

# TABULEIRO ORTÓTROPO TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE PARA APLICAÇÃO EM PONTES DE MADEIRA

Andrés Batista Cheung<sup>1</sup> & Carlito Calil Junior<sup>2</sup>

## Resumo

*Este trabalho apresenta o estudo teórico e experimental do comportamento de placas ortótropas treliçadas protendidas transversalmente, sendo as ligações das barras das treliças com conector de chapas com dentes estampados (CDE), para aplicação em pontes de madeira observando as principais características do sistema como: avaliação do elemento estrutural e do modelo estrutural para verificação dos deslocamentos da placa. Para esta finalidade foram determinadas as propriedades dos materiais, elementos estruturais e níveis de protensão da placa. A avaliação das propriedades elásticas da placa foi realizada utilizando dois modelos numéricos, sendo um baseado no Método dos Elementos Finitos e o segundo em séries de Levy-Nadai. A aferição do modelo proposto foi realizado com o ensaio de um protótipo em escala real. Os resultados indicaram que a placa tem um ótimo comportamento para a utilização em pontes apresentando elevada rigidez e baixo consumo de madeira, e que os modelos propostos apresentaram-se consistentes para aplicação nos sistemas de placas ortótropas treliçadas com ligações de chapas com dentes estampados*

*Palavras-chave: tabuleiro; ortótropo; treliçado; protendido; pontes.*

## 1 INTRODUÇÃO

Para uma adequação da realidade nacional em níveis internacionais de desenvolvimento tecnológico e construção de pontes, é necessária a pesquisa de tecnologias já consagradas em outros países. O sistema protendido transversalmente, originário do Canadá em 1976, vem sendo empregado em países como Austrália, Canadá, EUA, Japão e Europa. No Brasil, os estudos sobre esta nova tecnologia ainda são bastantes recentes e buscam a adaptação tecnológica com madeiras nacionais e de reflorestamento.

Porém o sistema laminado protendido transversalmente encontra limitações quanto ao vão ( $L < 10\text{m}$ ) devido à dificuldade na obtenção de peças estruturais comerciais com grandes dimensões, e portanto o sistema treliçado protendido

---

<sup>1</sup> Mestre em Engenharia de Estruturas - EESC-USP, [acheung@sc.usp.br](mailto:acheung@sc.usp.br)

<sup>2</sup> Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, [calil@sc.usp.br](mailto:calil@sc.usp.br)

transversalmente torna-se uma alternativa viável na construção de pontes com vãos maiores que 10m.

O sistema é leve e de boa característica de resistência e rigidez para uso em pontes industrializadas de madeira. Além destas características, oferece outras vantagens: garantia de segurança, rapidez e economia no custo, possibilitando que os elementos estruturais sejam fabricados em série com produtividade maior que aquela verificada nos sistemas de carpintaria convencionais utilizados nas pontes de madeira no Brasil.

Este sistema é constituído por treliças e espaçadores adjacentes uns aos outros que são associados a um sistema de protensão transversal que os mantém unidos apresentando um comportamento de placa ortótropa (Figura 1). Os sistemas protendidos são geralmente constituídos por barras de aço de diâmetros de 16mm à 32mm, laminado a quente de alta resistência (ST 85/105 ou ST 105/125) da Dywidag. Porém outros sistemas de protensão podem ser utilizados como as cordoalhas de aço e fios de fibra de carbono.

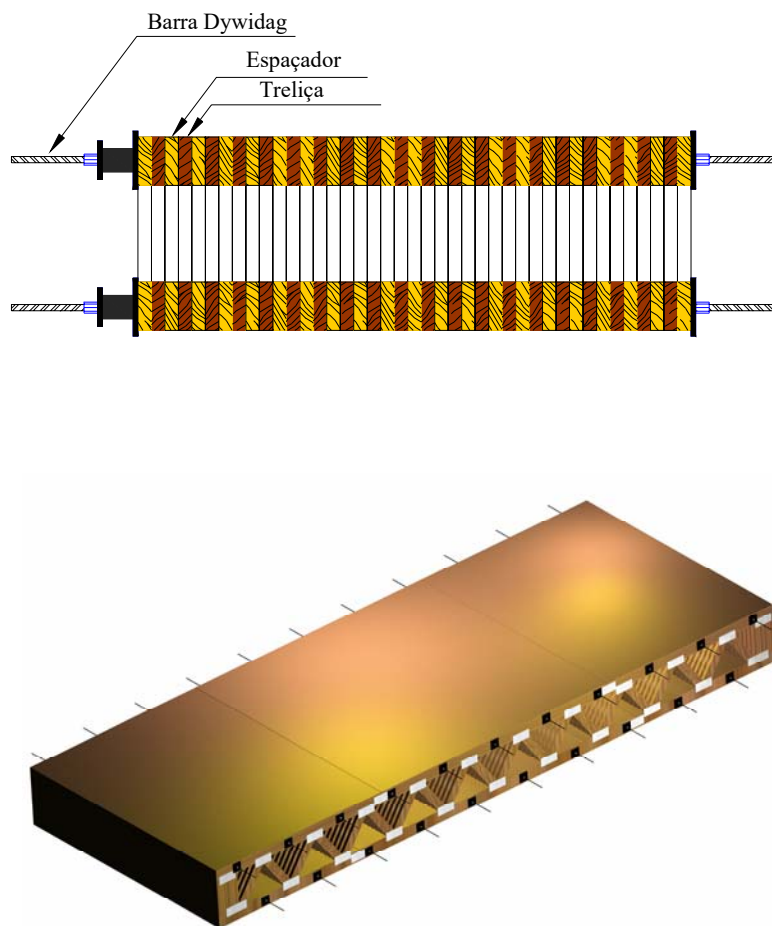


Figura 1 - Sistema treliçado protendido transversalmente.

## 2 OBJETIVOS

Dando continuidade aos estudos já existentes, este trabalho pretende contribuir para o projeto e construção de tabuleiros ortótipos treliçados protendidos transversalmente, investigando o comportamento de placa, por meio de ensaios em protótipo em escala real e ensaios complementares, enfatizando:

- 1- Comparação dos métodos de classificação em peças com dimensões estruturais;
- 2- Estudo da rigidez e resistência das ligações de chapas com dentes estampados;
- 3- Avaliação de esforços e deslocamentos nos elementos estruturais treliçados e proposição de um modelo;
- 4- Distribuição de carga no tabuleiro treliçado protendido;
- 5- Elaboração de um protótipo da ponte para a avaliação dos deslocamentos e esforços;
- 6- Adequação de um modelo estrutural para a avaliação dos deslocamentos e dos esforços solicitantes.

Para investigar a perda de protensão que é um dos fatores importantes no comportamento da placa ao longo do tempo de serviço, avaliou-se em faixas representativas a influência da chapa com dentes estampados na perda de protensão final do sistema.

## 3 TABULEIRO TRELIÇADO PROTENDIDO TRANSVERSALMENTE

O sistema treliçado protendido é uma alternativa na construção de pontes de vãos médios de até 15m com seção transversal constante podendo ter várias combinações de geometria. O sistema apresenta elevada rigidez e um comportamento de placa.

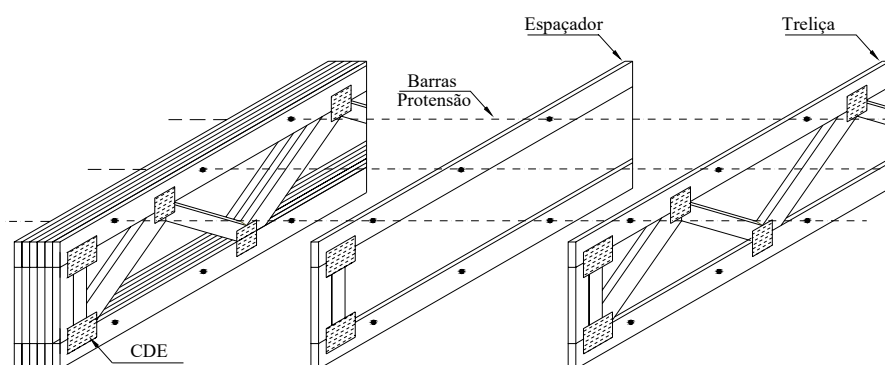


Figura 2 - Arranjo do tabuleiro treliçado protendido transversalmente.

Os estudos de distribuição transversal para pontes treliçadas protendidas não são suficientes para uma formulação mais consistente, afetando principalmente os modelos de análise estrutural que avaliam as tensões dos elementos e deslocamento da estrutura. O modelo sugerido pela AASHTO não apresenta resultados satisfatórios para serem adotados em projetos com este sistema e apresenta-se bastante conservador conforme descrito por RITTER (1992), DAGHER (1995).

Evidencia-se nos estudos experimentais admissões de níveis de protensão menores contribuindo para a diminuição da quantidade e diâmetro das barras de protensão. A perda de protensão é uma das desvantagens do sistema e apresenta-se como um importante ponto para a avaliação da estabilização do nível de protensão. Os modelos de Burger e empíricos demonstram-se como os mais adequados para a avaliação da perda de protensão, porém os modelos empíricos são mais aplicáveis devido à facilidade de utilização. O modelo empírico logarítmico é o que representa melhor a estabilização das forças de protensão porque possui a forma da perda de protensão, ou seja, obtêm-se a melhor correlação entre os dados.

A industrialização é uma realidade para o sistema com a utilização de espécies de reflorestamento com peças de dimensões comerciais. Os tabuleiros podem ser facilmente pré-fabricados e içados através de guindastes colocando-os sobre os apoios (meso-estrutura).

#### 4 TRELIÇAS COM LIGAÇÕES DE CHAPAS COM DENTES ESTAMPADOS

As ligações com chapas com dentes estampados possuem seu dimensionamento omitido pela NBR 7190:1997 e que confere aos fabricantes o fornecimento e a responsabilidade dos valores de resistência para os diversos modos de ruptura. Porém estabelece métodos de ensaios para determinações destas resistências para três modos de ruptura que são: tração, arrancamento e cisalhamento.

Os modelos numéricos que foram utilizados para a consideração da deformabilidade das ligações foram baseados no EUROCODE 5-STEP (1991) e nos ensaios de tração nos conectores.

