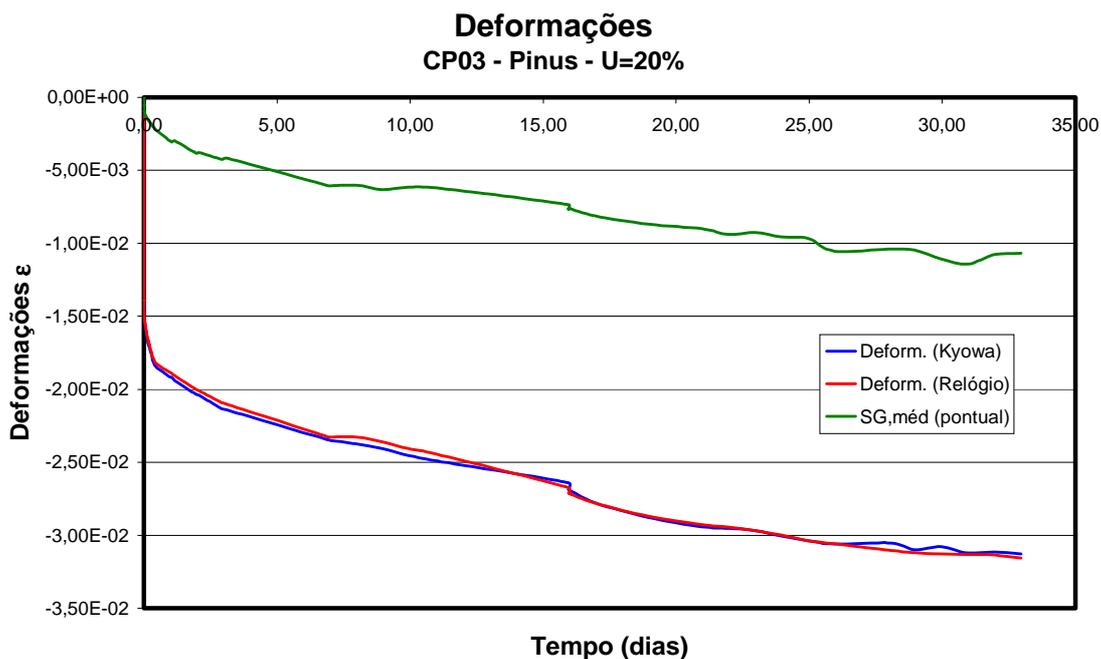
Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{E_i} = 6,68 \times 10^{-3} \Rightarrow E_i = 26,2 \text{ kN/cm}^2 \cong 262 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma}{E_f} = 4,37 \times 10^{-3} \Rightarrow E_f = 40,1 \text{ kN/cm}^2 \cong 401 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$t \rightarrow +\infty \Rightarrow \delta_{(Kelvin)} \rightarrow 2,62 \text{ mm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{total} \rightarrow 6,63 \text{ mm} \\ \varepsilon_{total} \rightarrow 11,05 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

Corpo-de-prova: Madeira de Pinus - U=20%

Tempo (dias)	Célula de Carga (kN)	DT,méd	Deform. (Kyowa)	Deform. (Relógio)	Deform.	SG,sup	SG,inf	SG,méd (pontual)	Temperatura (°C)	Umidade (%)
0,00	0,00	0,00	0,00E+00	0,00E+00	0,00E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,0E+00	0,00	0,00
0,00	26,05	8,44	-1,42E-02	-1,39E-02	-1,41E-02	-4,6E-04	-6,8E-04	-5,7E-04	0,00	0,00
0,00	26,05	8,44	-1,42E-02	-1,39E-02	-1,41E-02	-4,6E-04	-6,8E-04	-5,7E-04	0,00	0,00
0,01	25,58	8,72	-1,46E-02	-1,44E-02	-1,45E-02	-5,9E-04	-1,0E-03	-8,2E-04	0,00	0,00
0,01	26,52	8,91	-1,50E-02	-1,48E-02	-1,49E-02	-6,4E-04	-1,2E-03	-9,1E-04	0,00	0,00
0,02	26,52	9,04	-1,52E-02	-1,50E-02	-1,51E-02	-6,7E-04	-1,3E-03	-1,0E-03	0,00	0,00
0,03	26,28	9,13	-1,53E-02	-1,51E-02	-1,52E-02	-7,4E-04	-1,4E-03	-1,1E-03	0,00	0,00
0,03	26,28	9,22	-1,54E-02	-1,53E-02	-1,54E-02	-8,0E-04	-1,5E-03	-1,1E-03	0,00	0,00
0,04	26,28	9,30	-1,56E-02	-1,54E-02	-1,55E-02	-8,0E-04	-1,5E-03	-1,2E-03	0,00	0,00
0,06	26,28	9,47	-1,59E-02	-1,57E-02	-1,58E-02	-8,4E-04	-1,7E-03	-1,2E-03	26,30	0,00
0,08	26,28	9,60	-1,61E-02	-1,59E-02	-1,60E-02	-8,7E-04	-1,8E-03	-1,3E-03	27,00	0,00
0,13	26,75	9,91	-1,66E-02	-1,64E-02	-1,65E-02	-9,7E-04	-2,0E-03	-1,5E-03	27,30	60,00
0,17	26,75	10,07	-1,69E-02	-1,67E-02	-1,68E-02	-1,0E-03	-2,1E-03	-1,6E-03	27,30	60,00
0,21	26,98	10,25	-1,72E-02	-1,70E-02	-1,71E-02	-1,1E-03	-2,3E-03	-1,7E-03	27,70	57,00
0,29	26,98	10,61	-1,78E-02	-1,76E-02	-1,77E-02	-1,3E-03	-2,6E-03	-1,9E-03	27,90	57,00
0,38	26,98	10,85	-1,82E-02	-1,80E-02	-1,81E-02	-1,4E-03	-2,7E-03	-2,1E-03	26,80	57,00
0,46	26,98	11,01	-1,85E-02	-1,82E-02	-1,83E-02	-1,5E-03	-2,9E-03	-2,2E-03	24,00	55,00
0,96	26,28	11,38	-1,91E-02	-1,88E-02	-1,90E-02	-2,2E-03	-3,7E-03	-3,0E-03	23,70	65,00
1,04	26,52	11,42	-1,92E-02	-1,89E-02	-1,90E-02	-2,3E-03	-3,8E-03	-3,1E-03	25,50	66,00
1,17	26,75	11,55	-1,94E-02	-1,91E-02	-1,92E-02	-2,2E-03	-3,7E-03	-3,0E-03	27,20	60,00
1,96	26,75	12,11	-2,04E-02	-2,00E-02	-2,02E-02	-3,0E-03	-4,7E-03	-3,8E-03	23,90	70,00
2,08	26,75	12,16	-2,04E-02	-2,01E-02	-2,03E-02	-2,9E-03	-4,6E-03	-3,8E-03	26,90	63,00
2,92	26,75	12,67	-2,13E-02	-2,09E-02	-2,11E-02	-3,3E-03	-5,2E-03	-4,3E-03	23,00	72,00
3,17	26,75	12,76	-2,15E-02	-2,11E-02	-2,13E-02	-3,3E-03	-5,1E-03	-4,2E-03	28,10	55,00
6,96	26,75	14,03	-2,35E-02	-2,33E-02	-2,34E-02	-4,8E-03	-7,4E-03	-6,1E-03	25,00	75,00
6,96	26,75	14,03	-2,35E-02	-2,33E-02	-2,34E-02	-4,8E-03	-7,4E-03	-6,1E-03	25,00	75,00



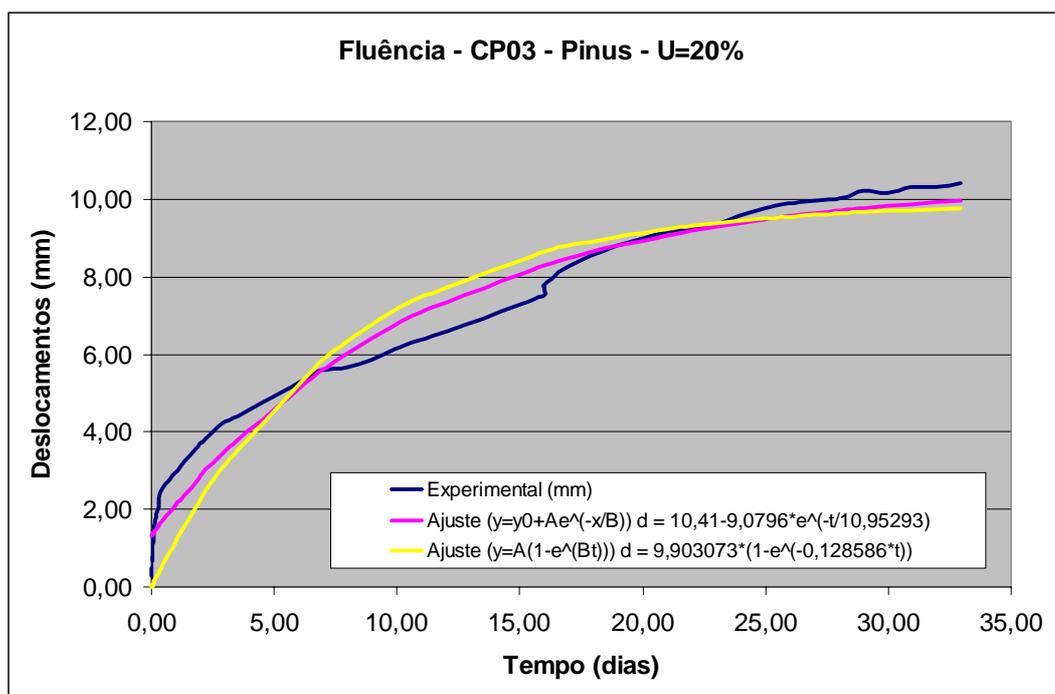
Equações de ajuste:

$$Y = Y_0 + Ae^{(-x/B)} \Rightarrow d = 10,41 - 9,0796 \cdot e^{(-t/10,95293)}$$

$$Y = A(1 - e^{(Bt)}) \Rightarrow d = 9,903073 \cdot (1 - e^{(-0,128586 \cdot t)})$$

Onde: d = deslocamento em mm;
 t = tempo em dias

Tempo (dias)	Deslocamentos (mm)	Ajuste ($y=y_0+Ae^{(-x/B)}$) $d = 10,41-9,0796*e^{(-t/10,95293)}$	Ajuste ($y=A(1-e^{(Bt)})$) $d = 9,903073*(1-e^{(-0,128586*t)})$
0,00	0,00	1,33	0,00
0,01	0,28	1,34	0,01
0,01	0,47	1,34	0,02
0,02	0,60	1,35	0,03
0,03	0,69	1,35	0,04
0,03	0,78	1,36	0,04
0,46	2,57	1,70	0,57
0,96	2,94	2,09	1,15
1,04	2,98	2,15	1,24
1,17	3,11	2,25	1,38
1,96	3,67	2,82	2,20
2,08	3,72	2,90	2,33
2,92	4,23	3,45	3,10
3,17	4,32	3,61	3,31
6,96	5,59	5,60	5,86
6,96	5,59	5,60	5,86
7,96	5,66	6,02	6,34
15,96	7,76	8,30	8,63
15,96	7,76	8,30	8,63
16,96	8,23	8,48	8,78
18,96	8,80	8,80	9,04
20,96	9,16	9,07	9,23
29,96	10,17	9,82	9,69
30,96	10,32	9,87	9,72
31,96	10,31	9,92	9,74
32,96	10,41	9,96	9,76



Para o corpo-de-prova de Pinus a 20% de umidade:

$$P = 29,58 \text{ kN}$$

$$\delta_i = 8,44 \text{ mm}$$

Carga aplicada

Deslocamento inicial

Do modelo proposto:

$$\delta_t = \delta_{(Hooke)} + \delta_{(Kelvin)}$$

$$\delta_t = \frac{P}{k_1} + \frac{P}{k_2} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Da segunda equação de ajuste:

$$\Rightarrow \delta_t = 8,44 + 9,90 \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{7,78}} \right)$$

Portanto:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{P}{k_1} = 8,44 \text{ mm} \Rightarrow k_1 = 3,50 \text{ kN/mm} \\ \frac{P}{k_2} = 9,90 \text{ mm} \Rightarrow k_2 = 2,99 \text{ kN/mm} \\ \tau = \frac{v_2}{k_2} = 7,78 \text{ s} \Rightarrow v_2 = 23,24 \text{ kN/mm/s} \end{array} \right.$$

Em termos de deformação específica, podemos dizer:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{(Hooke)} + \varepsilon_{(Kelvin)}$$

$$\varepsilon_t = \frac{8,44}{600} + \frac{9,90}{600} \left(1 - e^{-\frac{t}{7,78}} \right)$$

$$\varepsilon_t = 14,07 \times 10^{-3} + 16,50 \times 10^{-3} \left(1 - e^{-\frac{t}{7,78}} \right)$$

$$\varepsilon_t = \frac{\sigma}{E_i} + \frac{\sigma}{E_f} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right)$$

Como $\sigma = 0,175 \text{ kN/cm}^2$

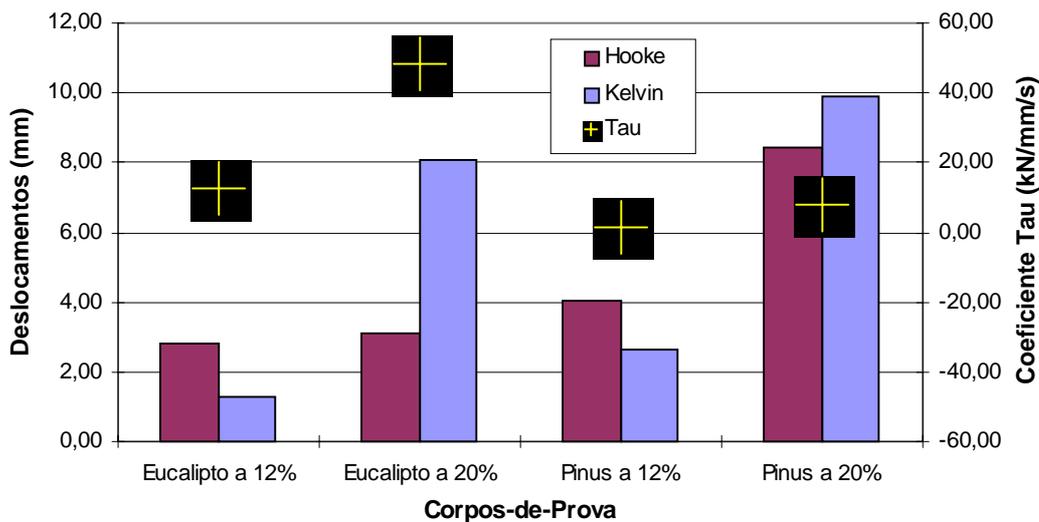
$$\text{Portanto: } \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{E_i} = 14,07 \times 10^{-3} \Rightarrow E_i = 12,4 \text{ kN/cm}^2 \cong 124 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma}{E_f} = 16,50 \times 10^{-3} \Rightarrow E_f = 10,6 \text{ kN/cm}^2 \cong 106 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$t \rightarrow +\infty \Rightarrow \delta_{(Kelvin)} \rightarrow 9,90 \text{ mm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \delta_{total} \rightarrow 18,34 \text{ mm} \\ \varepsilon_{total} \rightarrow 30,57 \times 10^{-3} \end{array} \right.$$

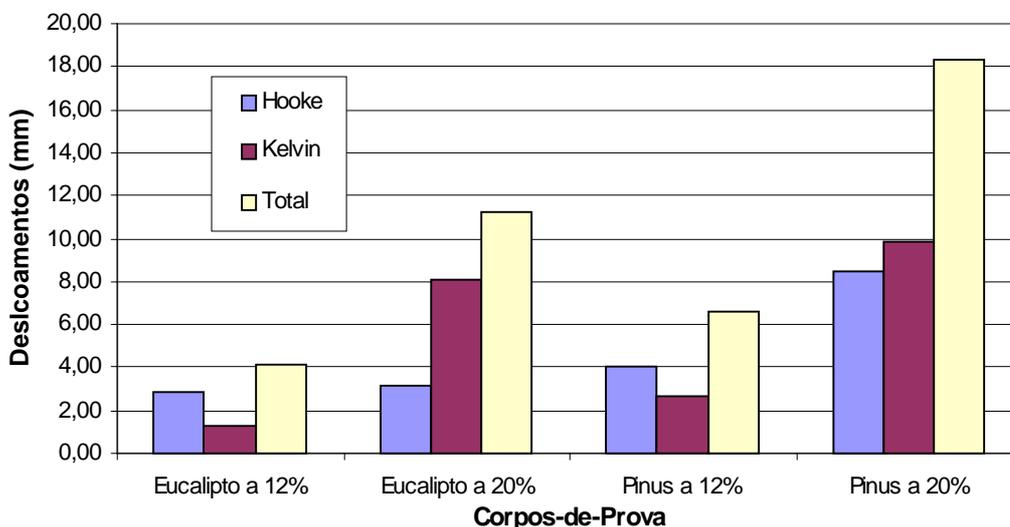
No quadro a seguir, apresentam-se os valores dos coeficientes de ajuste e dos resultados obtidos pela manipulação do modelo teórico proposto com estes coeficientes.

	P (kN)	σ (aplicado) (kN/cm ²)	δ_i (mm)	δ_f (mm)	τ (s)	k_1 (kN/mm)	k_2 (kN/mm)	v_2 (kN/mm/s)	ϵ_i	ϵ_f	$E_{(inicial)}$ (kN/cm ²)	$E_{(final)}$ (kN/cm ²)
Eucalipto a 12%	24,44	0,145	2,83	1,27	12,37	8,64	19,24	238,0	4,72E-03	2,12E-03	30,7	68,3
Eucalipto a 20%	25,76	0,152	3,13	8,10	48,52	8,23	3,18	154,3	5,22E-03	1,35E-02	29,2	11,3
Pinus a 12%	26,52	0,157	4,01	2,62	1,34	6,61	10,12	13,6	6,68E-03	4,37E-03	23,5	35,9
Pinus a 20%	23,83	0,141	8,44	9,90	7,78	2,82	2,41	18,7	1,41E-02	1,65E-02	10,0	8,5

Coeficientes de Ajuste

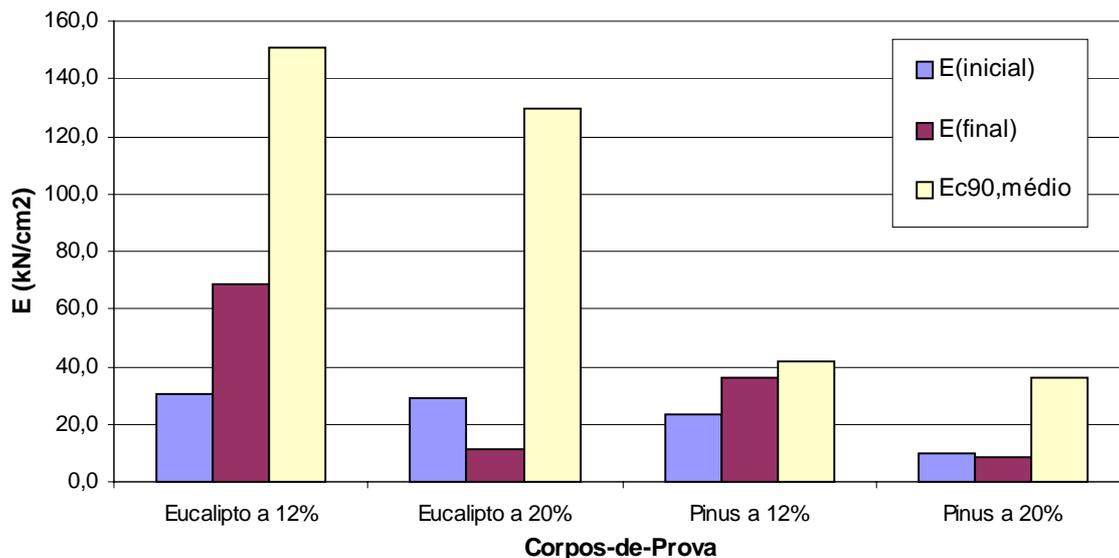


Deslocamentos nos C.P.



Dos quatro corpos de prova avaliados, podemos afirmar que quando o teor de umidade é de 12%, tanto o C.P. de Pinus como o de Eucalipto têm um comportamento mais estável com deslocamentos imediatos elevados mas estabilizando ao longo do tempo. Os deslocamentos imediatos elevados devem-se ao fato de o corpo de prova, estando seco, as acomodações iniciais são maiores provocando grandes deslocamentos não inerentes à deformação própria do material madeira. Quando a umidade está a 20% estes deslocamentos iniciais são proporcionalmente menores mas não há uma estabilização ao longo do tempo como no primeiro teor de umidade.

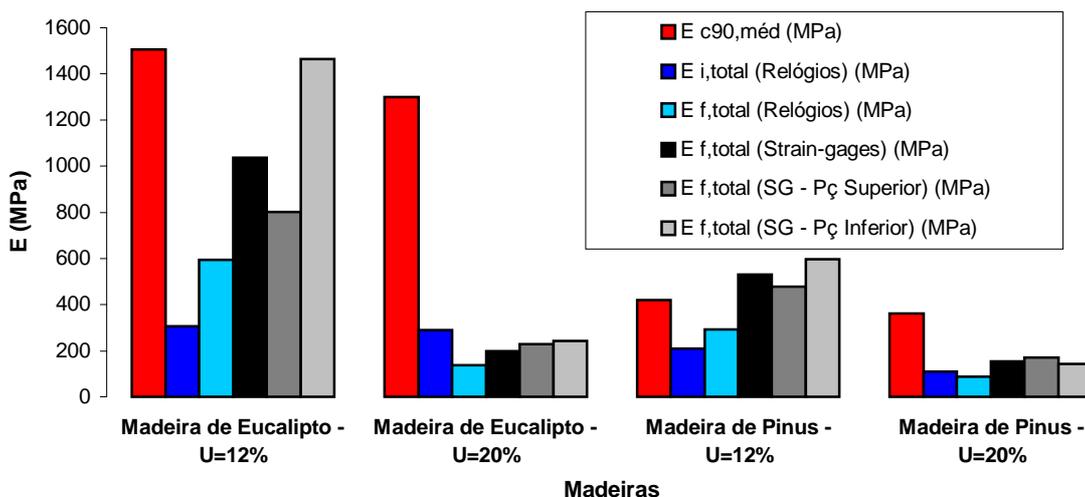
Módulos de Elasticidade



Nas formulações dos ajustes, também é verificado o fato exposto acima, indicando que formulações de padrão assintótico se aplicam aos teores de umidade baixos e padrões exponenciais, aos teores de umidade mais elevados.

Madeira	$E_{c90,méd}$ (MPa)	$E_{i,total}$ (Relógios) (MPa)	$E_{f,total}$ (Relógios) (MPa)	$E_{i,total}$ (Strain-gages) (MPa)	$E_{f,total}$ (Strain-gages) (MPa)	$E_{i,total}$ (SG - Pç Superior) (MPa)	$E_{f,total}$ (SG - Pç Superior) (MPa)	$E_{i,total}$ (SG - Pç Inferior) (MPa)	$E_{f,total}$ (SG - Pç Inferior) (MPa)
E.C. 12%	1506,7	306,1	594,4	782,9	1035,0	689,6	800,2	905,4	1464,7
E.C. 20%	1298,9	291,2	139,4	2413,2	198,1	1251,3	230,7	33784,3	243,6
Pin. 12%	419,9	210,4	293,2	3073,4	530,6	5858,6	478,3	2083,1	595,8
Pin. 20%	362,0	111,6	89,2	2771,3	155,5	3448,9	171,1	2316,3	142,5

Módulos de Elasticidade



As propriedades elásticas verificam que, como os deslocamentos imediatos possuem uma grande parcela de acomodação do conjunto, os módulos de elasticidade iniciais são baixos. Por outro lado, os módulos definidos através de strain gages se aproximaram dos valores reais do material na umidade 12%.

Quando a umidade era de 20%, os valores obtidos pelos strain gages ficaram no mesmo patamar dos obtidos por transdutores de deslocamentos.

A seguir são apresentados os resultados das análises mecânicas dos materiais para as leituras de transdutores e *strain gages* ao longo dos conjuntos e, também, para as peças individuais.

Madeira de Eucalipto - U=12%

No Corpo-de-prova:

$$\begin{aligned}
 H &= 60\text{cm} \\
 \Delta h_i &= -2,83\text{mm} \\
 \varepsilon_i &= -4,72\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,45\text{MPa} \\
 E_i &= 30,61\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 306,12\text{MPa} \\
 \\
 \Delta h_f &= -1,45\text{mm} \\
 \varepsilon_f &= -2,43\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 59,44\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 594,44\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Pelos Strain gages

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -1,85\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,45\text{MPa} \\
 E_i &= 78,29\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 782,88\text{MPa} \\
 \varepsilon_f &= -1,40\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 103,50\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 1034,97\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Superior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -2,10\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_i &= 68,96\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 689,57\text{MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -1,81\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 80,02\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 800,21\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Inferior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -1,60\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_i &= 90,54\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 905,40\text{MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -9,88\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,145\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 146,47\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 1464,68\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Madeira de Eucalipto - U=20%

No Corpo-de-prova:

$$\begin{aligned}
 H &= 60\text{cm} \\
 \Delta h_i &= -3,13\text{mm} \\
 \varepsilon_i &= -5,22\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,52\text{MPa} \\
 E_i &= 29,12\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 291,17\text{MPa} \\
 \\
 \Delta h_f &= -6,51\text{mm} \\
 \varepsilon_f &= -1,09\text{E-02} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 13,94\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 139,35\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Pelos Strain gages

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -6,30\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,52\text{MPa} \\
 E_i &= 241,32\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 2413,16\text{MPa} \\
 \varepsilon_f &= -7,68\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 19,81\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 198,08\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Superior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -1,22\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_i &= 125,13\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 1251,27\text{MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -6,59\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 23,07\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 230,70\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Inferior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -4,50\text{E-05} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_i &= 3378,43\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 33784,31\text{MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -6,24\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,152\text{kN/cm}^2 \\
 E_f &= 24,36\text{kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 243,64\text{MPa}
 \end{aligned}$$

Madeira de Pinus - U=12%

No Corpo-de-prova:

$$\begin{aligned}
 H &= 60\text{cm} \\
 \Delta h_i &= -4,01\text{mm} \\
 \varepsilon_i &= -6,68\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,41\text{ MPa} \\
 E_i &= 21,04\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 210,40\text{ MPa} \\
 \\
 \Delta h_f &= -2,86\text{mm} \\
 \varepsilon_f &= -4,79\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 29,32\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 293,24\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pelos Strain gages

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -4,58\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,41\text{ MPa} \\
 E_i &= 307,34\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 3073,38\text{ MPa} \\
 \varepsilon_f &= -2,65\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 53,06\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 530,59\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Superior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -2,40\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_i &= 585,86\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 5858,63\text{ MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -2,94\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 47,83\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 478,26\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Inferior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -6,75\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_i &= 208,31\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 2083,07\text{ MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -2,36\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,141\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 59,58\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 595,79\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Madeira de Pinus - U=20%

No Corpo-de-prova:

$$\begin{aligned}
 H &= 60\text{cm} \\
 \Delta h_i &= -8,44\text{mm} \\
 \varepsilon_i &= -1,41\text{E-02} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,57\text{ MPa} \\
 E_i &= 11,16\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 111,56\text{ MPa} \\
 \\
 \Delta h_f &= -10,41\text{mm} \\
 \varepsilon_f &= -1,76\text{E-02} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 8,92\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 89,19\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pelos Strain gages

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -5,66\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow \sigma_{\text{méd}} = 1,57\text{ MPa} \\
 E_i &= 277,13\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 2771,33\text{ MPa} \\
 \varepsilon_f &= -1,01\text{E-02} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 15,55\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 155,47\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Superior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -4,55\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_i &= 344,89\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 3448,93\text{ MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -9,17\text{E-03} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 17,11\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 171,08\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Nas peça individual - Inferior

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_i &= -6,78\text{E-04} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_i &= 231,63\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_i = 2316,26\text{ MPa} \\
 \\
 \varepsilon_f &= -1,10\text{E-02} \\
 \sigma_{\text{méd}} &= 0,157\text{ kN/cm}^2 \\
 E_f &= 14,25\text{ kN/cm}^2 \Rightarrow E_f = 142,47\text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4.3 Análise de Perda de Protensão em Corpos de Prova

A metodologia previa experimentação de pelo menos 32 (2×2^4) corpos de prova para que se pudesse avaliar estatisticamente as variáveis principais que são classe de resistência, umidade, diâmetro e nível de protensão. Os resultados obtidos não foram satisfatórios no sentido de comprovar as expectativas da literatura e, conseqüentemente, da metodologia.

