

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

CAIO CESAR VELOSO ACOSTA

Tabuleiro laminado protendido de Pinus sp. com cordoalhas engraxadas

SÃO CARLOS

2015

Caio Cesar Veloso Acosta

**TABULEIRO LAMINADO PROTENDIDO DE PINUS sp. COM CORDOALHAS
ENGRAXADAS**

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. Titular Carlito Calil Junior

Versão Corrigida

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos

2015

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Al85t Acosta, Caio Cesar Veloso
Tabuleiro laminado protendido de Pinus sp. com
cordoalhas engraxadas / Caio Cesar Veloso Acosta;
orientador Carlito Calil Jr.. São Carlos, 2015.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2015.

1. Pontes de madeira. 2. Tabuleiro laminado
protendido. 3. Estruturas de madeira. 4. Cordoalha
engraxada. 5. Tabuleiro ortotrópico. 6. Perdas de
protensão. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **CAIO CESAR VELOSO ACOSTA**

Título da dissertação: "Tabuleiro protendido de madeira de Pinus sp com cordoalhas engraxadas."

Data da defesa: 24/02/2015

Comissão Julgadora:

Prof. Titular **Carlito Call Junior (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Antonio Alves Dias**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Prof. Dr. **Everaldo Pietz**
(Universidade Estadual de Londrina/UEL)

Resultado:

APROVADO

APROVADO

APROVADO

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Paulo César Lima Segantine**

*Aos meus pais, Antonio Carlos e Josete
que me incentivaram durante essa jornada*

*À minha noiva Carolina
que mesmo de longe consegue fazer da minha vida um lugar melhor*

AGRADECIMENTOS

A todos que fizeram e ainda fazem parte da minha vida, mas em especial:

aos meus pais que sempre me deram apoio, desde criança me encorajaram a ultrapassar limites e conquistar meu lugar no mundo e me ensinaram a ser a pessoa que sou hoje;

à minha noiva Carolina que suportou comigo as dificuldades da distância e me manteve firme durante as épocas obscuras do mestrado;

aos meus amigos Stellio e Bárbara pela amizade, carinho e incentivo durante o curso;

ao meu herói e ídolo, Ayrton Senna, que fez parte da minha infância nas manhãs de domingo e me inspirou a sempre lutar e nunca desistir de meus objetivos;

ao meu orientador Prof. Titular Carlito Calil Junior por proporcionar a oportunidade de trabalhar com ele e pela orientação deste trabalho e auxílio durante as etapas do mestrado;

à Universidade Estadual de Londrina e seus mestres, por me disponibilizar o conhecimento necessário para me tornar o engenheiro que sou hoje;

aos funcionários, professores e colegas do LaMEM que me auxiliaram durante os ensaios, pois sem essa ajuda este trabalho não teria se concluído;

ao LaMEM, ao Departamento de Estruturas e à EESC por fornecerem o suporte e infra-estrutura necessária para realização deste estudo;

à CAPES pelo apoio financeiro para desenvolvimento do curso;

“Num dia qualquer, em qualquer
circunstância,

Você sabe que tem um limite,

Você toca esse limite

E diz:

‘Certo, esse é o limite’

Quando você chega a esse ponto

Algo acontece

Você percebe que pode ir um pouco
mais além

Com o poder da mente

Sua determinação

E instinto

E experiência também

Você pode voar muito alto.”

(Ayrton Senna da Silva)

RESUMO

ACOSTA, C. C. V. (2015). *Tabuleiro laminado protendido de Pinus sp. com cordoalhas engraxadas*. São Carlos, 2015. 126p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O tabuleiro laminado protendido é uma composição de peças interligadas por uma tensão de compressão aplicada perpendicularmente às lâminas de madeira. Para aplicar tal tensão, são usados elementos de aço tensionados e a cordoalha engraxada aparece no cenário atual como um material econômico para tabuleiros laminados protendidos, em substituição às barras *dywidag*, que são comumente utilizadas neste tipo de estrutura em outros países. O funcionamento mecânico do tabuleiro é caracterizado como uma placa ortotrópica, e este trabalho visou determinar as relações entre as constantes elásticas do tabuleiro com a utilização da cordoalha engraxada. Foram analisadas também as perdas de protensão ocorridas ao longo do tempo, causadas pela fluência e relaxação dos materiais e, a partir dos resultados, foi proposta uma equação para determinação teórica da perda de protensão nos tabuleiros. O estudo experimental foi realizado em um modelo em escala reduzida construído no LaMEM (Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira) para determinar as constantes elásticas e as perdas de protensão. Ao fim do trabalho são apresentados os resultados e comparações com estudos anteriores; também foi confeccionado um Manual de Boa Execução para Tabuleiros Laminados Protendidos de Madeira com Cordoalha engraxada.

Palavras-chave: Pontes de madeira, tabuleiro laminado protendido, estruturas de madeira, cordoalha engraxada, tabuleiro ortotrópico, perdas de protensão.

ABSTRACT

ACOSTA, C. C. V. (2015). *Stress-laminated Pinus sp. bridge deck with greased wire ropes*. São Carlos, 2015. 126p. Dissertation (Masters) - Engineering and Structures Department, Engineering School of São Carlos, University of São Paulo.

The stress-laminated bridge deck is a composition of parts, interconnected by compression stress, perpendicularly applied to the wood laminate. In order to apply such stress, stressed steel elements are used, as well as the greased wire rope, which comes along in the current scenario as an economic material for stress-laminated bridge decks, replacing the dywidag bars, commonly used in this sort of structure in other countries. This bridge deck mechanic function is characterized as an orthotropic plate, and this paper aimed at determining the relation among the deck's elastic constants with the greased wire rope. Another analyzed point is the stress loss occurred through time, caused by material creep and relaxation, and, through the results, an equation for the deck's stress loss theoretical determination was proposed. The experimental study was developed in a reduced scale built in LaMEM (Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira) to determine the elastic constants and the stress loss. The results and comparisons with previous studies are presented by the end of this paper; In addition, a handbook of Proper Execution for Stress-laminated Wood Bridge Decks with Greased Wire Rope was developed.

Keywords: Wood Bridges, Stress-Laminated Bridge Deck, Wood Structures, Greased Wire Rope, Orthotropic Deck, Stress Loss.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Detalhe do primeiro sistema de protensão. Fonte: TAYLOR & WALSH (1983) apud OKIMOTO (1997).....	3
Figura 2 - Configuração das barras de protensão na ponte Hebert Creek. Fonte: RITTER (1991) p. 9-4.....	4
Figura 3 - Localização do cabo de protensão no tabuleiro. Fonte: O autor (2013).....	4
Figura 4 - Ponte de tabuleiro laminado protendido transversalmente. Fonte: OKIMOTO (2002).....	5
Figura 5 - Deslocamentos (meio do vão) para carregamento central. Fonte: TAYLOR & WALSH (1983) apud OKIMOTO (1997).....	8
Figura 6 - Ações principais, momento fletor (esquerda) e esforço cortante (direita). Fonte: PRATA (1995).....	8
Figura 7 - Tabuleiro laminado longitudinalmente com protensão transversal. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 8 - Tabuleiro laminado transversalmente com protensão longitudinal. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 9 - Tabuleiro laminado protendido transversalmente com seção T. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 10 - Tabuleiro protendido transversalmente em seção caixão. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 11 - Tabuleiro com peças de MLC e protensão transversal. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 12 - Tabuleiro treliçado protendido transversalmente. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 13 - Tabuleiro em sanduíche protendido transversalmente. FONTE: OKIMOTO (1997).....	11
Figura 14 - Curva de Fluência (Carregamento x Tempo e Deformação x Tempo). Fonte: OKIMOTO (2002).....	15
Figura 15 - Fluência devido à compressão perpendicular às fibras em red oak a 82°C. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).....	16
Figura 16 - Modelo da mola de Hooke. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).	16
Figura 17 - Modelo do amortecedor Newtoniano. Fonte: BODIG & JAYNE (1982)...	16
Figura 18 - Modelo em série de Maxwell. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).....	17

Figura 19 - Curvas de amortecimento do modelo de Maxwell. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).	17
Figura 20 - Associação em paralelo de Kevin. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).	18
Figura 21 - Modelo de Burger para o comportamento da fluência. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).	18
Figura 22 - Diagrama de tensão-deformação do aço de protensão. Fonte: BUCHAIM (2007).	21
Figura 23 - Diagrama de tensão-deformação característico e de cálculo. Fonte: ABNT NBR 6118.	21
Figura 24 - Efeito dos tratamentos térmicos para o aço de protensão. Fonte: COLINS & MITCHELL (1987) apud BUCHAIM (2007).	22
Figura 25 - Relaxação do aço de protensão e gráfico de relaxação ao longo do tempo. Fonte: BUCHAIM (2007).	22
Figura 26 - Gráfico de perda de protensão com o tempo. Fonte: CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002)	25
Figura 27 - Modelo de corpo de prova utilizado por OKIMOTO (2002). Fonte: OKIMOTO (2002)	26
Figura 30 - Juntas de topo. Fonte: AUTOR (2014).	28
Figura 31 - Largura efetiva para uma faixa de rolagem. Fonte: RITTER (1991).	31
Figura 32 - Largura efetiva para duas faixas de rolagem. Fonte: RITTER (1992).	32
Figura 33 - Distribuição de carga concentrada em tabuleiro pavimentado. 1 - Pavimento, 2 - Tabuleiro de madeira, 3 – Referência no centro do tabuleiro. FONTE: EUROCODE 5 (2004).	33
Figura 34 - Tela inicial do programa ATM. Fonte: AUTOR (2014).	34
Figura 35 - Entrada de dados do tabuleiro laminado protendido. Fonte: AUTOR (2014).	34
Figura 36 - Entrada direta de cargas. Fonte: AUTOR (2014).	35
Figura 37 - Entrada manual de cargas. Fonte: AUTOR (2014).	35
Figura 38 - Sistema de ancoragem. FONTE: CALIL <i>et al</i> (2006).	38
Figura 39 - Representação da composição da cordoalha engraxada. Fonte: Revista Técnica (2012).	40
Figura 40 - Cunha bipartida. Fonte: Blog Técnico em Edificações.	40
Figura 41 - Cunha tripartida. Fonte: Catálogo eletrônico VOLLERT.	41

Figura 42 - Detalhe das estrias internos das cunhas. Fonte: Catálogo eletrônico VOLLERT (adaptado).....	41
Figura 43 - Conjunto de ancoragem. Fonte: PupinPlast.....	42
Figura 44 - Conjunto de nós. Fonte: ABNT NBR 7190/1997.....	44
Figura 45 - Nós individuais. Fonte: ABNT NBR 7190/1997.....	44
Figura 46 - Encurvamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.....	44
Figura 47 - Encanoamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.....	44
Figura 48 - Arqueamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.....	44
Figura 49 - Torcimento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.....	45
Figura 50 - Inclinação das fibras. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.....	45
Figura 51 - Ensaio de compressão normal ás fibras.	49
Figura 52 - Corte das lâminas do tabuleiro laminado colado.....	51
Figura 53 - Peça furada, pronta para montagem.....	52
Figura 54 - Tabuleiro montado, sem protensão.....	53
Figura 55 - Células de carga antes da colocação das ancoragens passivas.	54
Figura 56 - Ancoragem passiva e célula de carga.	54
Figura 57 - Ancoragens ativas.....	55
Figura 58 - Cunha passiva (à direita) e cunha ativa (esquerda).....	56
Figura 59 - Cunha passiva (à direita) e cunha ativa (esquerda).....	56
Figura 60 - Equipamento para aquisição de carga.....	56
Figura 61 - Dispositivo para aplicação da carga de protensão.....	57
Figura 62 - Detalhe do suporte do cilindro.	57
Figura 63 - Ordem de protensão (em vermelho).	58
Figura 64 - Configuração final do tabuleiro após a protensão.....	58
Figura 65 - Ensaio de flexão longitudinal.	60
Figura 66 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade longitudinal.....	61
Figura 67 - Posicionamento dos relógios comparadores.	61
Figura 68 - Ensaio de flexão na direção transversal.	62
Figura 69 - Disposição dos relógios comparadores e apoios.....	62
Figura 70 - Ensaio para obtenção do módulo de elasticidade transversal: Aplicação da carga.	63
Figura 71 - Ensaio para obtenção do módulo de elasticidade transversal: Apoios e relógios.....	64
Figura 72 – Modificadores de rigidez da placa ortotrópica.....	65