Para a obtenção da rigidez axial ( $K$ ) tem-se o resultado do ensaio de caracterização da ligação obtida nos ensaios de tração. Para a obtenção da rigidez à rotação é admitida a rigidez por dente de conector e elaborada a proporcionalidade da rigidez a partir de um centro de rotação.

$$K_R = \sum_{j=1}^n K_{dente} \cdot r_j^2$$

(1)

Considerando a geometria das ligações com CDE, a rigidez rotacional pode ser expressa segundo a expressão de Kessel.

$$K_R = K_{dente} \cdot (\mu_X e_X^2 + \mu_Y e_Y^2)$$

(2)

$$\mu_X = 4m_Y \sum_{i=1}^{m_X} (i - 0,5)^2$$

(3)

$$\mu_Y = 4m_X \sum_{j=1}^{m_Y} (j - 0,5)^2$$

(4)

$$m_y = ABS \left[ \frac{n_y + 1}{2} \right]$$

(5)

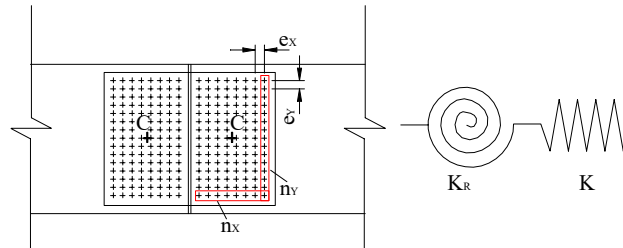


Figura 3 - Geometria rotacional dos banzos.

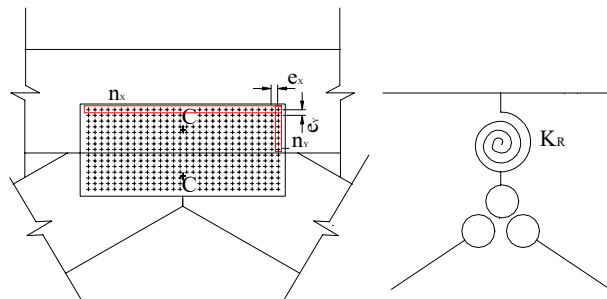


Figura 4 - Geometria rotacional das diagonais.

Onde:

- $e_x$     espaçamento dos dentes na direção "x";
- $e_y$     espaçamento dos dentes na direção "y";
- $n_x$     número de dentes na direção "x";
- $n_y$     número de dentes na direção "y";
- C       centros de rotações.

## 5 SOLUÇÃO PARA PLACA ORTÓTROPA BI-APOIADA

Para estudar o comportamento do tabuleiro houve a necessidade de investigar a solução de placa ortótropa. É utilizada a solução baseada em séries de Levy-Nadai que foram desenvolvidas por CUSENS & PAMA (1975) para um caso especial de placa bi-apoiada com rigidez na borda livre. A solução apresenta simplicidade sendo utilizada para o desenvolvimento de um programa para a aplicação em pontes treliçadas protendidas transversalmente.

## 6 MODELOS NUMÉRICOS PARA O PROJETO

Pontes treliçadas protendidas transversalmente podem ser modeladas como placa ortótropa, com parâmetros elásticos equivalentes para tamanhos, formas, e materiais constituintes. A complexidade do material anisotrópico de painéis e tabuleiros pode ser reduzida para uma placa equivalente com propriedades elásticas em duas direções principais: paralela (x) e transversal (y) como mostrado na Figura 5. Estas propriedades de placa ortótropa equivalente podem ser diretamente utilizadas no projeto e análise de sistemas de pontes, servindo como simplificação dos modelos segundo ALTIMORRE (1995).

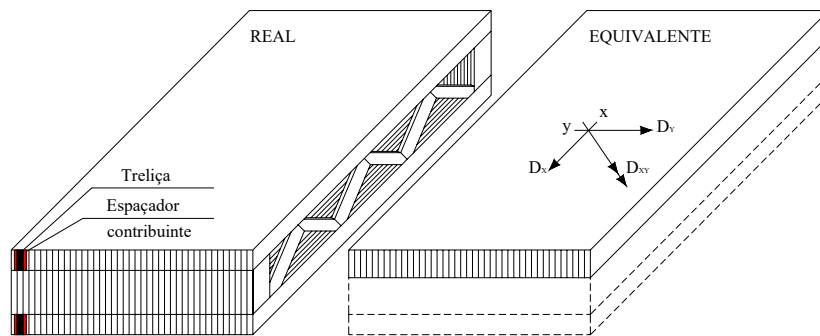


Figura 5 - Transformação da placa em uma equivalente elasticamente.

Porém para a modelagem da placa ortótropa é necessária a obtenção dos parâmetros elásticos equivalentes que são obtidos através da determinação da rigidez da placa ( $D_x, D_y, D_{xy}$ ). Uma ótima alternativa é a utilização da transformação da seção caixão multicelular já pesquisada por diversos autores. É importante lembrar que a determinação da rigidez longitudinal seja elaborada com o máximo de refinamento possível, pois a abordagem simplificada do elemento estrutural pode afetar no comportamento global da placa.

A rigidez longitudinal do tabuleiro na direção x é expressa como o somatório da rigidez dos elementos.

$$D_x = n_T D_T \quad (6)$$

sendo  $n_T$  o número de treliças;

$D_T$  a rigidez de cada treliça.

Um valor aproximado para a rigidez na direção transversal,  $D_y$ , pode ser obtido negligenciando o efeito dos diafragmas transversais e a rigidez obtida pela eq. (7), BROWN (1998).

$$D_y = \frac{E_y L t h^2}{2} \quad (7)$$

onde  $E_y$  é o módulo de elasticidade na direção "y";

$L$  é o comprimento da placa;

$t$  é a espessura dos banzos;

$h$  é a altura da placa entre os centros geométricos da seção.

A rigidez torsional da seção multi-celular,  $GJ$ , é avaliado pelo fluxo de cisalhamento em torno da seção transversal de tabuleiros multicelulares. Para uma estrutura onde as diagonais são pequenas quando comparadas as outras dimensões da seção, CUSENS & PAMA (1975) sugerem uma rigidez torsional expressa na eq. (8).

$$GJ = \frac{2(bh)^2 G_{XY} \cdot t}{b + h} + \frac{2}{3} G_{XY} (b + h) t^3 \quad (8)$$

Aplicando a geometria particular do problema pode-se simplifica-la na eq. (9).

$$D_{XY} = \frac{bh^2 G_{XY} \cdot t}{b + h} + \frac{1}{3} G_{XY} \frac{(b + h)}{b} t^3 \quad (9)$$

Para utilizar uma placa equivalente é necessária a obtenção dos novos parâmetros elásticos. Que podem ser obtidos através das eqs. (10), (11) e (12) descritas por TROITSKY (1987) para placa ortotrópica natural ou física.

$$(E_X)_p = 12 \frac{D_X}{t_p^3 \cdot b_p} (1 - \nu_{XY} \nu_{YX}) \quad (10)$$

$$(E_Y)_p = 12 \frac{D_Y}{t_p^3 \cdot L_p} (1 - \nu_{XY} \nu_{YX}) \quad (11)$$

$$(G_{XY})_p = 6 \frac{D_{XY}}{t_p^3} \quad (12)$$

Desta forma os parâmetros elásticos  $(E_X)_p$  e  $(E_Y)_p$  representam os módulos elásticos para a placa equivalente ortotrópica,  $t_p$  é a espessura da placa,  $b_p$  é a largura da placa e  $L_p$  o comprimento da placa.

Assim é proposto como modelo mais adequado para a abordagem do problema a equivalência dos parâmetros elásticos para uma placa de ortotropia natural de solução conhecida. É apresentada a metodologia de transformação adaptada para o caso em questão, resultado de pesquisas de alguns autores como TROITSKY (1987), CUSENS & PAMA. (1975), BROWN (1998) e VELOSO (1999).

## 7 MATERIAIS E MÉTODOS

Para a utilização de madeiras de reflorestamento neste trabalho houve a necessidade da classificação devido ao alto índice de defeitos contidos nas peças estruturais. Assim foram conduzidos cinco tipos de ensaios de classificações nas

peças com dimensões estruturais: classificação visual, estática (MOE), mecânica por tensões (MSR), vibração transversal e ultra-som.

Para a avaliação dos elementos estruturais treliçados foi necessário o estudo das ligações com chapas com dentes estampados onde se verificou a rigidez axial e a influência da geometria no modo de ruptura ao arrancamento. Sendo também investigada qualitativamente a deformação lenta dos conectores ao longo do tempo. Também foram efetuados 21 ensaios de flexão de elementos estruturais treliçados para a comparação dos resultados experimentais com os resultados teóricos. Esperando-se propor a melhor modelo para representar os deslocamentos das treliças.

Como em todos os sistemas protendidos, os tabuleiros treliçados possuem perdas de protensão sendo uma das desvantagens do sistema. Com isso foram avaliadas através de faixas representativas essas perdas verificando a influência dos conectores na perda de protensão e sugerindo uma expressão de previsão.

Como principal objetivo do trabalho foi investigado em uma faixa representativa de escala real diversos fatores como: força de protensão, deslocamentos e distribuição de cargas, através da instrumentação com transdutores de deslocamentos, extensometria e células de carga.

## 7.1 Classificação das peças com dimensões estruturais

Os lotes da pesquisa passaram por 5 classificações para a avaliação do módulo de elasticidade:

1. classificação visual;
2. classificação mecânica por tensões (MSR);
3. classificação por vibração transversal;
4. classificação por ultra-som;
5. classificação estática.

## 7.2 Caracterização das ligações

### Ensaio dos corpos-de-prova do aço das chapas

Os corpos de prova foram realizados com as dimensões sugeridas pela ASTM E 8/96a para os ensaios de chapas metálicas que é sugerida pela ANSI/TPI (1995). Foi determinada a tensão ao escoamento da chapa, o alongamento total e a resistência dos corpos de prova. Foram ensaiados 20 CP's, sendo 3 corpos de prova de um outro fabricante que será utilizado para comparação dos resultados.

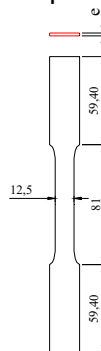


Figura 6 - Corpo de prova do aço do CDE.



### Ensaio de arrancamento nos conectores ( $\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$ )

Para a investigação do comportamento do conector deve-se conhecer a rigidez das ligações e o comportamento quando submetida a diferentes situações. Neste trabalho foram realizados somente ensaios de tração paralela ao eixo com  $\alpha=0^\circ$  e  $\beta=0^\circ$ , sendo elaborados 6 ensaios preliminares e 32 ensaios definitivos para avaliar o efeito dimensão do conector na resistência última da ligação. A resistência foi estabelecida para uma deformação específica residual da ligação de 2‰, medida em uma base de referência padronizada, igual ao comprimento da chapa metálica como prescreve a NBR 7190:1997.