Assim, são apresentados a seguir, os resultados obtidos nos ensaios de perda de protensão em corpos de prova de três conjuntos ensaiados como ilustra as tabelas 4.1, 4.2 e 4.3.

Os conjuntos também não seguiram o esquema da metodologia devido à disponibilidade de materiais e à maior facilidade de controlar a umidade se todos os corpos-de-prova estivessem do mesmo teor de umidade.

Nas figuras 4.8 e 4.9 pode-se observar a sala climatizada construída no LaMEM para abrigar os corpos de prova bem como a instrumentação e equipamentos de aquisição de dados utilizados. O computador foi trocado por um Notebook mais avançado.

Tabela 4.1 – Perda de Protensão – 1° Conjunto Ensaiado

1	U12%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 700$
2	U12%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 1000$
3	U12%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 700$
4	U12%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 1000$
5	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 700$
6	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 1000$
7	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 700$
8	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 1000$
9	U12%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 700$
10	U12%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 1000$
11	U12%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 700$
12	U12%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 1000$

Tabela 4.2 – Perda de Protensão – 2º Conjunto Ensaiado

1	U20%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 700$
2	U20%	C25C	$\phi 16$	$\sigma 1000$
3	U20%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 700$
4	U20%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 1000$
5	U20%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 700$
6	U20%	C25C	$\phi 32$	$\sigma 1000$
7	U20%	C40D	$\phi 16$	$\sigma 700$
8	U20%	C40D	$\phi 16$	$\sigma 1000$
9	U20%	C40D	$\phi 25$	$\sigma 700$
10	U20%	C40D	$\phi 25$	$\sigma 1000$
11	U20%	C40D	$\phi 32$	$\sigma 700$
12	U20%	C40D	$\phi 32$	$\sigma 1000$

Tabela 4.3 – Perda de Protensão – 3º Conjunto Ensaiado

1	U12%	C25C	$\phi 25-1045$	$\sigma 700$
2	U12%	C25C	$\phi 25-4340$	$\sigma 700$
3	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 2 \text{ Re}$
4	U12%	C25C	$\phi 25$	$\sigma 3 \text{ Re}$



Figura 4.8 – Sala Climatizada – 1º Conjunto de C.P.



Figura 4.9 – Sala Climatizada – Equipamento de Aquisição de Dados

Os resultados da experimentação em corpos de prova para a análise de perda de protensão nos forneceu, basicamente, valores da carga remanescente ao longo do tempo. A seguir são apresentados os resultados sistematizados da seguinte forma: Primeiramente, é apresentada a planilha de dados obtida por cada um dos dois conjuntos de 12 C.P. Por se tratar de planilhas grandes, é mostrada apenas parte delas para uma visualização e entendimento gerais. Em seguida, é apresentado um gráfico geral de perda de carga ao longo do tempo apenas para visualização já que torna-se difícil qualquer tentativa de análise por este gráfico. Estas análises podem ser efetuadas a partir dos gráficos seguintes que mostram as influências de variáveis separadamente, tais como diâmetro, nível de tensão, umidade e classe de resistência.

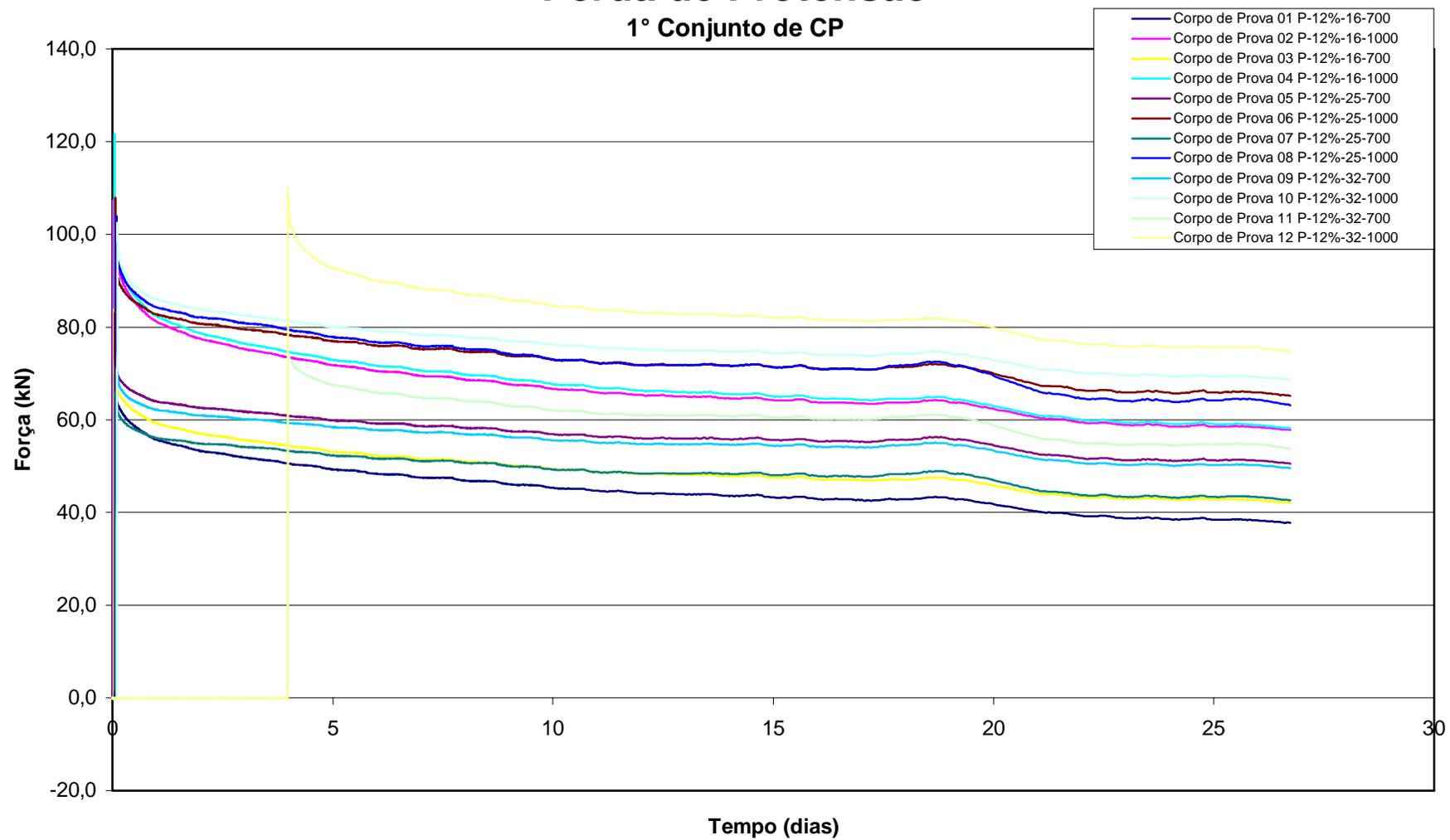
É importante lembrar, neste momento, que as tensões impostas aos corpos-de-prova correspondem a 2,5 vezes os valores de projeto de 700 kPa e 1000 kPa.

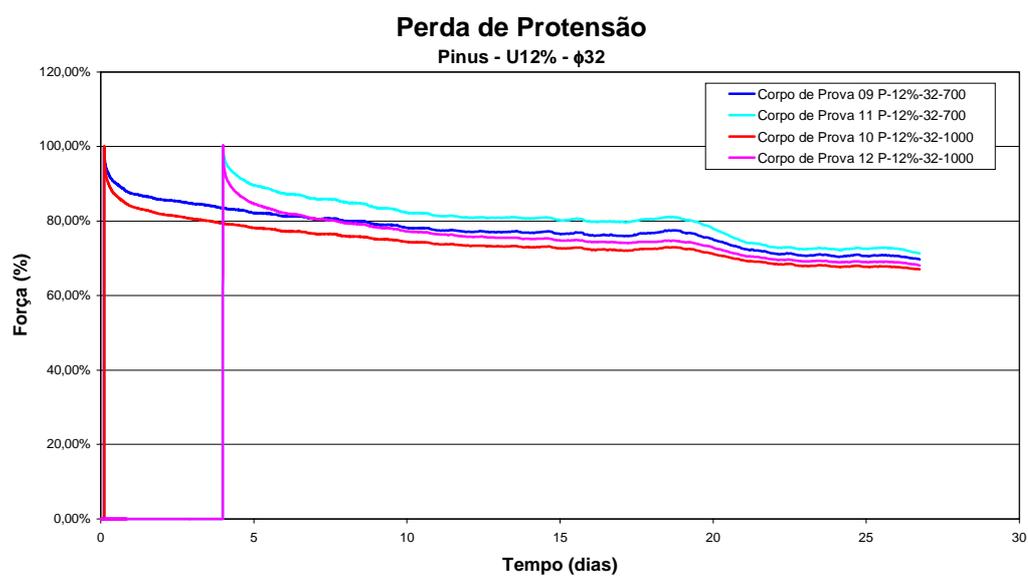
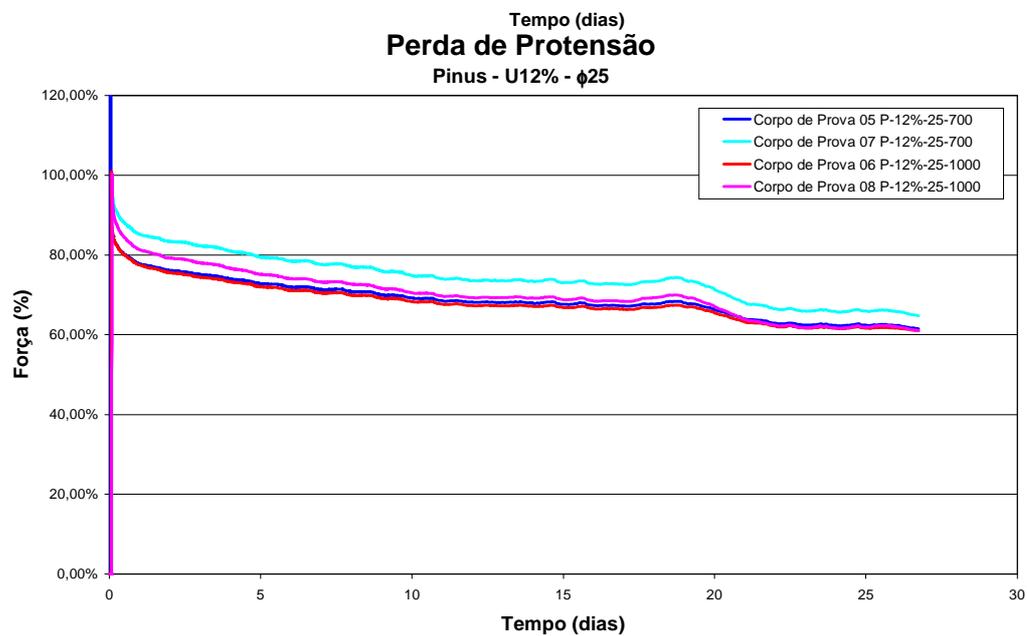
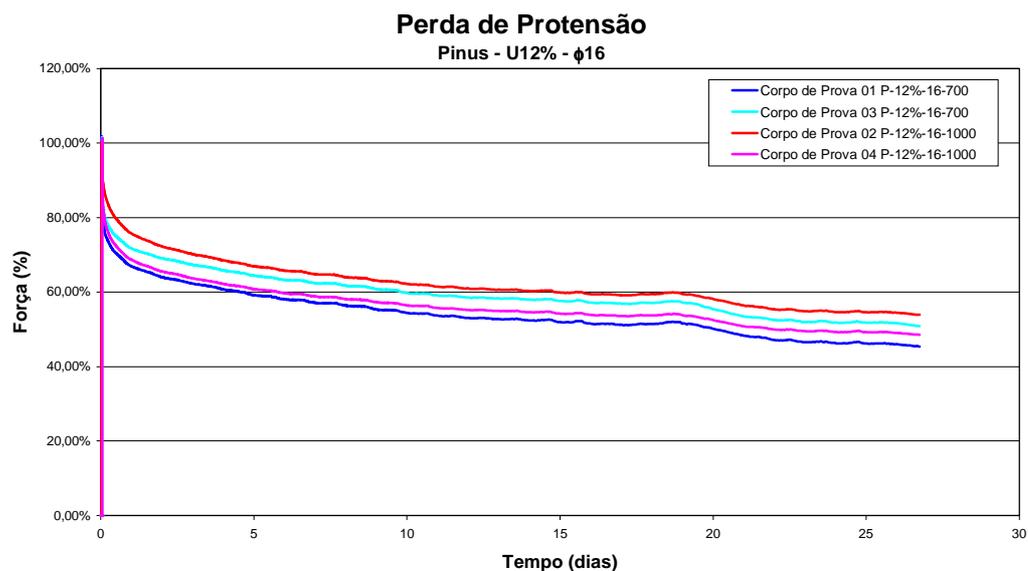
Primeiro conjunto de 12 corpos de Prova

Scan ID	Date	Time	Time (segundos)	Time (horas)	Time (dias)	Corpo de Prova 01	Corpo de Prova 02	Corpo de Prova 03
						P-12%-16-700	P-12%-16-1000	P-12%-16-700
						kN	kN	kN
1	02/06/2000	15:12:32	0	0,0	0	-0,1	0,0	0,0
2	02/06/2000	15:17:32	300	0,1	0	0,0	35,2	0,0
3	02/06/2000	15:22:32	600	0,2	0	-0,1	106,0	-0,1
4	02/06/2000	15:27:32	900	0,2	0	-0,1	107,2	-0,1
5	02/06/2000	15:32:32	1200	0,3	0	0,1	104,0	-0,1
6	02/06/2000	15:37:32	1500	0,4	0	3,0	102,5	-0,1
7	02/06/2000	15:42:32	1800	0,5	0	2,9	101,4	-0,2
8	02/06/2000	15:47:32	2100	0,6	0	83,2	100,5	-0,1
9	02/06/2000	15:52:32	2400	0,7	0	69,1	99,8	0,3
10	02/06/2000	15:57:32	2700	0,8	0	68,3	99,2	-0,1
11	02/06/2000	16:02:32	3000	0,8	0	67,7	98,7	82,6
12	02/06/2000	16:10:20	3468	1,0	0	67,0	98,0	70,6
13	02/06/2000	16:15:20	3768	1,0	0	66,8	97,6	70,0
14	02/06/2000	16:20:20	4068	1,1	0	66,5	97,3	69,6
15	02/06/2000	16:25:20	4368	1,2	0	66,2	97,0	69,3
16	02/06/2000	16:30:20	4668	1,3	0	65,9	96,6	69,0
17	02/06/2000	16:35:20	4968	1,4	0	65,7	96,4	68,6
18	02/06/2000	16:40:20	5268	1,5	0	65,5	96,0	68,4
19	02/06/2000	16:45:20	5568	1,5	0	65,3	95,7	68,1
20	02/06/2000	16:50:20	5868	1,6	0	65,1	95,5	68,0
21	02/06/2000	16:55:20	6168	1,7	0	64,9	95,3	67,8
22	02/06/2000	17:00:20	6468	1,8	0	64,9	95,1	67,8
23	02/06/2000	17:05:20	6768	1,9	0	64,7	94,9	67,6
24	02/06/2000	17:10:20	7068	2,0	0	64,6	94,7	67,4
25	02/06/2000	17:15:20	7368	2,0	0	64,4	94,5	67,3
26	02/06/2000	17:20:20	7668	2,1	0	64,3	94,3	67,1
27	02/06/2000	17:25:20	7968	2,2	0	64,2	94,2	67,1

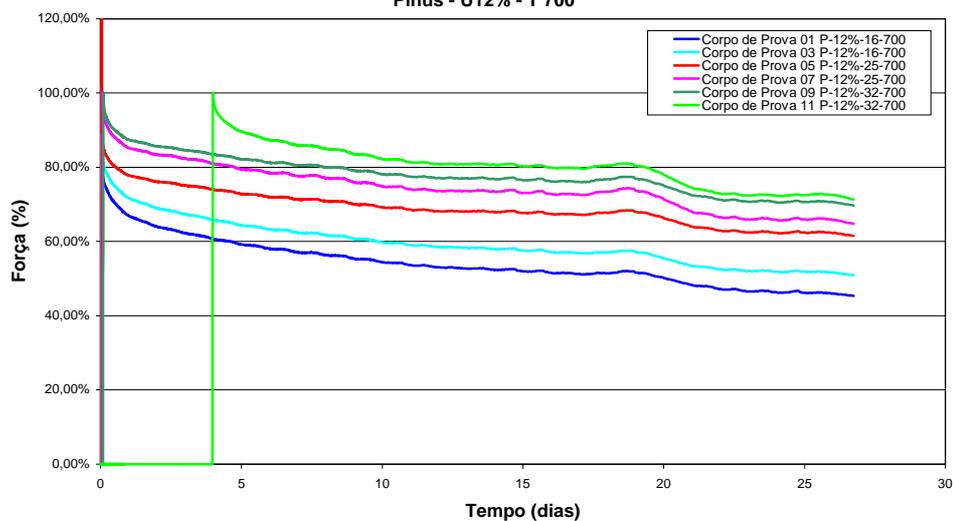
Perda de Protensão

1° Conjunto de CP

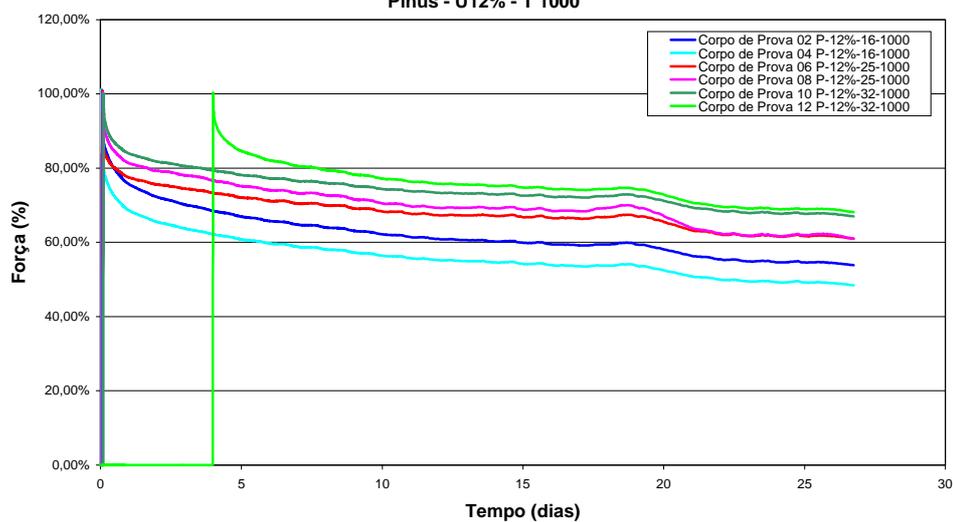




Perda de Protensão Pinus - U12% - T 700

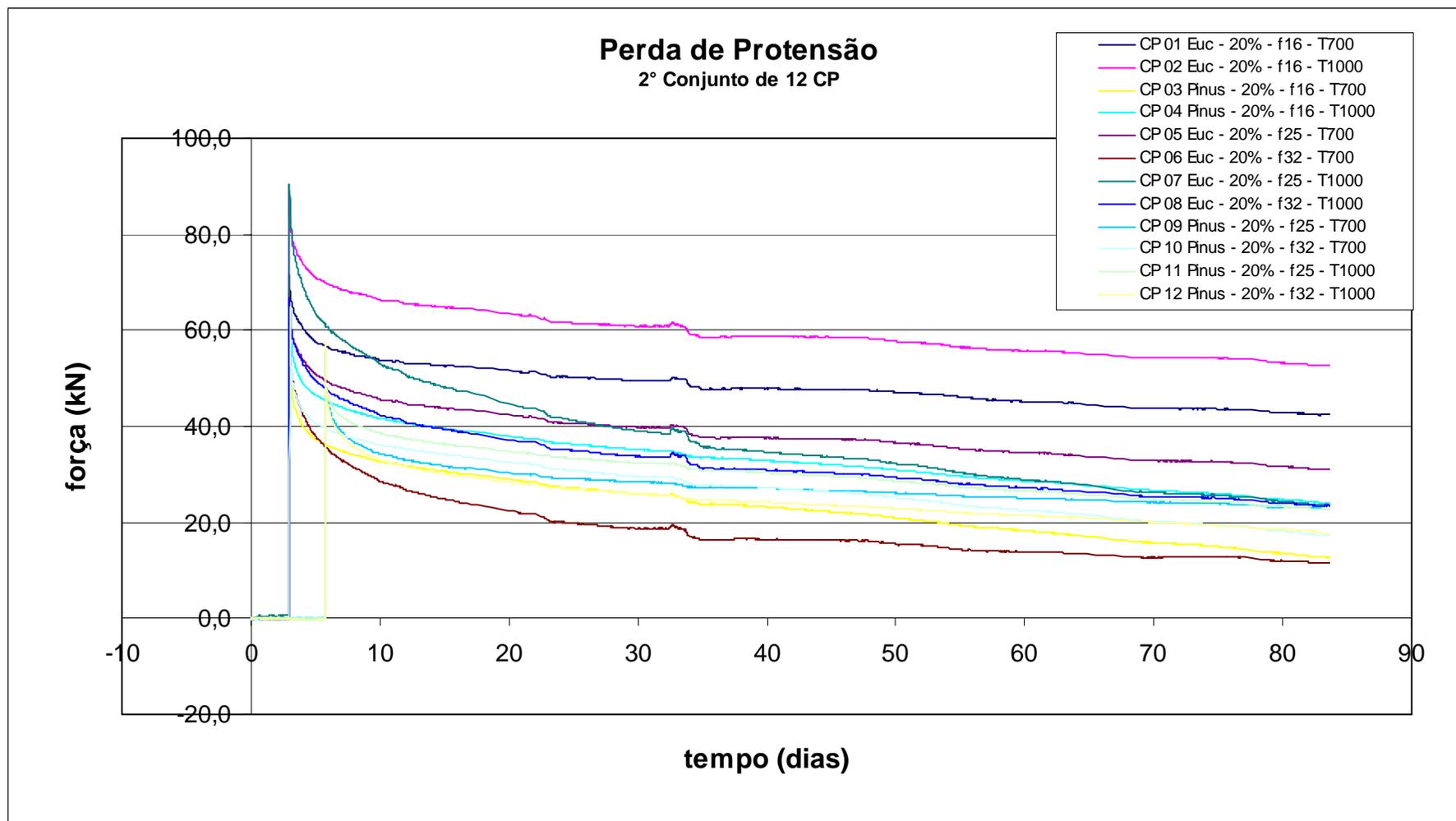


Perda de Protensão Pinus - U12% - T 1000

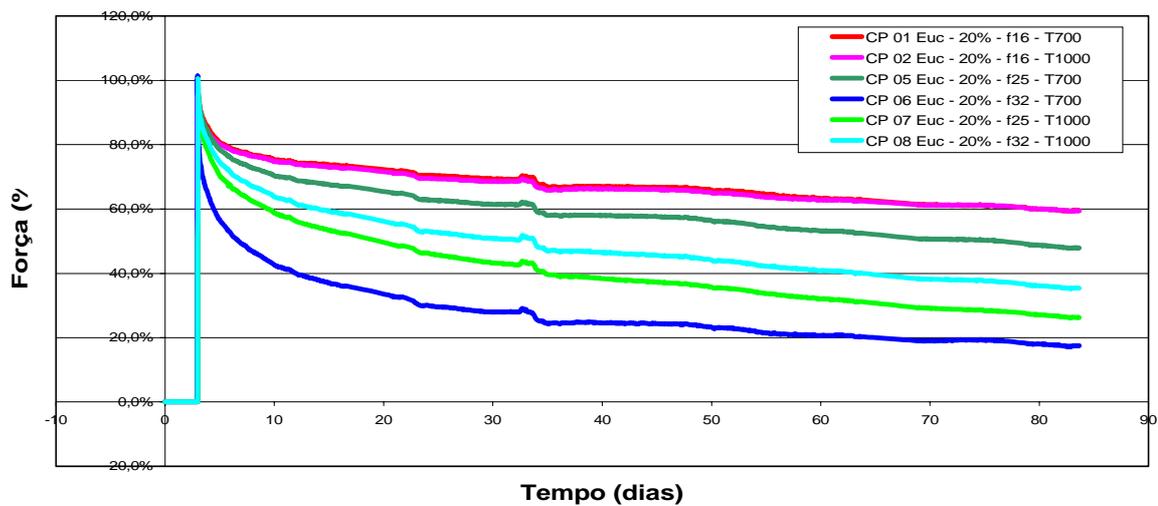


Segundo conjunto de 12 corpos de Prova

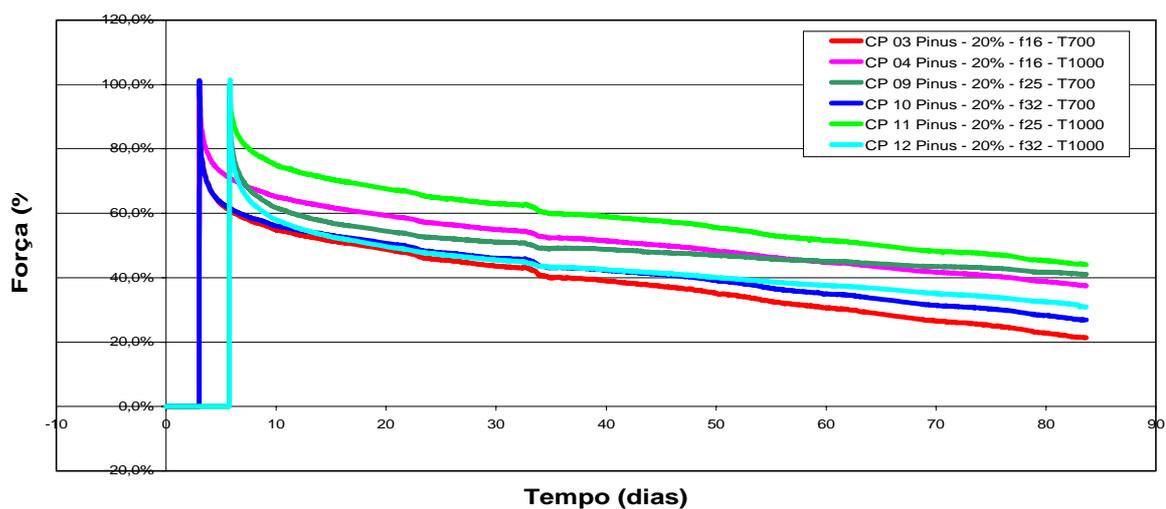
Scan ID	Date	Time	Time (segundos)	Time (horas)	Time (dias)	CP 01	CP 02	CP 03
						Euc - 20% - f16 - T700 kN	Euc - 20% - f16 - T1000 kN	Pinus - 20% - f16 - T700 kN
1	14/11/2000	15:45:09	0	0,0	0	0,0	0,0	0,0
2	14/11/2000	15:45:19	10	0,0	0	0,0	0,0	0,0
3	14/11/2000	16:45:19	3610	1,0	0	0,0	0,0	0,0
73	17/11/2000	13:48:36	252207	70,1	3	0,0	0,0	-0,1
74	17/11/2000	14:48:36	255807	71,1	3	71,4	88,7	-0,1
75	17/11/2000	15:48:36	259407	72,1	3	69,3	85,0	59,5
76	17/11/2000	16:48:36	263007	73,1	3	68,2	83,1	52,9
77	17/11/2000	17:29:04	265435	73,7	3	67,5	82,1	51,0
78	17/11/2000	18:29:04	269035	74,7	3	66,6	81,0	49,1
79	17/11/2000	19:29:04	272635	75,7	3	65,9	80,1	47,8
80	17/11/2000	20:29:04	276235	76,7	3	65,4	79,5	46,9
81	17/11/2000	21:29:04	279835	77,7	3	64,8	78,9	46,1
82	17/11/2000	22:29:04	283435	78,7	3	64,4	78,4	45,5
83	17/11/2000	23:29:04	287035	79,7	3	64,0	77,9	44,9
84	18/11/2000	00:29:04	290635	80,7	3	63,7	77,6	44,4
85	18/11/2000	01:29:04	294235	81,7	3	63,4	77,2	44,0
86	18/11/2000	02:29:04	297835	82,7	3	63,1	77,0	43,6
87	18/11/2000	03:29:04	301435	83,7	3	63,0	76,7	43,3
88	18/11/2000	04:29:04	305035	84,7	4	62,7	76,4	42,9
89	18/11/2000	05:29:04	308635	85,7	4	62,4	76,1	42,6
90	18/11/2000	06:29:04	312235	86,7	4	62,2	75,9	42,3
91	18/11/2000	07:29:04	315835	87,7	4	62,0	75,7	41,9
92	18/11/2000	08:29:04	319435	88,7	4	61,8	75,4	41,8
93	18/11/2000	09:29:04	323035	89,7	4	61,7	75,3	41,5
94	18/11/2000	10:29:04	326635	90,7	4	61,4	75,0	41,3
95	18/11/2000	11:29:04	330235	91,7	4	61,3	74,9	41,1
96	18/11/2000	12:29:04	333835	92,7	4	61,3	74,9	41,0
97	18/11/2000	13:29:04	337435	93,7	4	61,2	74,7	40,7
98	18/11/2000	14:29:04	341035	94,7	4	60,9	74,5	40,5