Figura 73 - Malha de placa utilizada para análise no programa SAP2000 v.14.	65
Figura 74 - Gráfico de fluência do Pinus. Fonte: OKIMOTO (2002).	72
Figura 75 - Comparativo entre a força de protensão, temperatura e umidade. Fonte: FONTE (2004).	78
Figura 76 - Região onde houve embutimento na lâmina 15.	82
Figura 77 - Detalhe do embutimento na peça 15.	82
Figura 78 - Embutimento do cabo 1 na peça 18.	82
Figura 79 - Embutimento do cabo 1 na peça 28.	83
Figura 80 - Detalhe da profundidade do embutimento na peça 28.	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Custos do Sistema DYWIDAG. (Dados Fornecidos pela empresa Protendidos DYWIDAG Ltda. 2013). Fonte: CEFERINO (2013).	6
Tabela 2 - Custos do Sistema Cordoalhas Engraxadas. (Dados Fornecidos pela empresa ArcelorMittal 2013). Fonte: CEFERINO (2013), adaptada.....	6
Tabela 3 - Custos da primeira ponte protendida da América Latina. Fonte: FONTE (2004).	10
Tabela 4 - Características geométricas e mecânicas das cordoalhas de 7 fios. Fonte: BUCHAIM (2007) adaptado.....	20
Tabela 5 - Coeficientes de relaxação e fluência do aço. Fonte: ABNT NBR 6118.	24
Tabela 7 - Coeficiente de Redução C_{bj} . Fonte: RITTER (1991)	28
Tabela 8 - Coeficientes de juntas de topo C_{bj} . Fonte: OKIMOTO (1997).	28
Tabela 9 - Coeficientes de atrito μ_D . FONTE: EUROCODE 5 (2004).	37
Tabela 10 - Especificações técnicas da cordoalha de sete fios. Fonte: Catálogo Arcelor Mittal.	42
Tabela 11 - Proporção limite de nós nas faces. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.	43
Tabela 12 - Classificação de densidade. Fonte: ABNT NBR 7190/1997.....	45
Tabela 13 - Classificação visual das peças de Pinus.....	46
Tabela 14 - Módulos de elasticidade à flexão (EM).....	47
Tabela 15 - Compressão perpendicular às fibras (f_{c90}).	50
Tabela 16 - Módulo de Elasticidade Longitudinal.....	66
Tabela 17 - Módulo de Elasticidade Transversal.....	67
Tabela 18 - Deslocamentos obtidos no SAP2000 v.14 e no ensaio experimental. ...	68
Tabela 19 - Comparativo dos parâmetros elásticos do tabuleiro.....	68
Tabela 20 - Cargas nas cordoalhas, tempo t_0	73
Tabela 21 - Cargas antes e após reprotensão e perdas no tempo t_3	73
Tabela 22 - Cargas e perdas no tempo t_{56}	74
Tabela 23 - Cargas e perdas no tempo t_{127}	75
Tabela 24 - Comparativo das perdas de protensão estimadas.	75

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_p – Área da placa de distribuição
- b – Largura do tabuleiro
- $b_{w,ef}$ – Largura da viga equivalente (EUROCODE 5)
- $b_{w,middle}$ – Largura da distribuição de cargas na seção central do tabuleiro
- C_{bj} – Coeficiente de redução devido às juntas de topo
- D_w – Largura da viga equivalente (RITTER 1991)
- $E_{cs,28}$ – Módulo de elasticidade secante do concreto aos 28 dias
- E_L – Módulo de elasticidade longitudinal
- E_M – Módulo de elasticidade na flexão
- $E_{M,ef}$ – Módulo de elasticidade efetivo na flexão
- E_p – Módulo de elasticidade do aço de protensão
- E_T – Módulo de elasticidade na direção transversal
- $f_{c90,d}$ – Resistência à compressão normal de projeto
- $F_{V,Ed}$ – Força de cisalhamento de projeto
- F_p – Força de protensão
- f_{py} – Tensão de escoamento do aço de protensão
- G_{LT} – Módulo de elasticidade transversal
- h – Altura do tabuleiro
- I – Inércia
- i – Inclinação das fibras
- L – Comprimento do tabuleiro
- M_T – Momento na direção transversal
- ΔP_{sh+c+r} – Perda de força de protensão devido à umidade, fluência e temperatura
- r_c – Raio de giração da seção
- S_p – Espaçamento dos elementos de protensão
- t – Tempo
- t_0 – Tempo inicial zero
- V_T – Cortante na direção transversal
- z_{cp} – Braço de alavanca da armadura ativa
- α_p – Razão entre os módulos de elasticidade dos materiais

ε – Deformação

ε_0 – Deformação no tempo zero

$\varepsilon_{c,sh}$ – Deformação por ação da retração e umidade

ε_m – Deformação específica na madeira

$\varepsilon_{m,\Delta t}$ – Deformação na madeira causada pela variação de temperatura

$\varepsilon_{m,sh}$ – Deformação na madeira causada pela umidade

$\varepsilon_{p,\Delta t}$ – Deformação no aço causada pela variação de temperatura

φ – Coeficiente de impacto

Φ_c – Coeficiente de fluência do concreto

Φ_p – Coeficiente de fluência do aço de protensão

Φ_m – Coeficiente de fluência da madeira

μ – Coeficiente de atrito

ψ – Coeficiente de relaxação do aço

ψ_{1000} – Coeficiente de relaxação do aço para o tempo de 1000 horas

ρ_p – Taxa mecânica de armadura ativa

σ_c – Tensão no concreto

σ_N – Tensão aplicada no tabuleiro

σ_{Ni} – Tensão inicial no aplicada no tabuleiro

σ_m – Tensão na madeira

$\Delta\sigma_{pr}$ – Diferencial de tensão na relaxação do aço de protensão

σ_p – Tensão no aço de protensão

σ_{pi} – Tensão inicial no aço de protensão

σ_s – Tensão no aço

χ – Coeficiente de ganho de resistência do concreto com o tempo

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. Justificativa	2
1.1.1. A Madeira de Pinus sp.....	2
1.1.2. Pontes em Tabuleiros Protendidos.....	3
1.1.3. Cordoalhas engraxadas.....	5
1.2. Objetivos.....	6
1.2.1. Objetivos Principais	6
1.2.2. Objetivos secundários.....	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. Pontes Laminadas Protendidas de Madeira, um breve histórico	7
2.2. Trabalhos realizados na Escola de Engenharia de São Carlos	11
2.3. Perdas de Protensão	13
2.3.1. Fluência da Madeira	14
2.3.2. Relaxação do Aço de Protensão	19
2.3.3. Tabuleiro Protendido.....	24
2.4. Projeto	27
2.4.1. Parâmetros de Projeto.....	27
2.4.2. Análise dos esforços solicitantes e deformações	30
2.4.3. Determinação do nível de protensão.....	35
2.4.4. Espaçamento dos elementos de protensão.....	37
3. MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1. Características do Tabuleiro	39
3.2. Sistema de Protensão e Ancoragens.....	39
3.3. Caracterização Visual da Peças	43
3.3.1. Resultados.....	46
3.4. Ensaio Mecânicos dos Elementos do Tabuleiro.....	46

3.4.1. Ensaio de flexão estática	46
3.4.2. Ensaio de Compressão Normal às fibras.....	48
3.5. Montagem do Tabuleiro	51
3.5.1. Furação.....	52
3.5.2. Posicionamento das lâminas e passagem dos cabos	52
3.5.3. Montagem do sistema de ancoragem e transdutores de carga	53
3.5.4. Protensão do tabuleiro.....	56
3.6. Reprotensão	59
3.7. Caracterização Mecânica do Tabuleiro.....	59
3.7.1. Módulo de elasticidade na direção longitudinal	59
3.7.2. Módulo de elasticidade na direção transversal	61
3.7.3. Módulo de elasticidade transversal.....	62
3.7.4. Resultados.....	66
3.8. Modelo Teórico para Análise das Perdas de Protensão	69
4. ANÁLISE DA PERDA DE PROTENSÃO	73
5. Considerações finais.....	84
6. REFERÊNCIAS	88
Apêndice	92

1. INTRODUÇÃO

Desde o início dos tempos o ser humano vê a necessidade de transpor obstáculos e adversidades. A engenharia civil tem como foco auxiliar nos desafios do dia-a-dia da humanidade e as pontes são usadas desde o início dos tempos por povos antigos para passagem de animais, pessoas e veículos sobre cursos d'água.

Durante o correr dos anos diversos materiais foram utilizados como matéria prima das pontes, na Roma antiga as travessias eram feitas de pedras sobre pedras. Nos países como Canadá, Estados Unidos, Austrália e países europeus a madeira ganhou espaço como material de construção, tanto de residências como de pontes e passarelas, por ser um material de boa qualidade e em abundância na região.

No Brasil há um grande preconceito por parte dos usuários e fomentadores de projetos de pontes quanto á utilização da madeira como elemento estrutural. Isto se dá culturalmente pela colonização portuguesa, cujas edificações eram feitas, em sua grande maioria, com alvenaria de pedra ou tijolos. Após certa época, algumas cidades proibiram as construções de madeira próximas a centros urbanos, causando assim uma imagem negativa para a madeira, que começou a ser considerada um material pobre e de baixa qualidade, usado apenas nas periferias e zonas rurais.

As pontes de madeira laminada protendida transversalmente tiveram sua origem na década de 70 no Canadá. Estas eram conectadas por pregos que consolidavam as laminas de madeira como uma placa única. Elas foram colocadas em estradas rurais para passagem de veículos de carga, mas com o tempo as ligações dos pregos começaram a apresentar fadiga e embutimento nas peças de madeira, causando assim problemas estruturais, já que as lâminas deixavam de trabalhar como placa. Também nestas regiões muito frias, costuma-se jogar sal nas estradas para que a neve derreta, porém esta prática ocasiona oxidação dos pregos usados do tabuleiro laminado pregado. Como solução para revitalização de pontes laminadas pregadas foi criado o conceito de ponte laminada protendida na direção transversal.

Nos países como Estados Unidos e Canadá o sistema de protensão utilizado é feito utilizando barras DYWIDAG, que são barras roscadas de aço de alta resistência.

No Brasil os estudos de pontes de tabuleiros protendidos foram iniciados na década de 90 e o primeiro tabuleiro protendido transversalmente foi uma passarela estaiada construída por PLETZ (2003) no campus I da USP São Carlos. Em 2004, FONTE construiu a primeira ponte laminada protendida da América Latina sobre o rio Monjolinho na cidade de São Carlos, utilizando para a protensão barras DYWIDAG. O primeiro protótipo a utilizar cordoalhas engraxadas foi construído em 2012 no LaMEM (Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira) por CEFERINO.

1.1. Justificativa

1.1.1. A Madeira de Pinus sp

O Pinus é uma árvore exótica do Brasil, pertencente à família dos pinheiros e trata-se de uma madeira macia, ou *softwood*, utilizada na construção civil como fôrmas e escoramentos para estruturas de concreto, e como elemento estrutural de telhados e casas. A madeira é um material que necessita de pouca energia para ser produzida, e se trata de energia solar, diferentemente dos materiais como aço e concreto.

No Brasil o Pinus vem sendo cultivado desde a década de 30 em regiões subtropicais, porém seu uso não alcançou grandes proporções pela preferência às madeiras tropicais exóticas, que apresentam melhores resistências mecânicas e contra xilófagos.

Dentre as duas madeiras de reflorestamento cultivadas atualmente no Brasil destacam-se o Eucalipto e o Pinus. O eucalipto pode apresentar problemas no processo de secagem não controlada, e também no processo de proteção contra agentes xilófagos, que não consegue ser totalmente efetivo. O Pinus por sua vez apresenta menos problemas de secagem que o eucalipto e tem grande absorção dos tratamentos de CCA e CCB utilizados contra xilófagos, dando a peça uma proteção próxima a cem por cento de efetividade.