### 7.3 Ensaio dos elementos estruturais

Os testes de flexão estática foram elaborados segundo a norma ASTM D198/84 e a velocidade de 10 Mpa por minuto. Foram determinados os produtos de rigidez (EI) para a caracterização de 21 treliças com banzos paralelos previstos para a confecção da faixa do módulo do protótipo.

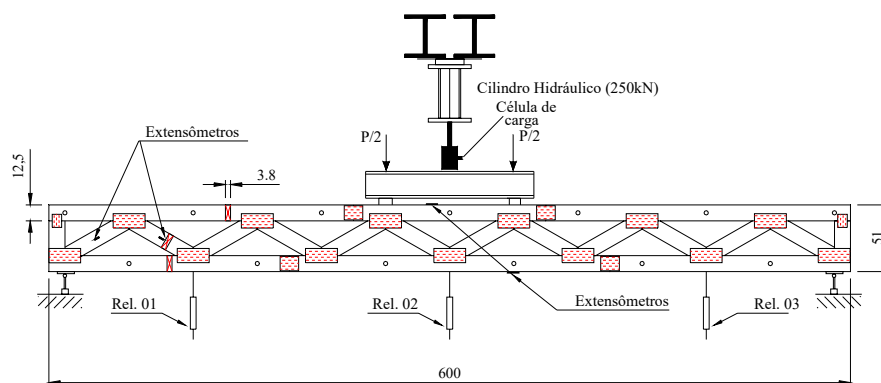


Figura 7 - Esquema para flexão estática para determinação do produto de rigidez.

A montagem é apresentada na Figura 8.



Figura 8 - (a) Prensagem (b) Furação para posterior passagem das barras de protensão.

## 7.4 Ensaio de perda de protensão

Para o entendimento do comportamento final da perda de protensão foi realizado um ensaio em uma faixa para representar a influência da chapa na perda de protensão do tabuleiro protendido treliçado. Foram construídos 5 tabuleiros de 95cmX160cmX20cm na tentativa de controlar melhor as variáveis mais perceptíveis nos corpos de prova de pequena dimensão.

Os ensaios foram realizados com *Pinus elliotti* em uma sala climatizada com umidade de 65% e temperatura de 25°C com o intuito de fixar as variáveis U e T, representando a classe de umidade 1 da NBR 7190:1997. Foi aplicada uma tensão de 0,7 Mpa e não foram feitas reprotensões para a avaliação da perda protensão total e a tensão de estabilização do tabuleiro.

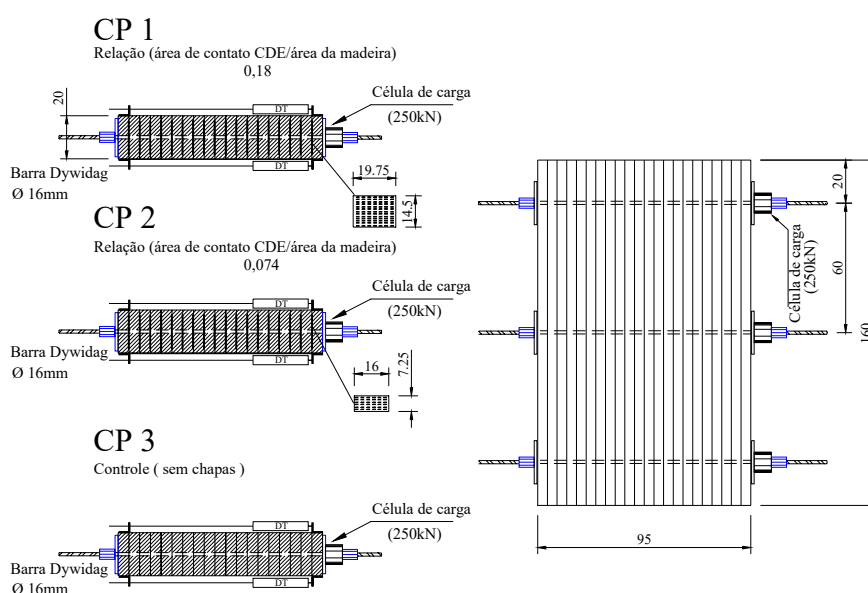
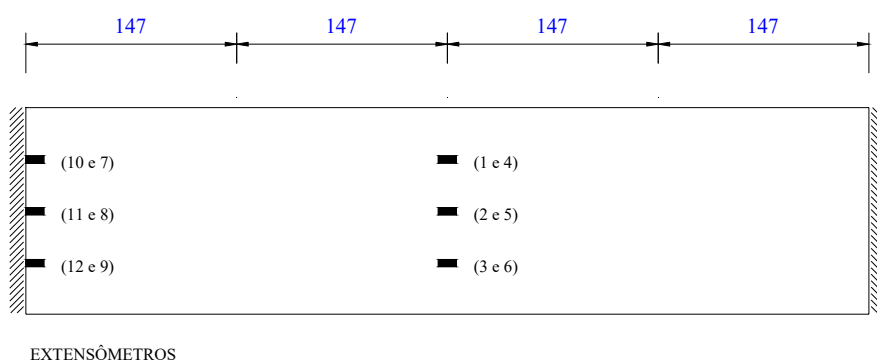


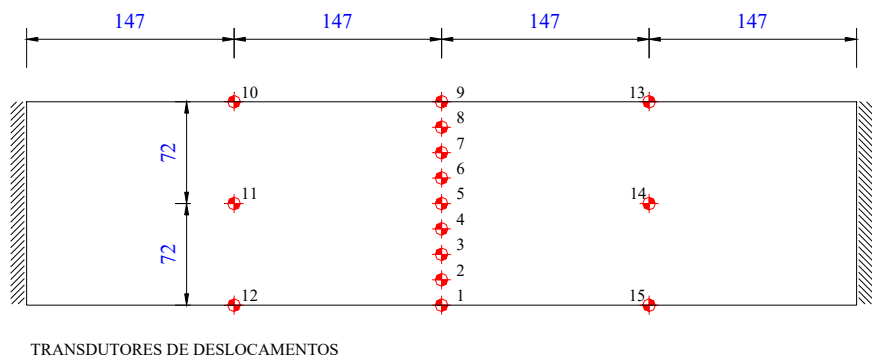
Figura 9 - Esquema da instrumentação da faixa de perda de protensão.

Para quantificar a distribuição de carga foi construída e instrumentada uma faixa da ponte em laboratório, para a realização de simulação do trem-tipo com o auxílio de cilindros hidráulicos. A faixa com 143,5cm de largura por 600cm de comprimento, foi composta por 21 treliças e 20 espaçadores. A instrumentação e o esquema de carregamento são apresentados nas Figuras 10, 11 e 12.



EXTENSÔMETROS

Figura 10 - Localização dos extensômetros elétricos.



TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTOS  
Figura 11 - Posicionamento dos transdutores de deslocamento (DT's).

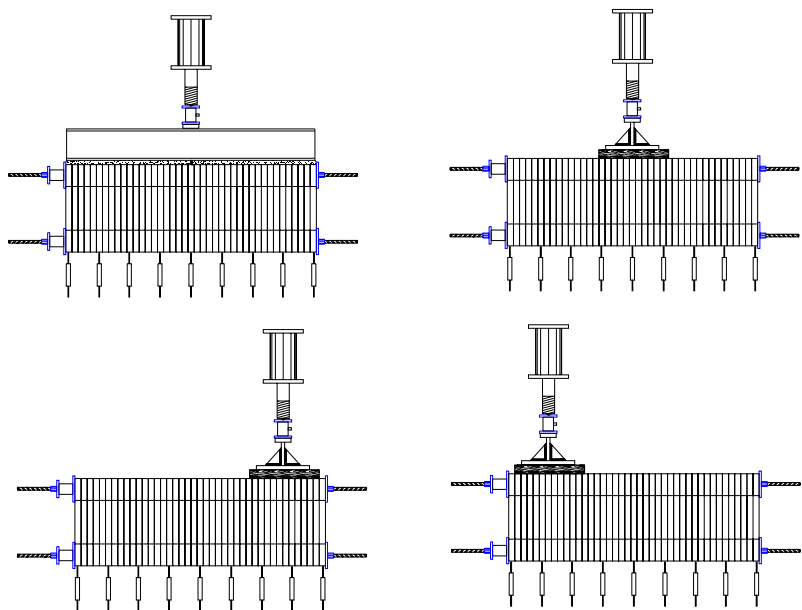


Figura 12 - Posições de carregamento distribuído, centrado e excêntricos.

## 8 ANÁLISES DOS RESULTADOS

### 8.1 Classificação das peças com dimensões estruturais

Os dados da Tabela 1 representam o módulo de elasticidade, sob 4 tipos de tratamentos: Classificação por tensões (MSR), Classificação por Vibração Transversal, Classificação por Ultra-som. A Classificação Visual para efeito de análise não foi analisado, pois é assunto de outra dissertação de mestrado.

Tabela 1 - Resumo das classificações

	$\rho$ (kg/m <sup>3</sup> )	Módulos de Elasticidades (GPa)			
		MSR	Vibração transversal	Estático	Ultra-som
Média	555,8	13,1	13,2	13,1	13,9
Desvio Padrão	91,9	5,0	4,0	4,1	4,1
COV (%)	17%	38%	30%	31%	29%

Tabela 2 - Análise de variância

Fonte de Variação	SQ	gl	QM	Fcal	p
Entre Classificação (Madeira)	0,184	3	0,061	3,350	0,018
Dentro das Classificações (Resíduos)	40,913	2244	0,018		

Assim, pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_i \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases}$$

(13)

Portanto, para um nível de significância  $\alpha = 0,05$ . A hipótese deve ser rejeitada se  $F_{cal} > F_{tab}$ ,  $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$ , isto é, a região de rejeição é  $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$ , assim da tabela F com  $(4-1) = 3$  graus de liberdade e  $(2244-3) = 2241$  graus de liberdade, tem-se  $F_{0,05;(3;2241)} = 2,60$ , isto é, a região de rejeição é  $R : F_{cal} > 2,60$ .

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão  $F_{cal}$ , isto é:

$$F_{cal} = \frac{0,061}{0,0182} = 3,35$$

(14)

**Decisão estatística:** Como  $F_{cal} = 3,35 > 2,60$  rejeitar  $H_0$  ao nível de significância  $\alpha = 0,05$ .

De acordo com os dados a um nível de significância de  $\alpha = 0,05$ , pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 4 tipos de tratamentos produzem resultados de módulos médios diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 12 e um nível  $\alpha = 0,05$ , se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se  $H_0$ . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se  $H_0$  se o p-valor do teste é menor que um nível  $\alpha$  ( $0,01 < \alpha < 0,05$ ).