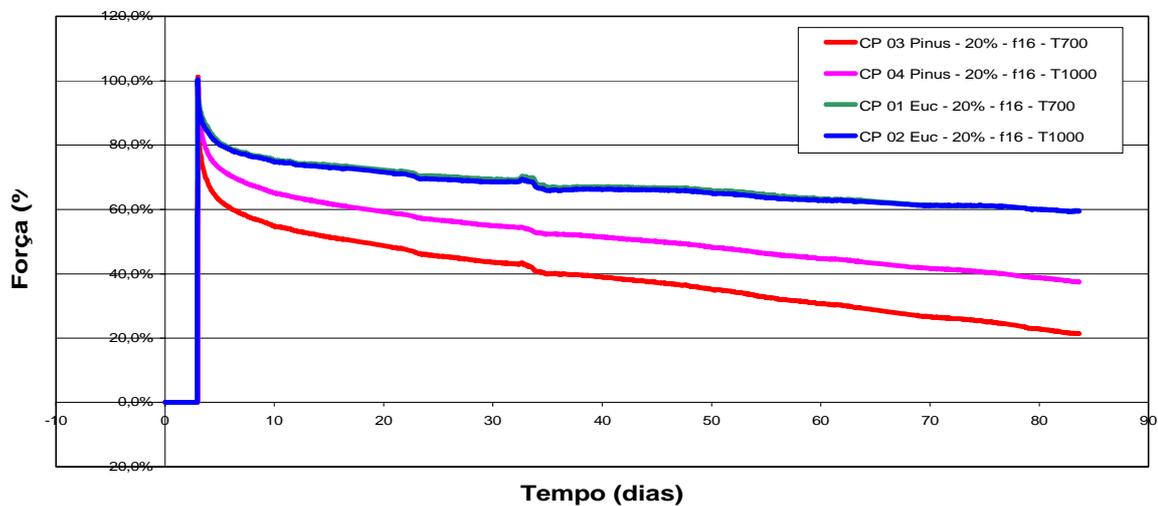
Perda de Protensão Eucalipto Citriodora - U20%



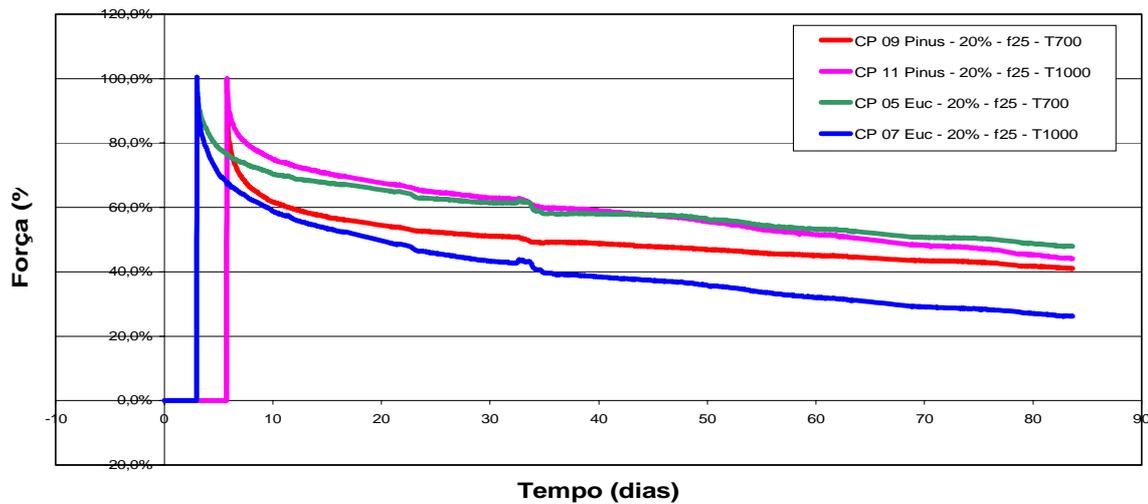
Perda de Protensão Pinus - U20%



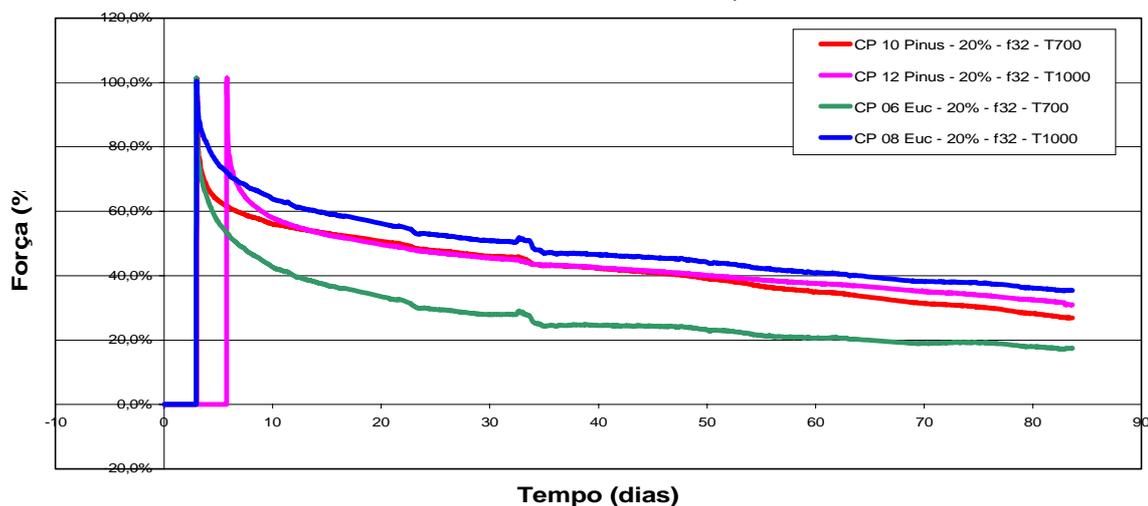
Perda de Protensão Pinus e Eucalipto - U20% - ϕ 16



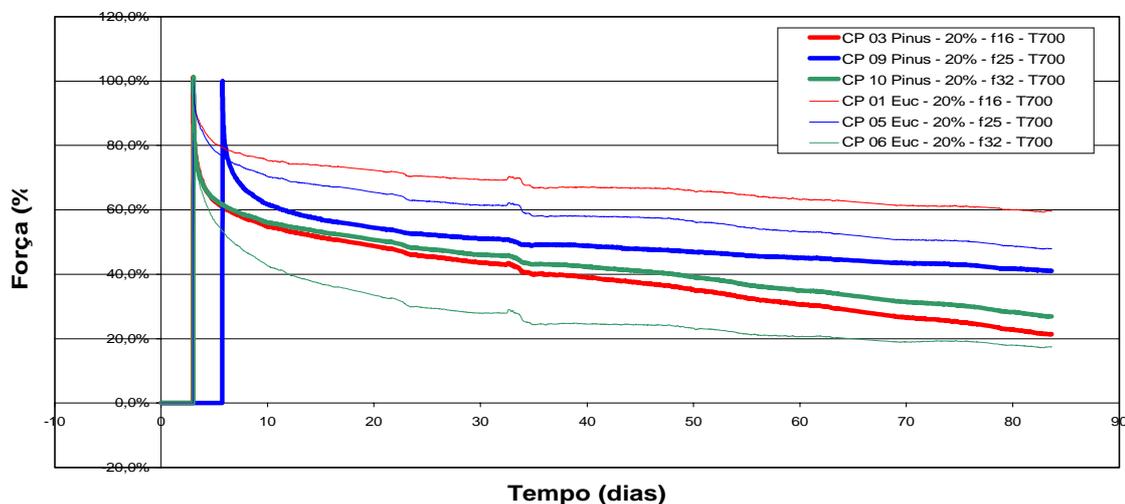
Perda de Protensão Pinus e Eucalipto - U20% - ϕ 25



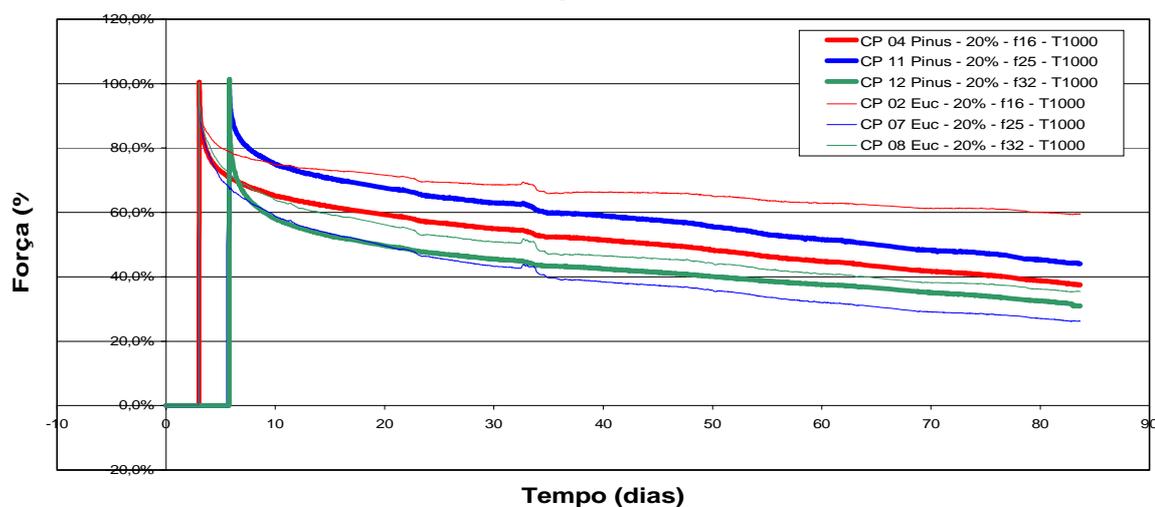
Perda de Protensão Pinus e Eucalipto - U20% - ϕ 32



Perda de Protensão Pinus e Eucalipto - U20% - T 700



Perda de Protensão Pinus e Eucalipto - U20% - T 1000



No primeiro conjunto de 12 C.P. todos os corpos de prova são de Pinus, portanto não há gráficos que analisam esta variável como no segundo conjunto.

Em seguida são apresentados os resultados do terceiro conjunto onde apenas quatro C.P. foram executados para que se pudesse procurar influências de novas variáveis (consideradas secundárias anteriormente) como aços SAE1045 e SAE4340 e histórico de reprotensões (2 ou 3).

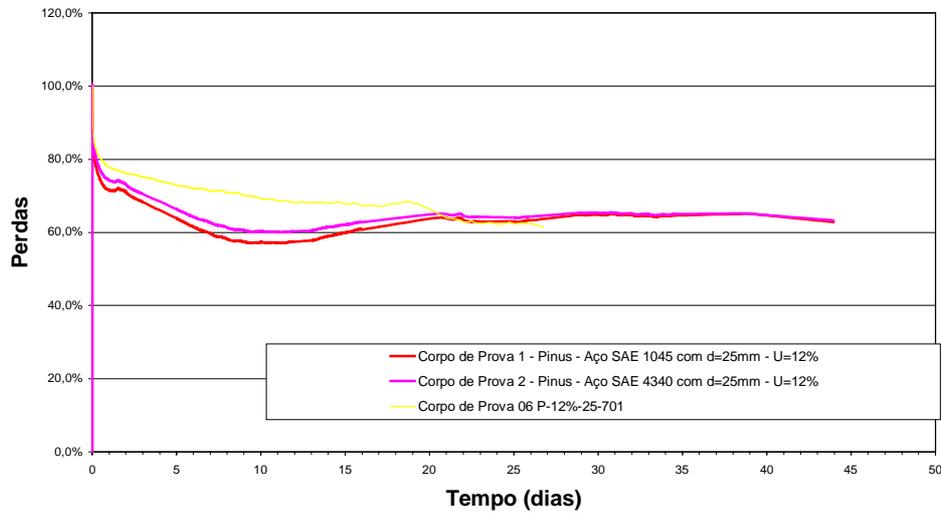


Figura 4.10 – Corpos de Prova do terceiro conjunto (tabela 4.3)

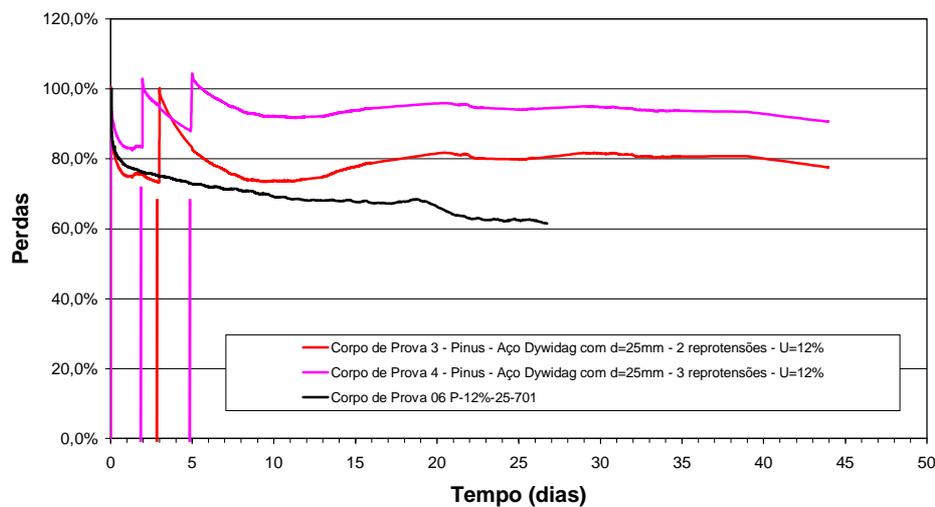
Corpo de Prova 1 - Pinus - Aço SAE 1045 com d=25mm - U=12%

Data	Hora	Tempo (dias)	Célula de Carga 08 (kN)		Temperatura (°C)	Umidade (%)	Med. Linear Direita	Med. Linear Esquerda	Med. Linear Face 1	Med. Linear Face 2
12/09/2001	09:20:00	0	0,00	0,0%	-	-	90,4	90,3	19,4	20,2
12/09/2001	09:20:00	0	78,00	100,0%	-	-	88,3	88,0	19,6	20,2
12/09/2001	09:22:12	0	74,55	95,6%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	09:37:12	0	69,37	88,9%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	09:48:00	0	67,95	87,1%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	09:51:25	0	67,54	86,6%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	10:06:25	0	66,61	85,4%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	10:21:25	0	66,03	84,7%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	10:36:25	0	65,33	83,8%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	10:51:25	0	64,75	83,0%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	11:06:25	0	64,37	82,5%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	11:21:25	0	63,96	82,0%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	11:36:25	0	63,61	81,6%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	11:51:25	0	63,21	81,0%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	12:06:25	0	62,89	80,6%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	12:21:25	0	62,65	80,3%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	12:36:25	0	62,39	80,0%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	12:51:25	0	62,19	79,7%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	13:06:25	0	62,04	79,5%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	13:21:25	0	61,87	79,3%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	13:36:25	0	61,66	79,1%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	13:51:25	0	61,43	78,8%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	14:06:25	0	61,31	78,6%	-	-	-	-	-	-
12/09/2001	14:21:25	0	61,11	78,3%	-	-	-	-	-	-

Corpos de Prova - Pinus - U12% - ϕ 25 - T700



Corpos de Prova - Pinus - U12% - ϕ 25



No primeiro conjunto, como só houveram corpos de prova de pinus e na umidade 12% pôde-se avaliar apenas variações de diâmetro e de nível de tensão.

Ao contrário do que se esperava, as perdas maiores ocorreram para os diâmetros menores, na ordem 16 >> 25 >> 32.

As perdas relacionadas aos níveis de protensão de 700kPa e 1000kPa ficaram muito próximas, girando em torno de 25% para o diâmetro de 32mm e 40% para o de 16mm nos 30 dias.

No segundo conjunto pôde-se verificar o que se esperava para o Eucalipto citriodora já que as perdas foram maiores para diâmetros maiores. Para ϕ de 16, as perdas ficaram em 30%, para ϕ de 25 em 60% e para ϕ de 32 em 70%. Para o pinus não foram verificadas variações significativas, sendo que para qualquer diâmetro, as perdas ficaram em torno de 70%. Essa foi apenas uma estimativa generalizada já que para alguns corpos de prova não foi possível aplicar a tensão de 1000kPa.

No terceiro conjunto apenas 4 (quatro) corpos de prova foram executados. Desejava-se obter alguns dados a respeito das reprotensões e da utilização de outros materiais como barras de protensão.

No gráfico comparativo de barras de aço para corpos de prova de Pinus a 12% com ϕ de 25mm e nível de protensão de 700kPa não houveram variações significativas. Apesar das perdas iniciais nos aços SAE terem sido maiores, ao longo do tempo, essas diferenças tornam-se menos significantes.

Os dois históricos de reprotensões (1° - 0, 3 dias e 2° - 0, 2, 5 dias) mostraram-se eficientes já que as perdas em 45 dias ficaram abaixo de 20%. O mesmo corpo de prova, isto é, corpo de prova de Pinus a 12% com ϕ de 25mm e nível de protensão de 700kPa, já havia perdido quase 40% em apenas 30 dias.

Em resumo, verifica-se que não é recomendável a utilização de madeiras saturadas. As perdas nestes casos são elevadas, acima de 70% já nos primeiros meses. Por outro lado, estes valores de perdas não diferem dos encontrados na figura 2.40 que é da ordem de 65% no primeiro mês (sem

reprotensão). Quando trabalhou-se com as madeiras no teor padrão (12%), as perdas nos primeiros meses não ultrapassou os 40%, ficando abaixo dos valores mencionados da figura 2.40. Também para madeiras a 12%, verificou-se perdas inferiores a 20% quando os conjuntos foram submetidos à reprotensões. Novamente, os valores se equivalem aos da figura 2.40.

Assim, fica evidente que os valores sugeridos pela literatura de 2,5 e 1,25 como multiplicadores dos valores da tensão de projeto para tabuleiros com duas reprotensões e com três reprotensões, respectivamente, é coerente com os resultados obtido neste trabalho.

4.4 Análise de Perdas de Protensão em Tabuleiros

Foram construídos 2 (dois) tabuleiros de 100cm por 480cm por 20cm de altura. O objetivo foi sublimar pequenas interferências que deveriam estar ocorrendo corpos-de-prova e que não pôde-se controlar. Estas possíveis interferências poderiam ser as causas dos problemas encontrados nos corpos-de-prova. Trata-se da própria variabilidade do material madeira, da presença de nós e rachaduras e outros elementos que interferem mais no corpo de prova de 20cm x 20cm por 100cm, sendo provável, influenciarem menos em faces de 20cm por 480cm.

Os tabuleiros (**figura 4.11**) foram instrumentados com células de carga e transdutores de deslocamentos bem como foram tomadas medidas lineares sobre as faces superiores a cada 30cm do comprimento..



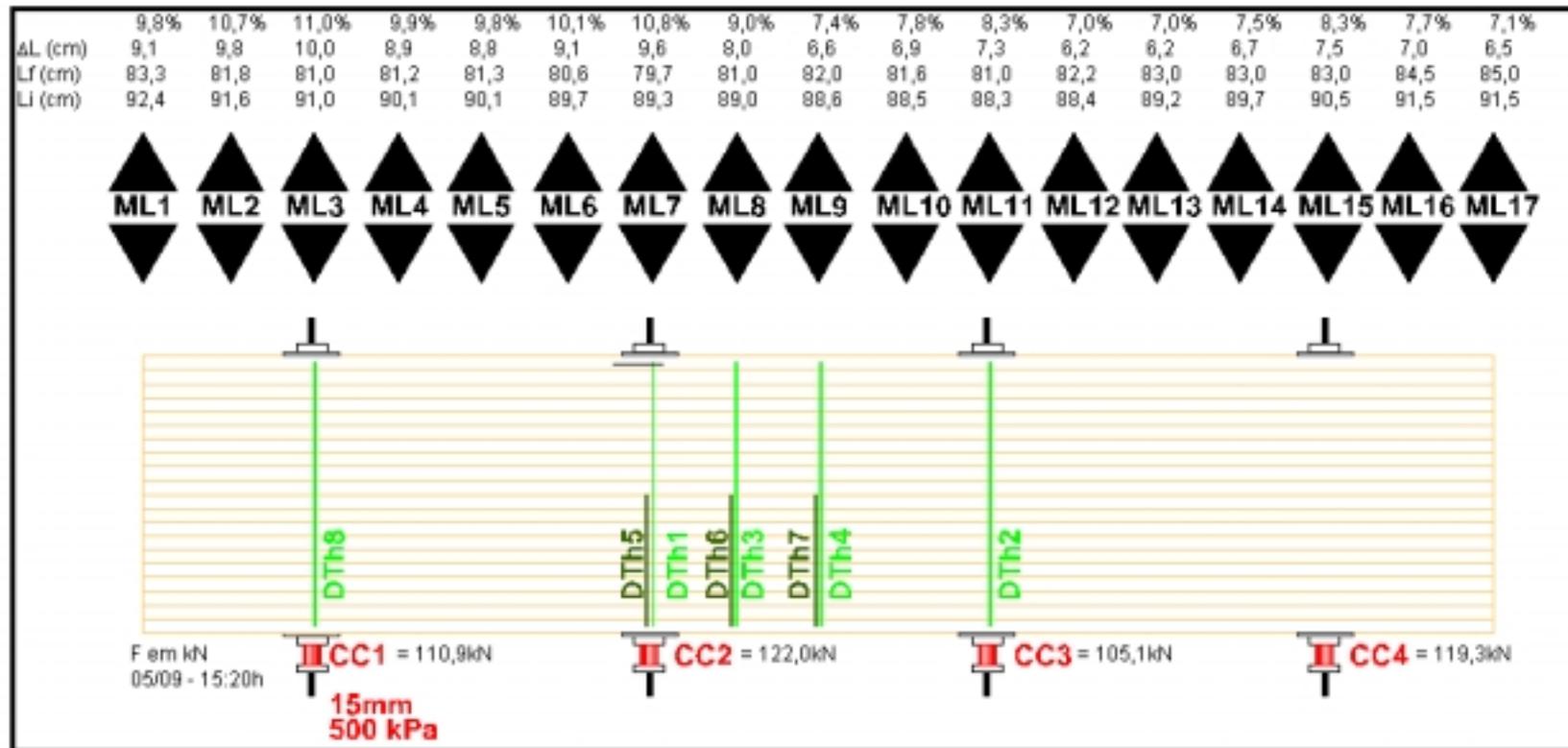
Figura 4.11 –Tabuleiros ensaiados (fig. 3.7)

A seguir, apresentam-se as planilhas de dados seguidas pelo esquema de montagem incluindo os valores das medições lineares efetuadas.