A madeira de Pinus por ser de crescimento rápido tem sido muito utilizada em florestas plantadas. Ela permite reduzir o capital de giro e sua diversidade de aplicações amplia os mercados para atuação. Além de gera um

número significativo de empregos em toda a cadeia produtiva, desde o plantio até o produto final. Seu cultivo também gera dividendos ambientais significativos ao combater o efeito estufa e a poluição do ar.

1.1.2. Pontes em Tabuleiros Protendidos

No Brasil as pontes de madeira perderam confiança, pois grande parte das pontes existentes foram construídas sem projeto, acarretando em estruturas com baixa durabilidade e segurança. Para mudar este cenário, estudos devem ser realizados no intuito de mostrar à comunidade em geral que a madeira é um material com boas características mecânicas e ecologicamente correto.

Os tabuleiros protendidos de madeira têm como princípio de funcionamento a utilização de uma força aplicada transversalmente para criar uma tensão de contato entre as peças de madeira para trabalharem como um tabuleiro ortotrópico. As primeiras pontes protendidas de madeira foram executadas pela necessidade de se restaurar pontes que se encontravam estruturalmente debilitadas. Como se tratavam de pontes já executadas, o modo como foi dada protensão utilizava duas barras DYWIDAG, uma em cima e embaixo do tabuleiro, ligadas por uma chapa metálica que transferia a força de protensão (Figura 1 e Figura 2). Este método se mostrou eficiente e foi reproduzido em outras pontes posteriormente.

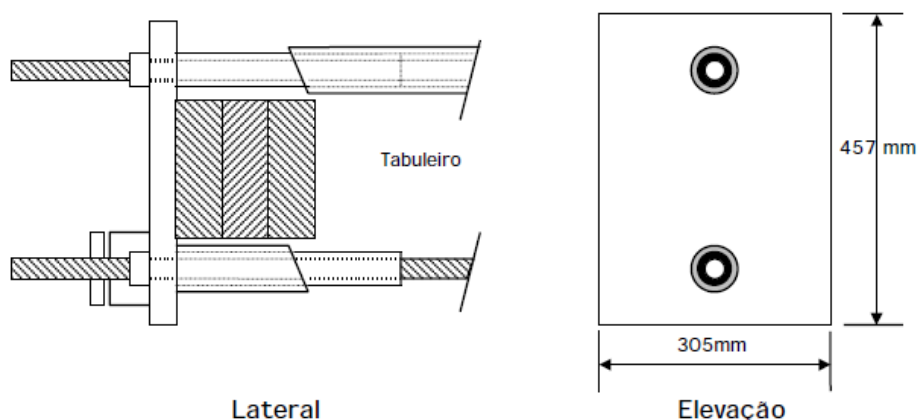


Figura 1 - Detalhe do primeiro sistema de protensão. Fonte: TAYLOR & WALSH (1983) apud OKIMOTO (1997)

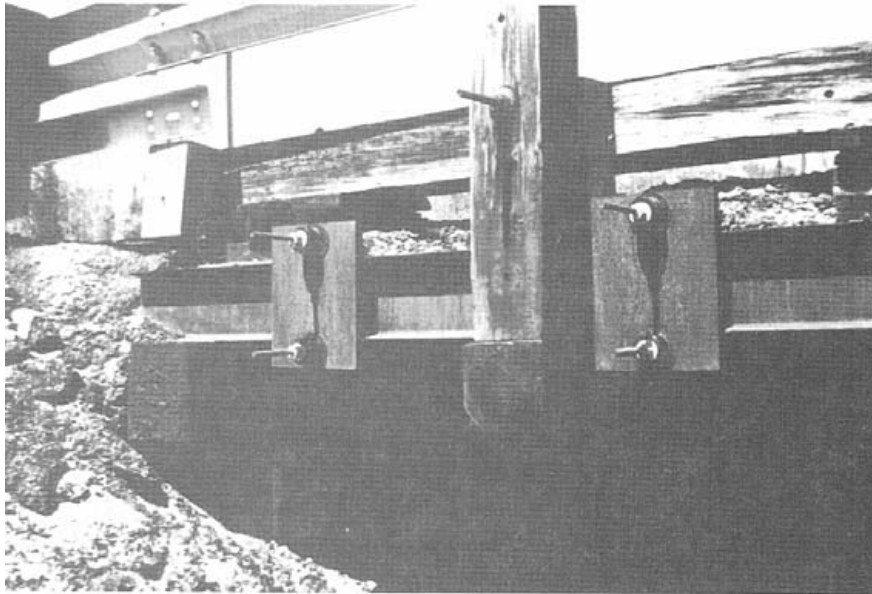


Figura 2 - Configuração das barras de protensão na ponte Hebert Creek. Fonte: RITTER (1991) p. 9-4

Constatada a melhoria na eficiência das pontes laminadas pregadas após a protensão, o Ministério de Transportes e Comunicação de Ontário (Ontario Ministry of Transportation and Communications – OMT) coordenou pesquisas para o desenvolvimento deste sistema criando novos modos de se aplicar a protensão.

Nos projetos posteriores de tabuleiros protendidos de madeira, a barra de protensão foi incorporada no tabuleiro passando pelo centro das peças, e a técnica de reparo se transformou em uma técnica de construção, como pode ser visto na Figura 3, e a configuração visual do tabuleiro ficou mais apreciável, como mostra a Figura 4.

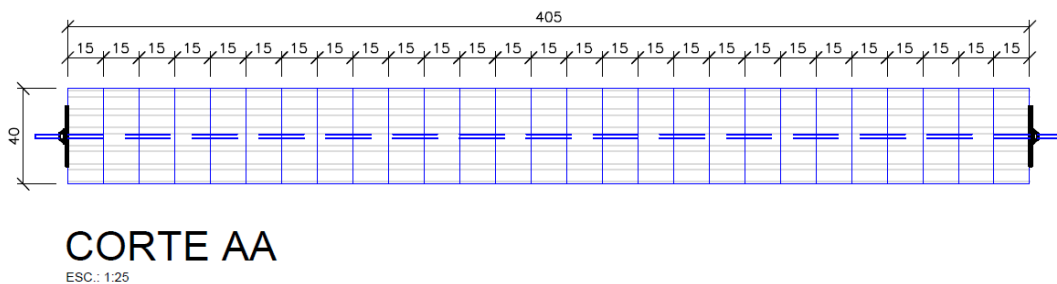


Figura 3 - Localização do cabo de protensão no tabuleiro. Fonte: O autor (2013)

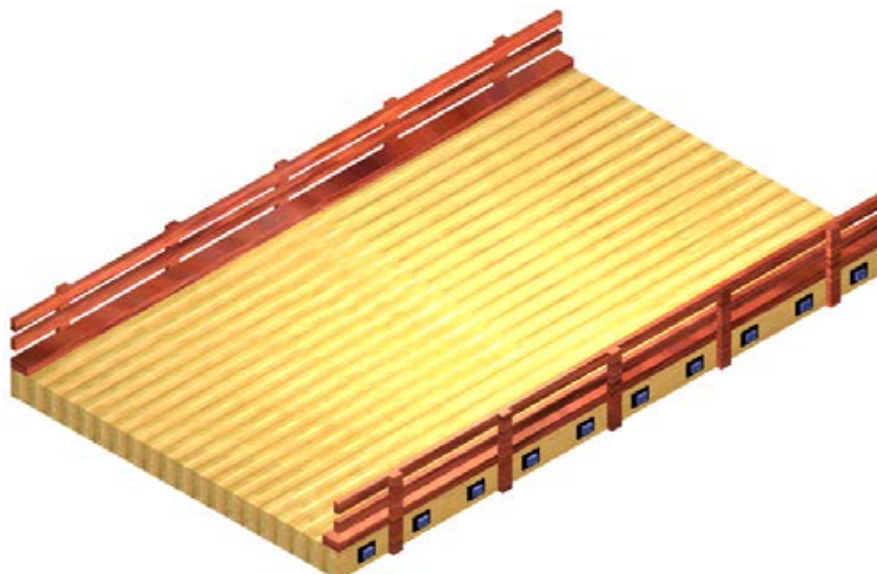


Figura 4 - Ponte de tabuleiro laminado protendido transversalmente. Fonte: OKIMOTO (2002)

O ponto mais importante da utilização do tabuleiro protendido de madeira é a viabilidade, estudos anteriores provaram grande diferença em custos, se comparado com materiais usuais, como o concreto armado. Em um estudo feito por FONTE (2004) foram comparados custos entre um tabuleiro protendido de madeira de eucalipto com uma estrutura usual de concreto armado, e o custo em madeira se mostrou quase três vezes menor que o concreto para um vão de oito metros.

1.1.3. Cordoalhas engraxadas

A protensão usando cordoalhas engraxadas se mostra mais viável economicamente. Além disto, como este tipo de protensão é bastante disponível no Brasil, ela também apresenta a necessária viabilidade técnica. Os valores para os sistemas de cordoalhas e barras DYWIDAG são apresentados nas Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 1 - Custos do Sistema DYWIDAG. (Dados Fornecidos pela empresa Protendidos DYWIDAG Ltda. 2013). Fonte: CEFERINO (2013).

Discriminação	Medida	Quantidade	Total
Luva de emenda DW15	35 x 80 mm	13	R\$ 343,20
Placa FC DW15	120 x 120 x 20 mm	26	R\$ 819,00
Porca Hexagonal DW15	H 40 mm	26	R\$ 457,60
Barra DW15 ST 90/100	Diâmetro 15 mm, comprimento 410 cm	13	R\$ 1333,00
		Total	R\$ 2952,80

Tabela 2 - Custos do Sistema Cordoalhas Engraxadas. (Dados Fornecidos pela empresa ArcelorMittal 2013). Fonte: CEFERINO (2013), adaptada.

Discriminação	Medida	Quantidade	Total
Placa FC DW 15	120 x 120 x 20 mm	26	R\$ 819,00
Cordoalha sete fios Diâmetro 12,7 mm	Comprimento dos cabos de 550 cm	13	R\$ 390,00
Conjunto Placa – Cunha para ancoragem	Para 12,7 mm	26	R\$ 500,00
		Total	R\$ 1709,00

Por ser um sistema novo para protensão de tabuleiros protendidos de madeira, apenas um estudo foi realizado com o uso de cordoalhas engraxadas para protensão, justificando assim este estudo.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivos Principais

Determinar as constantes elásticas do tabuleiro protendido com cordoalhas engraxadas, suas relações, E_T/E_L e G_{LT}/E_L , e comparar com as relações apresentadas em trabalhos anteriores.

Observar e analisar experimentalmente as perdas de protensão ocorridas em um tabuleiro de madeira de pinus sp protendido transversalmente com a utilização de cordoalhas engraxadas.

1.2.2. Objetivos secundários

Verificar o embutimento das placas de distribuição nas lâminas de extremidade.

Desenvolver um manual técnico de boas práticas para a protensão de cordoalhas engraxadas em tabuleiros laminados de madeira.

Elaborar uma função teórica para análise de perda de protensão ao longo do tempo com base nos materiais envolvidos.

Comparar os resultados de perda de protensão obtidos no tabuleiro ensaiado com trabalhos anteriores que utilizaram madeira de Eucalipto.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Pontes Laminadas Protendidas de Madeira, um breve histórico

As pontes de tabuleiro protendido se mostraram eficazes em estudos feitos por TAYLOR & WALSH (1983) mostrados em OKIMOTO (1997) e podem ser visualizados na Figura 5.

A protensão realizada na ponte Hebert Creek foi a primeira realizada em toda história, na década de 70, sendo utilizado o sistema de protensão com duas barras ligadas por uma chapa metálica para transferência dos esforços para o tabuleiro (Figura 1).