Portanto, para verificar quais são as médias que diferem entre si, utiliza-se o método de Tukey para verificação de todos os tratamentos.

a) Teste de Tukey.

Em geral, os resultados das comparações múltiplas pareadas ( $k$  médias) são apresentados em uma tabela, tal como é ilustrado na Tabela 3.

Tabela 3 - Comparação múltiplas pareadas para as médias

IC 95% ( $y_i - y_j$ )	MSR	Vibração transversal	Estático
Vibração transversal	-0,0330		
	0,0084		
Estático	-0,0210	-0,0088	
	0,0203	0,0326	
Ultra-som	-0,0424*	-0,0301	-0,042*
	-0,0010	0,0112	-0,0007

As diferenças estatisticamente significantes estão destacadas na Tabela 3 com asterisco (\*). Isto é, existe diferença estatisticamente significativa da classificação utilizando o ultra-som quando se compara a média do estático com o MSR. Porém percebe-se pelo teste F e pelo teste de Tukey que as médias estão muito próximas e que o limite superior dos intervalos de confiança do ultra-som podem se admitidos como 0 e sendo assim não existe diferença estatisticamente significativa entre as classificações.

As análises demonstraram que os métodos apresentam-se como ótima alternativa de classificação de madeiras. O melhor desempenho foi da classificação por vibração transversal apresentando a menor dispersão e o melhor ajuste. Nos ajustes foi necessária a transformação dos dados para a escala logarítmica na base “e” pois os dados não apresentavam normalidade obtendo assim uma normalidade aproximada.

Os demais métodos apresentaram resultados satisfatórios e confiáveis, sendo que o ultra-som apresentou resultados melhores que a classificação por tensões (MSR). Determinou-se os intervalos de previsão para um nível de confiança ( $\alpha$ ) de 95% para visualizar as dispersões dos resultados quando comparados com o modelo estatístico proposto.

## 8.2 Ensaio dos corpos-de-prova do aço das chapas

As chapas da GANG-NAIL apresentaram uma dispersão maior nos resultados possuindo um coeficiente de variação superior aos da chapa da COFAR. As chapas da COFAR apresentaram uma homogeneidade e resistência maior. Contudo o alongamento da chapa COFAR apresentou resultados inferiores (Figura 67) aos recomendados pela ASTM A446 Grau A que é um alongamento superior a 20%. O alongamento é o principal parâmetro na distribuição dos esforços em todos os dentes dando uma homogeneidade na ligação e caracterizando uma ruptura dúctil do elemento estrutural, ou seja, representa a ductibilidade do material.

A chapa da GANG-NAIL apresentou as propriedades superiores a exigência da ASTM A446 Grau A, com tensões características  $f_{yk} = 257,8MPa$  e  $f_{ruptura,média} = 315,5MPa$  com um alongamento de 21,1%.

A chapa da COFAR apresentou as propriedades de resistências superiores a exigência da ASTM A446 Grau A, com tensões características  $f_{yk} = 554,0MPa$  e  $f_{ruptura,média} = 558,5MPa$  porém apresentou um alongamento 5,5% inferior ao recomendado. Contudo o número de corpos-de-prova foi muito pequeno não podendo concluir a respeito das propriedades mecânicas da chapa COFAR. As Figuras 13 e 14.

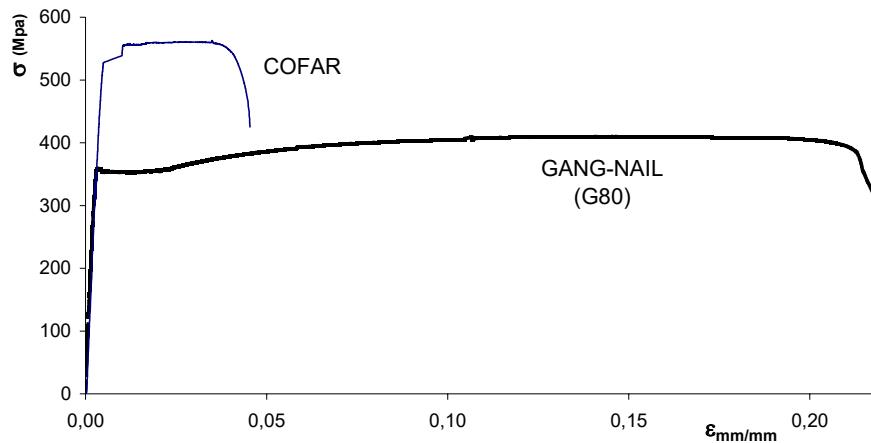


Figura 13 - Posições de carregamento distribuído, centrado e excêntricos.

### 8.3 Ensaio de arrancamento nos conectores ( $\alpha = 0^\circ$ e $\beta = 0^\circ$ )

Os 32 ensaios restantes foram realizados para investigar o fator dimensão na resistência ao arrancamento. Com isso fez-se testes estatísticos (ANOVA) para o estudo das médias comparando conectores de dimensões diferentes em ensaio de tração. Foi utilizada a máquina de tração Metriguard com capacidade de 890 KN com velocidade de carregamento recomendada pela NBR 7190:1997.



Figura 14 - (a) Máquina de tração em peças estruturais (b) Esquema do ensaio realizado.

A análise residual indicou que o modelo da distribuição normal é adequado para análise dos dados, sendo assim, a tabela de análise de variância pode ser utilizada para fazer inferências.

Tabela 4 - Análise de variância

Fonte de variação	SQ	gl	QM	F <sub>cal</sub>	p
Entre as ligações	0,01441	1	0,0144	18,03	0,00
Dentro das ligações (Resíduos).	0,02398	30	0,0008		
Total	0,03838	31			

Com os dados pode-se testar que as médias dos três tratamentos não são iguais, sendo assim, considerar o seguinte teste de hipóteses, em termos dos efeitos de tratamentos:

$$\begin{cases} H_0 : \tau_1 = \tau_2 = \dots = \tau_k = 0 \\ H_1 : \tau_t \neq 0, \text{ para pelo menos uma } i \end{cases}$$

(15)

Assim, para um nível de significância  $\alpha = 0,05$ . A hipótese deve ser rejeitada se  $F_{cal} > F_{tab}$ ,  $F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$ , isto é, a região de rejeição é  $R : F_{cal} > F_{0,05;(k-1);(n-k)}$ , assim da tabela F com  $(4-1) = 1$  graus de liberdade e  $(32-1) = 31$  graus de liberdade, tem-se  $F_{0,05;(1;31)} = 4,17$ , isto é, a região de rejeição é  $R : F_{cal} > 4,17$ .

Dos dados observados, a estatística do teste, com objetivo de rejeitar ou não a hipótese nula dos tratamentos é dada pela razão  $F_{cal}$ , isto é:

$$F_{cal} = \frac{0,0144}{0,00079} = 18,03$$

(16)

**Decisão estatística:** Como  $F_{cal} = 18,03 > 4,17$  rejeitar  $H_0$  ao nível de significância  $\alpha = 0,05$ .

De acordo com os dados a um nível de significância de  $\alpha = 0,05$ , pode-se concluir que existe evidência estatística de que os 2 tipos de tratamentos produzem resultados de resistências médias diferentes.

Observe que, considerando o p-valor da Tabela 4 e um nível  $\alpha = 0,05$ , se obtém as mesmas conclusões, para tratamentos, isto é, rejeita-se  $H_0$ . Neste caso o p-valor de tratamentos é 0,000. Lembrando que, rejeita-se  $H_0$  se o p-valor do teste é menor que um nível  $\alpha$  ( $0,01 < \alpha < 0,05$ ).

Isto é, a tensão de arrancamento decresce à medida que se aumenta o número de dentes do conector evidenciando o efeito de grupo nos dentes. Os ensaios mostraram que a chapa 10,7x23,8cm apresentou 79,5% da tensão de arrancamento médio da chapa 10,7x13,7cm. Comprovando estatisticamente que existe diferença significativa entre as médias na tensão de arrancamento utilizando o teste estatístico "F" com um nível de significância de 5% e apresenta tensões características de  $f_{a,k} = 0,149kN/dente$  para a chapa 10,7x13,7cm e  $f_{a,k} = 0,128kN/dente$  para a chapa 10,7x23,8cm.

## 8.4 Ensaio dos elementos estruturais

Os resultados teóricos obtidos através da modelagem sugerida para a consideração da deformabilidade das ligações mostraram-se como uma ótima alternativa. Na Figura 15 são apresentadas quatro (4) modelagens distintas: banzos contínuos e diagonais articuladas (sem deformabilidade das ligações – Tipo 1), banzos contínuos e diagonais articuladas com ligação dos banzos articuladas (Tipo 2), pórtico (Tipo 3) e banzos contínuos com deformabilidade das ligações (Tipo 4).

A Figura 15 indica que a abordagem de treliça ou pórtico sem a influência da deformabilidade das ligações apresenta resultados incompatíveis quando comparados aos resultados experimentais obtidos. Assim, após várias simulações optou-se pelo modelo que computa a rotação das diagonais com relação ao banzo e a deformabilidade axial das emendas dos banzos. Fica evidente que o modelo sugerido avalia os deslocamentos com uma melhor acurácia.

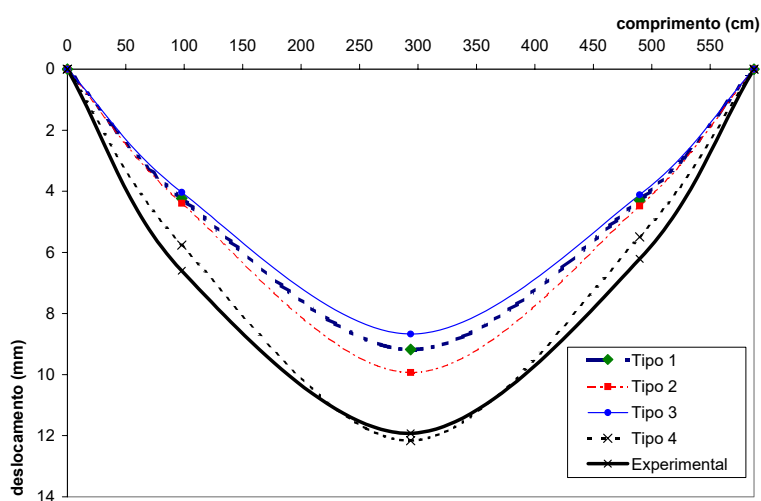


Figura 15 - Deslocamentos experimentais e numéricos da treliça 08.

A investigação indicou que do modelo Tipo 2 (diagonais articuladas e emendas de banzo articuladas) apresentou uma diferença de 20% nos deslocamentos quando comparados com o resultado experimental. Já o modelo proposto apresenta uma diferença de 1,9% nos deslocamentos quando comparados com os resultados experimentais obtidos para a treliça 08, como mostrado na Figura 15.