Tabuleiro com barras de 16mm

Scan ID	Date	Time	Tempo (horas)	Tabuleiro	Tabuleiro	Tabuleiro	Tabuleiro	Média das Forças	Média das Forças
				01-15mm Célula 1(01)/4	-01-15mm Célula 2(02)/4	-01-15mm Célula 3(03)/4	-01-15mm Célula 4(04)/4		
1	31/08/2001	10:47:23	0,00	0,0	0,1	0,0	0,0		
200	05/09/2001	14:33:02		0,1	0,0	0,0	0,0		
201	05/09/2001	14:48:02		0,2	25,5	32,2	36,2		
202	05/09/2001	14:48:15		0,2	25,5	32,1	36,1		
203	05/09/2001	14:49:11		0,1	25,4	32,0	36,1		
204	05/09/2001	14:51:36		0,2	25,3	31,7	35,9		
205	05/09/2001	14:55:38		54,4	23,2	31,4	36,7		
206	05/09/2001	15:10:38		51,8	59,2	114,9	57,5		
207	05/09/2001	15:24:21	0,00	110,5	121,4	104,9	119,0	114,0	100,0%
208	05/09/2001	15:30:16	0,10	109,0	119,2	103,9	116,9	112,2	98,5%
209	05/09/2001	15:45:16	0,35	107,0	116,5	102,2	114,7	110,1	96,6%
210	05/09/2001	16:00:16	0,60	105,8	115,0	101,0	113,4	108,8	95,5%
211	05/09/2001	16:15:16	0,85	104,9	113,9	100,2	112,5	107,9	94,7%
212	05/09/2001	16:30:16	1,10	104,2	113,2	99,5	111,9	107,2	94,1%
213	05/09/2001	16:45:16	1,35	103,6	112,5	99,0	111,2	106,6	93,5%
214	05/09/2001	17:00:16	1,60	103,0	112,0	98,5	110,7	106,1	93,1%
215	05/09/2001	17:15:16	1,85	102,6	111,6	98,0	110,3	105,6	92,7%
216	05/09/2001	17:30:16	2,10	102,2	111,1	97,6	109,9	105,2	92,3%
217	05/09/2001	17:45:16	2,35	101,8	110,7	97,2	109,5	104,8	92,0%
218	05/09/2001	18:00:16	2,60	101,5	110,3	96,9	109,2	104,5	91,7%
219	05/09/2001	18:15:16	2,85	101,2	110,0	96,6	108,9	104,2	91,4%
220	05/09/2001	18:20:19	2,93	101,0	109,9	96,5	108,8	104,0	91,3%
221	05/09/2001	18:20:31	2,94	101,1	109,9	96,5	108,8	104,1	91,3%

Tabuleiro com barras de 16mm



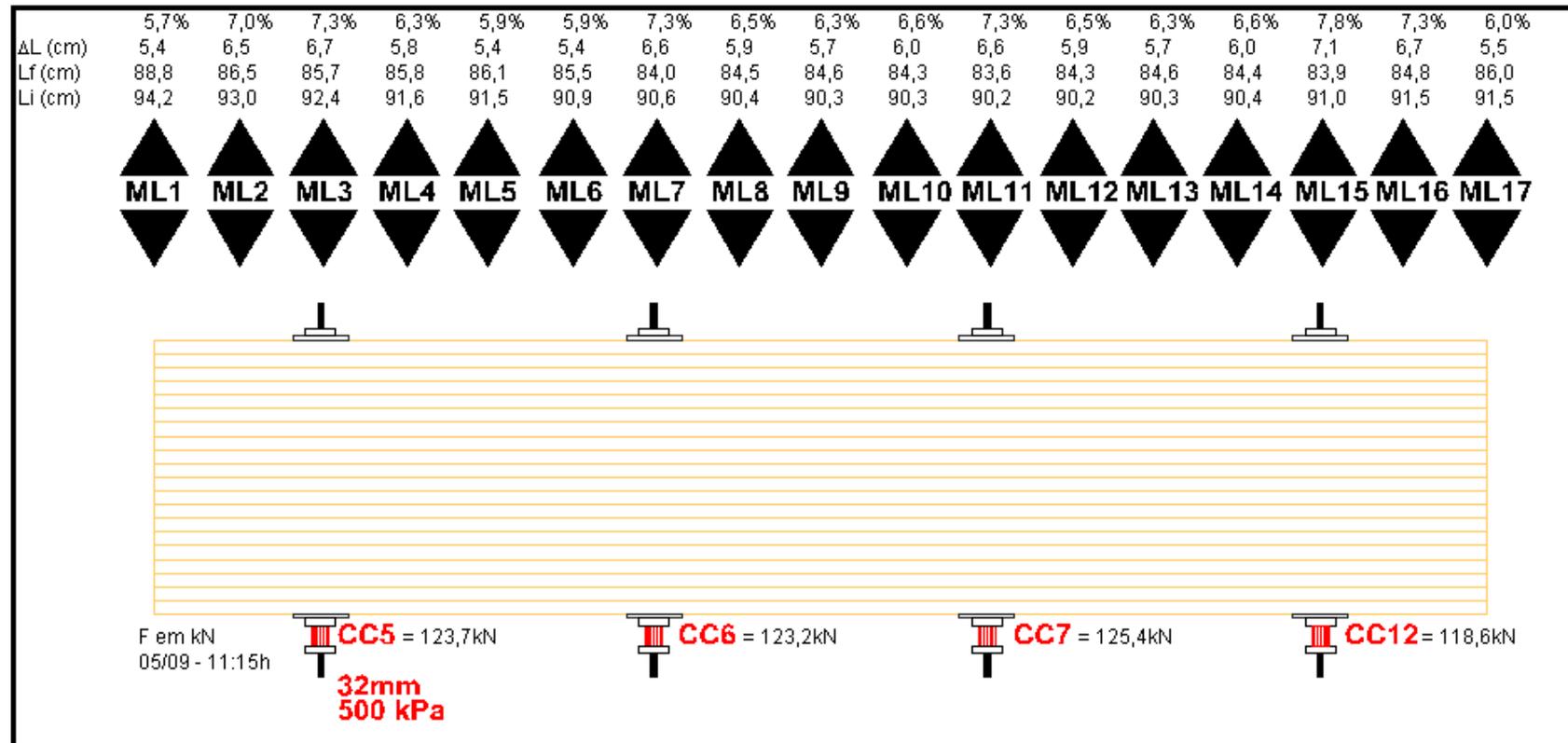
Procedimento:	1	25%	30
	2	50%	60
	3	100%	120

Média da retração = 8,8%
7,9 cm

Tabuleiro com barras de 32mm

Scan ID	Date	Time	Tempo (horas)	Tabuleiro	Tabuleiro	Tabuleiro	Tabuleiro	Média das Forças kN	Média das Forças (%)
				02-32mm Célula 1(05)/4	-02-32mm Célula 2(06)/4	-02-32mm Célula 3(07)/4	-02-32mm Célula 4(12)/4		
1	31/08/2001	10:47:23	0,00	0,1	0,1	0,0	0,0		
177	05/09/2001	09:03:57		-0,1	-0,5	-0,1	-0,1		
178	05/09/2001	09:18:57		0,3	-0,6	-0,3	34,0		
179	05/09/2001	09:33:57		0,0	21,3	31,4	18,5		
180	05/09/2001	09:48:57		30,9	20,8	27,9	33,9		
181	05/09/2001	10:03:57		29,2	66,7	25,3	56,7		
182	05/09/2001	10:18:57		68,4	56,6	64,0	55,9		
183	05/09/2001	10:33:57		96,7	55,0	61,9	55,5		
184	05/09/2001	10:48:57		97,0	54,5	60,6	55,0		
185	05/09/2001	11:03:57		127,8	54,3	58,7	122,1		
186	05/09/2001	11:18:57	0,00	<u>123,2</u>	<u>122,2</u>	<u>124,0</u>	<u>118,2</u>	<u>121,9</u>	100,0%
187	05/09/2001	11:33:57	0,25	121,3	119,2	120,5	116,5	119,3	97,9%
188	05/09/2001	11:48:57	0,50	119,9	117,4	118,7	115,3	117,8	96,7%
189	05/09/2001	12:03:57	0,75	118,8	116,2	117,5	114,5	116,8	95,8%
190	05/09/2001	12:18:57	1,00	118,1	115,3	116,6	113,7	115,9	95,1%
191	05/09/2001	12:33:57	1,25	117,3	114,5	115,8	113,2	115,2	94,5%
192	05/09/2001	12:48:57	1,50	116,7	113,9	115,1	112,6	114,6	94,0%
193	05/09/2001	13:03:57	1,75	116,2	113,3	114,5	112,1	114,0	93,5%
194	05/09/2001	13:18:57	2,00	115,7	112,8	114,0	111,7	113,5	93,1%
195	05/09/2001	13:33:57	2,25	115,2	112,3	113,5	111,3	113,1	92,8%
196	05/09/2001	13:48:57	2,50	114,7	111,9	113,1	111,0	112,7	92,4%
197	05/09/2001	14:03:57	2,75	114,3	111,5	112,7	110,7	112,3	92,1%
198	05/09/2001	14:15:29	2,94	114,0	111,2	112,4	110,4	112,0	91,9%

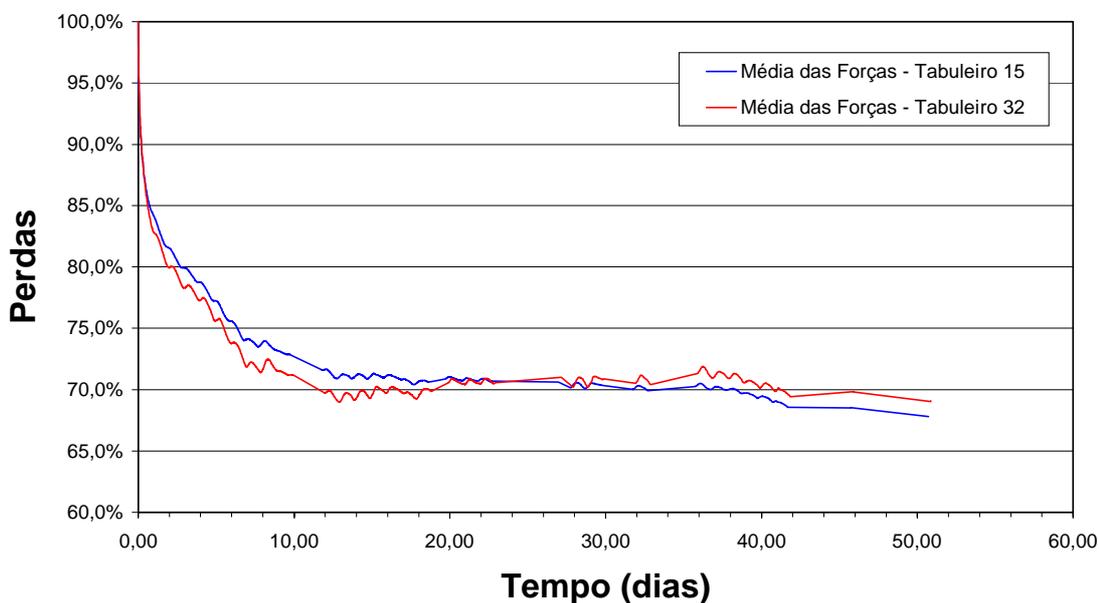
Tabuleiro com barras de 32mm



Procedimento:	1	25%	30
	2	50%	60
	3	100%	120

Média da retração = 6,6%
6,1 cm

Média das Forças - Tabuleiros 1 e 2



Os valores de deslocamentos transversais imediatos à aplicação da protensão foram de, aproximadamente, 8%. Sugere-se, então, a majoração de 10% na quantidade de peças necessárias para efetuar uma largura de tabuleiro bem como nos comprimentos das barras de protensão.

O tabuleiro com ϕ de 32mm perdeu mais no início que o tabuleiro com ϕ de 16mm mas uma diferença pequena. Por outro lado ele recuperou mais com o aumento de temperatura e umidade ocorrida a partir do 20° dia.

É importante afirmar que as perdas dos dois tabuleiros foram menores que nos corpos de prova. Este fato é mais relevante porque o nível de protensão aplicado nos tabuleiros foi de apenas 500kPa, em função dos limites da barra de 16mm. As perdas foram de 30% no 50° dia. Ainda assim, os valores foram mais conservadores que os sugeridos pela figura 2.40.

4.5 Análise de Perdas de Protensão em Pontes

Foram analisadas duas pontes avaliadas pelo Prof. Carlito Calil Jr. Ambas pertencem ao Estado da Pensilvânia – EUA de diferentes municípios.



Figura 4.12 – Millcross Road (Red Oak - L= 760cm, B=800cm; h=41cm) - Lancaster (fig. 3.9)



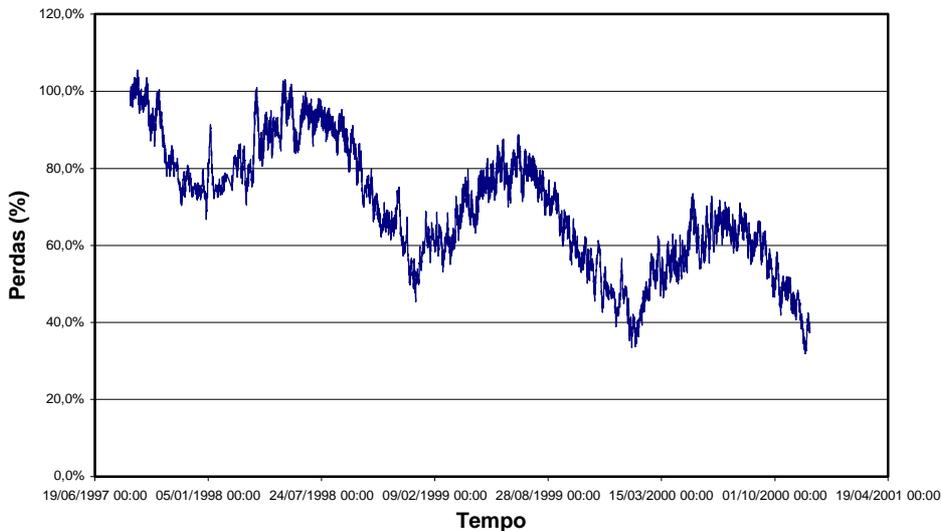
Figura 4.13 – Birch Creek (American Beech - L= 640cm, B=980cm; h=41cm) - Sullivan (fig. 3.10)

A seguir estão parte das planilhas de dados e gráficos de perda de carga ao longo do tempo, perdas e a temperatura interna, perdas e umidade relativa, as 24 horas de um dia quente e de um dia frio para cada uma das pontes.

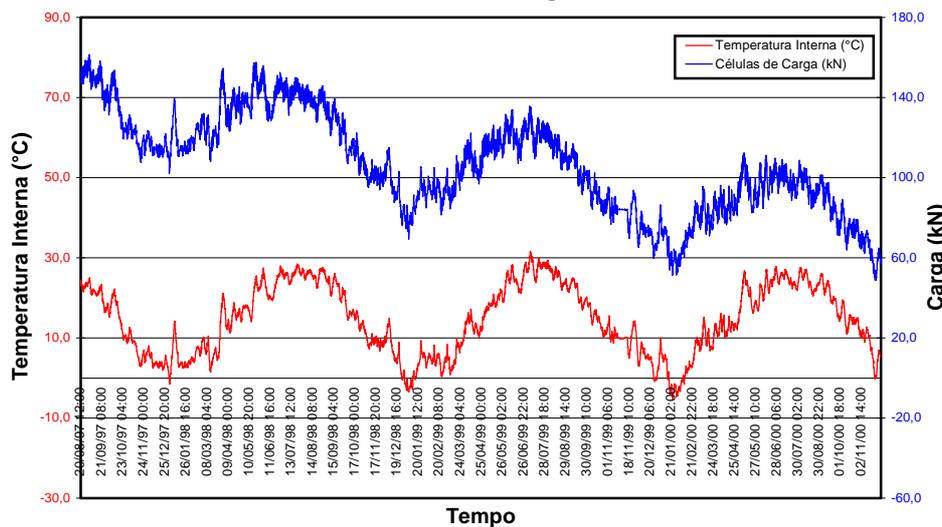
Ponte Lancaster

Tempo	Temperatura Externa (°C)	Temperat. Interna 1 (°C)	Temperat. Interna 2 (°C)	Temperatura Interna (°C)	Célula de Carga 1 (kN)	Célula de Carga 2 (kN)	Células de Carga (kN)	Células de Carga (%)	Umidade Relativa (%)
20/08/1997 12:00	17,9	24,4	24,3	24,4	155,5	150,6	153,0	100,0%	0,0
20/08/1997 14:00	17,7	24,3	24,2	24,3	154,0	149,5	151,8	99,2%	0,0
20/08/1997 16:00	17,5	24,1	23,9	24,0	153,0	148,7	150,9	98,6%	0,0
20/08/1997 18:00	17,8	23,9	23,8	23,9	152,4	148,2	150,3	98,2%	0,0
20/08/1997 20:00	18,4	23,8	23,6	23,7	151,8	147,6	149,7	97,8%	0,0
20/08/1997 22:00	18,4	23,7	23,6	23,6	151,4	147,3	149,3	97,6%	0,0
21/08/1997 00:00	18,2	23,6	23,5	23,6	150,9	146,8	148,9	97,3%	0,0
21/08/1997 02:00	18,7	23,6	23,4	23,5	150,6	146,5	148,5	97,1%	0,0
21/08/1997 04:00	18,0	23,4	23,4	23,4	150,2	146,1	148,1	96,8%	0,0
21/08/1997 06:00	17,5	23,4	23,3	23,3	149,6	145,6	147,6	96,5%	0,0
21/08/1997 08:00	17,7	23,3	23,2	23,3	149,2	145,1	147,2	96,2%	0,0
21/08/1997 10:00	18,5	23,1	23,1	23,1	149,2	145,1	147,2	96,2%	0,0
21/08/1997 12:00	21,9	23,0	22,9	23,0	150,2	146,2	148,2	96,8%	0,0
21/08/1997 14:00	24,2	22,9	22,9	22,9	152,4	148,3	150,3	98,2%	0,0
21/08/1997 16:00	26,2	23,1	23,2	23,2	154,9	151,2	153,1	100,0%	0,0
21/08/1997 18:00	25,9	23,3	23,4	23,4	156,5	152,8	154,6	101,1%	0,0
21/08/1997 20:00	23,5	23,3	23,4	23,4	156,2	152,5	154,3	100,9%	0,0
21/08/1997 22:00	20,3	23,5	23,6	23,5	155,4	151,8	153,6	100,4%	0,0
22/08/1997 00:00	19,4	23,5	23,5	23,5	154,5	151,0	152,8	99,8%	0,0
22/08/1997 02:00	17,4	23,4	23,4	23,4	153,6	150,1	151,9	99,2%	0,0

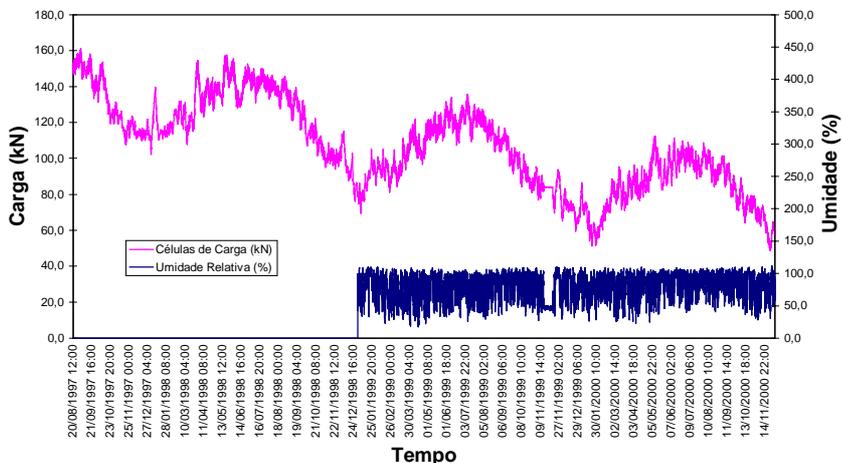
Perda de Carga



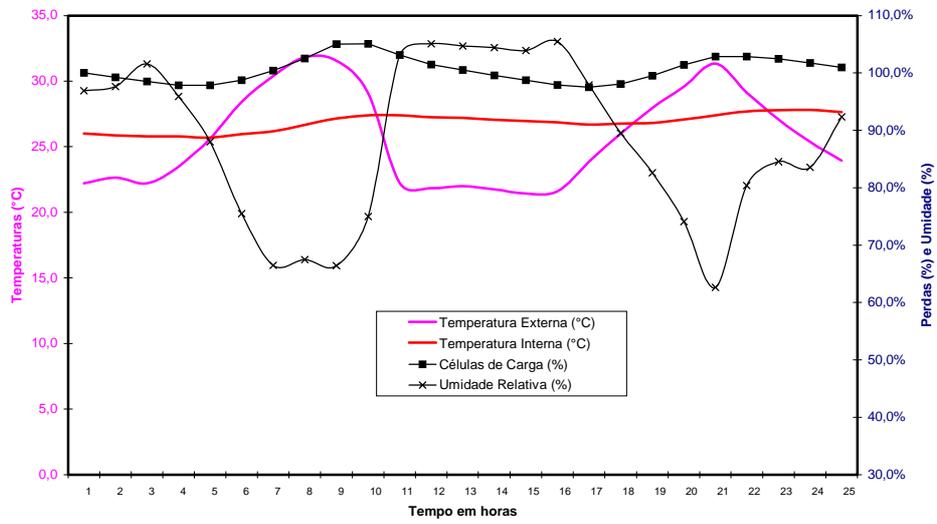
Perda de Carga



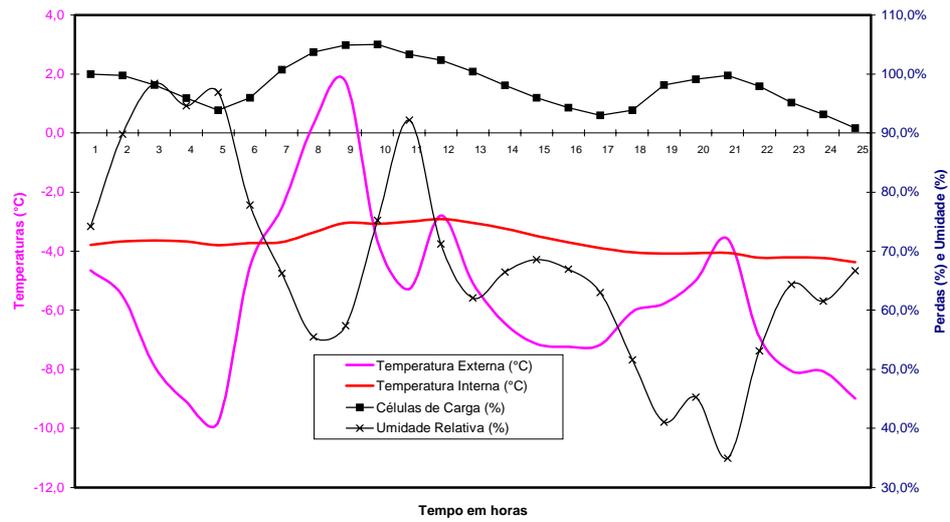
Perda de Carga



Dia Quente (25/06/2000)



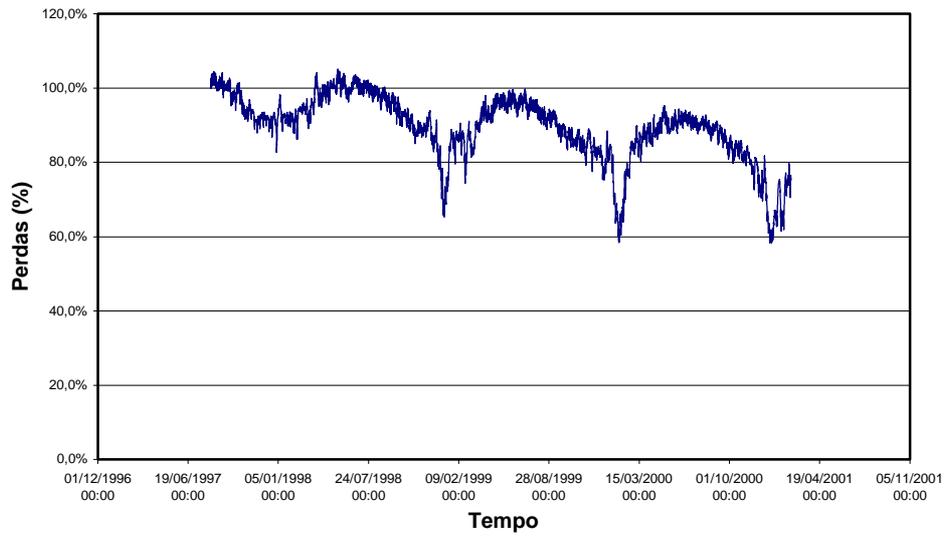
Dia Frio (24/12/2000)



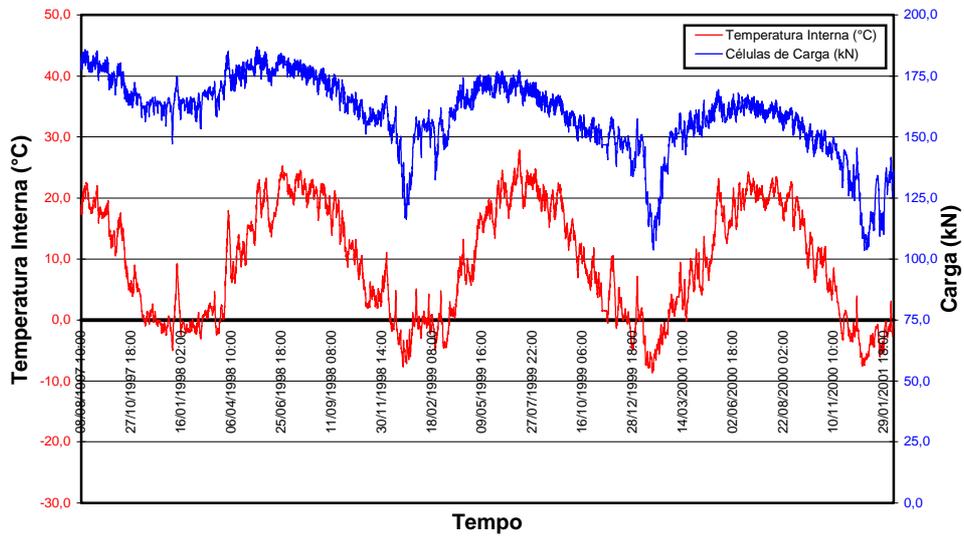
Ponte Sullivan

Tempo	Temperatura Externa (°C)	Temperatura Interna 1 (°C)	Temperatura Interna 2 (°C)	Temperatura Interna (°C)	Célula de Carga 1 (kN)	Célula de Carga 2 (kN)	Células de Carga (kN)	Células de Carga (%)	Umidade Relativa (%)
08/08/1997 10:00	18,5	17,3	17,4	17,3	171,7	183,9	177,8	100,0%	0,0
08/08/1997 12:00	21,6	17,6	17,6	17,6	173,2	185,8	179,5	101,0%	0,0
08/08/1997 14:00	21,1	17,9	18,0	18,0	174,6	187,6	181,1	101,9%	0,0
08/08/1997 16:00	21,7	18,3	18,4	18,4	175,6	188,5	182,0	102,4%	0,0
08/08/1997 18:00	20,0	18,6	18,7	18,7	176,1	189,0	182,6	102,7%	0,0
08/08/1997 20:00	17,9	18,8	18,9	18,9	176,0	188,8	182,4	102,6%	0,0
08/08/1997 22:00	14,2	18,6	18,9	18,8	175,3	188,0	181,7	102,2%	0,0
09/08/1997 00:00	12,6	18,5	18,7	18,6	174,6	187,1	180,8	101,7%	0,0
09/08/1997 02:00	11,6	18,1	18,4	18,3	173,8	186,2	180,0	101,2%	0,0
09/08/1997 04:00	10,6	17,8	18,0	17,9	172,9	185,2	179,1	100,7%	0,0
09/08/1997 06:00	9,6	17,4	17,7	17,6	172,1	184,2	178,2	100,2%	0,0
09/08/1997 08:00	12,3	17,2	17,5	17,4	171,7	183,8	177,7	99,9%	0,0
09/08/1997 10:00	19,3	17,6	17,7	17,7	172,4	184,7	178,6	100,4%	0,0
09/08/1997 12:00	22,8	18,1	18,1	18,1	173,8	186,7	180,3	101,4%	0,0
09/08/1997 14:00	24,2	18,7	18,6	18,6	175,8	189,2	182,5	102,6%	0,0
09/08/1997 16:00	24,4	19,3	19,3	19,3	177,3	190,7	184,0	103,5%	0,0
09/08/1997 18:00	23,6	19,5	19,7	19,6	177,7	190,9	184,3	103,6%	0,0
09/08/1997 20:00	19,7	19,7	20,0	19,8	177,4	190,5	184,0	103,5%	0,0
09/08/1997 22:00	16,0	19,6	19,9	19,7	176,7	189,6	183,2	103,0%	0,0
10/08/1997 00:00	14,5	19,3	19,6	19,5	175,8	188,4	182,1	102,4%	0,0

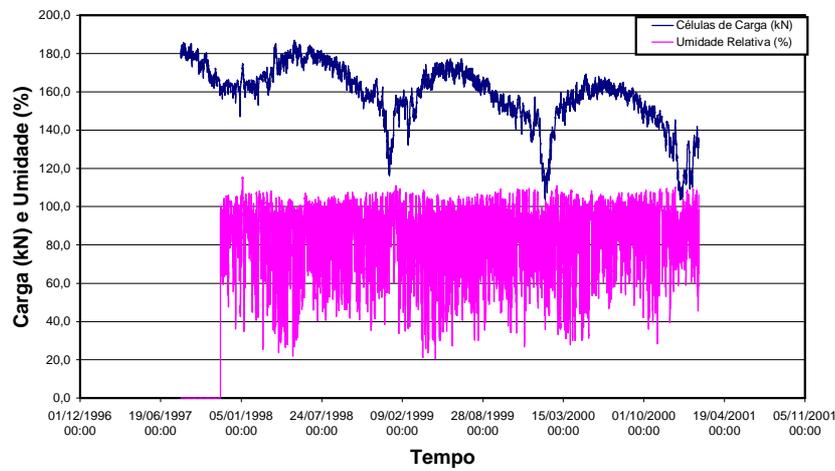
Perda de Carga



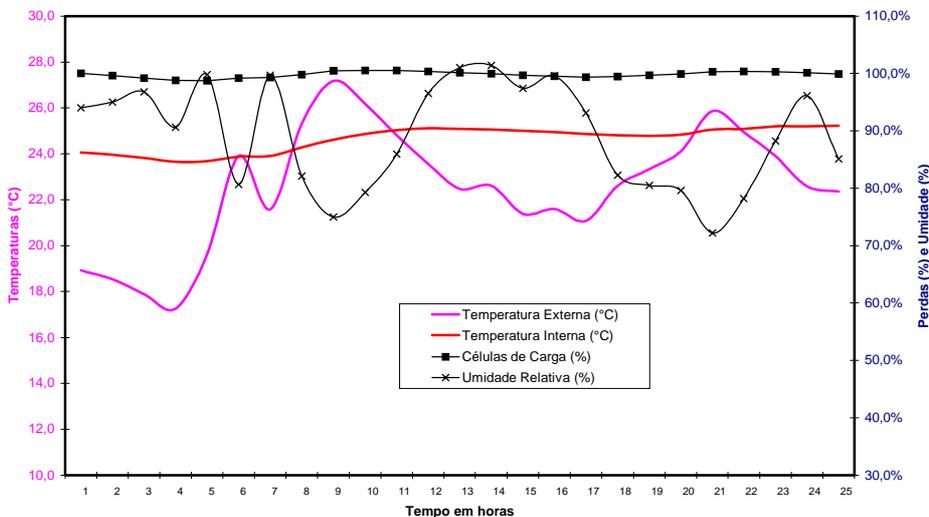
Perda de Carga



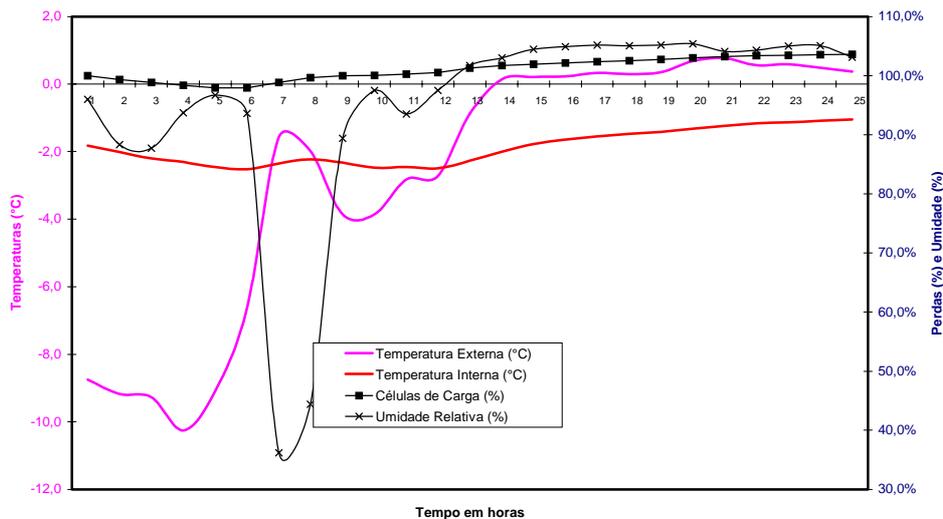
Perda de Carga



Dia Quente (25/06/1998)



Dia Frio (22/12/1997)



Foram realizadas provas de carga nas duas pontes e obtidos deslocamentos em vários pontos de suas seções centrais. Estudos destas provas de carga encontram-se no item 4.8, adiante.