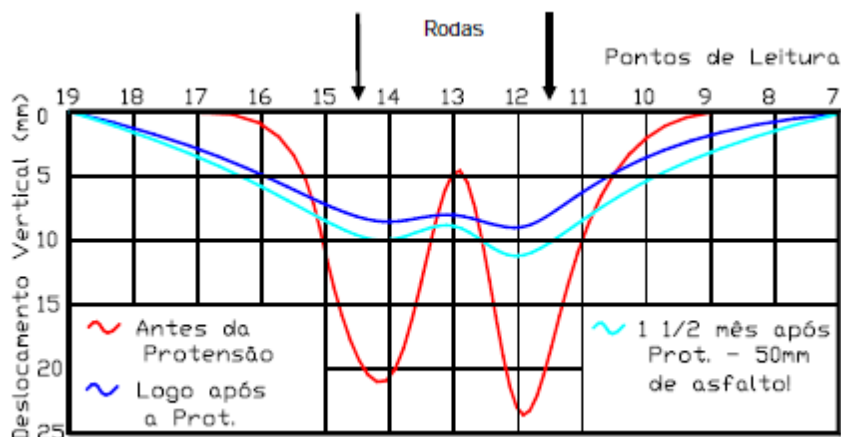


Figura 5 - Deslocamentos (meio do vão) para carregamento central. Fonte: TAYLOR & WALSH (1983) apud OKIMOTO (1997)

PRATA (1995) expõe as características essenciais do sistema de protensão transversal de pontes. Como ações primárias dos tabuleiros laminados protendidos, PRATA (1995) ressalta duas, o momento fletor e o esforço cortante, sendo que o momento fletor exerce tensões normais no tabuleiro e provoca a tendência da abertura das lâminas na região inferior do tabuleiro e, o esforço cortante exerce tensões cisalhantes que provocam um deslizamento entre as lâminas adjacentes, como apresentado na Figura 6.

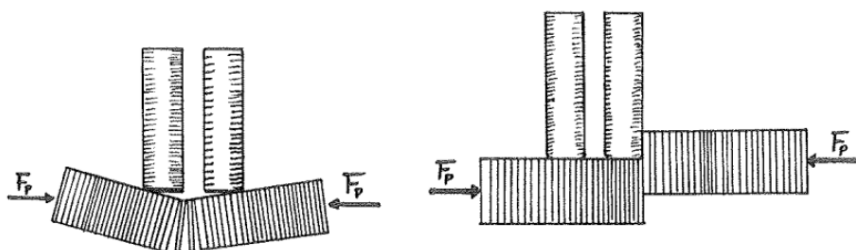


Figura 6 - Ações principais, momento fletor (esquerda) e esforço cortante (direita). Fonte: PRATA (1995).

As características de resistência à flexão são obtidas pela classe da madeira e nível de protensão utilizados no projeto do tabuleiro, e podem ser relacionadas entre si, de forma aproximada, pelas equações abaixo (1) à (3), retiradas de CALIL *et al* (2006) para tabuleiros protendidos transversalmente.

$$(1) \quad E_L = E_{M,ef} \times C_{bj}$$

$$(2) \quad E_T = 0,015 \times E_L$$

$$(3) \quad G_{LT} = 0,030 \times E_L$$

sendo:

E_L o módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro;

$E_{M,ef}$ o módulo de elasticidade à flexão da madeira utilizada;

E_T o módulo de elasticidade na direção transversal do tabuleiro;

G_{LT} o módulo transversal do tabuleiro;

C_{bj} fator de redução devido às juntas de topo.

Estas correlações podem ser obtidas com mais precisão pelo trabalho de OKIMOTO (1997), onde o autor realizou um estudo com os parâmetros de projeto para este tipo de estrutura, realizando análises teóricas e experimentais com modelos reduzidos. OKIMOTO (1997) determina também o efeito das juntas de topo nas rigidezes do tabuleiro.

As juntas de topo são necessárias para quando o vão da ponte excede os comprimentos disponíveis para as peças que compõem o tabuleiro, geralmente de seis metros para madeira serrada, fazendo-se necessário o arranjo das peças do tabuleiro.

O sistema de laminado protendido com peças serradas tem a limitação de altura dada pelos valores comerciais das peças, porém OKIMOTO (1997) apresenta outras possíveis soluções alternativas para quando há a necessidade de maiores vãos, colocadas nas Figura 7 à Figura 13. As soluções se resumem em diferentes modelos para a seção transversal do tabuleiro, podendo ser executado com vigas maciças, treliçadas, compostas e a utilização de peças de MLC, que podem ser fabricadas em diferentes comprimentos, alturas e larguras.

Em 2004, FONTE construiu a primeira ponte laminada protendida da America Latina, com oito metros de vão livre e quatro metros de largura, foi construída com peças serradas de Eucalipto Citriodora com altura da seção transversal de 25 cm. A ponte foi projetada para a classe de carregamento C45. Neste tabuleiro, foram utilizadas barras DIWYDAG como elementos de protensão.

FONTE (2004) realizou ensaios em modelos reduzidos para analisar a perda de protensão ao longo do tempo, e para ajuste utilizou a equação proposta por CHEUNG (2003) para perda de protensão em tabuleiros protendidos.

No seu trabalho sobre o tabuleiro, FONTE (2004) apresenta os métodos utilizados na construção e transporte da ponte, bem como as análises das perdas de protensão encontradas no decorrer do tempo. Também foi observada a influência da temperatura e umidade na alteração das tensões nas barras.

Os custos para a construção da ponte podem ser vistos na Tabela 3.

Tabela 3 - Custos da primeira ponte protendida da América Latina. Fonte: FONTE (2004).

Material	Custo
Madeira	R\$ 4435,00
Sistema de Protensão (completo)	R\$ 1000,00
Demais elementos metálicos	R\$ 800,00
Total	R\$ 6235,00 (R\$ 194,84/m ²)

Em 2013, CEFERINO realizou um estudo de perda de protensão com a utilização de cordoalhas engraxadas como elemento de pré-esforço do tabuleiro. O tabuleiro ensaiado tinha dimensões reais, construído com peças de Eucalipto Citriodora com altura de 25 cm, vão livre de oito metros e largura de quatro metros, projetado para uma faixa de rodagem e veículos da classe C45. A cordoalha engraxada utilizada era CP177 RB de sete fios com diâmetro nominal de 15,2 mm. Os resultados obtidos na análise da perda de protensão mostraram que a cordoalha engraxada tem comportamento semelhante às barras DYWIDAG. Por se tratar de um tabuleiro com dimensões reais, a análise tem resultados mais próximos aos que ocorrem em campo.

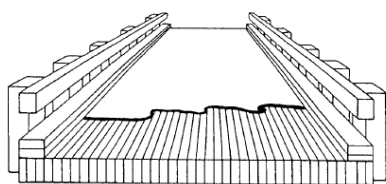


Figura 7 - Tabuleiro laminado longitudinalmente com protensão transversal. FONTE: OKIMOTO (1997)

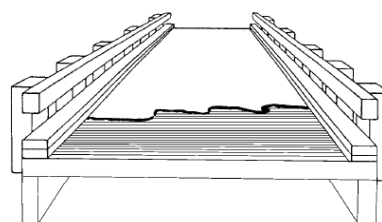


Figura 8 - Tabuleiro laminado transversalmente com protensão longitudinal. FONTE: OKIMOTO (1997)

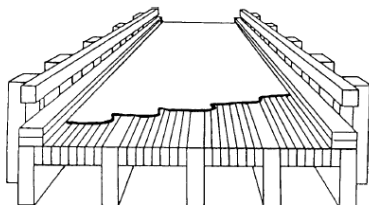


Figura 9 - Tabuleiro laminado protendido transversalmente com seção T. FONTE: OKIMOTO (1997)

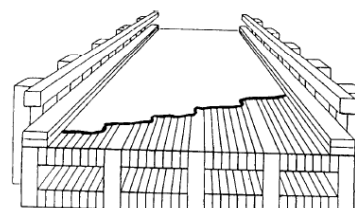


Figura 10 - Tabuleiro protendido transversalmente em seção caixão. FONTE: OKIMOTO (1997)

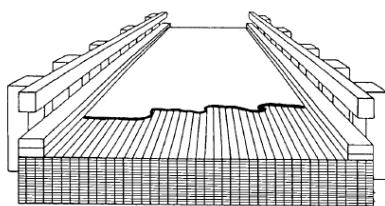


Figura 11 - Tabuleiro com peças de MLC e protensão transversal. FONTE: OKIMOTO (1997)

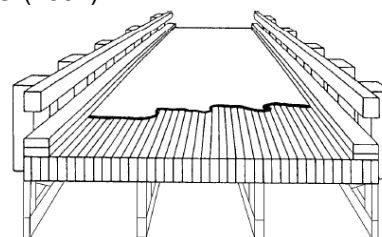


Figura 12 - Tabuleiro treliçado protendido transversalmente. FONTE: OKIMOTO (1997)

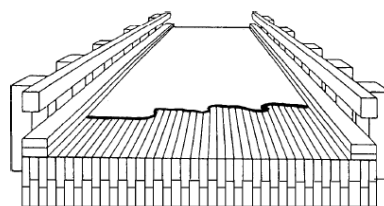


Figura 13 - Tabuleiro em sanduíche protendido transversalmente. FONTE: OKIMOTO (1997)

2.2. Trabalhos realizados na Escola de Engenharia de São Carlos

A Escola de Engenharia de São Carlos foi uma das pioneiras no estudo de pontes laminadas protendidas, sendo fruto de suas pesquisas a construção primeira ponte protendida de madeira da América Latina. Porém os estudos realizados anteriormente contribuíram de forma significativa para o aumento do conhecimento dos sistemas estruturais de placa com tabuleiros laminadas. Até o presente momento, as seguintes produções acadêmicas de Teses e Dissertações foram desenvolvidas:

NASCIMENTO (1993) em sua dissertação de Mestrado “Sistemas estruturais e construtivos para pontes de madeira – ênfase em pontes laminadas protendidas” fez um levantamento de pontes construídas com este tipo de sistema estrutural e propôs alguns aspectos para análise teórico-experimental destes tabuleiros.

OKIMOTO (1997) em sua dissertação de Mestrado “Pontes protendidas de madeira: Parâmetros de projeto” desenvolve estudos experimentais em placas protendidas e propõe um roteiro de cálculo destas estruturas com base nos parâmetros de projeto definidos no trabalho.

CALIL (2001) em seu estágio de pós-doutorado no Forest Products Laboratory (FPL), em Madison, Wisconsin, USA, participou de um estudo teórico, numérico e experimental em 10 pontes de madeira laminada protendida construídas no estado da Pensilvânia, USA. Estas pontes foram monitoradas com perda de protensão, umidade e temperatura, em um período de 5 anos. Foram realizadas várias provas de cargas nas pontes e reprotensões durante o período.

OKIMOTO (2002) em sua tese de Doutorado “Análise das perdas de protensão em pontes protendidas de madeira” busca determinar as perdas de protensão ao longo do tempo em estruturas protendidas de madeira e incorpora os resultados para criação de um programa computacional para o cálculo de tabuleiros ortotrópicos de madeira para pontes.

ALVES (2002) em sua dissertação de Mestrado “Análise de pontes de madeira protendidas transversalmente formada por vigas com seção T” avalia por meio de modelos reduzidos o comportamento de estruturas protendidas com a utilização de vigas de seção T.

PLETZ (2003) em sua tese de Doutorado “Passarela estaiada com tabuleiro de madeira laminada protendida em módulos curvos” construiu na Escola de Engenharia de São Carlos uma passarela estaiada em escala real, onde foi possível avaliar as vibrações e a perda de curvatura nos módulos da passarela.

CHEUNG (2003) em sua dissertação de Mestrado “Tabuleiro ortotrópico treliçado protendido transversalmente para aplicações em pontes de madeira” propõe a utilização de treliças industrializadas como elementos de aumento de rigidez em pontes laminadas protendidas, aumentando a rigidez com pequeno acréscimo de peso próprio da estrutura.

FONTE (2004) em sua dissertação de Mestrado “Pontes protendidas de eucalipto citriodora” utiliza parâmetros determinados em trabalhos anteriores e ensaios com modelos reduzidos para construção da primeira ponte laminada protendida da América Latina, localizada sobre o rio Monjolinho, na cidade de São Carlos.

GÓES (2005) em sua tese de Doutorado “Estudo de pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido” realizou investigações experimentais em modelos reduzidos que indicaram a viabilidade deste sistema estrutural para pontes com vão de até 25m. Como fruto deste estudo foi construída uma ponte em escala real no campus II da USP São Carlos.