Desta forma, para analisar a importância da deformabilidade nas emendas dos banzos foi elaborado um segundo modelo sem a consideração da mesma, levando em consideração apenas a deformabilidade rotacional das diagonais. Foram realizadas simulações para os quatro tipos de carregamento para todas as 21 treliças confeccionadas. Posteriormente foi aplicado um teste estatístico para comparar os dados.

Para verificar a contribuição da deformabilidade nas emendas dos banzos, foi feita uma análise estatística para cada carregamento entre o experimental e os dois modelos utilizados na análise. E ficou evidente que o melhor modelo para o carregamento de 12 kN é o modelo do tipo 2. Assim conclui-se que à medida que a força aumenta o modelo 1 fica menos representativo e o modelo 2 torna-se compatível, ou seja, a deformabilidade axial tem influência significativa para esforços mais elevados. Sendo assim o modelo 2 é mais adequado, pois é a favor da



segurança e mesmo não sendo estatisticamente compatível para pequenos esforços apresenta resultados bons para avaliação de deslocamentos em elementos estruturais treliçados (CDE).

## 8.5 Ensaio de perda de protensão

Os ensaios foram conduzidos em duas etapas devido ao espaço físico na sala climatizada, sendo 5 o total de faixas ensaiadas (2 CP1, 2 CP2 e 1 CP3) conforme descrito no item 7.4. O nível utilizado foi de 0,70 Mpa, pois é recomendado para projetos de sistemas protendidos. As Figuras 16 e 17 apresentam apenas os comportamentos de duas faixas, pois para a análise completa das perdas de protensão serão ajustados através da expressão logarítmica empírica.

$$\frac{P}{P_0} = a \cdot \ln(t) + b$$

(17)

O método utilizado é o dos mínimos quadrados que consiste em minimizar a função objetivo eq.(17), sendo a variável dependente a perda de protensão  $\left(\frac{P}{P_0}\right)$  e a variável independente (t) o tempo em dias e (d) o desvio, resíduo ou erro.

$$d_1^2 + d_2^2 + \dots + d_n^2 = \text{mínimo}$$

(18)

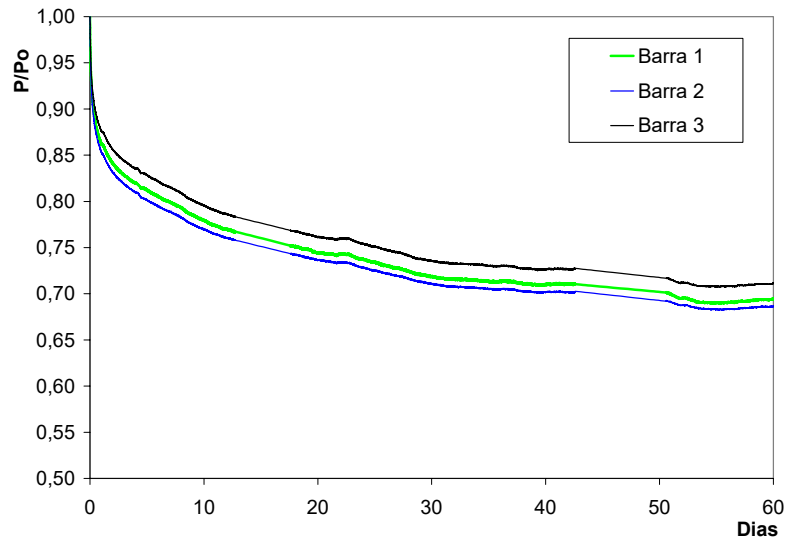


Figura 16 - Avaliação da perda de protensão tipo CP1.

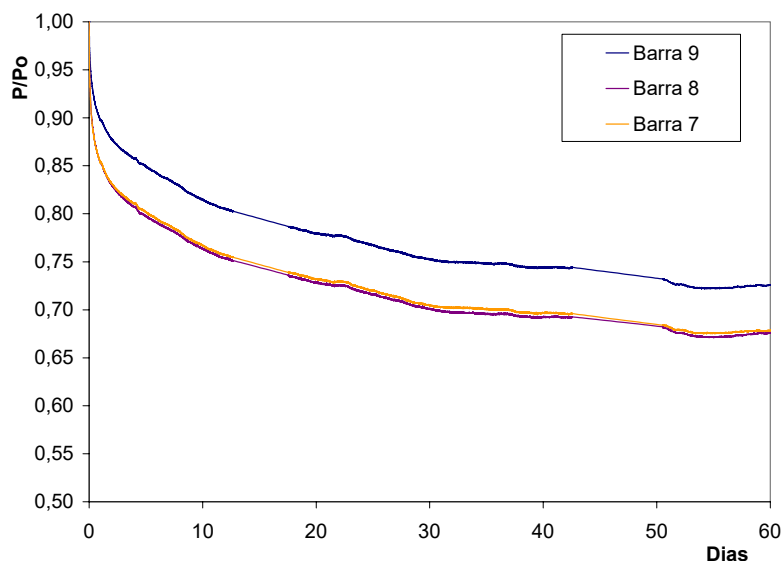


Figura 17 - Avaliação da perda de protensão tipo CP2.

A Tabela 5 apresenta resumidamente os 5 ensaios realizados nas faixas, sendo que os ensaios 1 e 2 apresentam CDE's maiores que os ensaios 3 e 4. Já no ensaio 5 o tabuleiro é protendido sem a presença de CDE's.

Tabela 5 - Resultados da perda de protensão nas faixas representativas

nº	TIPO	barra	Perda de protensão (3dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 3 dias (mm)	Perda de protensão (7dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 7 dias (mm)	Perda de protensão (60dias)	Desloc. Tabuleiro tempo: 60 dias (mm)
1	CP1	1	15,90%	0,71	19,99%	1,02	36,51%	2,09
		2	16,90%		20,97%		34,91%	
		3	14,40%		18,30%		36,46%	
2	CP1	4	14,80%	0,36	17,50%	0,40	26,20%	0,93
		5	16,30%		19,20%		27,50%	
		6	11,50%		13,90%		22,60%	
3	CP2	7	13,44%	0,53	16,24%	0,75	34,02%	1,90
		8	18,39%		21,34%		36,36%	
		9	18,13%		20,98%		38,38%	
4	CP2	10	13,90%	-0,38	16,40%	-0,35	25,10%	0,86
		11	15,10%		18,10%		26,60%	
		12	10,00%		12,50%		21,80%	
5	CP3	13	22,40%	-0,12	25,50%	0,44	32,80%	0,70
		14	17,90%		21,20%		26,70%	
		15	18,10%		21,40%		29,00%	
(+ ) Encurtamento do tabuleiro								
(-) Alongamento do tabuleiro								

Devido o número de corpos-de-prova ser pequeno, foram analisados os resultados através das médias. Observa-se que a barra central possui uma perda de protensão maior que as barras das extremidades e que quando se compara os ensaios 1,2 e 5 nota-se que as perdas seguem a mesma tendência. A investigação

demonstrou que a faixa tem metade de suas perdas nos três primeiros dias, e apresentaram uma perda média de 30% no valor de protensão inicial em 60 dias.

Verifica-se que o efeito de deformação lenta no tabuleiro quando submetido a tensões normais é importante na avaliação da perda de protensão, pois todos os tabuleiros apresentaram deslocamentos e que foram determinados através de 2 transdutores de deslocamento. Pode-se visualizar que os ensaios 1 e 3 apresentaram perdas de protensões próximas e deslocamentos também muito próximos.

As faixas com conectores apresentaram uma perda de protensão 18,30% maior que a faixa sem conectores, porém o aumento da área de conectores representou um acréscimo da perda de protensão em relação ao ensaio 3 em 0,82% e que pode ser desprezado.

Após o ajustamento das curvas logarítmicas para cada barra, foi realizado um ajustamento com os dados médios dos ensaios 1 e 3 que resultaram na eq. (19).

$$\frac{P}{P_0} = -0,045 \cdot \ln(t) + 0,879 + f(\varepsilon) \quad (19)$$

Onde  $f(\varepsilon)$  é a função do erro. Para fins práticos de aplicação foi considerado que o erro tem um comportamento normalizado, ou seja, segue uma distribuição normal apesar da não realização de um teste de normalidade devido ao pequeno número de corpos-de-prova. Assim pode-se dizer que como a variância é constante e a média dos resíduos tende a zero  $f(\varepsilon) = 0$ . Podendo ser utilizado na estimativa das perdas nos tabuleiros treliçados a eq. (20).

$$\frac{P}{P_0} = -0,045 \cdot \ln(t) + 0,879 \quad (20)$$

## 8.6 Protótipo

A montagem do protótipo é semelhante à montagem do tabuleiro de uma ponte treliçada protendida transversalmente e é apresentada nas Figuras 102, 103 e 104, com os detalhes de protensão do protótipo e equipamentos utilizados para instrumentação conforme descrito no item 7.6.



Figura 18 - Montagem por justaposição das treliças e espaçadores.



Figura 19 - Aplicação de protensão no protótipo através de bomba manual.

Alguns cuidados são fundamentais na elaboração destas etapas:

1. Deve ser mantida a verticalidade dos elementos, para não ocorrer tombamento progressivo dos elementos estruturais;
2. A força de protensão deve ser aplicada de forma gradativa e alternada ao longo do tabuleiro e a estabilização do nível de protensão é um processo iterativo;
3. Deve-se fazer a protensão no sentido centro do vão para extremidades para evitar diminuição das extremidades da placa;
4. As barras de protensão devem ser colocadas na montagem, evitando problemas na passagem das barras posteriormente;
5. É recomendada a proteção das barras por intermédio de bainhas de PVC imersos em graxa, para evitar o contato direto com a madeira tratada;

A furação deve ser adequada para possíveis erros de furação nos banzos, geralmente o furo deve ser de no mínimo  $2 \cdot \phi_{BARRA}$ .

Foram efetuados 4 tipos de posicionamento de carregamento sendo mostrados na Figura 20 e 21, porém para a análise das variações das forças de protensão serão importantes somente às variações obtidas no carregamento centrado e no carregamento excêntrico.



Figura 20 - (a) Carregamento centrado (b) Carregamento excêntrico.



Figura 21 - (a) Carregamento direito (b) Carregamento distribuído.