As pontes de Lancaster e Sullivan foram avaliadas por aproximadamente 3,5 anos com leituras de carga, temperatura externa, temperatura interna e

umidade relativa do ar, de duas em duas horas permitindo visualização ao longo de todo o tempo bem como variações diárias.

No tabuleiro da ponte de Lancaster as perdas foram de 60% enquanto no de Sullivan foi apenas de 30%. Como ambas foram construídas com hardwoods (apesar de diferentes espécies, elas possuem características muito próximas.) e ambas foram submetidas às mesmas condições climáticas, as diferenças nas perdas se devem a outros fatores.

Em primeiro lugar o nível de protensão inicial de Sullivan foi de 500kPa contra apenas 300kPa de Lancaster. As barras são de mesmo diâmetro (25mm) o que faz com que as tensões nelas sejam, ambas, baixas.

Outro fator importante foi a utilização das pontes. Enquanto o tráfego da ponte de Lancaster é alto na de Sullivan é baixo.

Os espaçamentos entre barras e os níveis de tensão nas barras não devem influenciar muito já que a ancoragem em ambas as pontes utilizou-se de perfis metálicos U nas extremidades. Esta utilização faz com que, em ambos os casos, a distribuição dos níveis de tensão sejam imediatos, minimizando, assim, efeitos do número de barras e da tensão nela.

4.6 Programa de Projeto e Dimensionamento – PPM v3.0

O PPM v. 3.0 foi desenvolvido para integrar este trabalho de doutoramento em engenharia de estruturas, orientado pelo Prof. Dr Carlito Calil Junior, o qual utiliza a ferramenta de programação Delphi, para a plataforma Windows 95 ou superior. Houve a participação do aluno Ricardo C. Stamato, da área da Ciência da Computação, através de Iniciação Científica para a realização deste programa computacional.

O programa utiliza o critério de dimensionamento para pontes protendidas de madeira cujas diretrizes foram estudadas e sugeridas por OKIMOTO, F.S. (1997). As diretrizes são discriminadas a seguir e podem ser estudadas com mais detalhes em OKIMOTO, F.S. & CALIL JR, C. (1998) com exemplos de aplicação ou na seção de ajuda do próprio programa PPM v. 3.0.

- A) Definir a geometria e a classe da ponte
- B) Definir a classe de resistência da madeira
- C) Definir a configuração do tabuleiro
- D) Calcular a largura efetiva (D_w) de distribuição da carga
- E) Estimar a altura do tabuleiro e calcular as propriedades efetivas da seção transversal
- F) Calcular as ações permanentes e as solicitações na viga de seção $D_w x h$
- G) Calcular as ações variáveis e as solicitações na viga de seção $D_w x h$
- H) Verificar os estados limites últimos para combinações dos efeitos verticais
- I) Calcular o deslocamento para as ações permanentes e impor uma contra-flecha, se possível.
- J) Calcular os deslocamentos para as ações variáveis
- K) Verificar os estados limites de utilização (deslocamentos)
- L) Determinar o espaçamento das barras de protensão e a força necessária nos elementos
- M) Projetar o sistema de ancoragem
- N) Projetar a configuração dos apoios
- O) Detalhar o projeto

As características principais do PPM V. 3.0 são a facilidade de utilização e a grande quantidade de informações técnicas, de procedimento e de controle inseridas na seção Ajuda e nas próprias telas. A estrutura do PPM V. 3.0 baseia-se na existência de uma única tela de entrada de dados e outra de saída de resultados com o intuito de concentrar as decisões de projetos. Possui, ainda, telas adicionais de fabricação e montagem da estrutura (informativas), de detalhamento e lista de materiais (resultados) e outra que presta serviços como esclarecimentos adicionais e endereços de contato dos autores. O arquivo de ajuda PPM.hlp tem o intuito de orientar o usuário com informações técnicas, científica e de procedimento com seus quatro itens: Manual do Usuário, Conceitos e Aplicações, Critério de Dimensionamento e Bibliografia Recomendada. Na **figura 4.14**, apresenta-se a estrutura do PPM V. 3.0 e a tela Sobre o PPM.



Figura 4.14a – Estrutura do PPM V. 3.0



Figura 4.14b - Sobre o PPM Ed 1.0

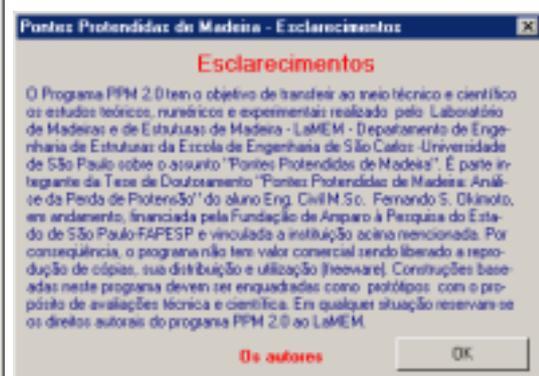


Figura 4.14c - Esclarecimentos

O programa PPM V. 3.0 possui uma tela única de entrada de dados. Praticamente todos os dados são escolhidos a partir de uma barra de opções que por um lado restringe a aplicabilidade do sistema mas ao mesmo tempo orienta para as opções mais correntes de sua utilização. Possui menu de comandos e barras de ferramentas que possibilitam criar, abrir e salvar arquivos de dados para futuras referências, alterar parâmetros internos, documentação técnica completa e dicas de utilização do programa.

Figura 4.15 – Tela de Entrada do PPM V. 3.0

O programa PPM V. 3.0 possui, também, uma tela única de resultados com os principais elementos do projeto possibilitando ao usuário a verificação de viabilidade técnica e econômica do projeto. A interatividade com a tela de entrada possibilita testes de diferentes decisões de projeto. Deste ponto pode-se imprimir os principais dados e resultados do projeto bem como visualizar telas quantitativas dos materiais (**figura 4.19**) e qualitativas de detalhes de projeto, fabricação e montagem (**figuras 4.17 e 4.18**) de estruturas de pontes de madeira com o sistema protendido.



Figura 4.16 – Tela de Resultados do PPM V. 3.0

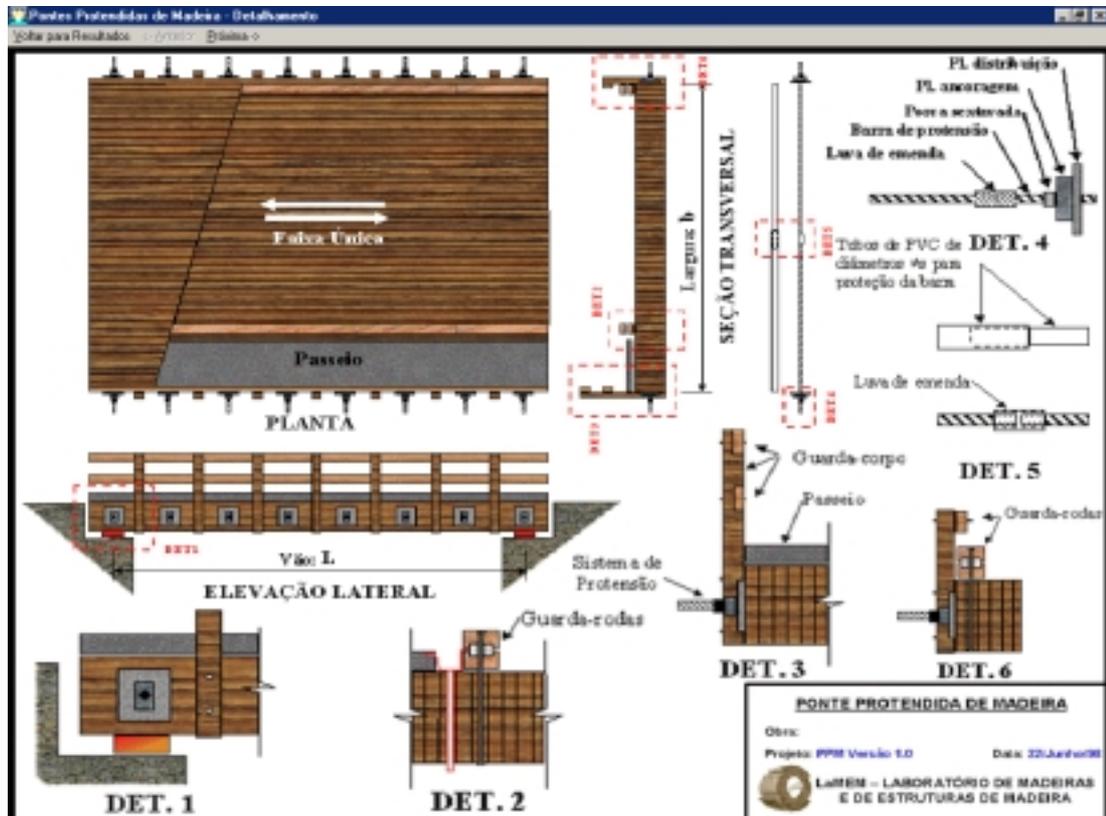


Figura 4.17 – Tela 1 de Detalhamento do PPM V. 3.0

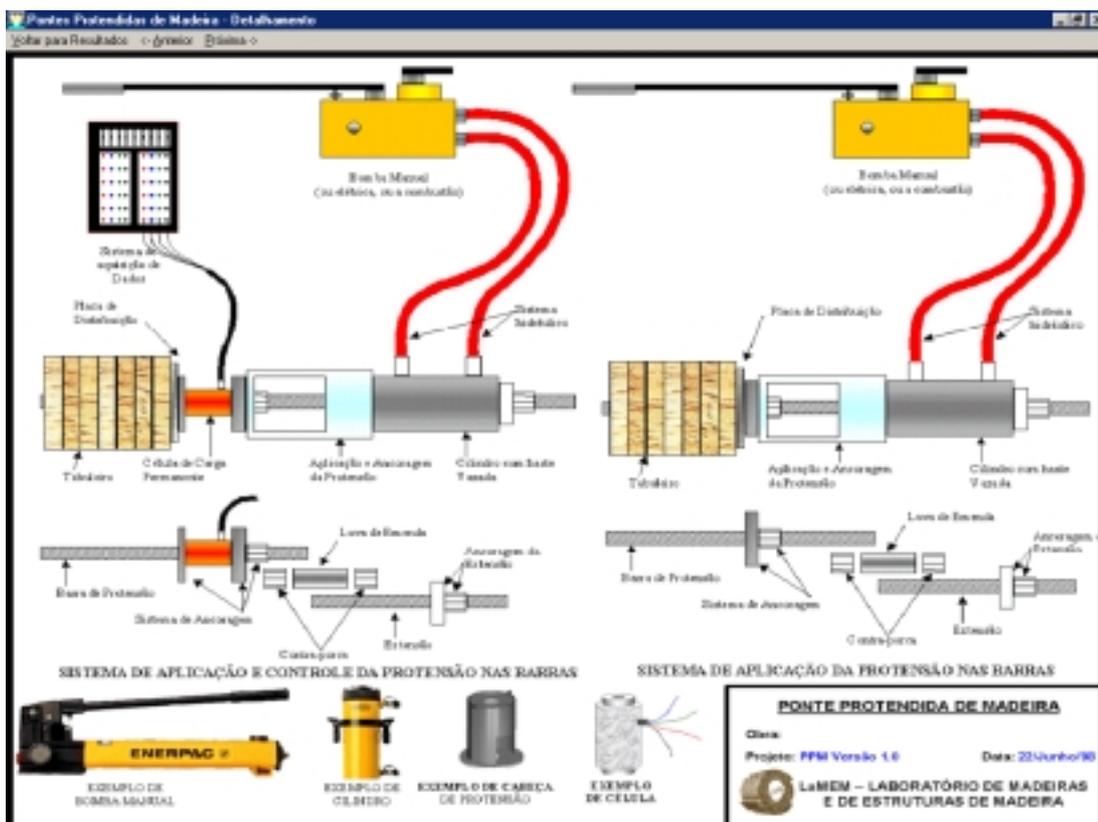


Figura 4.18 – Tela 3 de Detalhamento do PPM V. 3.0

As páginas 154 e 155 são criadas em um arquivo e impressas pelo PPM v. 3.0. foi utilizado um exemplo qualquer que nada diz respeito às análise realizadas aqui.

Pontes Protendidas de Madeira

versão educacional 3.0

LaMEM - SET - EESC - USP

Projeto: **Ponte de Piracicaba**

Usuário: **Carlito Calil Jr**

Data: **03/10/2001**

Dados e Resultados

1. Do Projeto

Ponte:

Classe: **Classe 30**

Vão livre = **6,00 m**

Comprimento total do tabuleiro = **6,60 m**

Largura = **5,00 m**

Número de faixas = **1**

Número de passeios = **1**

Altura = **26 cm**

Nível de Protensão de Projeto = **700 kN/m²**

Nível de Protensão Inicial = **875 kN/m²**

Tipo de Revestimento:

Sobrecarga = **2,00 kN/m²**

Sem Revestimento

1 Passeio em Concreto Armado com $h = 7.5$ cm

Volume de **1,24 m³**

Juntas: **de Topo a cada 3**

Coeficiente $C_{bj} = 0,78$

Comprimento de Apoio $L_p = 20$ cm

Proteção: Madeira tratada com Creosoto

Solicitações:

Reações $R_{g,k} = 20$ kN

Reações (envoltória) $R_{q,k} = 114$ kN

Cortante $V_{g,k} = 20$ kN

Cortante (envoltória) $V_{q,k} = 114$ kN

Momentos $M_{g,k} = 2998$ kN.cm

Momentos (envoltória) $M_{q,k} = 15000$ kN.cm

Deslocamentos $\delta_{g,máx} = -0,5$ cm Contra-flecha = $-1,5$ cm

Deslocamentos (envoltória) $\delta_{q,máx} = -2,3$ cm

$V_d = 185$ kN $\tau_d = 0,07$ kN/cm² < ou = a $f_{vd} = 0,23$ kN/cm² =>

Verificado ao Cisalhamento !!!

$M_d = 24897$ kN.cm $\sigma_d = 1,93$ kN/cm² < ou = a $f_{cd} = 2,00$ kN/cm² => **Verificado**

à Flexão !!!

$a_{total} = -0,5$ cm < ou = $a_{limite} = L/200$ cm => **Verificado para o**

Deslocamento excessivo !!!

2. Da Madeira

Umidade: Estável em 12% (Padrão NBR 7190/97)
 Classe: **Dicotiledôneas C40**
 Volume Bruto: **8,58 m³**

Valores de Projeto: $f_{c0k} = 40$ MPa
 $f_{c90k} = 4,00$ MPa
 $f_{vk} = 6$ MPa
 $E_{c0m} = 19500$ MPa
 $\rho_{apar} = 950,0$ kg/m³

Valores de Cálculo: $k_{mod} = k_{mod1} * k_{mod2} * k_{mod3}$
 $k_{mod1} = 0,70$
 $k_{mod2} = 1,00$
 $k_{mod3} = 1,00$
 1,40 para f_{c0} (ELU)
 $\gamma_w = 1,80$ para f_{v0} (ELU)
 1,00 para ELUtilização
 $f_{c0d} = 2,00$ kN/cm²
 $f_{c90d} = 0,50$ kN/cm²
 $f_{vd} = 0,23$ kN/cm²
 $E_{c0,ef} = 1365$ kN/cm²
 $EL = 1365$ kN/cm²
 $k_1 = 0,01331$ GT = **18,2** kN/cm²
 $k_2 = 0,01914$ ET = **26,1** kN/cm²
 $\alpha = 0,22$
 $\theta = 1,05$

Largura efetiva: $D_w = 1,47$ m
 $W_{ef} = 12882$ cm³
 $I_{ef} = 167469$ cm⁴

3. Do Sistema de Protensão

Sistema: **Dywidag** Reprotensões: **0, 2, 5 e 56**
Aço ST 85/105
 $f_y = 85$ kN/cm²
 $f_r = 105$ kN/cm²
10 Barras de Protensão de $\phi = 15$ cm com $c = 600$ cm espaçadas por **60,0** cm
5 Barras de Protensão de $\phi = 15$ cm com $c = 100$ cm para extensões
20 Conjuntos de ancoragem para $\phi = 15$ cm
5 Luvas de emendas para $\phi = 15$ cm

Placas de Ancoragem e porcas para **Dywidag**
 $L_a = 8$ cm $W_a = 11$ cm $t_a = 3$ cm (1 3/16")
 Placas de Distribuição com Aço A-36 de $f_y = 25$ kN/cm²
 $L_p = 15$ cm $W_p = 20$ cm $t_p = 1$ cm

4. Custos

Madeira: **RS 2953,00**
 Acess. para protensão: **RS 550,00**
 Acessórios: **RS 464,02**
 Revestimentos: **RS 247,51**
 Mão de Obra: **RS 3300,11**
 TOTAL: **RS 8004,65**
RS 242,56 por m²



Figura 4.19 – Telas da Lista de Materiais do PPM V. 3.0

Atenção especial deve ser dada ao arquivo de ajuda do PPM. O arquivo PPM.hlp possui uma documentação extensa sobre o tema “Pontes Protendidas de Madeira” (figuras 4.20, 4.21 e 4.22).



Figura 4.20 – Tópicos da Ajuda do PPM V. 3.0: - Índice

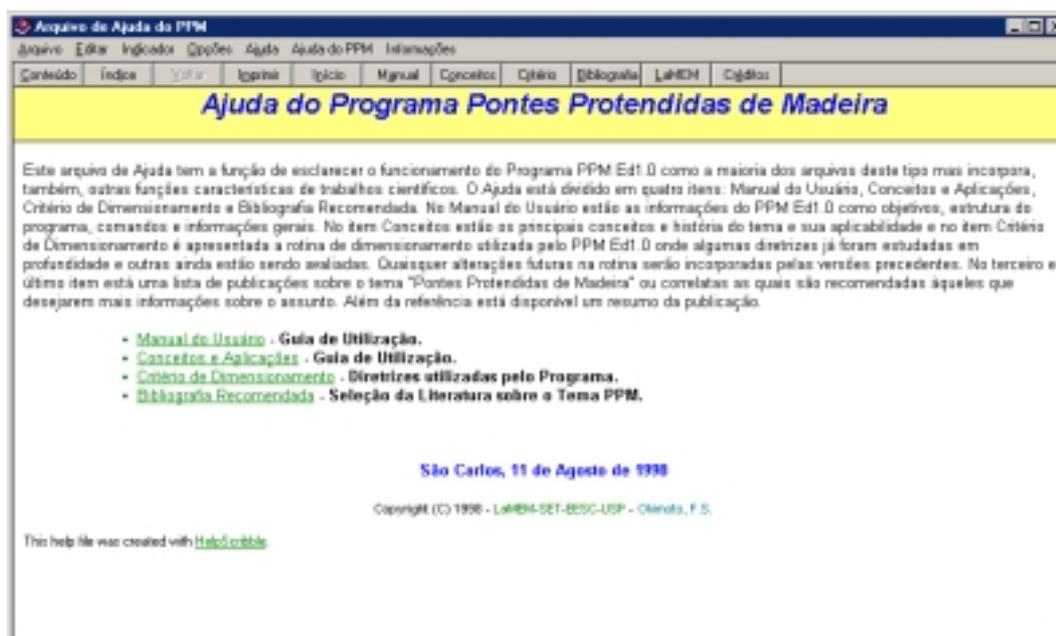


Figura 4.21 – Tela Inicial do arquivo de Ajuda do PPM V. 3.0

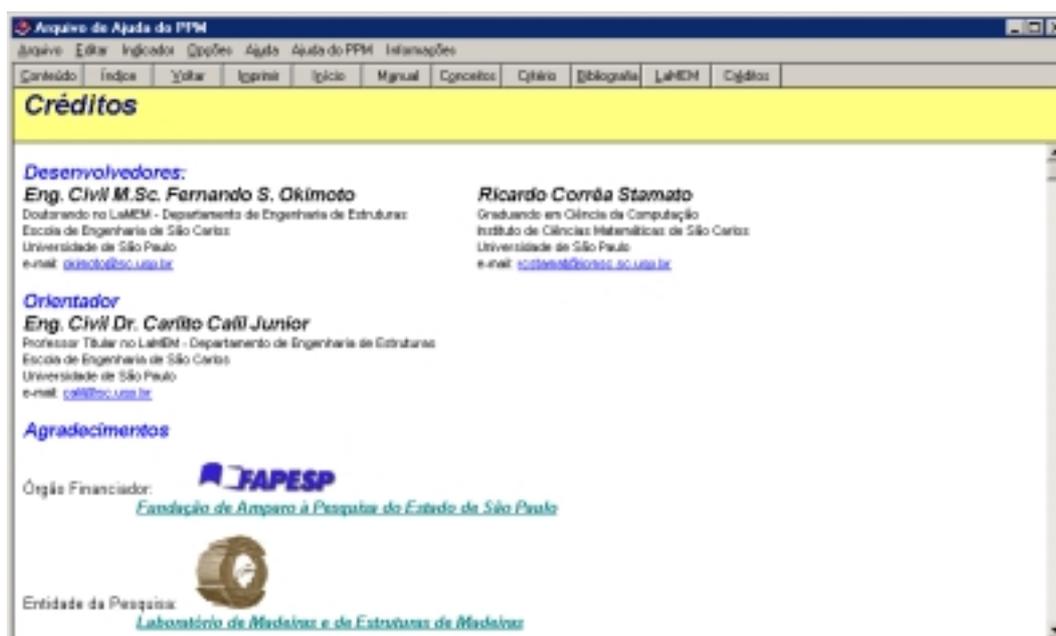


Figura 4.22 – Tela de Créditos do arquivo de Ajuda do PPM V. 3.0

Assim como as publicações eletrônicas têm se afirmado como um dos veículos de transferência de informação sem limitações geográficas, o PPM V. 3.0 deverá se mostrar um eficiente veículo de transferência das informações adquiridas pelas pesquisas deste tema ao ser distribuído para pesquisadores da área ou obtido na página WWW do LaMEM.

No programa PPM v. 3.0 foi integrado o software AEP v. 1.0.