LINDIQUIST (2006) em sua tese de Doutorado “Confiabilidade estrutural de pontes laminadas protendidas de madeira” obtém os índices de confiabilidade deste tipo de estrutura utilizando o dimensionamento proposto por RITTER (1992), Eurocode 5 e o programa OTB desenvolvido por OKIMOTO (2002).

CEFERINO (2013) em sua dissertação de Mestrado “Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas: Perdas de protensão” avaliou durante um longo período de tempo as perdas de protensão ocorridas em um tabuleiro com dimensões reais protendido com o uso de cordoalhas engraxadas, avaliando as influências de temperatura e umidade no tabuleiro. Este trabalho foi o primeiro desenvolvido com cordoalhas engraxadas.

SCALIANTE (2014) em sua dissertação de Mestrado “Pontes em vigas e tabuleiros em painéis de madeira laminada colada (MLC)” propõe a utilização de painéis de madeira laminada colada interligados por vigas de rigidez e avalia comportamento do conjunto alterando a quantidade de vigas, seção e número de parafusos utilizados.

Seguindo a linha de pesquisas e estudos realizados, este trabalho tem o objetivo de contribuir para as produções científicas da Escola de Engenharia de São Carlos no desenvolvimento de novas técnicas e teorias para os sistemas de tabuleiros laminados para utilização em pontes de madeira.

2.3. Perdas de Protensão

As perdas de protensão que ocorrem nos sistemas laminados protendidos são de extrema importância, pois como o sistema depende das forças interlamelares causadas pela tensão das barras. Sendo assim, OLIVA *et al* (1988)

cita como principais causas da perda de protensão, a fluência da madeira e alívio de tensões no aço.

2.3.1. Fluência da Madeira

A madeira, como todos os materiais, apresenta um comportamento elástico e um comportamento plástico quando submetida às solicitações externas. Segundo BUCHANAN (1999) apud OKIMOTO (2002), o comportamento elástico dos materiais pode ser dividido em deformação lenta, relaxação e taxa constante de deformação.

Para BUCHANAN (1999) apud OKIMOTO (2002), a modelagem teórica se torna uma grande aliada ao estudo destes comportamentos, pois os ensaios geralmente são muito longos e demorados, e podem se tornar impossíveis de avaliar.

OKIMOTO (2002) discerne em seu trabalho que a deformação lenta é de suma importância para as pontes laminadas protendidas de madeira, porque a madeira tem uma fase elástica reduzida quando solicitada à compressão normal às fibras. OKIMOTO (2002) ressalta que, se não pudéssemos ultrapassar o limite da fase elástica, as estruturas protendidas de madeira se tornariam inviáveis. O autor também coloca que o problema se agrava quando a solicitação normal se mantém em grandes períodos de tempo.

A base de funcionamento das pontes laminadas protendidas é a união das lâminas para que se forme uma placa ortotrópica, e essa união é dada pela compressão interlamelar das peças de madeira, e a tensão que deve atuar nas laminas de madeira é o mínimo previsto em projeto. Sendo assim, OKIMOTO (2002) ressalta a importância de se realizar o estudo da deformação lenta em solicitações normais às fibras da madeira. BODIG & JAYNE (1982) definem como fluência a deformação ocorrida ao longo do tempo sofrida por um material carregado com uma carga constante. Para ilustrar o fenômeno de fluência, pode-se observar a Figura 14.

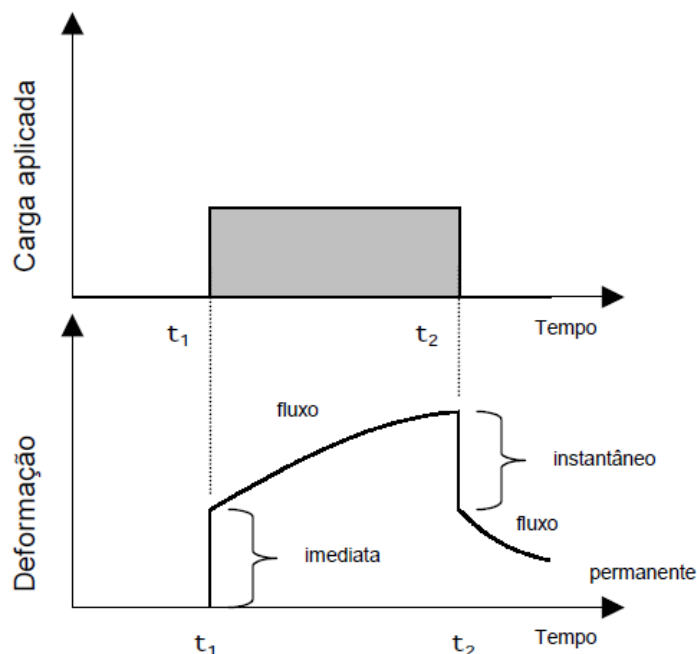


Figura 14 - Curva de Fluência (Carregamento x Tempo e Deformação x Tempo). Fonte: OKIMOTO (2002).

Em BODIG & JAYNE (1982) é colocado que a temperatura e a umidade da peça têm grande influência sobre o fenômeno da fluência, assim como a tensão aplicada na peça, sendo que, quanto maior a tensão aplicada, maior a deformação por fluência. Os mesmos autores expõem em seu trabalho exemplos desta influência, e afirmam que quanto maior o nível de compressão, mais rapidamente se desenvolve a fluência. Os resultados apresentados na Figura 15 são característicos do comportamento não-linear viscoelástico, como é apresentado na literatura.

Para entender melhor a reologia da madeira existem modelos matemáticos que a relacionam a um modelo de mola e amortecedor. Os modelos clássicos da mola de Hooke e o amortecedor de Newton são apresentados na Figura 16 e Figura 17. Segundo BODIG & JAYNE (1982), o amortecedor de Newton pode ser usado para aproximar a componente de fluxo viscoso, enquanto a mola de Hooke é usada para a componente elástica.

A partir destes modelos básicos, BODIG & JAYNE (1982) apresentam vários modelos para refletir o comportamento da reologia da madeira, sendo eles o modelo de Maxwell, o de Kelvin e por último o modelo de Burger, descritos a seguir.

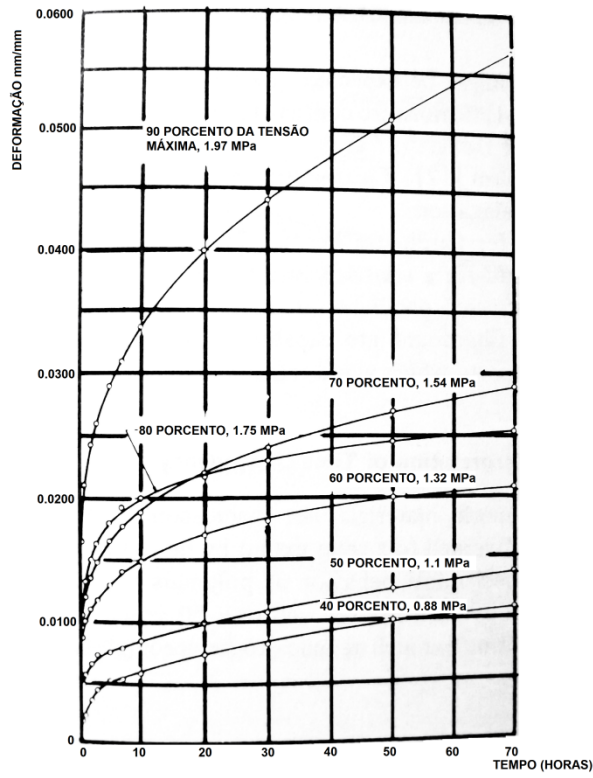


Figura 15 - Fluência devido à compressão perpendicular às fibras em red oak a 82°C. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

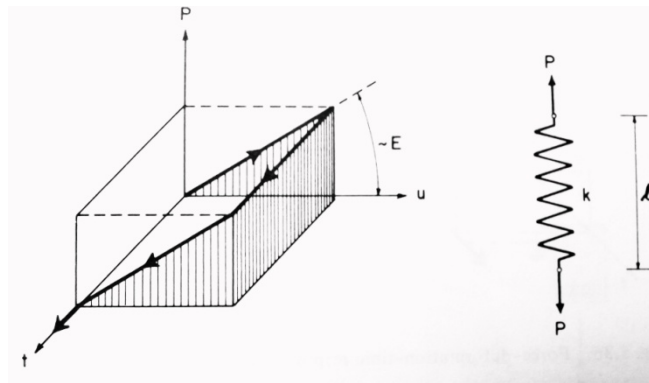


Figura 16 - Modelo da mola de Hooke. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

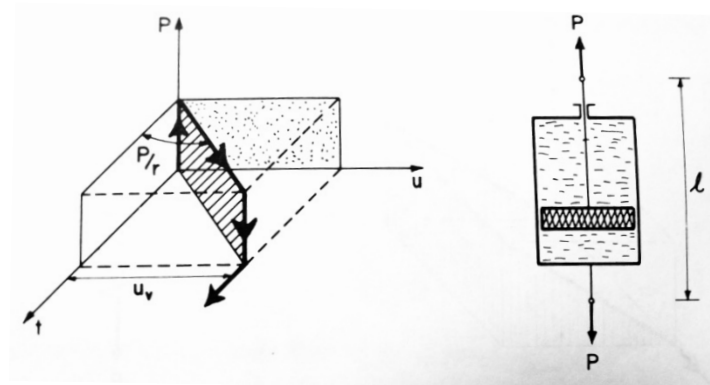


Figura 17 - Modelo do amortecedor Newtoniano. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

2.3.1.1. Modelo de Maxwell

O modelo de Maxwell é composto por uma ligação em série da mola com o amortecedor. Sendo assim, o comportamento em série se aproxima da relaxação da madeira, como pode ser visto na Figura 19. O modelo utiliza a mola como a fase elástica, apresentando a deformação instantânea ocorrida no material, porém com o tempo a força na mola varia pelo amortecimento. Os autores relatam que varias curvas de relaxamento podem ser criadas.

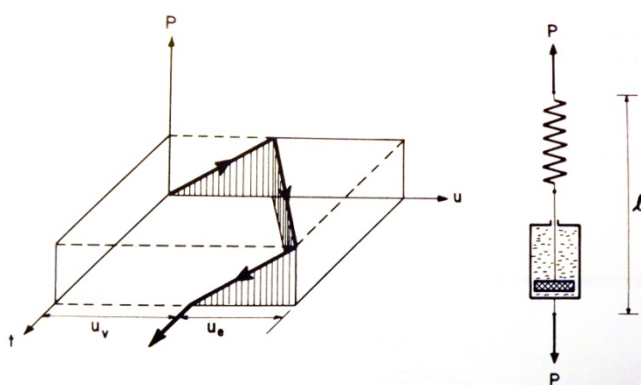


Figura 18 - Modelo em série de Maxwell. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

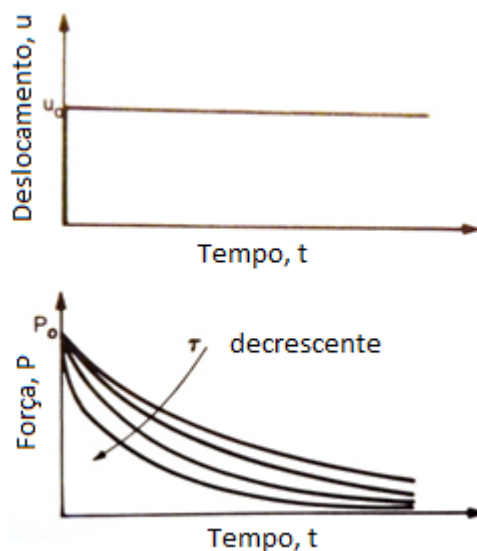


Figura 19 - Curvas de amortecimento do modelo de Maxwell. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

2.3.1.2. Modelo de Kevin

O modelo de Kevin associa a mola e o amortecedor em paralelo e este modelo é usado para representar o componente elástico retardado do comportamento de um material.