### Nível de protensão

Em todos os ensaios do protótipo as barras de protensão foram monitoradas com o intuito de controlar e identificar as forças de protensão atuantes, investigando 11 barras de um total de 12 barras devido à limitação na aquisição de dados do sistema. A Tabela 6 mostra os níveis obtidos nos ensaios e o controle da força de protensão nas barras monitoradas com células de carga e observa-se que os níveis obtidos nos ensaios foram muito bons e próximos dos idealizados.

Tabela 6 - Níveis de protensão obtidos nos ensaios do protótipo

Condição Carregamento	Nível de protensão (MPa)						
idealizado	0,000	0,050	0,100	0,150	0,200	0,350	0,500
centrada	0,000	0,055	0,110	0,168	0,197	0,363	0,491
direita	0,000	0,055	0,104	0,160	0,195	0,362	0,502
esquerda	0,000	0,053	0,103	0,168	0,195	0,360	0,473
distribuída	0,000	0,056	0,109	0,168	0,198	0,362	0,482
média	<b>0,000</b>	<b>0,054</b>	<b>0,105</b>	<b>0,163</b>	<b>0,197</b>	<b>0,360</b>	<b>0,490</b>

A investigação indicou um comportamento de placa ao longo da seção transversal ficando evidente pelos deslocamentos apresentados na Figura 22. Observa-se que os deslocamentos diminuem à medida que se eleva o nível de protensão, porém os ganhos de rigidez tendem a estabilizar com baixas tensões de protensão quando comparados aos tabuleiros protendidos laminados serrados.

A Figura 23 apresenta a diminuição da taxa de distribuição ( $\beta_i$ ) à medida que se eleva o nível de protensão para os elementos em baixo do carregamento e uma elevação da taxa de distribuição para os elementos afastados do carregamento.



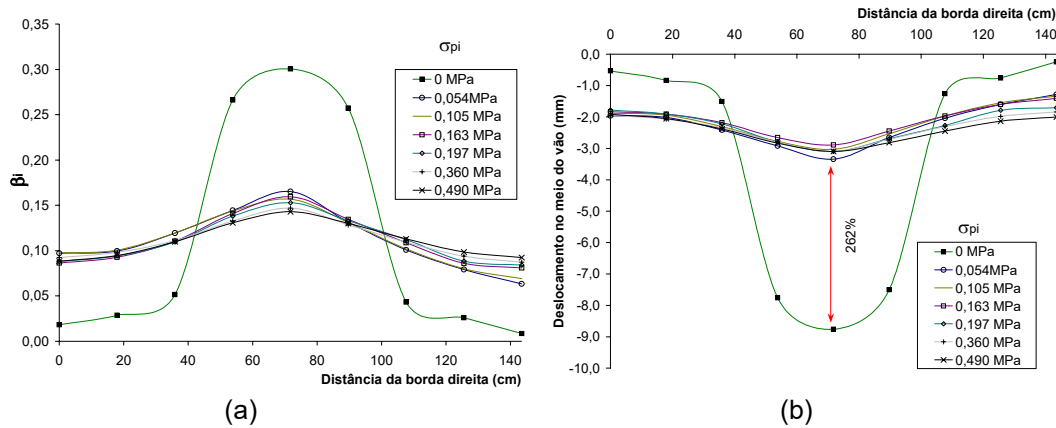


Figura 22 - (a) Distribuição de cargas (b) Deslocamentos com  $P=50\text{kN}$  para carregamento centrado.

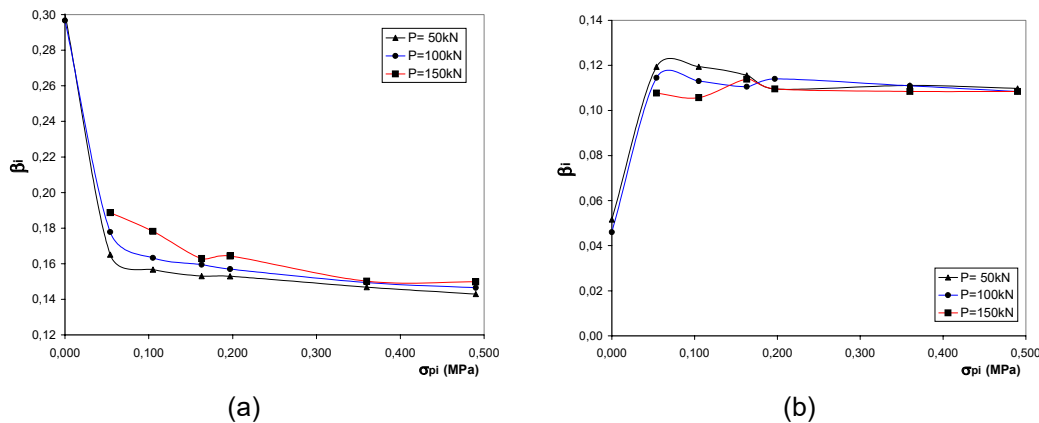


Figura 23 - (a) Taxa de distribuição na posição 71,8cm (b) Taxa de distribuição na posição 35,9cm para carregamento centrado.

### Comparação do modelo proposto com os resultados experimentais

Para a validade dos modelos propostos, é necessária uma análise mais refinada com o objetivo de comparar os resultados obtidos experimentalmente com os resultados numéricos obtidos através do modelo proposto para avaliação das pontes protendidas através de transformação em placa equivalente. Foram utilizados dois programas para o cálculo dos deslocamentos da placa equivalente (SAP2000N e o AEP2.0).

O SAP2000N é um software baseado no método dos elementos finitos, onde o elemento utilizado será o do tipo Shell com ortotropia. O elemento de SHELL é usado para modelar estruturas planas ou tridimensionais com comportamento de casca, membrana ou placas. O elemento de casca é montado a partir de três ou quatro nós que combina separadamente os comportamentos de membrana e de flexão de placas. Os elementos de quatro nós não necessariamente precisam ser coplanares.

Para o comportamento de placas à flexão, existe um componente rotacional de rigidez nas duas direções fora do plano, e um componente translacional de rigidez na direção normal do plano do elemento.

Para cada elemento de SHELL na estrutura, pode-se escolher entre modelá-lo como um elemento puro de membrana, placa ou comportamento total de casca. Normalmente, é recomendado que se use o comportamento de casca, a menos que toda estrutura seja plana e esteja adequadamente restringida.

Como em todos elementos, ele possui seu próprio sistema de coordenadas, para definição das propriedades do material e direções das cargas, e interpretação dos resultados. Cada elemento pode ser carregado por gravidade e cargas uniformes em qualquer direção atuando na superfície, além de cargas devido a variações de temperatura. É utilizada uma formulação de integral numérica de 8 (oito) pontos para a rigidez dos elementos.

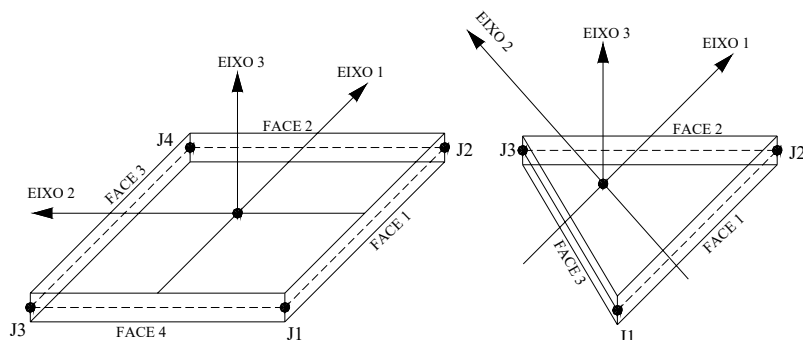


Figura 24 - Sistema local de coordenadas para o elemento tipo SHELL.

Para a simulação foi utilizado o elemento do tipo SHELL com sua formulação baseada em placas (Plate) com influência da cortante (Thick).

O AEP 2.0 é um programa baseado na formulação de placa ortótropa de Huber e sua resolução segue a metodologia sugerida por CUSENS & PAMA (1975) descrita no trabalho de CHEUNG (2003).

O problema principal consiste em determinar as propriedades elásticas do tabuleiro sem a necessidade da realização de ensaios de placa em laboratório. Assim analisar-se-á primeiramente a obtenção da rigidez longitudinal através dos modelos sugeridos no item 6.

### Características geométricas do protótipo

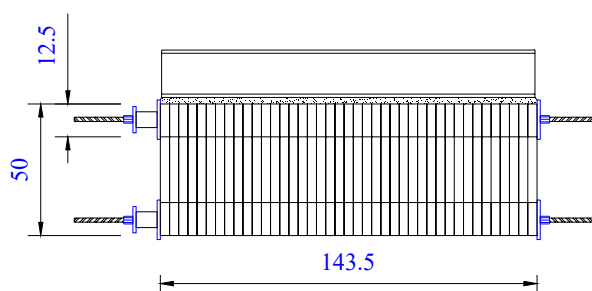


Figura 25 - Geometria do protótipo.

Tabela 7 - Dados geométricos

Geometria (cm)	
Espessura da placa equivalente	30,0
Largura de placa	143,5
Comprimento da placa	587,5
Espessura dos banzos	12,5
Altura das treliças CG	37,5

Tabela 8 - Coeficientes de rigidez propostos pelo modelo

Par conector	geometria	K (kN/mm)	K <sub>dente</sub> (kN/mm)	K <sub>R</sub> (kN/rad)
10,7x13,7	fig. 87	101,6	5,6	7206,7
23,8x10,7	fig. 88	179,6	5,4	19684,7

### Rigidez longitudinal ( $D_x$ )

Para a análise dos deslocamentos da treliça utilizar-se-á o modelo proposto no item 6.0 e que considera a deformabilidade das ligações. Os coeficientes de rigidez das ligações utilizados serão aqueles obtidos pelos modelos sugeridos e fornecidos na Tabela 7. O módulo de elasticidade dos banzos e das diagonais será a média de todos os banzos utilizados no protótipo e de todas diagonais e é dado pelas eqs. (21) e (22).

$$E_{M(BANZOS)} = 14108,0 \text{ MPa} \quad (21)$$

$$E_{M(DIAGONAIS)} = 13994,0 \text{ MPa} \quad (22)$$

$$\Delta u = 0,55 \text{ cm} \rightarrow F = 319,9 \text{ daN} \quad (23)$$

Da eq. (24) obtêm-se  $D_T$ .

$$D_T = 4,32E + 09 \text{ daN/cm}^2 \quad (24)$$

Aplicando a eq. (6).

$$D_x = 90,76E + 09 \text{ daN/cm}^2 \quad (25)$$

Para comparar a rigidez obtida pelo modelo utiliza-se o ensaio de carregamento distribuído expresso na Tabela 9.