Apresentaremos, aqui, apenas a tela principal (**figura 4.23**) que foi alterada para permitir a aplicação de cargas através de veículos (**figura 4.24**)

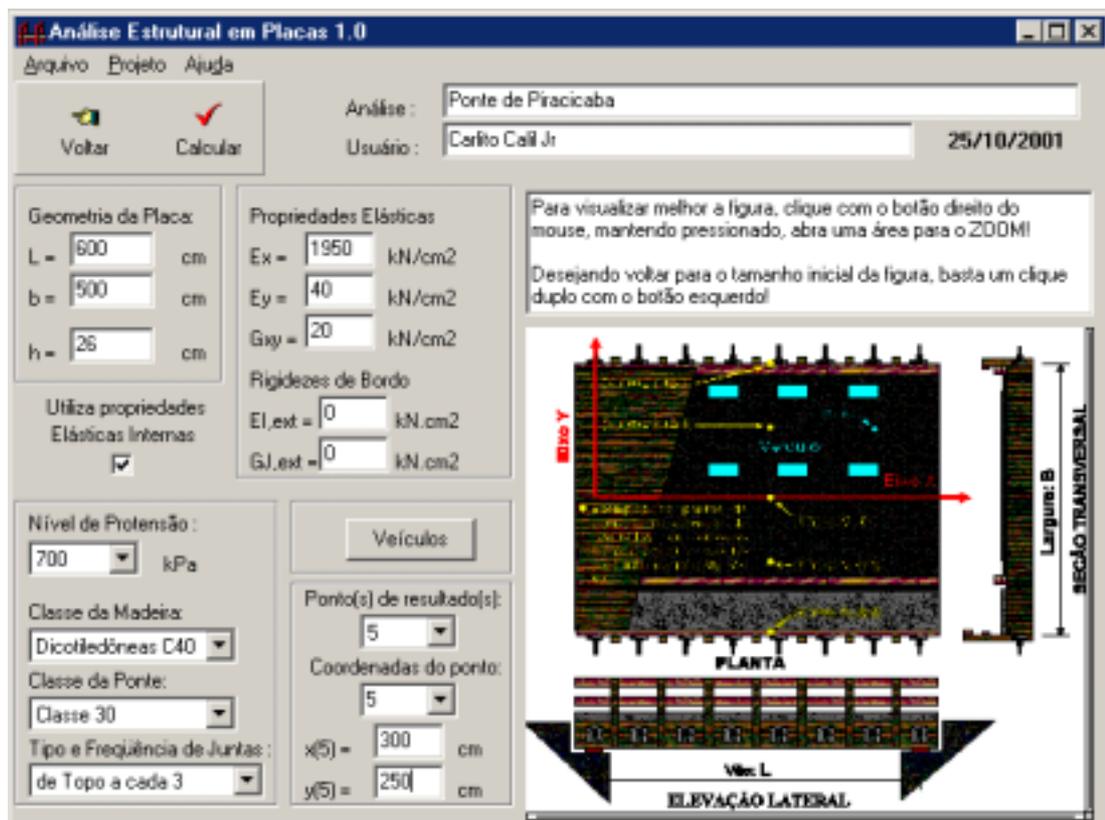


Figura 4.23 – Tela Principal do AEP v. 1.0 - Integrado

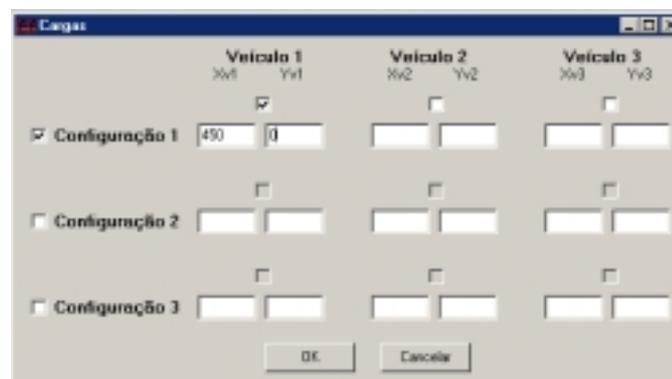


Figura 4.24 – Tela de Veículos para o AEP v. 1.0 - Integrado

4.7 Programa de Análise Estrutural de Placas – AEP v1.0

O programa AEP v. 1.0 segue a formulação da metodologia ao trabalhar com séries de Fourier com carregamentos distribuídos em pequenas áreas (patch loads).

O programa AEP v. 1.0 foi desenvolvido a partir de uma rotina em linguagem BASIC utilizada pelo Prof. Calil nos EUA. Foi contratado o aluno de graduação Gustavo Galembeck da Ciência da Computação para auxiliar no desenvolvimento.

A seguir, são apresentadas as telas Sobre (**figura 4.25**) e a tela principal (**figura 4.26**) onde difere do AEP v. 1.0 Integrada pela ausência de cargas de veículos e a possibilidade de posicionar de 1 a 10 cargas isoladas sobre o tabuleiro.



Figura 4.25 – Tela Sobre do AEP v. 1.0

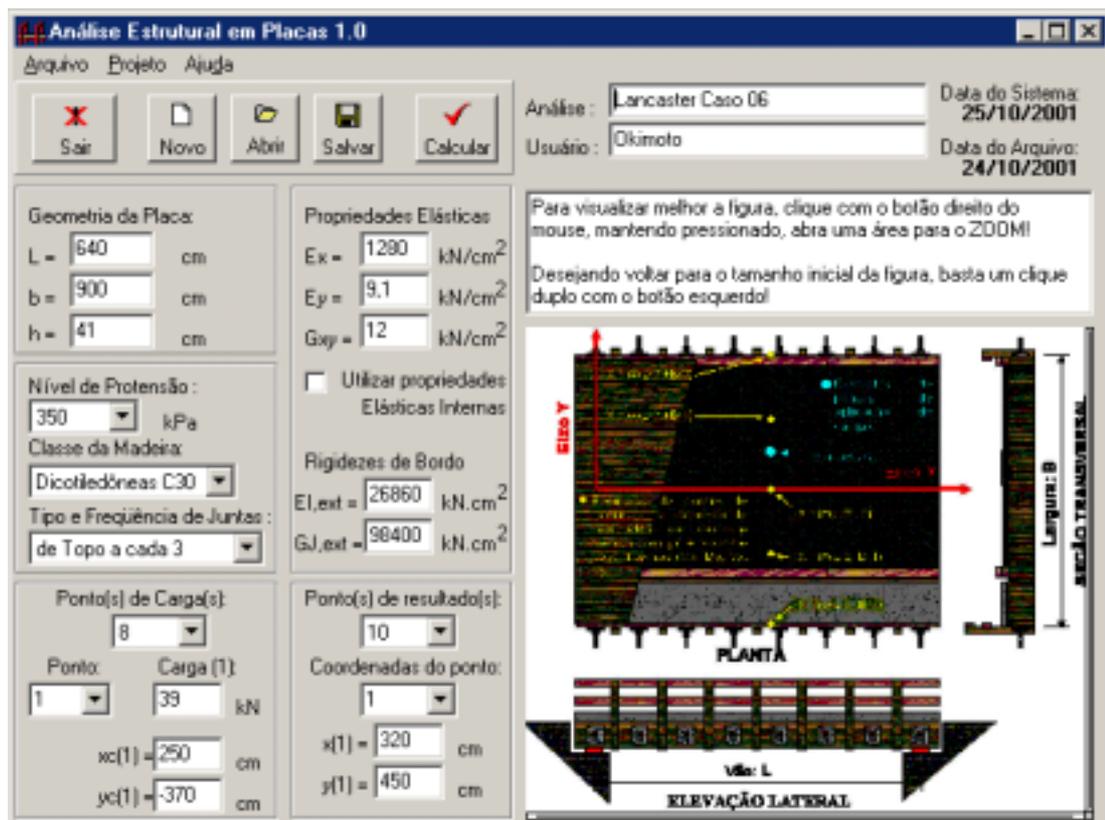


Figura 4.26 – Tela Principal do AEP v. 1.0



Figura 4.27 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Dados

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos		Deslocamentos verticais	
x (cm)	y (cm)	w.placa (cm)	w.viga (cm)
320	450	0,17	0,30
320	430	0,24	0,30
320	370	0,38	0,30
320	300	0,35	0,30
320	240	0,35	0,30
320	180	0,37	0,30
320	120	0,24	0,30
320	60	0,10	0,30
320	0	0,05	0,30
320	-60	0,11	0,30

w.máx. placa = 0,38 cm
w.máx. viga = 0,30 cm

X.máx (cm) Y.máx (cm)
320 370

Figura 4.28 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Deslocamentos

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos		Mx (x,y)	My (x,y)	Vx (x,y)	Vy (x,y)	Mxy = -Myx	Mx
x (cm)	y (cm)	kN.cm /cm	kN.cm /cm	kN /cm	kN /cm	kN.cm /cm	c/ Viga
320	450	23,8	0,0	0,0	0,0	0,00	42,5
320	430	34,0	0,4	0,0	0,0	0,00	42,5
320	370	51,6	3,4	0,0	0,0	0,00	42,5
320	300	48,9	-0,9	0,0	0,0	0,00	42,5
320	240	49,7	-0,6	0,0	0,0	0,00	42,5
320	180	50,0	3,2	0,0	0,0	0,00	42,5
320	120	33,9	-0,2	0,0	0,0	0,00	42,5
320	60	13,9	-1,3	0,0	0,0	0,00	42,5
320	0	7,2	-1,5	0,0	0,0	0,00	42,5
320	-60	14,5	-1,4	0,0	0,0	0,00	42,5

X.máx (cm) Y.máx (cm)

Mx.máx. p = 51,6 kN.cm /cm X.máx 320 Y.máx 370
 My.máx. p = 3,4 kN.cm /cm X.máx 320 Y.máx 370
 Mxy.máx. p = 0,0 kN.cm /cm X.máx 320 Y.máx 450
 Vx.máx. p = 0,0 kN /cm X.máx 320 Y.máx 370
 Vy.máx. p = 0,0 kN /cm X.máx 320 Y.máx 120

Mx.máx. v (kN.cm /cm) 42,5

Figura 4.29 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Solicitações

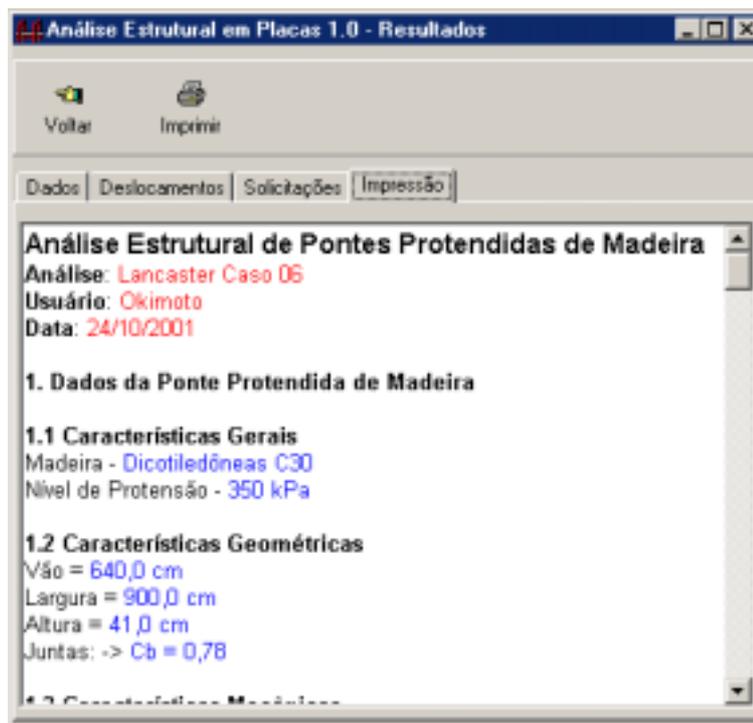


Figura 4.30 – Tela Resultados do AEP v. 1.0 - Impressão

As **figuras 4.27 a 4.30** apresentam os resultados de um exemplo de análise estrutural. Foi utilizado um dos arquivos da prova de carga na ponte de Lancaster. De forma fácil e rápida é possível visualizar todos os resultados de deslocamentos, momentos e cortantes nos pontos investigados.

Desejando imprimir, basta clicar no botão imprimir e é criado um arquivo, como o mostrado na **figura 4.30**, e impresso como apresentado nas próximas 5 páginas.

Finalizando, é apresentado, na **figura 4.31**, a tela inicial do arquivo de ajuda do AEP v. 1.0 o qual, também, servirá como divulgador das pontes em placas protendidas.

Análise Estrutural de Pontes Protendidas de Madeira

Análise: Lancaster Caso 06

Usuário: Okimoto

Data: 24/10/2001

1. Dados da Ponte Protendida de Madeira

1.1 Características Gerais

Madeira - Dicotiledôneas C30

Nível de Protensão - 350 kPa

1.2 Características Geométricas

Vão = 640,0 cm

Largura = 900,0 cm

Altura = 41,0 cm

Juntas: -> $C_b = 0,78$

1.3 Características Mecânicas

Para o cálculo foram utilizados os valores EXTERNOS!!!

$E_x = 1280,0 \text{ kN/cm}^2$

$E_y = 9,1 \text{ kN/cm}^2$

$G_{xy} = 12,0 \text{ kN/cm}^2$

Rigidez EI no bordo = $2,686E8 \text{ kN.cm}^2$

Rigidez GJ no bordo = 98400 kN.cm^2

$D_x = 5734227,2 \text{ kN.cm}$

$D_y = 52265,1 \text{ kN.cm}$

$D_{xy} = D_{yx} = 68921,0 \text{ kN.cm}$

$r_3 = 2,430$

$r_4 = 2,140$

$\alpha = 0,126$

$\theta = 2,280$

$\beta = 40,300$

1.4 Análise Realizada

Análise com 8 carga(s) aplicada(s)

1a. Carga de 39,0kN, aplicada em: (250,0 ; -370,0)

2a. Carga de 39,0kN, aplicada em: (390,0 ; -370,0)

- 3a. Carga de **39,0**kN, aplicada em: **(250,0 ; -180,0)**
 4a. Carga de **39,0**kN, aplicada em: **(390,0 ; -180,0)**
 5a. Carga de **37,5**kN, aplicada em: **(250,0 ; 180,0)**
 6a. Carga de **37,5**kN, aplicada em: **(390,0 ; 180,0)**
 7a. Carga de **37,5**kN, aplicada em: **(250,0 ; 370,0)**
 8a. Carga de **37,5**kN, aplicada em: **(390,0 ; 370,0)**

Foi(ram) analisado(s) **10** pontos do tabuleiro

Ponto **1** em (**320**; **450**)

Ponto **2** em (**320**; **430**)

Ponto **3** em (**320**; **370**)

Ponto **4** em (**320**; **300**)

Ponto **5** em (**320**; **240**)

Ponto **6** em (**320**; **180**)

Ponto **7** em (**320**; **120**)

Ponto **8** em (**320**; **60**)

Ponto **9** em (**320**; **0**)

Ponto **10** em (**320**; **-60**)

1.5 Resultados de Deslocamentos e Solicitações Internas

Resultados no Ponto (**320**, **450**)

$$w(320,0 ; 450,0) = 0,170 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 450,0) = 23,8 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 450,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 450,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; 450,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; 450,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; 450,0) = -0,014 \text{ kN /cm}$$

$$w_{\text{viga}}(320,0 ; 450,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_{x,\text{viga}}(320,0 ; 450,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (**320**, **430**)

$$w(320,0 ; 430,0) = 0,240 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 430,0) = 34,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 430,0) = 0,4 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 430,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$\begin{aligned}M_{yx}(320,0 ; 430,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\V_x(320,0 ; 430,0) &= 0,000 \text{ kN /cm} \\V_y(320,0 ; 430,0) &= -0,029 \text{ kN /cm} \\w_{,viga}(320,0 ; 430,0) &= 0,300 \text{ cm} \\M_{x,viga}(320,0 ; 430,0) &= 42,5 \text{ kN.cm /cm}\end{aligned}$$

Resultados no Ponto (320, 370)

$$\begin{aligned}w(320,0 ; 370,0) &= 0,380 \text{ cm} \\M_x(320,0 ; 370,0) &= 51,6 \text{ kN.cm /cm} \\M_y(320,0 ; 370,0) &= 3,4 \text{ kN.cm /cm} \\M_{xy}(320,0 ; 370,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\M_{yx}(320,0 ; 370,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\V_x(320,0 ; 370,0) &= 0,000 \text{ kN /cm} \\V_y(320,0 ; 370,0) &= 0,009 \text{ kN /cm} \\w_{,viga}(320,0 ; 370,0) &= 0,300 \text{ cm} \\M_{x,viga}(320,0 ; 370,0) &= 42,5 \text{ kN.cm /cm}\end{aligned}$$

Resultados no Ponto (320, 300)

$$\begin{aligned}w(320,0 ; 300,0) &= 0,350 \text{ cm} \\M_x(320,0 ; 300,0) &= 48,9 \text{ kN.cm /cm} \\M_y(320,0 ; 300,0) &= -0,9 \text{ kN.cm /cm} \\M_{xy}(320,0 ; 300,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\M_{yx}(320,0 ; 300,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\V_x(320,0 ; 300,0) &= 0,000 \text{ kN /cm} \\V_y(320,0 ; 300,0) &= 0,026 \text{ kN /cm} \\w_{,viga}(320,0 ; 300,0) &= 0,300 \text{ cm} \\M_{x,viga}(320,0 ; 300,0) &= 42,5 \text{ kN.cm /cm}\end{aligned}$$

Resultados no Ponto (320, 240)

$$\begin{aligned}w(320,0 ; 240,0) &= 0,350 \text{ cm} \\M_x(320,0 ; 240,0) &= 49,7 \text{ kN.cm /cm} \\M_y(320,0 ; 240,0) &= -0,6 \text{ kN.cm /cm} \\M_{xy}(320,0 ; 240,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\M_{yx}(320,0 ; 240,0) &= 0,0 \text{ kN.cm /cm} \\V_x(320,0 ; 240,0) &= 0,000 \text{ kN /cm} \\V_y(320,0 ; 240,0) &= -0,037 \text{ kN /cm}\end{aligned}$$

$$w, \text{viga}(320,0 ; 240,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_x, \text{viga}(320,0 ; 240,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (320, 180)

$$w(320,0 ; 180,0) = 0,370 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 180,0) = 50,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 180,0) = 3,2 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 180,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; 180,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; 180,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; 180,0) = -0,005 \text{ kN /cm}$$

$$w, \text{viga}(320,0 ; 180,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_x, \text{viga}(320,0 ; 180,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (320, 120)

$$w(320,0 ; 120,0) = 0,240 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 120,0) = 33,9 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 120,0) = -0,2 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 120,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; 120,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; 120,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; 120,0) = 0,037 \text{ kN /cm}$$

$$w, \text{viga}(320,0 ; 120,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_x, \text{viga}(320,0 ; 120,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (320, 60)

$$w(320,0 ; 60,0) = 0,100 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 60,0) = 13,9 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 60,0) = -1,3 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 60,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; 60,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; 60,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; 60,0) = 0,008 \text{ kN /cm}$$

$$w, \text{viga}(320,0 ; 60,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_x, \text{viga}(320,0 ; 60,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (320, 0)

$$w(320,0 ; 0,0) = 0,052 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; 0,0) = 7,2 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; 0,0) = -1,5 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; 0,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; 0,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; 0,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; 0,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$w_{\text{viga}}(320,0 ; 0,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_{x,\text{viga}}(320,0 ; 0,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Resultados no Ponto (320, -60)

$$w(320,0 ; -60,0) = 0,110 \text{ cm}$$

$$M_x(320,0 ; -60,0) = 14,5 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_y(320,0 ; -60,0) = -1,4 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{xy}(320,0 ; -60,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{yx}(320,0 ; -60,0) = 0,0 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_x(320,0 ; -60,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_y(320,0 ; -60,0) = -0,008 \text{ kN /cm}$$

$$w_{\text{viga}}(320,0 ; -60,0) = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_{x,\text{viga}}(320,0 ; -60,0) = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

Valores Máximos

$$w_{\text{PlateMax}}(320,0 ; 370,0) = 0,380 \text{ cm}$$

$$M_{x\text{PlateMax}}(320,0 ; 370,0) = 51,6 \text{ kN.cm /cm}$$

$$M_{y\text{PlateMax}}(320,0 ; 370,0) = 3,4 \text{ kN.cm /cm}$$

$$V_{x\text{PlateMax}}(320,0 ; 370,0) = 0,000 \text{ kN /cm}$$

$$V_{y\text{PlateMax}}(320,0 ; 120,0) = 0,037 \text{ kN /cm}$$

$$M_{xy\text{PlateMax}}(320,0 ; 450,0) = 0,00 \text{ kN.cm /cm}$$

$$w_{\text{BeamMax}} = 0,300 \text{ cm}$$

$$M_{x\text{BeamMax}} = 42,5 \text{ kN.cm /cm}$$

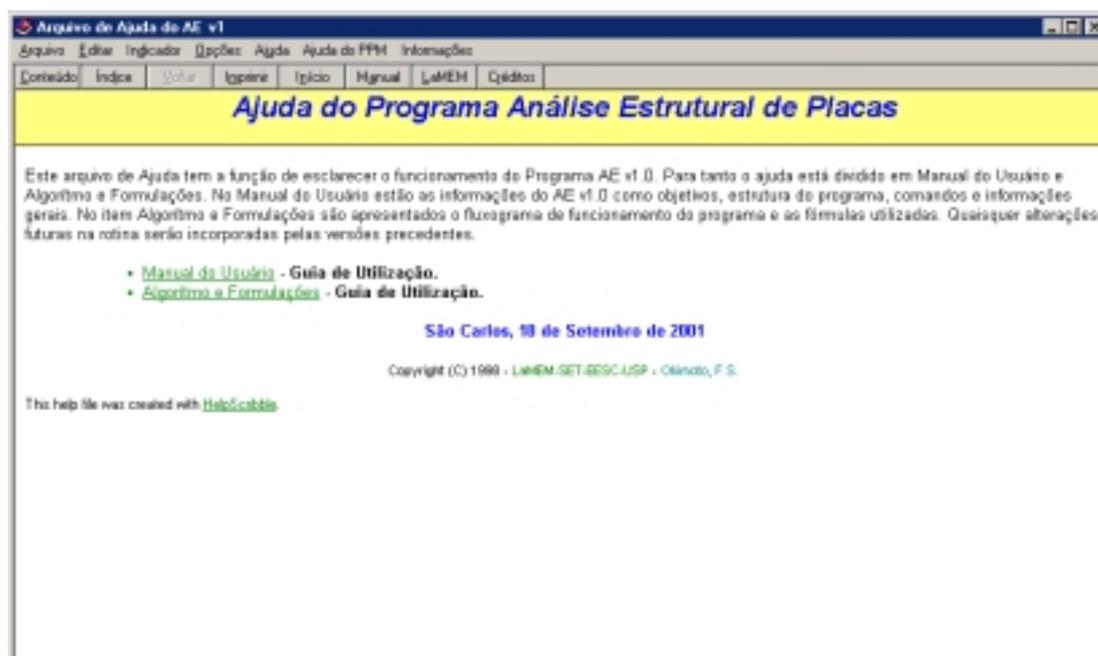


Figura 4.31 – Tela do arquivo Ajuda do AEP v. 1.0

4.8 Análise Estrutural de Placas via Prova de Carga, SAP2000 e AEP v.1.0

Foram realizadas provas de carga nas pontes de Lancaster e Sullivan. Na primeira, houveram 6 (seis) posicionamentos diferentes de veículo(s) e na de Sullivan, apenas 3 (três).



Figura 4.32 – Prova de Carga na Lancaster

Figura 4.33 – Prova de Carga na Sullivan

Foi utilizado a versão 7.12 do SAP2000 Non Linear cuja tela Sobre é apresentada abaixo (figura 4.34).

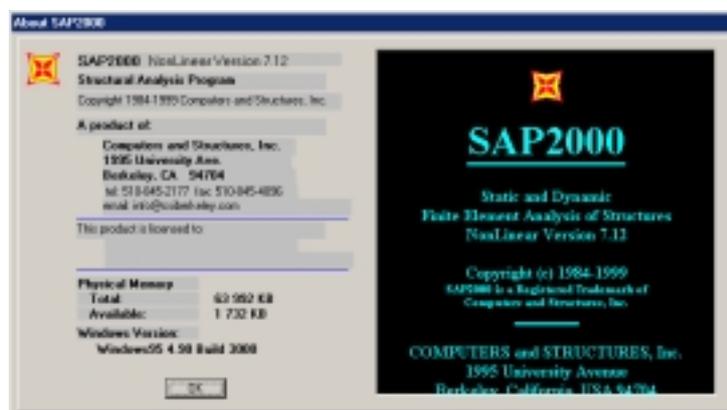


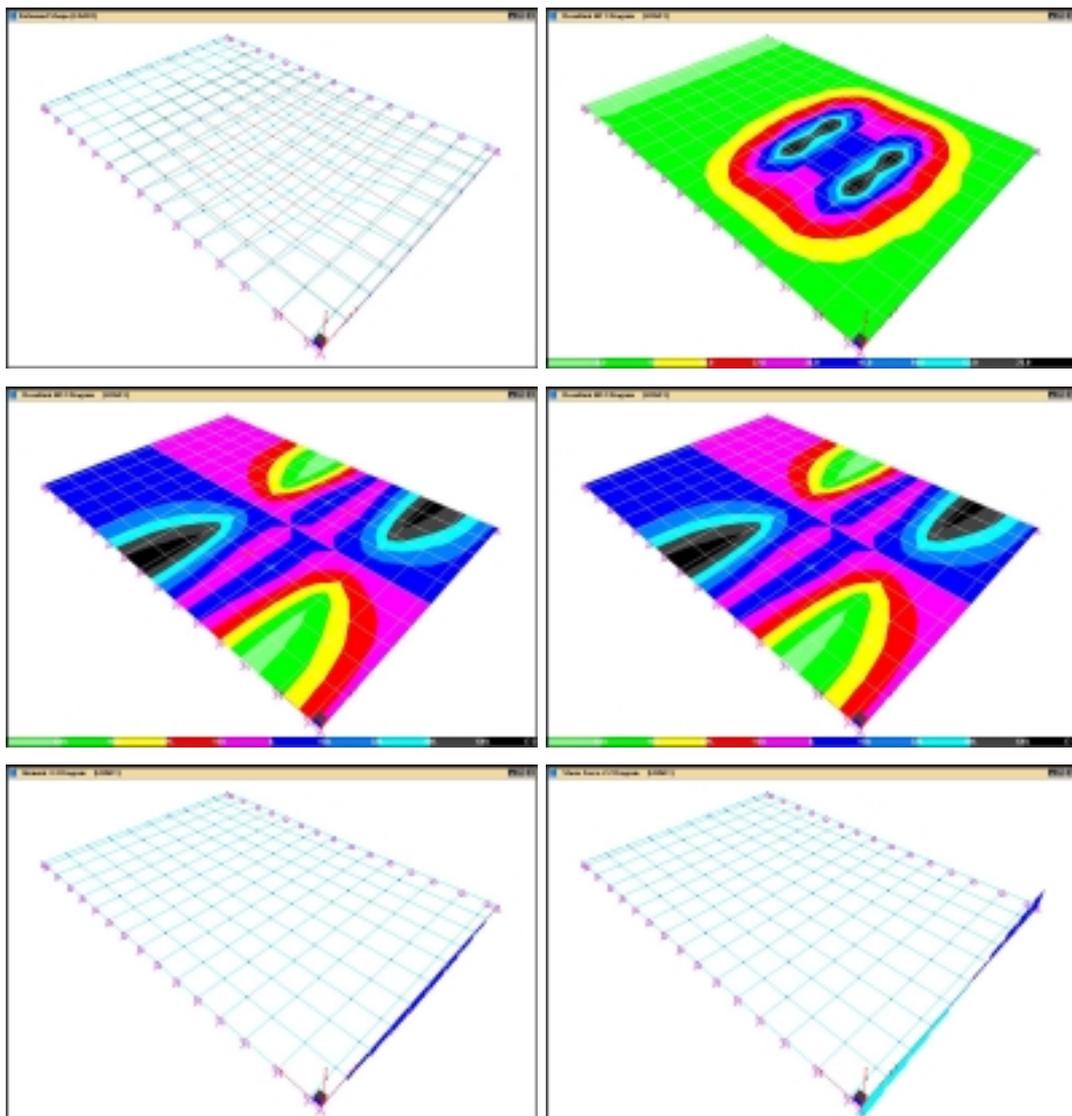
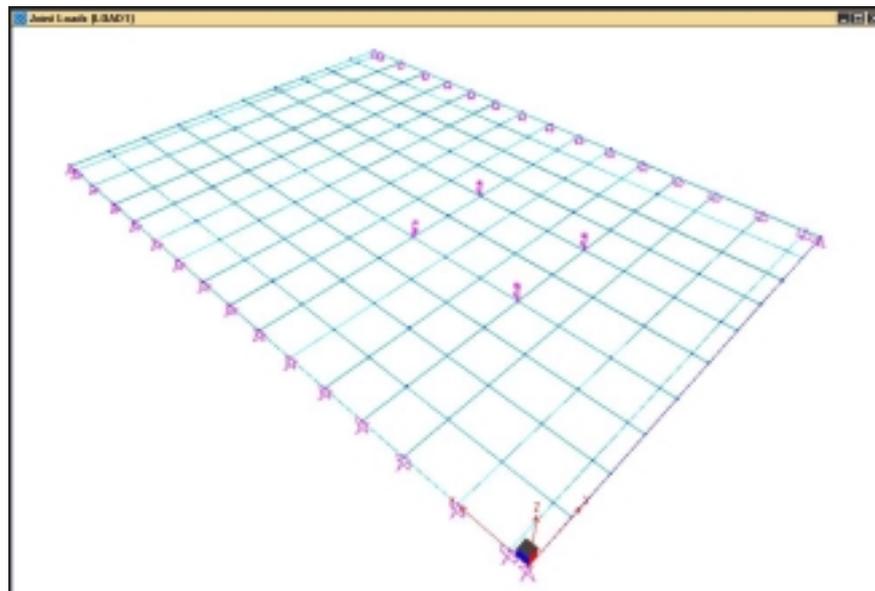
Figura 4.34 – Tela About SAP2000 Non Linear

A seguir são apresentados os dados comparativos das provas de carga e suas simulações computacionais. As figuras são apenas dos primeiros casos de carga das pontes mas os gráficos seguintes apresentam todos os casos. Por último, também ilustrativo, são apresentados os momentos obtidos pelas simulações no SAP2000 e no AEP.