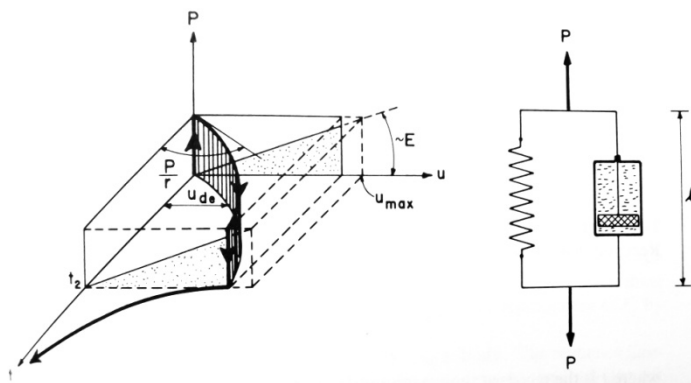


Figura 20 - Associação em paralelo de Kelvin. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

2.3.1.3. Modelo de Burger

O modelo de Burger é uma associação dos modelos anteriores de Maxwell e de Kelvin. Montando um acoplamento em série com uma mola de Hooke, o modelo de Kelvin e por fim um amortecedor de Newton, como apresentado na Figura 21. O modelo de Burger apresenta grandes vantagens, sendo que a fluência é descrita em uma forma mais simples e com termos compreensíveis.

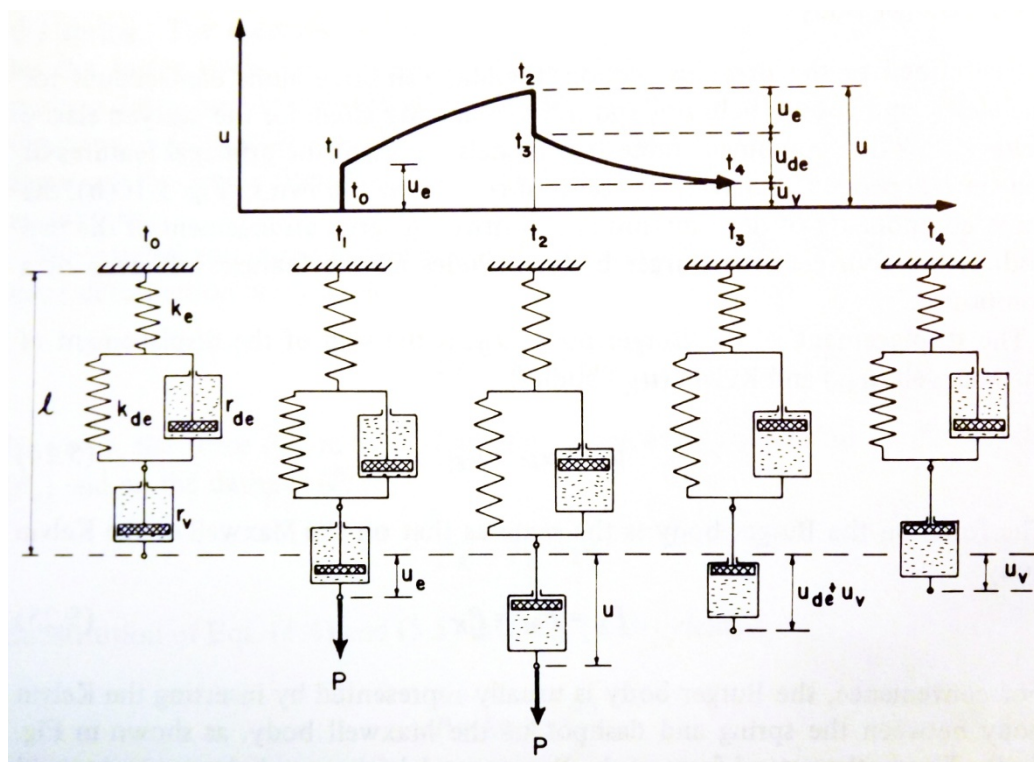


Figura 21 - Modelo de Burger para o comportamento da fluência. Fonte: BODIG & JAYNE (1982).

Para análise dos tabuleiros protendidos, não há a necessidade de se considerar a relaxação da madeira, apenas a fluência, que neste gráfico pode ser

observada do tempo t_1 ao tempo t_2 , onde ocorre a deformação pela fluência da madeira.

Considerando a heterogeneidade da madeira e a quantidade de termos necessários para aplicação dos modelos matemáticos, BODIG & JAYNE (1982) afirmam que é possível associar curvas de fluência ou relaxação com várias funções empíricas, necessitando uma gama menor de constantes. Entre elas a mais simples se dá por uma função com representação parabólica, apresentada na equação (4).

$$(4) \quad \varepsilon(t) = \varepsilon_0 + at^m$$

onde;

ε é a deformação total no tempo t ;

ε_0 é a deformação instantânea, ou elástica;

t é o tempo;

a e m são constantes.

Nesta equação, as constantes devem ser obtidas por meio de ensaios de fluência ou relaxação.

2.3.2. Relaxação do Aço de Protensão

Os aços utilizados para protensão podem ser classificados como fios, cordoalhas e barras. Para as estruturas de madeira, o mais comum é a utilização de barras de protensão, no caso específico, barras DYWIDAG. As cordoalhas ainda não são utilizadas para a protensão de estruturas de madeira, mas é amplamente utilizada em peças de concreto protendido, tanto para pós quanto para a pré-tração. Dentre as cordoalhas, destaca-se a de sete fios que é muito utilizada em elementos de concreto protendido.

A cordoalha de sete fios tem seis fios com mesmo diâmetro, dispostos no perímetro e encordoados juntos em formato helicoidal. O sétimo fio, ou fio central, tem a seção pelo menos 2% maior que os demais que o envolvem e segue sempre ao centro dos fios helicoidais (BUCHAIM 2007). A resistência dos fios que compõem as cordoalhas pode ser de 1750 MPa ou 1900 MPa. O conjunto de

sete fios pode ser encontrado em diâmetros nominais de 6,4 mm a 15,2 mm, como disposto na Tabela 4.

Tabela 4 - Características geométricas e mecânicas das cordoalhas de 7 fios. Fonte: BUCHAIM (2007) adaptado.

Categoria	Diâmetro \varnothing (mm)	Área Mínima (mm ²)	f_{ptk}	f_{pyk}/f_{ptk}	f_{pyk}/f_{ptk}	ε_{10} OU ε_{puk} (%)
			(GPa)	RN	RB	
Cordoalhas de 7 fios CP-175 (cf. NBR 7483)	6,4	24,5	1,75	0,85	0,90	$\varepsilon_{puk} = 3,5\%$
	7,9	37,4				
	9,5	56,2				
	11	71,0				
	12,7	94,2				
	15,2	138,7				
Cordoalhas de 7 fios CP-190 (cf. NBR 7483)	9,5	54,8	1,90	0,85	0,90	$\varepsilon_{puk} = 3,5\%$
	11	74,2				
	12,7	98,7				
	15,2	140,0				

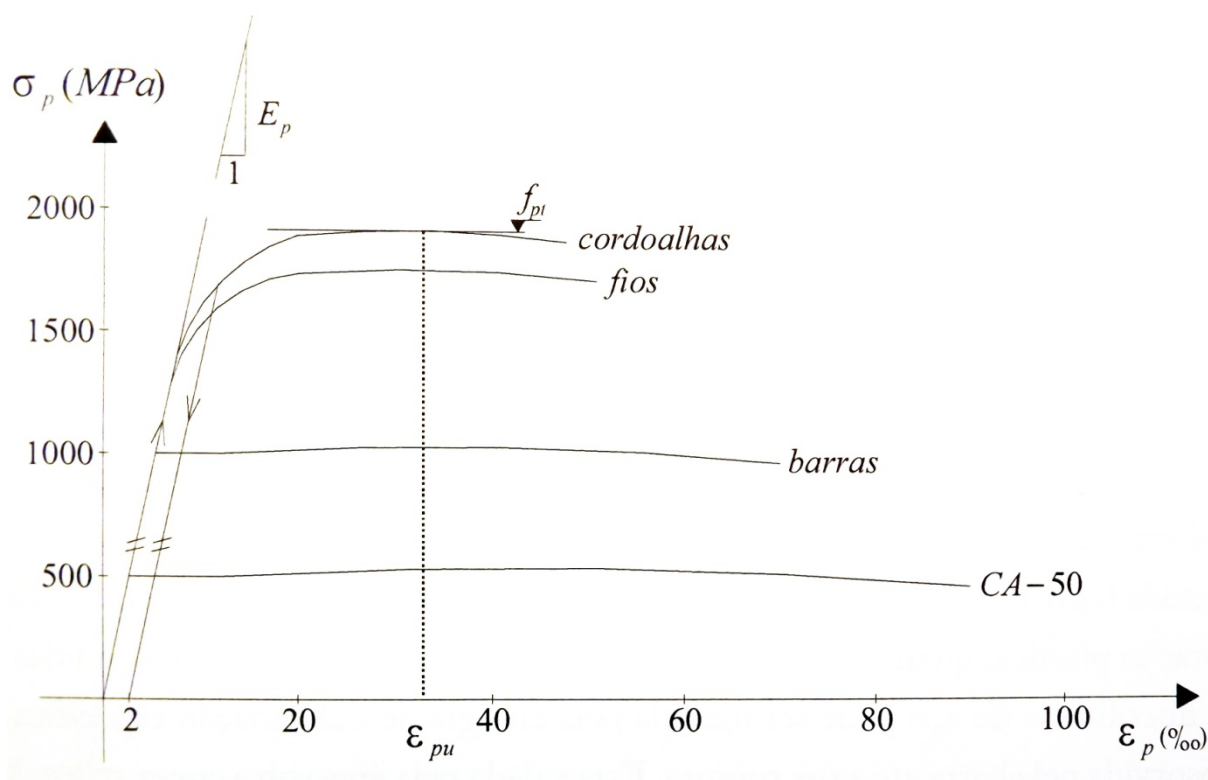


Figura 22 - Diagrama de tensão-deformação do aço de protensão. Fonte: BUCHAIM (2007).

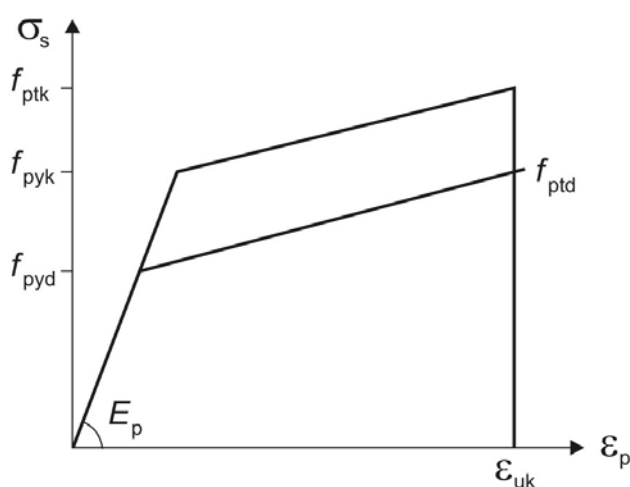


Figura 23 - Diagrama de tensão-deformação característico e de cálculo. Fonte: ABNT NBR 6118.

BUCHAIM (2007) aponta em seu trabalho que ambos os diagramas apresentam um trecho inicial linear, na qual a lei de Hooke é válida, e o arco tangente desta reta é o módulo de elasticidade do material, que tem valor de $E_p \cong 200 \text{ GPa}$. Após este trecho, segue-se uma parte com curvatura acentuada, onde o aço passa da fase elástica para a fase plástica, e um trecho último linear onde atuam, predominantemente, as deformações plásticas do material.