Tabela 9 - Resultados do carregamento distribuído

Nível de protensão	$\sigma_{pi}$ (MPa)	Força (daN)			Dx (daN.cm <sup>2</sup> )
		5000	10000	15000	
		Deslocamentos (cm)			
	0	0,265	0,558	0,873	7,98E+10
	0,054	0,226	0,428	0,632	9,34E+10
	0,105	0,216	0,416	0,611	9,77E+10
	0,163	0,216	0,413	0,607	9,77E+10
	0,197	0,228	0,432	0,63	9,25E+10
	0,36	0,232	0,433	0,626	9,11E+10
	0,49	0,242	0,455	0,648	8,71E+10
				Média	9,13E+10

O valor obtido pelo modelo sugerido é 0,05% menor que o valor médio obtido pelo ensaio de carregamento distribuído ao longo da seção transversal, isto demonstra que o modelo proposto para a avaliação dos deslocamentos da treliça é adequado para a avaliação da rigidez longitudinal do tabuleiro.

### Rigidez transversal ( $D_y$ )

A rigidez transversal pode ser estimada pela eq. (7), porém para a aplicação da equação é necessária a obtenção do  $E_y$ . Sugere-se então a expressão obtida por OKIMOTO (1997) em seu trabalho experimental de ensaio de placas, que avalia a rigidez transversal com o nível de protensão do tabuleiro (Tabela 10). Para comparação dos resultados serão sugeridos 3 níveis de protensão utilizados no ensaio do protótipo, e com isso determinar-se-á os coeficientes de rigidez transversais.

Tabela 10 - Resultados dos coeficientes de rigidez transversal

$\sigma_{pi}$ (Mpa)	$E_y$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$D_y$ (daN.cm <sup>2</sup> )
0,105	231,9	1,20E+09
0,163	329,3	1,70E+09
0,197	386,3	1,99E+09

### Rigidez torsional ( $D_{xy}$ )

A rigidez torsional pode ser estimada pela eq. (9), porém para a aplicação da equação é necessária a obtenção do  $G_{xy}$ . Sugere-se então a expressão obtida por OKIMOTO (1997) em seu trabalho experimental de ensaio de placas, que avalia a rigidez transversal com o nível de protensão do tabuleiro (Tabela 11). Para comparação dos resultados são sugeridos 3 níveis de protensão utilizados no ensaio do protótipo, e com isso determinar-se-á os coeficientes de rigidez torsionais.

Tabela 11 - Resultados dos coeficientes de rigidez torsionais

$\sigma_{pi}$ (Mpa)	$G_{XY}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$D_{XY}$ (daN.cm <sup>3</sup> /cm <sup>2</sup> )
0,105	179,6	2,65E+06
0,163	232,3	3,43E+06
0,197	263,3	3,89E+06

### Transformação dos coeficientes de rigidez em propriedades elásticas equivalentes

Para a avaliação dos deslocamentos e esforços na placa é necessária a transformação dos coeficientes de rigidez em propriedades elásticas de uma placa de espessura constante. Esta espessura deve ser escolhida arbitrariamente de forma que na transformação as propriedades transformadas dependerão da espessura adotada. Para transformação serão utilizadas as eqs. (10), (11) e (12) contidas no Capítulo 6, e serão mostradas em forma de tabela variando com o nível de protensão.

Tabela 12 - Resultados da placa transformada

$\sigma_{pi}$ (Mpa)	$E_{X(P)}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$E_{Y(P)}$ (daN/cm <sup>2</sup> )	$G_{XY(P)}$ (daN/cm <sup>2</sup> )
0,105	281124,5	905,8	588,8
0,163	281124,5	1286,2	761,9
0,197	281124,5	1509,2	863,4

### Resultados experimentais vs. resultados numéricos (SAP e AEP)

Os resultados foram obtidos utilizando 3 carregamentos centrados (50kN, 100kN e 150kN) para as simulações com elementos finitos SAP e AEP 2.0 (solução em séries). Para a solução em elementos finitos será apresentada a discretização da placa mostrando os elementos Shell (tipo plate) posicionados.

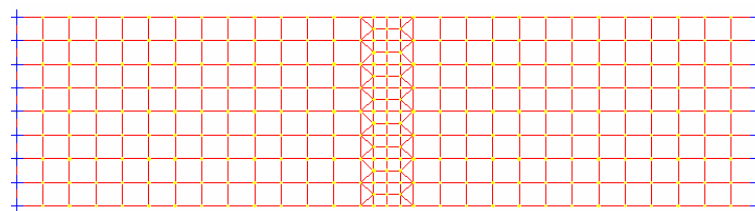


Figura 24 - Discretização da faixa em elementos finitos do tipo SHELL (elemento plate).

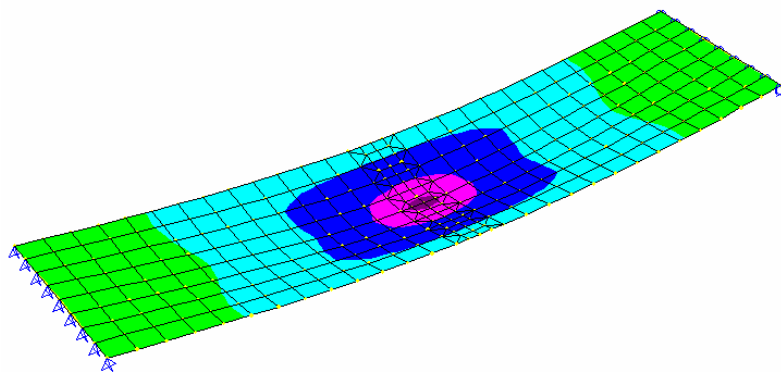


Figura 25 - Deformada e diagrama de tensões na direção longitudinal.

Tabela 13 - Resultados das comparações teórico vs. experimental para  $\sigma_{pi} = 0,105MPa$

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
	Deslocamento vertical transversal (mm)								
P=50kN									
Experimental	-1,9	-1,9	-2,3	-2,8	-3,0	-2,5	-2,0	-1,5	-1,3
SAP2000N	-1,5	-1,9	-2,3	-2,7	-2,9	-2,7	-2,3	-1,9	-1,5
AEP 2.0	-1,5	-1,9	-2,4	-2,4	-2,9	-2,4	-2,4	-1,9	-1,5
P=100kN									
Experimental	-3,4	-3,5	-4,2	-5,6	-6,0	-5,0	-3,8	-3,0	-2,5
SAP2000N	-2,9	-3,8	-4,6	-5,4	-5,8	-5,4	-4,6	-3,8	-2,9
AEP 2.0	-2,9	-3,9	-4,7	-4,8	-5,9	-4,8	-4,7	-3,9	-2,9
P=150kN									
Experimental	-4,5	-4,8	-5,9	-9,4	-10,0	-8,3	-5,4	-4,1	-3,5
SAP2000N	-4,4	-5,7	-7,0	-8,1	-8,6	-8,1	-7,0	-5,7	-4,4
AEP 2.0	-4,4	-5,8	-7,1	-7,2	-8,8	-7,2	-7,1	-5,8	-4,4

Tabela 14 - Resultados das comparações teórico vs. experimental para  $\sigma_{pi} = 0,163MPa$

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
	Deslocamento vertical transversal (mm)								
P=50kN									
Experimental	-1,8	-1,9	-2,2	-2,7	-2,9	-2,4	-2,0	-1,6	-1,4
SAP2000N	-1,6	-2,0	-2,3	-2,6	-2,7	-2,6	-2,3	-2,0	-1,6
AEP 2.0	-1,7	-2,0	-2,3	-2,4	-2,8	-2,4	-2,3	-2,0	-1,7
P=100kN									
Experimental	-3,3	-3,5	-4,2	-5,4	-6,1	-5,1	-4,2	-3,3	-3,1
SAP2000N	-3,3	-3,9	-4,6	-5,2	-5,4	-5,2	-4,6	-3,9	-3,2
AEP 2.0	-3,3	-4,0	-4,6	-4,8	-5,6	-4,8	-4,6	-4,0	-3,3
P=150kN									
Experimental	-4,8	-5,1	-6,1	-8,0	-8,8	-7,2	-5,6	-4,3	-3,9
SAP2000N	-4,9	-5,9	-6,9	-7,8	-8,2	-7,8	-6,9	-5,9	-4,9
AEP 2.0	-5,0	-6,1	-6,9	-7,1	-8,3	-7,1	-6,9	-6,1	-5,0

Tabela 15 - Resultados das comparações teórico vs. experimental para  $\sigma_{pi} = 0,197 MPa$ 

	Distâncias da borda direita (cm)								
	0,0	17,9	35,9	53,8	71,8	89,7	107,6	125,6	143,5
	Deslocamento vertical transversal (mm)								
P=50kN									
Experimental	-1,8	-1,9	-2,2	-2,8	-3,1	-2,7	-2,3	-1,8	-1,7
SAP2000N	-1,7	-2,0	-2,3	-2,5	-2,7	-2,5	-2,3	-2,0	-1,7
AEP 2.0	-1,8	-2,1	-2,3	-2,4	-2,7	-2,4	-2,3	-2,1	-1,8
P=100kN									
Experimental	-3,4	-3,6	-4,2	-5,2	-5,8	-4,8	-3,8	-3,3	-2,7
SAP2000N	-3,4	-4,0	-4,6	-5,1	-5,3	-5,0	-4,6	-4,0	-3,4
AEP 2.0	-3,5	-4,1	-4,5	-4,7	-5,5	-4,7	-4,5	-4,1	-3,5
P=150kN									
Experimental	-4,8	-5,1	-6,1	-8,0	-9,2	-7,6	-6,0	-4,7	-4,4
SAP2000N	-5,1	-6,0	-6,9	-7,6	-8,0	-7,6	-6,9	-6,0	-5,1
AEP 2.0	-5,3	-6,2	-6,8	-7,1	-8,2	-7,1	-6,8	-6,2	-5,3

Os modelos numéricos apresentaram-se próximos dos resultados experimentais, sendo que os melhores resultados foram obtidos para um nível de protensão de 0,1 Mpa apresentando diferenças de 5%.

Além disso para 0,1 Mpa a rigidez transversal estabiliza com baixos níveis de protensões e a rigidez encontrada no modelo aumenta à medida que se aumenta os parâmetros elásticos  $E_y$  e  $G_{xy}$  que são obtidas pelas expressões sugeridas por OKIMOTO (1997). Portanto conforme pode ser observado os resultados obtidos pelo SAP e pelo AEP são da mesma ordem de grandeza e considerando o trabalho necessário para a modelagem no SAP, recomenda-se a utilização do modelo proposto no AEP 2.0.