Lancaster

Estação de Leitura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
Posição (cm)	-450	-430	-370	-300	-240	-180	-120	-60	0	60	120	180	240	300	370	430	450
Carregamento 1																	
Posição e Valor das Cargas (kN)					↓ 39			↓ 39									
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,10	-0,10	-0,20	-0,30	-0,60	-0,50	-0,53	-0,50	-0,40	-0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,04	-0,05	-0,08	-0,15	-0,22	-0,21	-0,21	-0,21	-0,15	-0,08	-0,04	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
Deslocamentos - AEP (cm)	0,03	0,00	-0,09	-0,27	-0,40	-0,39	-0,39	-0,40	-0,26	-0,11	-0,03	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
Carregamento 2																	
Posição e Valor das Cargas (kN)										↓ 37,5		↓ 37,5					
Deslocamentos - P. Carga (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,03	-0,10	-0,40	-0,40	-0,60	-0,50	-0,40	-0,23	-0,20	0,00	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	-0,02	-0,04	-0,08	-0,14	-0,21	-0,20	-0,20	-0,21	-0,14	-0,07	-0,04	-0,04
Deslocamentos - AEP (cm)	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	-0,03	-0,11	-0,25	-0,38	-0,37	-0,37	-0,39	-0,26	-0,09	0,00	0,03
Carregamento 3																	
Posição e Valor das Cargas (kN)					↓ 39			↓ 39		↓ 37,5		↓ 37,5					
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,10	-0,10	-0,20	-0,30	-0,60	-0,50	-0,53	-0,70	-0,70	-0,70	-0,60	-0,60	-0,50	-0,23	-0,20	0,00	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,04	-0,05	-0,08	-0,15	-0,22	-0,22	-0,24	-0,29	-0,29	-0,29	-0,24	-0,22	-0,21	-0,15	-0,07	-0,04	-0,04
Deslocamentos - AEP (cm)	0,03	0,00	-0,09	-0,26	-0,39	-0,38	-0,41	-0,51	-0,51	-0,49	-0,40	-0,37	-0,38	-0,25	-0,09	0,00	0,03
Carregamento 4																	
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 39			↓ 39											
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,30	-0,30	-0,40	-0,40	-0,50	-0,60	-0,40	-0,23	-0,10	0,00	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,44	-0,38	-0,30	-0,22	-0,21	-0,21	-0,15	-0,08	-0,04	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Deslocamentos - AEP (cm)	-0,18	-0,25	-0,39	-0,37	-0,37	-0,39	-0,26	-0,11	-0,03	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Carregamento 5																	
Posição e Valor das Cargas (kN)											↓ 37,5		↓ 37,5				
Deslocamentos - P. Carga (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,03	0,00	-0,10	-0,20	-0,40	-0,40	-0,50	-0,43	-0,40	-0,30
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	-0,02	-0,04	-0,08	-0,14	-0,20	-0,20	-0,21	-0,29	-0,37	-0,43
Deslocamentos - AEP (cm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	-0,03	-0,11	-0,25	-0,38	-0,36	-0,35	-0,38	-0,24	-0,17
Carregamento 6																	
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 39		↓ 39						↓ 37,5		↓ 37,5				
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,30	-0,40	-0,50	-0,50	-0,50	-0,40	-0,33	-0,20	-0,20	-0,20	-0,40	-0,50	-0,50	-0,53	-0,40	-0,20	-0,20
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,44	-0,38	-0,30	-0,22	-0,22	-0,21	-0,15	-0,09	-0,07	-0,09	-0,15	-0,21	-0,20	-0,21	-0,29	-0,37	-0,43
Deslocamentos - AEP (cm)	-0,18	-0,25	-0,39	-0,37	-0,37	-0,38	-0,25	-0,11	-0,05	-0,10	-0,24	-0,37	-0,35	-0,35	-0,38	-0,24	-0,17

Lancaster – Caso 1



Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Lancaster Caso 01 26/10/2001
Okimoto

Classe da Madeira: Dicotilédoneas C30

Valores Externos: Valores internos:
 $E_x = 1280 \text{ kN/cm}^2$ $E_x = 1450.0 \text{ kN/cm}^2$
 $E_y = 9 \text{ kN/cm}^2$ $E_y = 16.2 \text{ kN/cm}^2$
 $G_{xy} = 12 \text{ kN/cm}^2$ $G_{xy} = 18.6 \text{ kN/cm}^2$

Para o cálculo foram utilizados os valores EXTERNOS!!!

Vão Livre : 640 cm
 Largura : 900 cm
 Altura : 41 cm

Nível de Protensão: 350 kN/m² Pontos de Carga: 4
 Junta(cbj) : de Topo a cada 3 Pontos pesquisados: 10

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados **Deslocamentos** Solicitações Impressão

Pontos		Deslocamentos verticais	
x (cm)	y (cm)	w.placa (cm)	w.viga (cm)
320	450	0,00	0,15
320	430	0,00	0,15
320	370	0,00	0,15
320	300	-0,01	0,15
320	240	-0,01	0,15
320	180	-0,01	0,15
320	120	0,03	0,15
320	60	0,11	0,15
320	0	0,26	0,15
320	-60	0,40	0,15

w.não.placa = 0,40 cm X.não (cm) Y.não (cm)
 w.não.viga = 0,15 cm 320 -60

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados **Deslocamentos** Solicitações Impressão

Pontos		Deslocamentos verticais	
x (cm)	y (cm)	w.placa (cm)	w.viga (cm)
320	-120	0,20	0,15
320	-180	0,20	0,15
320	-240	0,40	0,15
320	-300	0,27	0,15
320	-370	0,09	0,15
320	-430	0,00	0,15
320	-450	-0,03	0,15
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-

w.não.placa = 0,40 cm X.não (cm) Y.não (cm)
 w.não.viga = 0,15 cm 320 -240

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos **Solicitações** Impressão

Pontos		Mx (x,y)	My (x,y)	Vx (x,y)	Vy (x,y)	Mxy - Myx	Mx
x (cm)	y (cm)	kN cm / os	kN cm / os	kN / os	kN / os	kN cm / os	kN cm / os
320	450	0,1	0,0	0,0	0,0	0,00	21,7
320	430	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	21,7
320	370	-0,4	0,0	0,0	0,0	0,00	21,7
320	300	-1,0	0,0	0,0	0,0	0,00	21,7
320	240	-1,5	-0,1	0,0	0,0	0,00	21,7
320	180	-0,9	-0,4	0,0	0,0	0,00	21,7
320	120	3,6	-0,8	0,0	0,0	0,00	21,7
320	60	15,2	-1,0	0,0	0,0	0,00	21,7
320	0	37,1	-0,2	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-60	54,2	3,2	0,0	0,0	0,00	21,7

X.não (cm) Y.não (cm)
 M.não.x = 54,2 kN cm / os 320 -60 M.não.y (kN cm / os)
 M.não.y = 3,2 kN cm / os 320 -60
 M.não.xy = 0,0 kN cm / os 320 0
 V.não.x = 0,0 kN / os 320 -60
 V.não.y = 0,0 kN / os 320 0

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

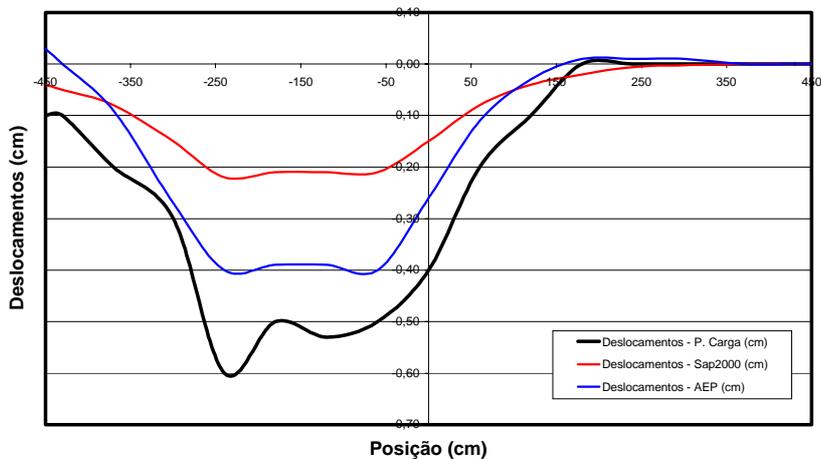
Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos **Solicitações** Impressão

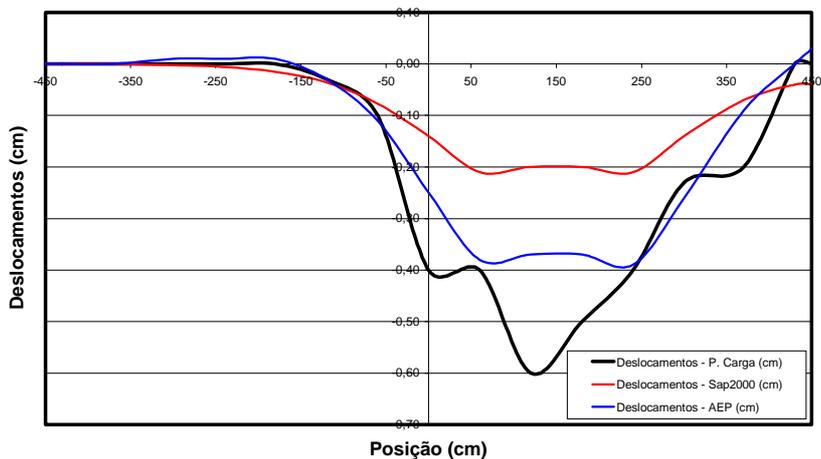
Pontos		Mx (x,y)	My (x,y)	Vx (x,y)	Vy (x,y)	Mxy - Myx	Mx
x (cm)	y (cm)	kN cm / os	kN cm / os	kN / os	kN / os	kN cm / os	kN cm / os
320	-120	54,2	-0,6	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-180	54,4	-0,6	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-240	54,7	3,2	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-300	38,0	-0,1	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-370	13,0	-0,7	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-430	-0,6	-0,2	0,0	0,0	0,00	21,7
320	-450	-4,4	0,0	0,0	0,0	0,00	21,7
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

X.não (cm) Y.não (cm)
 M.não.x = 54,7 kN cm / os 320 -240 M.não.y (kN cm / os)
 M.não.y = 3,2 kN cm / os 320 -240
 M.não.xy = 0,0 kN cm / os 320 -450
 V.não.x = 0,0 kN / os 320 -240
 V.não.y = 0,0 kN / os 320 -180

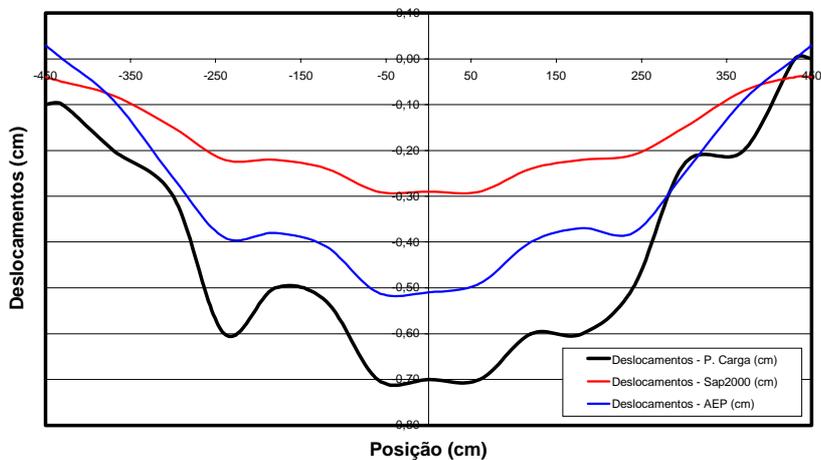
Lancaster - C01 - Deslocamentos na Seção central



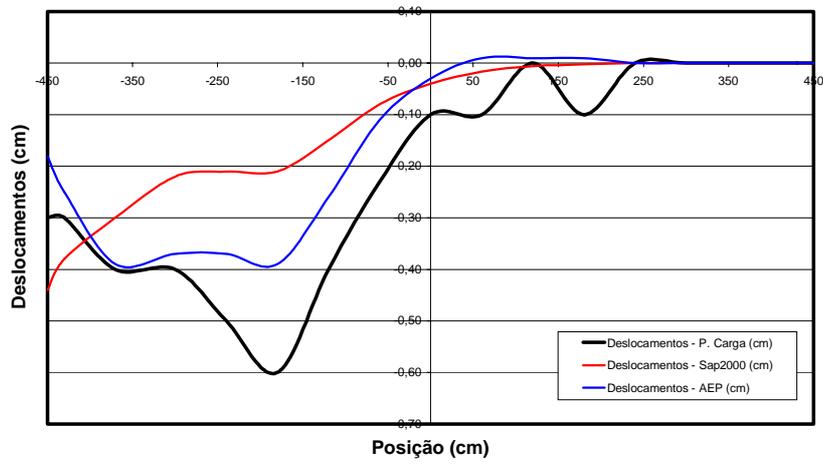
Lancaster - C02 - Deslocamentos na Seção central



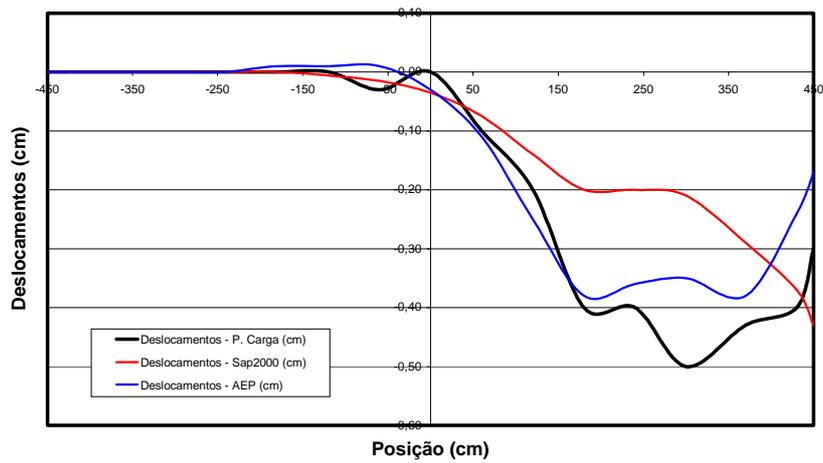
Lancaster - C03 - Deslocamentos na Seção central



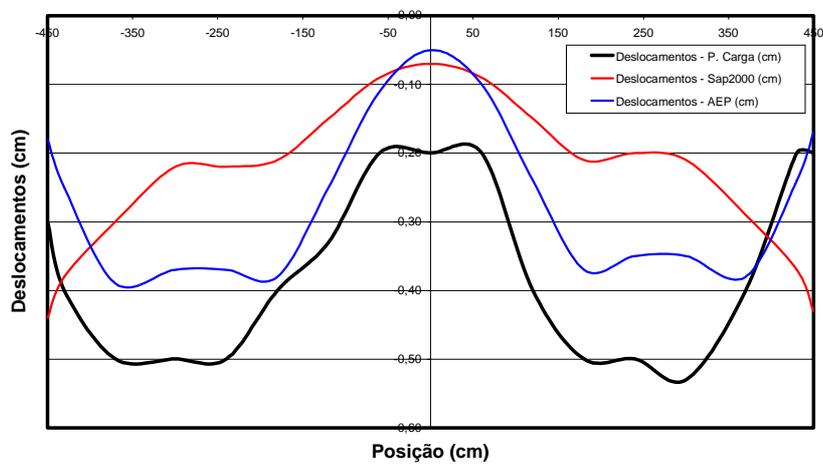
Lancaster - C04 - Deslocamentos na Seção central



Lancaster - C05 - Deslocamentos na Seção central



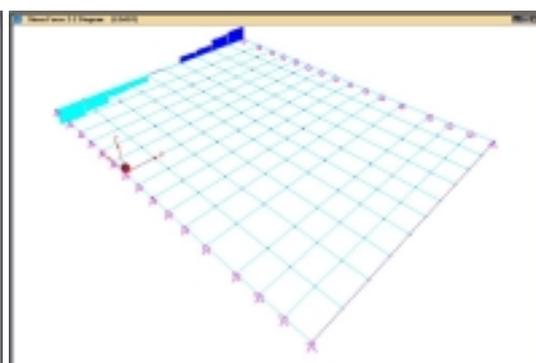
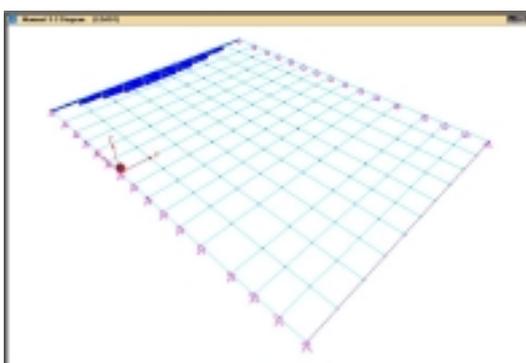
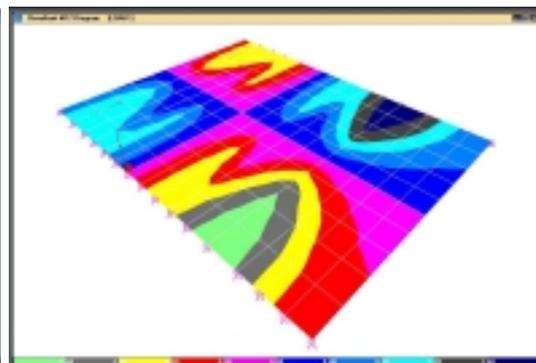
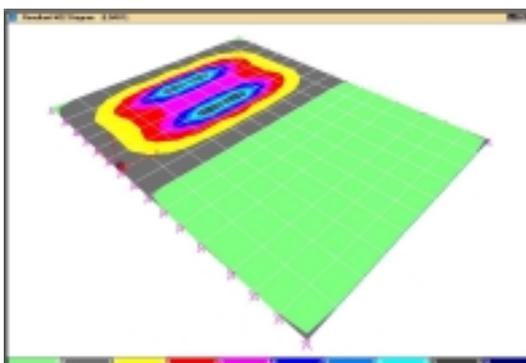
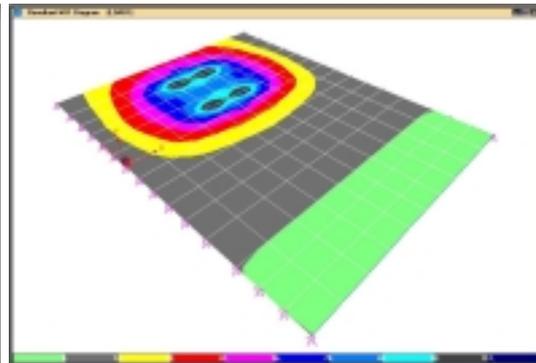
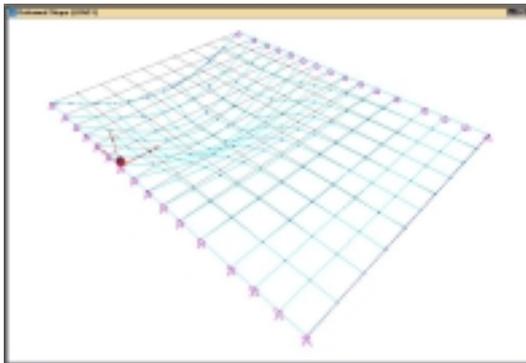
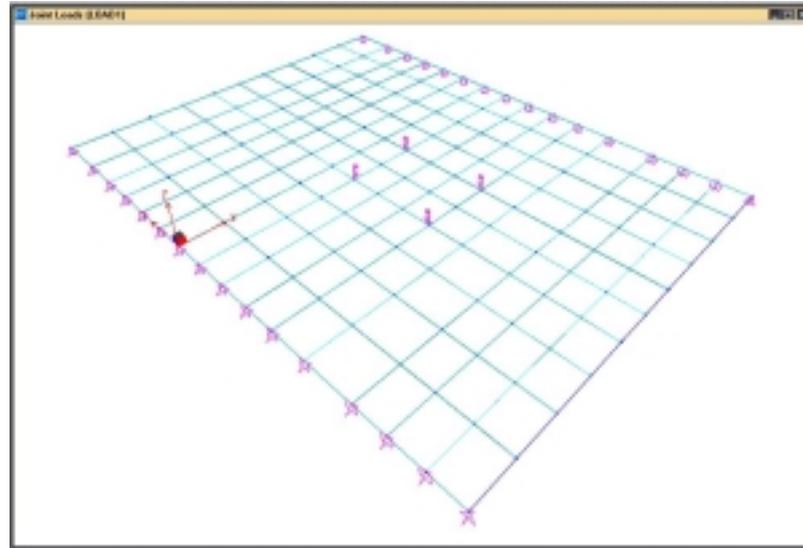
Lancaster - C06 - Deslocamentos na Seção central



Sullivan

Estação de Leitura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Posição (cm)	-400	-310	-240	-180	-120	-60	0	60	120	180	240	310	400	580
Carregamento 1														
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 58,5			↓ 58,5								
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,16	-0,46	-0,63	-0,68	-0,73	-0,70	-0,58	-0,33	-0,22	-0,13	-0,09	-0,04	-0,03	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,48	-0,58	-0,71	-0,71	-0,70	-0,67	-0,51	-0,33	-0,20	-0,11	-0,05	-0,02	-0,01	0,00
Deslocamentos - AEP (cm)	-0,10	-0,63	-0,97	-1,02	-1,01	-0,95	-0,69	-0,39	-0,18	-0,05	0,01	0,03	0,02	0,00
Carregamento 2														
Posição e Valor das Cargas (kN)								↓ 58,5		↓ 58,5				
Deslocamentos - P. Carga (cm)	0,00	0,00	-0,01	-0,05	-0,18	-0,33	-0,58	-0,70	-0,68	-0,68	-0,60	-0,39	-0,18	0,00
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,01	-0,02	-0,05	-0,11	-0,20	-0,33	-0,51	-0,67	-0,70	-0,70	-0,68	-0,48	-0,24	-0,01
Deslocamentos - AEP (cm)	0,03	0,03	0,01	-0,05	-0,18	-0,39	-0,68	-0,94	-1,00	-1,00	-0,94	-0,64	-0,25	0,08
Carregamento 3														
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 58,5			↓ 58,5		↓ 58,5			↓ 58,5			
Deslocamentos - P. Carga (cm)	-0,2	-0,5	-0,7	-0,7	-0,9	-1,0	-1,1	-1,1	-0,9	-0,8	-0,7	-0,4	-0,2	0,0
Deslocamentos - Sap2000 (cm)	-0,47	-0,60	-0,77	-0,82	-0,90	-1,01	-1,03	-1,01	-0,90	-0,81	-0,73	-0,51	-0,24	-0,01
Deslocamentos - AEP (cm)	-0,08	-0,61	-0,96	-1,07	-1,19	-1,34	-1,37	-1,33	-1,17	-1,05	-0,93	-0,61	-0,23	0,07

Sullivan – Caso 1



Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Sullivan Caso 01 24/10/2001
Okimoto

Classe da Madeira: Dicotilédoneas C30

Valores Externos: Valores internos:
 $E_x = 1209,3 \text{ kN/cm}^2$ $E_x = 1450,0 \text{ kN/cm}^2$
 $E_y = 14,4 \text{ kN/cm}^2$ $E_y = 20,0 \text{ kN/cm}^2$
 $G_{xy} = 14,1 \text{ kN/cm}^2$ $G_{xy} = 21,0 \text{ kN/cm}^2$

Para o cálculo foram utilizados os valores EXTERNOS!!!