Os tratamentos possíveis para o aço determinam o grau de relaxamento do mesmo, para os aços de protensão existem dois tipos de relaxação para os aços, o de relaxação baixa (RB) e o de relaxação normal (RN), e seus diagramas são apresentados abaixo:

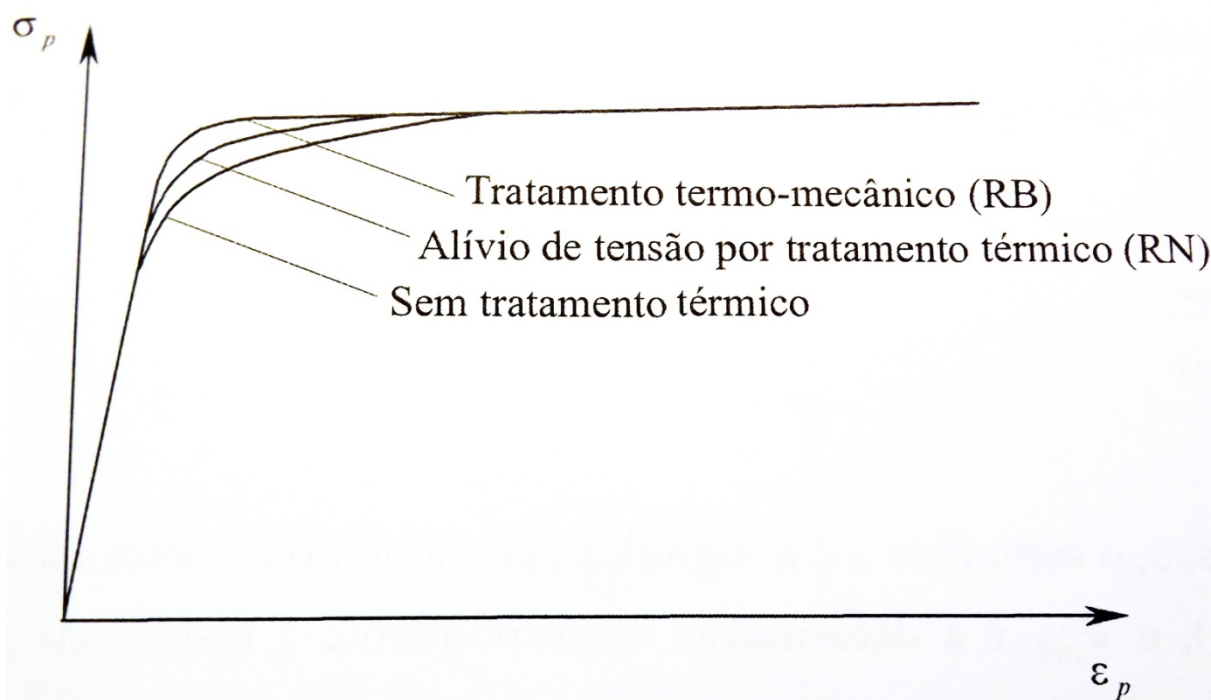


Figura 24 - Efeito dos tratamentos térmicos para o aço de protensão. Fonte: COLINS & MITCHELL (1987) apud BUCHAIM (2007).

BUCHAIM (2007) expõe que a relaxação do aço se dá quando a barra é submetida a uma tensão inicial de tração em t_0 e mantida neste estado, em seguida, esta mesma barra é acondicionada a uma deformação constante até um tempo $t > t_0$, e ao longo do tempo há uma diminuição da tensão aplicada inicialmente, dada esta variação por $\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$.

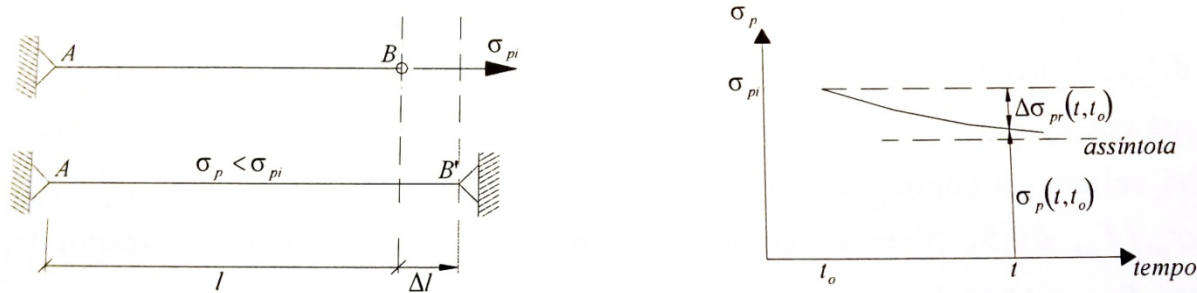


Figura 25 - Relaxação do aço de protensão e gráfico de relaxação ao longo do tempo. Fonte: BUCHAIM (2007).

Como este tipo de cordoalha é mais comumente utilizada em estruturas de concreto, a norma NBR 6118 de concreto dispõe de fórmulas para o cálculo da relaxação devido à protensão. Como função de relaxação, a NBR 6118 admite:

$$(5) \quad \psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}(t_0)}$$

BUCHAIM (2007) desenvolve esta equação a fim de se obter a tensão σ_p no aço de protensão para um determinado tempo t , obtendo as equações (6) e (7) apresentadas a seguir.

$$(6) \quad \psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}(t_0)} = \frac{\sigma_{pi}(t_0) - \sigma_p(t, t_0)}{\sigma_{pi}(t_0)} = \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}$$

$$(7) \quad \sigma_p(t, t_0) = \sigma_{pi}(t_0) [1 - \psi_{1000} \left(\frac{t - t_0}{41,67} \right)^{0,15}]$$

onde:

$\psi(t, t_0)$ a perda de protensão em um tempo t , em %;

$\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)$ a variação de tensão no cabo em um tempo t ;

$\sigma_{pi}(t_0)$ a tensão de protensão inicial aplicada no cabo;

$\sigma_p(t, t_0)$ a tensão no cabo após um tempo t ;

ψ_{1000} coeficiente dado pela NBR 6118 relativo a 1000 horas;

t o tempo decorrido após a protensão em dias;

t_0 o tempo inicial de aplicação da protensão.

De acordo com esta equação, a NBR 6118 admite que a deformação seja constante, o que não ocorre em campo, visto que quando o outro material é comprimido pela tensão de protensão, o mesmo também sofre fluência, fazendo com que a deformação seja, na verdade, decrescente.

Como exemplo, BUCHAIM (2007) demonstra que a perda de protensão em apenas um dia é dada por:

$$(8) \quad \psi(1,0) = \psi_{1000} \left(\frac{1}{41,67} \right)^{0,15} = 0,57\psi_{1000}$$

Portanto, a perda de tensão em um dia é definida por 57% da perda em 1000 horas, e referente à aproximadamente 23% da perda em 50 anos (18250 dias), como mostrado em BUCHAIM (2007) e apresentado na equação (9) abaixo.

$$(9) \quad \psi(t_{\infty}, t_0) = \psi(18250, 0) = \psi_{1000} \left(\frac{18250}{41,67} \right)^{0,15} = 2,5\psi_{1000} \therefore \frac{0,57\psi_{1000}}{2,5\psi_{1000}} = 22,8\%$$

Portanto, a perda de um dia representa 23% da perda em 50 anos, dado pela NBR 6118 como tempo infinito. A norma brasileira de concreto e estruturas de concreto apresenta uma tabela onde são colocados os coeficientes de fluência e relaxação do aço para os diferentes tipos de aço e tensões solicitantes.

Tabela 5 - Coeficientes de relaxação e fluência do aço. Fonte: ABNT NBR 6118.

	Coeficiente de relaxação a 1000 horas		Coeficiente de relaxação a tempo infinito				Coeficiente de fluência a tempo infinito					
	ψ_{1000} (%)		$\psi(t_{\infty}, t_0) = 2,5\psi_{1000}$ (%)				$\Phi_p(t_{\infty}, t_0) = -\ln[1 - \psi(t_{\infty}, t_0)]$ (%)					
σ_{pi}/f_{ptk}	Cordoalhas		Fios		Cordoalhas		Fios		Cordoalhas		Fios	
	RN	RB	RN	RB	RN	RB	RN	RB	RN	RB	RN	RB
0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,6	3,5	1,3	2,5	1,0	8,75	3,25	6,25	2,5	9,2	3,3	6,5	2,5
0,7	7,0	2,5	5,0	2,0	17,5	6,25	12,5	5,0	19,2	6,5	13,4	5,1
0,8	12,0	3,5	8,5	3,0	30	8,75	21,25	7,5	35,7	9,2	23,9	7,8

2.3.3. Tabuleiro Protendido

Como há uma grande dificuldade em determinar qual a influência real da fluência da madeira e da relaxação do aço de protensão nas perdas de carga dos tabuleiros protendidos, estudos são direcionados a determinar a perda total do conjunto.

Segundo RITTER (1991), a perda de protensão pode chegar a 80% caso o tabuleiro seja protendido apenas uma vez durante sua vida útil. O autor

também afirma que se reprotendido o tabuleiro em um curto período de tempo e novamente reprotendido a um tempo determinado, a perda máxima é de 60%.

CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002) propuseram um gráfico onde a perda de protensão com o tempo é apresentada com uma protensão inicial; com uma protensão e uma reprotensão e também com uma protensão e duas reprotensões. O gráfico é apresentado na Figura 26.

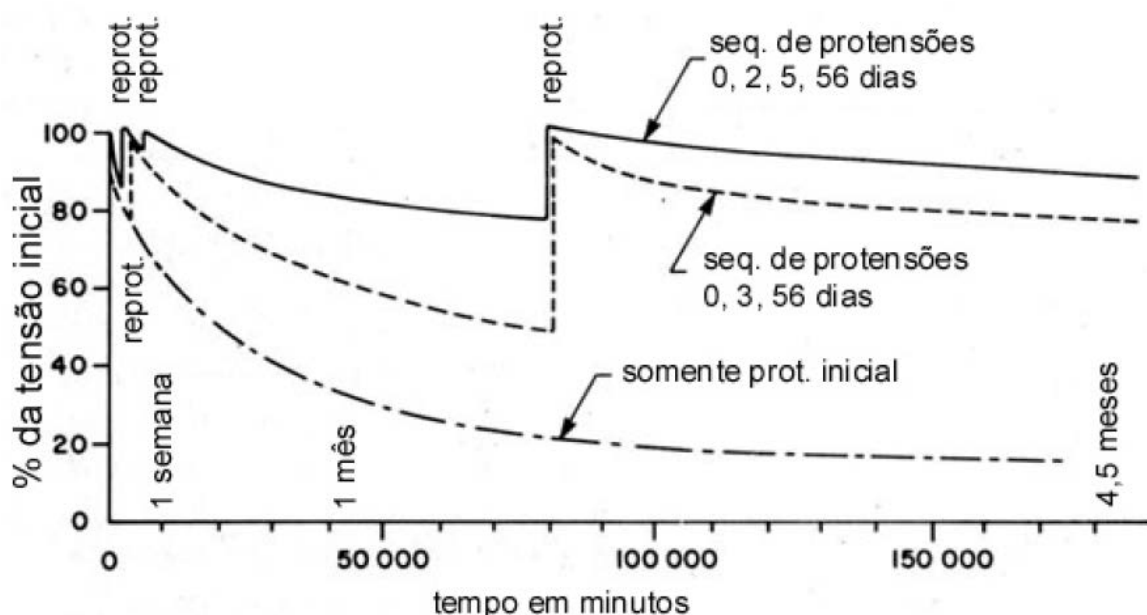


Figura 26 - Gráfico de perda de protensão com o tempo. Fonte: CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002)

O gráfico proposto por CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002) mostra que após 4,5 meses a tensão nos cabos chega a ser de 20% da tensão inicial se caso for aplicada apenas uma protensão, e a partir de duas reprotensões, aos 3 e 56 dias pode diminuir essa perda, tendo como valor residual de tensão aproximadamente 80% da tensão inicial.

PRATA (1995) realizou ensaios de perda de protensão em corpos de prova prismáticos com elementos de $22 \times 22 \times 5$ cm de Eucalipto Citriodora, onde obteve perdas de até 50% com a utilização de barras DYWIDAG de $\varnothing 19$ mm e comprimento total de 2 m. O autor relata que neste experimento houve uma grande dificuldade em realizar a análise da fluência, e buscou oferecer dados para construção de novos protótipos para este estudo.

OKIMOTO (2002) realizou ensaios de perda de protensão utilizando modelos com dimensões de $20 \times 20 \times 100$ cm e tensões de projeto de 700 kPa e

1000 *kPa*, tensões iniciais de 1750*kPa* e 2500 *kPa*, e barras DYWIDAG com diâmetros de 16 *mm*, 25 *mm* e 32 *mm*. Neste ensaio OKIMOTO (2002) pode observar que, ao contrário do esperado, as perdas foram maiores para diâmetros menores de barra e não tiveram diferença significativa para os diferentes níveis de tensão durante o período analisado. As perdas variaram de 25% para as barras de 32 *mm* e 40% para as barras de 16 *mm*.