Portanto, o modelo proposto que foi sugerido e investigado mostra-se como uma ótima alternativa de avaliação de deslocamentos e esforços como pode ser observado nos resultados obtidos e o programa AEP 2.0 mostrou-se como uma das alternativas na avaliação dos deslocamentos.

## 9 CONCLUSÕES

O sistema em tabuleiros ortótropos treliçados protendidos apresentam-se como uma ótima alternativa na aplicação em pontes utilizando madeiras de reflorestamento para confecção do sistema estrutural. O sistema possui uma modulação que pode ser facilmente utilizada para industrialização das pontes de madeira e uma solução para demanda de reconstrução e substituição destas no Brasil.

Como o sistema utiliza-se de madeiras de reflorestamento é necessária uma classificação adequada devido à presença de defeitos. O trabalho mostrou que os métodos de classificação existentes são adequados para a estimativa do módulo de elasticidade em peças estruturais e identificou que a vibração transversal apresenta os melhores resultados quando comparados aos métodos analisados. Porém cada

método possui sua característica e vantagem como: automação, praticidade e mobilidade.

Os ensaios no protótipo mostraram que o um sistema é bastante rígido o que melhora o desempenho do revestimento do tabuleiro com pavimentos flexíveis ou rígidos eliminando as fissuras evidenciadas nos tabuleiros protendidos serrado e laminado colado (MLC).

A perda de protensão no sistema não é um problema de grande preocupação. A influência da chapa na perda de protensão foi percebida mais apresentou pouca variação quando comparada ao tabuleiro de controle (tabuleiros sem conectores).

Nas ligações evidenciou-se que o tamanho dos conectores influencia a resistência final ao arrancamento, pois surgem efeitos de grupo e alinhamento dos dentes que reduzem a resistência.

O sistema apresentou um comportamento de placa ortótropa e evidenciou a necessidade de um nível menor de protensão devido sua grande rigidez longitudinal e transversal quando submetida a níveis baixos de protensão. Recomenda-se que o nível de projeto para o sistema seja de no mínimo 0,1 Mpa, pois com este nível o sistema já apresenta grande capacidade de distribuição de cargas e mobiliza deslocamentos em toda seção transversal como pode ser visualizado nos ensaios realizados. Desta maneira o sistema apresenta uma economia no número e seção das barras de protensão. É recomendada a utilização de peças de alta densidade nas regiões de ancoragem devido ao problema de empenamento apresentado no protótipo quando este foi submetido a altas tensões de protensão.

O modelo proposto para avaliação da rigidez das treliças utilizando CDE's, computou a deformabilidade das emendas de banzos e das diagonais com os banzos devido à excentricidade das diagonais que convergem no "nó". O modelo mostrou-se adequado e adota para a estimativa da rotação o modelo sugerido no STEP 5 partindo da rigidez axial avaliada no ensaio de ligação. Os resultados apresentaram diferenças (2-15%) já que a variabilidade da rigidez no nó causa perturbações no modelo, e a rigidez axial foi admitida como sendo a média dos ensaios realizados para cada tipo de conector e que apresentaram coeficientes de variação conector (10,7x23,8cm) CV=21% e (10,7x13,7cm) CV=26%.

O modelo proposto para o tabuleiro adota uma transformação da placa real em uma placa equivalente com parâmetros elásticos compatíveis para a equivalência da rigidez da placa. Os resultados apresentaram diferenças (5-10%) quando comparados com os valores experimentais obtidos no ponto central da placa.

O programa AEP 2.0 é uma boa alternativa para o cálculo do tabuleiro ortótropo treliçado, pois apresentou resultados compatíveis com os resultados experimentais. O seu desenvolvimento para adequação do sistema tornou-o mais versátil e completo incluindo as transformações necessárias no seu código. Incluiu o perfil transversal de deslocamento automático retirando a entrada de dados de resultados no meio da seção transversal e facilitando a utilização.

## 10 AGRADECIMENTOS

A Battistella Indústria e Comércio de Madeiras Ltda e a Gang-Nail pela doação de madeiras e conectores para realização deste trabalho.

Agradecemos ao Laboratório de Produtos Florestais/IBAMA pela concessão da máquina classificadora.

Agradecemos à CAPES e à FAPESP pelo apoio financeiro, sem o qual esta pesquisa não poderia ter sido realizada.

## 11 REFERÊNCIAS

ACCORSI, M.; SARISLEY, E. (1989). **Implementing stress-laminated timber bridge technology for connecticut bridge construction**. University of Connecticut. Connecticut.

ALTIMORE, F. (1995). **Stress-laminated, metal-plate-connected truss bridges**. Maine. 358p. Thesis (Doctor of philosophy) - University of Maine.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998). **ASTM E 8/96a – Standard test methods for tension testing of metallic materials**. Philadelphia. 1 CD-ROM.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1998). **ASTM D198/84. Methods of Static of Timber in Structural Sizes**. Philadelphia. 1 CD-ROM.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1993). **ASTM D245-93. Standard practice for establishing structural grades and related allowable properties for visually graded lumber**. Philadelphia.

ANSI/TPI (1995). **American National Standards Institute/Truss Plate Institute**. - National design standard for metal connected wood truss construction. Madison, Wisconsin.

AASHTO (1991). **American association of highway and transportation officials. guide specifications for the design of stress laminated wood decks**. Washington D. C.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1997). **NBR 7190 - Projeto de estruturas de madeira**. Rio de Janeiro.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. - AASHTO. 1991. **Guide specifications for design of stress laminated wood decks**. Washington D. C.

BARALDI, L. T. (1996). **Método de ensaio de ligações de estruturas de madeira por chapas com dentes estampados**. São Carlos. 98p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

BARALDI, L. T.; CALIL JR., C. (1998). **Critérios de dimensionamento para treliças executadas com chapas com dentes estampados**. In. ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 6., Florianópolis, SC, v. 2, p. 102-112.

BARROS JR., O. (1991). **Algumas considerações sobre a pré-fabricação de estruturas de madeira para coberturas**. São Carlos, 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

BODIG, J.; JAYNE, B. A. (1982). **Mechanics of wood and wood composites**. New York: Ed. Van Nostrand Reinhold Company. 712p.

BREUER, H. (1983). **Ligação de peças estruturais de madeira por uniões chapa-prego**. In: ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1, São Carlos. v. 4.

BROWN, B. J. (1998). **Design analysis of single-span advanced composite deck-and-stringer bridge systems**. Morgantown. 142p. Thesis (Master of Science) – West Virginia University.

CALIL, C. J. (2001). **Long term field performance of seven stress laminated deck hardwood wood bridges in Pennsylvania**. Relatório de bolsa de pós-doutorado no exterior: FAPESP. 07/2001. 145p.

CHEUNG, A. B. (2003). **Tabuleiro ortótropo treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira**. São Carlos. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

CUSENS, A. R.; PAMA, R. P. (1975). **Bridge deck analysis**. London: Editora John Wiley Sons.

CREWS, K. (1994). **Design procedures for stress laminated timber bridge decks in austrália**. Pacific Timber Engineering Conference, PTEC. Gold Coast, Austrália. v. 2, p.131-137.

DAGHER, H.; CACCESE, V.; ALTIMORE, F. et al. (1995) **Using** Lightweight MPC Wood Trusses in Bridges. In: SANAYEI; MASOUD. (Ed.). **Restructuring: america and beyond**. Proceedings of Structures Congress, 13., Apr., Boston, MA. New York: American Society of Civil Engineers. v. 1, p. 9-12.

DAGHER, H.; ALTIMORE, F.; CACCESE, V.; RITTER, M. (1999). **Field performance of a stress-laminated truss bridge located in North Yarmouth, Maine**. Report Number AEWC 98–7. Orono, Maine; Advanced Engineered Wood Composites Center. p. 21.

DAGHER, H.; ALTIMORE, F.; CACCESE, V.; RITTER, M. (1999). **Field performance of a stress-laminated truss bridge located in Byron, Maine**. Report Number AEWC 98–6. Orono, Maine; Advanced Engineered Wood Composites Center. 21p.

DAGHER, H.; WEST, B.; CACCESE, V.; WOLFE, R.; RITTER, M. (1996). Fatigue Design Criteria of MPC Wood Truss Bridge Applications. **Transportation Research Record**, p.58-64.

DAGHER, H.; WEST, B. (1998). **Fatigue tests of full-scale MPC trusses. Final report to the USDA Forest Service and the FHWA**. Orono, ME: University of Maine, Department of Civil Engineering. 2p.

DAVALOS, J. F.; SALIM, H. A. (1992). **Design of stress-laminated t-system timber bridges**. National Hardwood Timber Bridge Conference, Timber Bridge Information Resource Center – TBIRC, USDA-FS-Northeastern Area.

EUROCODE 5 (1991). **Design of timber structures**. CEN, European Committee for Standardization, 1993.

GREEN, D. W.; HERNANDEZ, R. (1998). Codes and standarts for strucutural wood products and their use in the United States. In: FOREST PRODUCTS STUDY GROUP WORKSHOP HELD AT THE FOREST PRODUCTS SOCIETY ANNUAL MEETING, June, Mérida, México. *Proceedings...*

HEBERT, R. (1993). **Feasibility of CCA treated stressed solid deck an stressed truss timber bridges**. Tese (Doutorado) - University of Maine.

OKIMOTO, F. S. (1997). **Pontes protendidas de madeira: parâmetros de projeto**. São Carlos. 175p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

OKIMOTO, F. S. (2001). **Análise da perda de protensão em pontes protendidas de madeira**. São Carlos. 195p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

TRICHE, M., et al. (1995). Pole creek metal-plate-connected wood truss bridge. **Transportation Research Record**. p.49-57.

TRICHE, M.; RITTER, M.; LEWIS S.; WOLFE, R. (1994). Design and field performance of a metal plate connected wood truss bridge. In: STRUCTURES CONGRESS, 12., New York, NY: American society of Civil Engineers. 6 p.

TROITSKY, M. S. (1987). **Orthotropic bridge - theory and design**. 2. ed. Ohio: The James F. Lincon Arc Welding Foundation.

UJVARI, W. Z. (1983). **Ligações de madeira, feitas com conectores dentados "Gang-Nail"**. In. ENCONTRO BRASILEIRO DE MADEIRAS E ESTRUTURAS DE MADEIRA, 1., São Carlos, SP.

SOUTHERN PINE COUNCIL (1999). **Southern pine use guide**. Southern Forest Products Association, Kenner, LA.

STEP (1995). **Timber Engineer**. Eurofortech, v. 1-2.

VELOSO, L. A. C. M. (1999). **Estudo do comportamento das placas de madeira protendida**. São Paulo. 90p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica - Universidade de São Paulo.