Vão Livre : 760 cm
 Largura : 980 cm
 Altura : 41 cm

Nível de Protensão: 450 kN/m2 Pontos de Carga: 4
 Junta(cbj) : de Topo a cada 3 Pontos pesquisados: 10

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos Deslocamentos verticais

x (cm)	y (cm)	w.placa (cm)	w.viga (cm)
380	480	0,60	0,36
380	310	0,36	0,36
380	240	0,36	0,36
380	180	0,35	0,36
380	120	0,73	0,36
380	60	0,50	0,36
380	0	0,25	0,36
380	60	0,50	0,36
380	120	0,73	0,36
380	180	0,35	0,36

w.máx. placa = 0,36 cm X.máx. [cm] = 380 Y.máx. [cm] = 240
 w.máx. viga = 0,36 cm

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos Deslocamentos verticais

x (cm)	y (cm)	w.placa (cm)	w.viga (cm)
380	240	0,24	0,05
380	310	0,12	0,05
380	480	0,02	0,05
380	580	-0,03	0,05
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-
-	-	-	-

w.máx. placa = 0,24 cm X.máx. [cm] = 380 Y.máx. [cm] = 240
 w.máx. viga = 0,05 cm

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos	$M_x(x,y)$	$M_y(x,y)$	$V_x(x,y)$	$V_y(x,y)$	$M_{xy}(x,y)$	M_x	
x (cm)	y (cm)	kN.cm / cm	kN / cm	kN / cm	kN / cm	4 / Viga	
380	480	68,3	0,7	0,0	0,0	0,00	37,0
380	310	35,3	5,1	0,0	0,1	0,00	37,0
380	240	35,1	-0,2	0,0	0,0	0,00	37,0
380	180	35,3	3,4	0,0	-0,1	0,00	37,0
380	120	85,0	3,3	0,0	0,1	0,00	37,0
380	60	49,4	-1,3	0,0	0,0	0,00	37,0
380	0	24,2	-2,1	0,0	0,0	0,00	37,0
380	60	49,4	-1,3	0,0	0,0	0,00	37,0
380	120	85,0	3,3	0,0	0,1	0,00	37,0
380	180	35,3	3,4	0,0	-0,1	0,00	37,0

X.máx. [cm] Y.máx. [cm] M.máx. x (kN.cm / cm)

M.máx. p = 68,3 M.máx. y (kN.cm / cm) = 37,0
 M.máx. p = 5,1 M.máx. x (kN.cm / cm) = 380 310
 M.máx. p = 0,0 M.máx. y (kN.cm / cm) = 380 480
 V.máx. p = 0,0 M.máx. x (kN.cm / cm) = 380 310 37,0
 V.máx. p = 0,1 M.máx. y (kN.cm / cm) = 380 120

Análise Estrutural em Placas 1.0 - Resultados

Voltar Imprimir

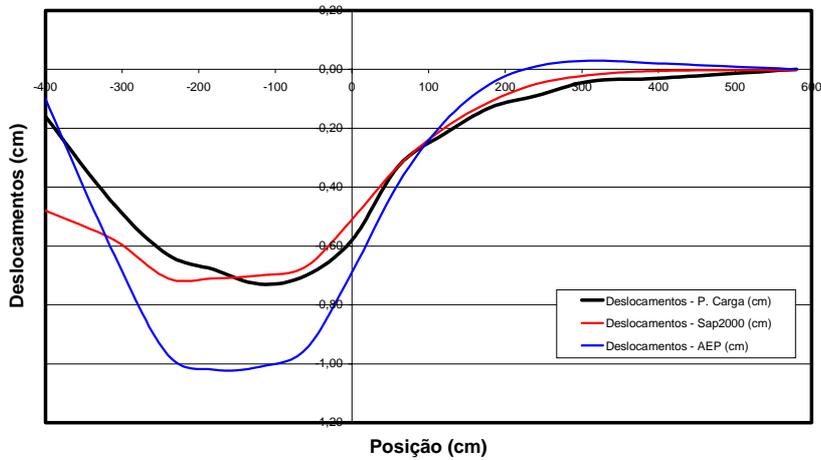
Dados Deslocamentos Solicitações Impressão

Pontos	$M_x(x,y)$	$M_y(x,y)$	$V_x(x,y)$	$V_y(x,y)$	$M_{xy}(x,y)$	M_x	
x (cm)	y (cm)	kN.cm / cm	kN / cm	kN / cm	kN / cm	4 / Viga	
380	240	23,6	-0,1	0,0	0,0	0,01	9,2
380	310	11,5	-0,7	0,0	0,0	0,00	9,2
380	480	2,2	-0,5	0,0	0,0	0,00	9,2
380	580	-7,3	0,0	0,0	0,0	0,00	9,2
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-	-

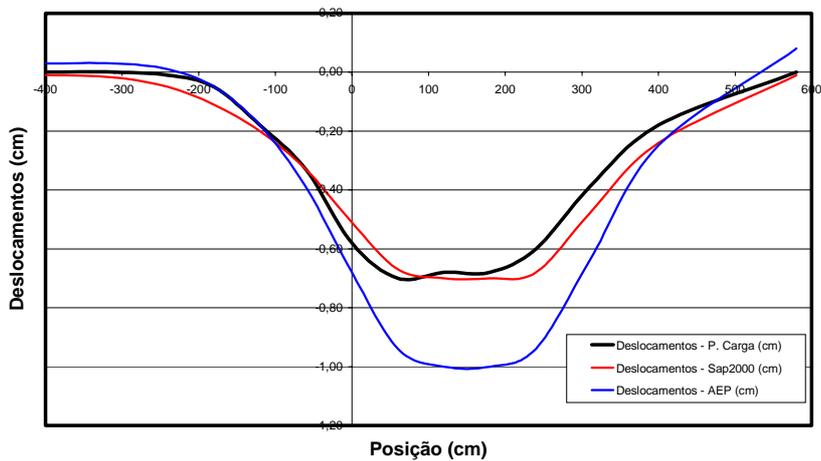
X.máx. [cm] Y.máx. [cm] M.máx. x (kN.cm / cm)

M.máx. p = 23,6 M.máx. y (kN.cm / cm) = 380 240
 M.máx. p = -0,7 M.máx. x (kN.cm / cm) = 380 310
 M.máx. p = 0,0 M.máx. y (kN.cm / cm) = 380 480
 V.máx. p = 0,0 M.máx. x (kN.cm / cm) = 380 240 9,2
 V.máx. p = 0,0 M.máx. y (kN.cm / cm) = 380 240

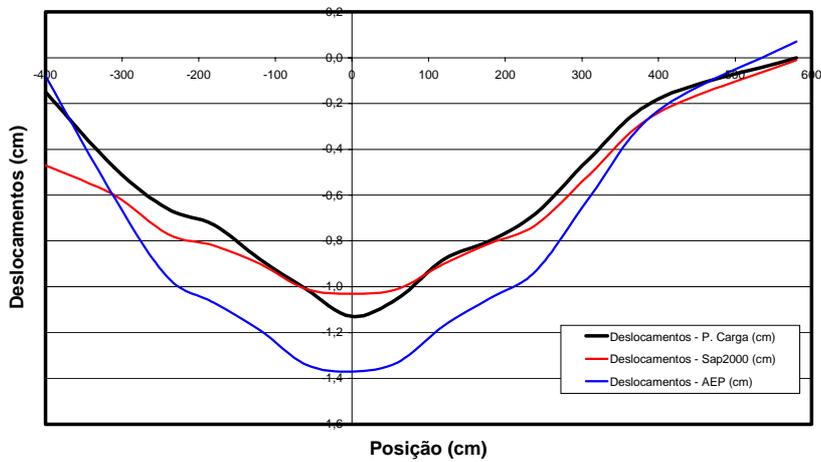
Sullivan - C01 - Deslocamentos na Seção central



Sullivan - C02 - Deslocamentos na Seção central



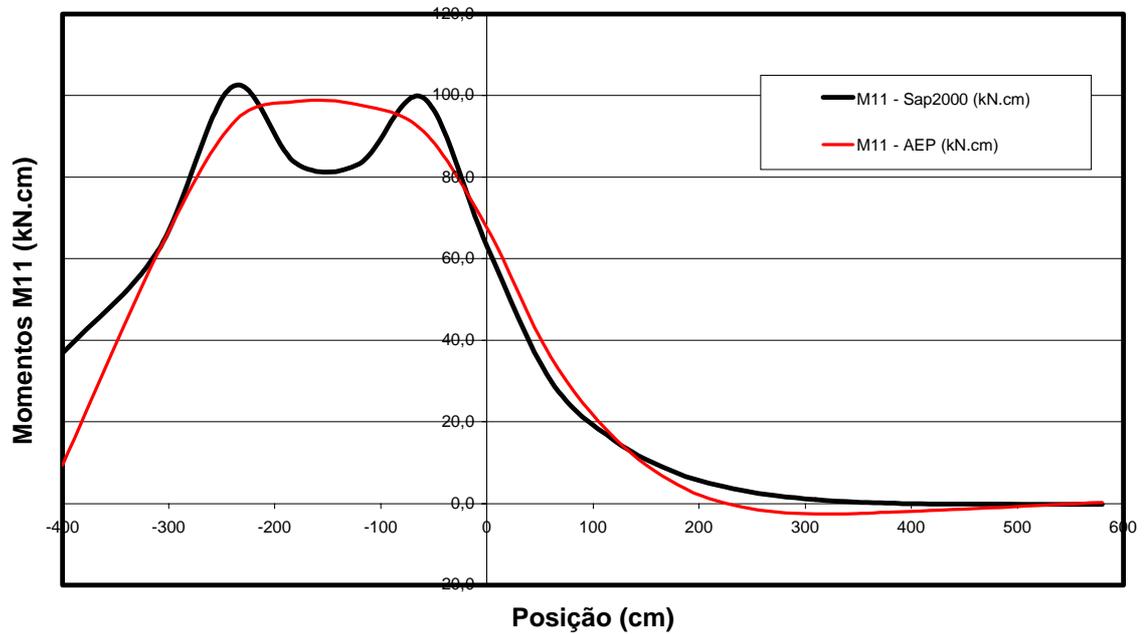
Sullivan - C03 - Deslocamentos na Seção central



Sullivan

Estação de Leitura	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Posição (cm)	-400	-310	-240	-180	-120	-60	0	60	120	180	240	310	400	580
Carregamento 1														
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 58,5			↓ 58,5								
M11 - Sap2000 (kN.cm)	36,8	61,9	102,1	83,4	83,3	99,5	63,2	30,2	15,5	7,4	3,2	0,9	0,0	-0,3
M11 - AEP (kN.cm)	9,4	61,4	93,0	98,5	97,7	91,3	67,6	36,0	16,1	4,5	-0,9	-2,6	-1,9	0,2
Carregamento 2														
Posição e Valor das Cargas (kN)								↓ 58,5			↓ 58,5			
M11 - Sap2000 (kN.cm)	-0,7	0,8	3,2	7,5	16,1	30,3	63,4	99,7	83,4	83,0	100,5	56,2	18,7	1,2
M11 - AEP (kN.cm)	-2,3	-2,7	-0,8	4,6	16,2	35,9	67,3	90,3	96,0	96,1	90,6	61,6	22,4	-7,0
Carregamento 3														
Posição e Valor das Cargas (kN)			↓ 58,5			↓ 58,5		↓ 58,5			↓ 58,5			
M11 - Sap2000 (kN.cm)	36,1	62,8	105,4	90,9	99,5	129,8	126,6	130,0	99,4	90,4	103,6	57,1	18,7	0,9
M11 - AEP (kN.cm)	7,0	58,7	92,2	103,2	113,9	127,2	134,9	126,3	112,1	100,7	89,7	59,0	20,5	-6,8

Sullivan - C01 - Momentos M11 na Seção central



Pôde-se verificar que as simulações nos programas computacionais foram próximas a provas de carga realizadas. Destaca-se que em Lancaster o AEP v. 1.0 ficou muito mais próximo das provas de carga em todos os casos de carregamento, inclusive com melhor ajuste transversal o que significa melhor compatibilidade das propriedades transversais que no SAP2000. Já nos casos de Sullivan, os ajustes do AEP foram mais conservadores que o real mas não muito distante.

5. CONCLUSÕES

Os resultados permitem obter várias conclusões a respeito do trabalho tanto quanto às perdas de protensão como nos outros tópicos pesquisados.

Em primeiro lugar, vê-se que os ensaios de fluência do material madeira verificaram que sempre deve ser utilizado o material na classe de umidade 1 (Umidade relativa $\leq 65\%$ com a madeira em um teor de 12%) para ambas as classes de resistência mas principalmente para madeiras mais moles (Pinus). Madeiras saturadas permanecem continuamente a se deformarem, gerando assim, perdas maiores. Utilizando madeiras na classe de umidade 1, o padrão assintótico pode ser aplicado com segurança na modelagem do material.

Com relação às perdas de protensão em corpos de prova, verificou-se que as dimensões reduzidas dos corpos de prova ensaiados não são adequadas nas análises tal como a literatura descreve por serem susceptíveis às variáveis que devem ser isoladas nas análises de laboratório como influências térmicas e de umidade, presenças de defeitos anatômicos, etc. As variações de diâmetro, também, não influenciaram como divulgado na literatura sendo mais importante o nível de protensão aplicado. Ainda verificou-se que há a possibilidade de utilização de outros aços como alternativa aos da Dywidag sem perda da qualidade do sistema de protensão. As reprotensões se mostraram importante mecanismo para manter um nível mínimo de projeto. Elas absorvem a acomodação inicial e as primeiras deformações elásticas verificadas nos ensaios de fluência, permitindo que as barras trabalhem apenas na faixa elástica do material

madeira.

Como resultados, conclui-se que os valores multiplicadores sugeridos na literatura (2,5, para tabuleiros para duas reprotensões e 1,25 para três) são coerentes com os resultados obtidos nos ensaios de perdas de protensão deste trabalho, principalmente de mantido o critério de utilização de madeiras com teor de umidade em 12%.

Percebe-se que a fluência da madeira submetida à compressão normal às fibras é responsável por praticamente toda a perda de carga nas barras se descartadas as variações de umidade. Isso, porque a ordem de grandeza das deformações ocorridas ao longo do ensaio é elevada para os corpos de prova e a projeção futura destas, obtidas nos ajustes, são maiores ainda.

Nos tabuleiros foi possível verificar que as perdas são menores que nos corpos de prova individuais, indicando que as influências de algumas variáveis são minimizadas em conjuntos maiores como tabuleiros ou pontes completas. Verificou-se que deve ser considerada uma majoração de 10% na largura no sentido de mais peças de madeira e maiores comprimentos nas barras de aço para cumprir a largura de projeto. Como o espaçamento utilizado nos tabuleiros foi de 120cm, percebeu-se a necessidade de melhorar a ancoragem com perfis contínuos ou chapas maiores para evitar esmagamento local ou limitações nas cargas das barras.

Nas pontes verificou-se que o nível de protensão maior sugere menores perdas ao longo do tempo. O volume de tráfego também deve ser considerado em projeto já que as perdas na ponte de tráfego alto foram consideravelmente maiores. Quanto maior o volume de tráfego, maiores devem ser as medidas preventivas de perdas de carga. A influência da temperatura nos valores da carga também é importante majorando, ainda mais, a necessidade de utilizar madeiras com baixos teores de umidade. A umidade relativa do ar não apresentou grande importância no caso, mas

acredita-se que ao extrair ou impor umidade ao material ela faz com que o material diminua ou aumente, respectivamente, seu volume alterando os valores da protensão aumentando, mais uma vez, a importância de utilizar madeira a 12%.

Os programas de computador PPM e AEP são elementos fundamentais deste trabalho porque eles permitirão a divulgação plena de todas as pesquisas realizadas sobre o assunto. As facilidades de se projetar, dimensionar e verificar pontes protendidas, serão incentivos para os profissionais a utilizá-los. Como se tratam de programas de domínio público distribuído pela rede mundial, não haverá concorrência com programas comerciais de projeto e análise estrutural.

Para continuação da pesquisa, sugerem-se os temas que abordem avaliações de pontes em campo com materiais diversos, bem como sobre disposições construtivas relacionadas ao nível de protensão utilizado e aos históricos de reprotensões. Havendo a necessidade de avaliação de corpos de prova para as perdas de protensão, sugere-se a utilização de seção transversal maior que a de 20cm x 20cm, aqui estudada.

Sugere-se, também, a implementação de outros arranjos estruturais utilizados em pontes protendidas de madeira ao programa PPM e a utilização do AEP para as ações permanentes, isto é, distribuídas.

ANEXOS

ANEXO 1: CD-ROM com os Programas PPM v.3.0 e AEP v. 1.0

Encontra-se na parte interna da contra-capa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). NBR-8681 - Ações e segurança nas estruturas.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). NBR-7189 - Cargas móveis para projeto estrutural de obras rodoviárias.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). NBR-7187 - Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). NBR-6123 - Forças devidas ao vento em edificações.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1980). *NBR 6120 - Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). *NBR 7188 - Carga Móvel em Ponte Rodoviária e Passarela de Pedestre: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1997). *NBR 7190 - Projeto de Estruturas em Madeira: procedimento*. Rio de Janeiro, RJ.
- BODIG, J. & JAYNE, B.A. (1982). *Mechanics of Wood and wood composites*. Ed. Van Nostrand Reinhold Company. New York.
- CUSENS, A.R. & PAMA, R.P. (1975). *Bridge Deck Analysis*. Editora John Wiley Sons, London. 1975.
- EL DEBS, M.K. & TAKEIA, T.. (1995). Pontes de concreto - Notas de aula, fascículo 2 - Ações nas pontes. EESC. São Carlos, 1995.
- FLORESTAR ESTATÍSTICO. (1995). *Situação Florestal do Estado*. São Paulo, v.2, n.6, nov.1994/fev.1995.

- FRIDLEY, K. J. (1992). *Designing for creep in wood structures*. Forest Products Journal. Vol. 42. Número 3. Páginas 23-28. 1992.
- HELLMEISTER, J. C. (1978). *Pontes de eucalipto citriodora*. São Carlos, SP. LaMEM/EESC/USP. 1978. Tese de Livre-Docência
- McCUTCHEON, W.J. (1992). *The Mormon Creek Bridge -Performance After Three Years*. USDA-FS-FPL, Research Paper, FLP-RP-509. Madison, Wisconsin. Abril 1992.
- MOSES, D.M.; DALEN, K.V. & QUENNEVILLE, J.H.P. (1999). *Time-dependent behaviour of transversely prestressed timber laminates*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Rotorua, Nova Zelândia. pgs 422-428. Março, 1999.
- O'CONNOR, C. (1975): *Pontes - Superestruturas*. Vol. 2. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A / EDUSP, Rio de Janeiro. 211 pgs.
- OKIMOTO, F.S. (1997) *Pontes Protendidas de Madeira: Parâmetros de Projeto*. Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos - USP como requisito (Defesa) para a obtenção do título de mestre em Engenharia de Estruturas. São Carlos, Agosto, 1997.
- OKIMOTO, F.S. & CALIL JR, C. (1997). *Pontes Protendidas de Madeira: Uma alternativa para as Vias Rurais*. In XXVI CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA AGRÍCOLA - CONBEA. Campina Grande, Paraíba, Julho de 1997.
- OKIMOTO, F.S. & CALIL JR, C. (1998). *Pontes Protendidas de Madeira: Critério de Dimensionamento*. In VI ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA - EBRAMEM., v.2, p.313-324. Florianópolis, SC, 1998.
- OLIVA, M.G. & DIMAKIS, A.G. (1988). *Behavior of Stress-Laminated Timber Highway Bridge*. Journal of Structural Engineering, ASCE. V114, N08, pgs 1850-1869, Agosto 1988.
- OLIVA, M.G. et al. (1990). *Stress-Laminated Wood Bridge Decks - Experimental and Analytical Evaluations*. USDA, FS, FPL, Research Paper, FPL-RP-495. Madison, Wisconsin. Março 1990.
- OLIVA, M.G.; TUOMI, R.L. & DIMAKIS, A.G. (1986). *New Ideas for Timber Bridges*. Transportation Research Record, TRB, no 1053. Washington, D.C.

- National Research Council, pg 59-65.
- PFEIL, W. Pontes em concreto armado. 2 Volumes. LTC. 4a. Ed. Rio de Janeiro, 1990.
- PNB-428 (1974) - Pontes e viadutos ferroviários. Cargas para o projeto.
- PRATA, D.G. (1995). *Pontes Protendidas de Madeira*. São Carlos, 1995. 311p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1994). *Relaxation Behavior of Prestressed Wood Assemblies - Part 1: Experimental Study*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V21, N05, pgs 736-743, Outubro 1994.
- QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1994). *Relaxation Behavior of Prestressed Wood Assemblies - Part 2: Theoretical Study*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V21, N05, pgs 744-751, Outubro 1994.
- QUENNEVILLE, P. & DALEN, K.V. (1996): *Parameters Affecting Stress Losses in Stress-Laminated Timber Bridge Decks*. Quoted in: International Wood Engineering Conference - October 28-31, 1996 - Vol.II - 06 p.
- RITTER, M.A. (1992). *Timber Bridges - Design, Construction, Inspection, and Maintenance, Chapter 9: Design of Longitudinal Stress-Laminated Deck Superstructures*. USDA-FS-FPL, Engineering Staff, EM-7700-8. Madison, Wisconsin. Agosto 1992.
- RITTER, M.A. et al. (1990). *Performance os Stress-Laminated Brigdes*. Wood Design Focus. Vol.01, no. 3. pgs 12-16. 1990.
- STEINMAN, D.B. (1961): *Famous Bridges on the World*. Dover Publications, INC., New York. 54 pgs.
- TAYLOR, R.J. & CSAGOLY, P.F. (1979). *Transverse Post-Tensioning of Longitudinally Laminated Timber Bridge Decks*. Research Report, RR220. Ontario Ministry of Transportation and Communications, OMT. Downsview, Ontario, Canada. 1979.
- TAYLOR, R.J. & KEITH, J. (1994). *The Past, Present and Future of Stress Laminated Timber Bridges*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 113-122. Julho 1994.
- TAYLOR, R.J. & WALSH, H. (1983). *Prototype Prestressed Wood Bridge*. Transportation Research Record, TRB, no.950. Washington, D.C. National

Research Council, pg 110-122.

USUKI, S. et al. (1994). *Stress Laminated Timber Deck Bridges in Japan*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 156-161. Julho 1994.

VELOSO, L.A.C.M. (1999). *Estudo do comportamento das placas de madeira protendida*. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica – USP. São Paulo, Março de 1999.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- ACCORSI, M. & SARISLEY, E. (1989). *Implementing Stress-Laminated Timber Bridge Technology for Connecticut Bridge Construction*. University of Connecticut. Connecticut, . Junho 1989.
- BAKHT, B. & JAEGER, L.G. (1985). *Bridge Analysis Simplified*. McGraw-Hill Book Company, 294p.
- BAKHT, B. & JAEGER, L.G. (1991). *Load Sharing Factors in Timber Bridge Design*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V18, no.2, pgs 312-319, Abril 1991.
- BAKHT, B. & JAEGER, L.G. (1992). *Simplified Methods of Bridge Analysis for the Third Edition of OHBDC*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V19, N04, pgs 551-559, Agosto 1992.
- CREWS, K. (1991). *Guideline Design Procedures for Douglas Fir Longitudinal Stress Laminated Decks*. AUSTIM - Australian-U.S. Timber Program. Novembro 1991.
- CREWS, K. (1994). *Design Procedures for Stress Laminated Timber Bridge Decks in Australia*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 131-137. Julho 1994.
- CREWS, K. et al. (1994). *State of the Art Research - Stress Laminated Timber Bridge Decks Australia and North America*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 123-130. Julho 1994.
- DAVALOS, J.F. & PETRO, S.H. (1993). *Design, Construction, and Quality Control Guidelines for Stress-Laminated Timber Bridges Decks*. Federal Highway Administration - FHWA. FHWA-RD-91-120, Final Report, 58 pgs, Setembro de 1993.
- DAVALOS, J.F. & SALIM, H.A. (1992). *Design of Stress-Laminated T-System*

- Timber Bridges*. National Hardwood Timber Bridge Conference 1992, Timber Bridge Information Resource Center - TBIRC, USDA-FS-Northeastern Area.
- 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. (1989). *Field Monitoring of a Stressed Timber Bridge Over Elk Two-Mile Creek*. 6th Annual International Bridge Conference. Paper IBC-89-48. Pittsburgh, Pennsylvania. Junho 1989.
- DORTON, R.A. & BAKHT, B. (1983). *The Ontario Bridge Code: Second Edition*. Transportation Research Record, TRB, no.950. Washington, D.C. National Research Council, pg 88-110.
- DUWADI, S.R. & RITTER, M.A. (1991). *Status of Research on Timber Bridges and Related Topics*. Federal Highway Administration e USDA-FS-FPL.
- GANGARAO, H.V.S. (1990). *Research and Development of Stressed-Timber Bridge Systems at West Virginia University*. Wood Design Focus. Vol.01, no. 3. pgs 08-10.
- JAEGER, L.G. & BAKHT, B. (1990). *Effect of Butt Joints on the Flexural Stiffness of Laminated Timber Bridges*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V17, N5, pgs 859-864, Outubro 1990.
- LEE, P.D.H.; RITTER, M.A. & TRICHE, M. (1995). *Standard Plans for Southern Pine Bridges*. USDA-FS-FPL, General Technical Report, GTR-84. Madison, Wisconsin. Setembro 1995. 26p.
- McCUTCHEON, W.J.; GUTKOWSKI, R.M. & MOODY, R.C. (1986). *Performance and Rehabilitation of Timber Bridges*. Transportation Research Record, TRB, no.1053. Washington, D.C. National Research Council, pg 65-69.
- MOODY, R.C. RITTER, M.A. & GANGARAO,H.S. (1990). *Applicatiosn of Wood Materials for Innovative Bridges Systems*. Proceedings of 1st Materials Engineering Congress '90, ASCE, Denver, Colorado. pgs 423-432, Agosto 1990.

- MUCHMORE, F.W. (1986). *Designing Timber Bridges for Long Life*. Transportation Research Record, TRB, no.1053. Washington, D.C. National Research Council, pg 12-17.
- NASCIMENTO, M.L.; LAHR, F.A.R.; CALIL JR., C. (1993). *Pontes Laminadas Protendidas Com Madeiras de Dicotiledôneas*. In: I Encontro Regional em Madeiras e em Estruturas de Madeira. São Paulo. Anais, Vol. 2, pgs 77-88. São Paulo, Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.
- OLIVA, M.G.; DIMAKIS, A.G. & RITTER, M.A. (1987). *Development and Use of Stress Laminated Timber Deck Bridges*. Proceedings of the sessions at Structures Congress '87 related to Bridges and Transmission Line Structures, ASCE, Orlando, Florida. pgs 249-255, Agosto 1987.
- OLIVA, M.G.; RITTER, M.A. & DIMAKIS, A.G. (1988). *Stress Laminated Timber Deck Bridges: Prototype Project*. Proceedings of the "1988 International Conference on Timber Engineering". Washington D.C. pgs 645-649, Setembro 1988.
- OU, F.L. & WELLER, C. (1986). *An Overview of Timber Bridges*. Transportation Research Record, TRB, no.1053. Washington, D.C. National Research Council, pg 1-12. 1986.
- QUENNEVILLE, J.H.P. & DALEN, K.V. (1990). *Prestress Level in Stress-Laminated Timber Bridges*. Discussion in Journal of Structural Engineering, ASCE. V116, N11, pgs 2283-2285, Novembro 1990.
- RIBEIRO, G.O. (1986). *Determinação de Propriedades Elásticas e de Resistência dos Compensados Estruturais, Capítulo 7: Ensaio de Torção em Placas*. São Carlos, 1986. pgs 148-185. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- RITTER, M.A. & OLIVA, M.G. (1990). *Field Performance of U.S. Stress-Laminated Wood Bridges*. Proceedings of 1990 International Timber Engineering Conference, Steering Committee of the International Timber Engineering Conference, Tokyo, Japão. Vol. 2, pgs 564-569, Outubro 1990.
- RITTER, M.A. & WILLIANSO, T.G. (1995). *Maintenance Practices of Wood Bridges*. Proceedings of Structures Congress '95. ASCE, Boston, MA. pgs 290-293, Abril 1995.
- RITTER, M.A. (1993). *Current Timber Bridges Research and Development in the*

- United States*. USDA-FS-FPL, Report. Madison, Wisconsin. Janeiro 1993.
- RITTER, M.A. et al. (1991). *Methods for Assessing the Field Performance of Stress-Laminated Timber Bridges*. Proceedings of the "1991 International Conference on Timber Engineering". Londres, Inglaterra. pgs 3319-3326, Setembro 1991.
- RITTER, M.A. et al. (1993). *Development and Evaluation of the Teal River Stress-Laminated Gluelam Bridge*. Report to Transportation Research Board Annual Meeting. USDA-FS-FPL. Madison, Wisconsin. Janeiro 1993.
- RITTER, M.A.; MOODY, R. & DUWADI, S. (1994). *U.S. Timber Bridge Research*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 2, pgs 148-155. Julho 1994.
- 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 Structural Engineering, ASCE. V116, N09, pgs 432-447, Setembro 1990.
- STANDARDS ASSOCIATION OF AUSTRALIA. (1994). *Australian Standard - Timber Structures*. Draft. Australia. 1994.
- STANFILL-McMILLAN, K. & KAINZ, J.A. (1995). *Factors Influencing Timber Bridge Performance*. Proceedings of Structures Congress '95. ASCE, Boston, MA. pgs 294-297, Abril 1995.
- TAYLOR, R.; RITTER, M.A. (1994). *Durability in Stress Laminated Timber Bridges*. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. Volume 1, pgs 686-694. Julho 1994.
- TAYLOR, R.J. (1988). *Field Applications of Prestress Laminated Wood Bridge Decks*. Canadian Journal of Civil Engineering, CJCE. V15, N03, pgs 477-485, Junho 1988.

- TIMBER BRIDGES INITIATIVE. (1993). *Superstructure Costs Report on Project Funded Bridges 1989-1993*. Timber Bridge Information Resource Center - TBIRC, USDA-FS-Northeastern Area. Agosto 1993.
- UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO. (1996). Serviço de Biblioteca. *Diretrizes para Elaboração de Dissertações e Teses na EESC-USP*. 2.ed. São Carlos.
- WACKER, J.P. & RITTER, M.A. (1992). *Field Performance of Timber Bridges - 1. Teal River Stress-Laminated Deck Bridge*. USDA-FS-FPL, Research Paper, FLP-RP-515. Madison, Wisconsin. Dezembro 1992.
- WECHSLER, M.B. (1990). *Bridge Evaluation for Multipresence of Vehicles*. Discussion in Journal of Structural Engineering, ASCE. V116, N03, pgs 334-336, Março 1990.
- WIPF, T.J.; RITTER, M.A. & DUWADI, S.R. (1995). *Dynamic Evaluation of Wood Bridges*. Proceedings of Structures Congress '95. ASCE, Boston, MA. pgs 1-4, Abril 1995.