Figura 27 - Modelo de corpo de prova utilizado por OKIMOTO (2002). Fonte: OKIMOTO (2002)

No mesmo trabalho, OKIMOTO (2002) ensaiou dois tabuleiros em modelo reduzido com dimensões de 100 × 480 × 20 *cm*, protendidos com barras DYWIDAG com diâmetros de 16 *mm* e 32 *mm*. As perdas do tabuleiro se mostraram menores que nos corpos de prova, 30% no 50º dia, mostrando que o gráfico proposto por CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002) é conservador. OKIMOTO (2002) ressalta que nestes tabuleiros a tensão utilizada foi de 500 *kPa*, diferente dos corpos de prova.

FONTE (2004) observou a perda de protensão em um modelo real de ponte. Neste estudo, uma ponte foi construída com Eucalipto Citriodora em lâminas de 5 × 25 *cm*. O tabuleiro foi projetado para uma via de rodagem, com 4 metros de largura e 8 metros de comprimento. A protensão foi aplicada no tabuleiro com barras DYWIDAG com diâmetro de 16 *mm* espaçadas a cada 63 *cm*. As perdas de protensão observadas por FONTE (2004) chegaram a níveis de 41,8% após 55 dias, muito abaixo da previsão segundo a literatura.

CEFERINO (2013) analisou por mais de um ano a perda de protensão em um tabuleiro protendido com cordoalhas engraxadas. No caso de CEFERINO, o tabuleiro foi reprotendido após 23 dias, quando a perda observada

chegou, em média, a 17%. Após executada a reprotensão, a autora continuou a analisar as perdas de protensão no tabuleiro. Passados 500 dias a perda de protensão observada por CEFERINO (2013) foi apenas de 23%. É importante ressaltar que as perdas de protensão foram medidas com o tabuleiro fora de utilização, porém o mesmo contava com dimensões reais e estava à mercê das intempéries.

2.4. Projeto

O projeto de pontes laminadas protendidas visa à estabilidade e eficiência estrutural quando acionada pelos carregamentos rotineiros. As principais preocupações no projeto de uma ponte são os possíveis modos de falha, exemplificados por PRATA (1995), e que pode ser observado na Figura 6. Este tipo de falha estrutural deve ser garantido pela tensão de compressão aplicada pela protensão.

2.4.1. Parâmetros de Projeto

2.4.1.1. Juntas de Topo

OKIMOTO (1997) definiu parâmetros para o dimensionamento de pontes laminadas protendidas, entre eles, um coeficiente C_{bj} , relativo às juntas de topo entre as peças. Devido ao tamanho comercial das peças de madeira, há a necessidade de criar um arranjo entre as peças para que as conexões não comprometam a eficiência da ponte. Em RITTER (1991), esse coeficiente de redução C_{bj} é dado na Tabela 6.

Apesar desta tabela, OKIMOTO (1997) reavaliou esta influência para madeiras nacionais, chegando a resultados próximos, porém diferentes, apresentados na Tabela 7. O último autor também aponta que as juntas não devem ser posicionadas em distâncias menores que 1,2 m e no máximo, deve haver quatro peças não coincidentes, o que pode ser melhor visualizado na Figura 28.

Tabela 6 - Coeficiente de Redução C_{bj} . Fonte: RITTER (1991)

Freqüência de Juntas de Topo	C_{bj}
1 a cada 4	0,80
1 a cada 5	0,85
1 a cada 6	0,88
1 a cada 7	0,90
1 a cada 8	0,93
1 a cada 9	0,93
1 a cada 10	0,94
Sem juntas de topo	1,00

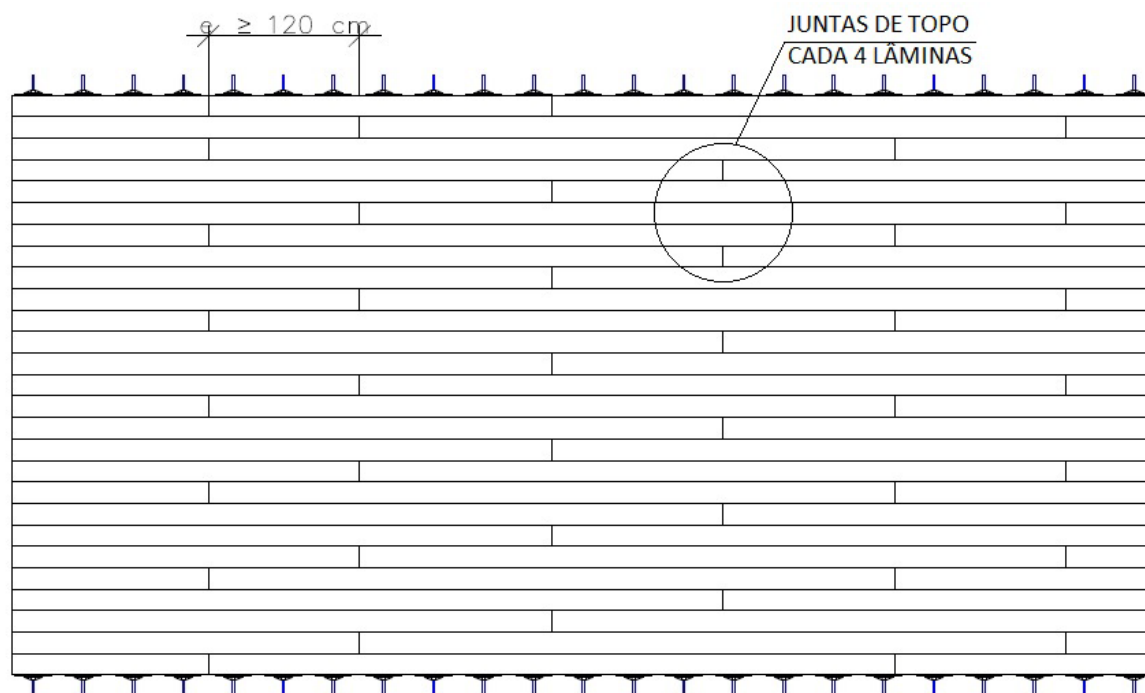


Figura 28 - Juntas de topo. Fonte: AUTOR (2014).

Tabela 7 - Coeficientes de juntas de topo C_{bj} . Fonte: OKIMOTO (1997).

Freqüência de Juntas de Topo	C_{bj}
cada 4	0,84
cada 5	0,88
cada 6	0,91
cada 7	0,93
cada 8	0,95

cada 9	0,96
cada 10	0,97
sem juntas	1,00

Estes coeficientes de redução são utilizados para minorar as propriedades elásticas do tabuleiro. Esta consideração de juntas de topo pode ser descartada no caso do uso de vigas de MLC (Madeira Laminada Colada) nas lâminas do tabuleiro, uma vez que este tipo de peça pode ter quaisquer dimensões.

2.4.1.2. Parâmetros elásticos

As propriedades elásticas do tabuleiro ortotrópico são mostradas em OKIMOTO (1997), sendo elas E_L , E_T e G_{LT} . Estas propriedades podem ser determinadas por meio de ensaios ou modelos numéricos. OKIMOTO realizou ensaios e chegou a equações para determinação destas constantes elásticas relacionando a tensão de protensão e o módulo de elasticidade da madeira. GÓES (2005) criou uma estimativa mais aproximada que leva em consideração apenas o módulo de elasticidade da madeira.

No estudo de OKIMOTO (1997), é demonstrado que a tensão de compressão influi nas rigidezes do tabuleiro. O autor chegou a relações entre o módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro e os outros parâmetros para o pinus elliottii e eucalipto citriodora, variando conforme o nível de protensão (σ_N) atuante no tabuleiro, de acordo com as equações (10) e (11).

$$(10) \quad G_{LT}/E_L = 0,0000132 \cdot \sigma_N + 0,01218$$

$$(11) \quad E_T/E_L = 0,0000216 \cdot \sigma_N + 0,00715$$

No manual de pontes de CALIL *et al* (2006), apresenta correlações entre os módulos apresentadas nas equações (1) a (3):

$$(12) \quad E_L = C_{bj} \times E_M$$

$$(13) \quad E_T = 0,015E_L$$

$$(14) \quad G_{LT} = 0,03E_L$$

BODIG & JAYNE (1982) também apresenta relações entre as rigidezes, porém em seu livro ele faz os comparativos com placas de madeira, e não madeira laminada. Sendo assim, pela análise experimental e teórica, os autores chegaram às seguintes relações:

$$(15) E_T = 0,05E_L$$

$$(16) G_{LT} = 0,067E_L$$

Estes valores não podem ser usados para tabuleiros laminados, pois se trata de uma placa de maciça, mas pode ser utilizado como parâmetro de referência para ver a eficiência da protensão na solidarização das lâminas.

2.4.2. Análise dos esforços solicitantes e deformações

2.4.2.1. Método da Viga Equivalente

O dimensionamento dos elementos estruturais depende dos esforços solicitantes que atuam sobre o tabuleiro, esforço cortante e momentos fletores. Pela dificuldade matemática da determinação dos esforços e deformações de tabuleiros ortotrópicos, a análise estrutural deve ser feita por computadores ou por análises simplificadas, como o método da viga equivalente, mostrado em RITTER (1991), e recomendado pelo EUROCODE cinco. Este método é também encontrado em vários outros trabalhos, inclusive no manual de projeto e construção de pontes de madeira elaborado por CALIL *ET AL* (2006).

No método da viga equivalente, é admitido que abaixo de cada linha de rodagem ha uma viga para suportar o carregamento. A altura da seção corresponde à seção do tabuleiro, e a largura da viga é obtida através de relações estimativas. RITTER (1991) apresenta uma equação para obter a largura efetiva da viga equivalente, considerando as características da madeira e as características geométricas da ponte, equações (17) e (18)

$$(17) \alpha = \frac{2G_{LT}}{\sqrt{E_L \times C_{bj} \times E_T}}$$

$$(18) \theta = \frac{b}{2L} \left[\frac{E_L \times C_{bj}}{E_T} \right]^{0,25}$$

onde:

L o vão do tabuleiro;

b a largura do tabuleiro;

C_{bj} o coeficiente de juntas de topo;

E_L o módulo de elasticidade longitudinal do tabuleiro;

E_T o módulo de elasticidade na direção transversal;

G_{LT} o módulo de elasticidade transversal do tabuleiro.

Determinados os valores de α e θ , a largura efetiva (D_w) da ponte é dada por um gráfico relacionando o número de faixas de rodagem no projeto, como apresentado nas Figura 29 e Figura 30.

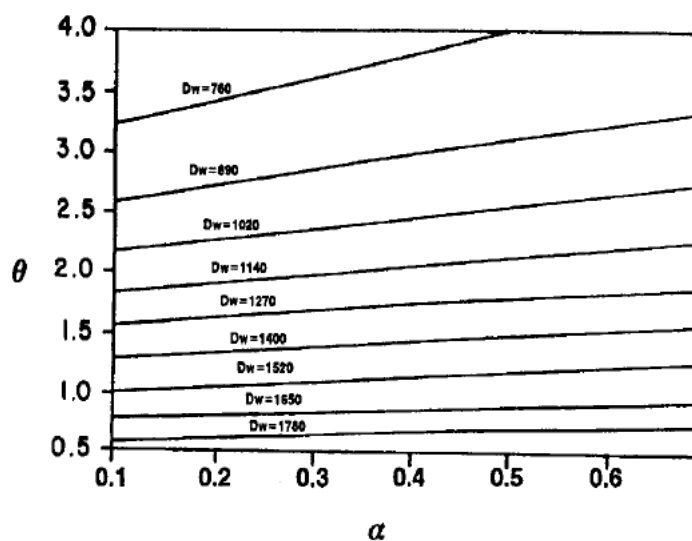


Figura 29 - Largura efetiva para uma faixa de rolagem. Fonte: RITTER (1991).

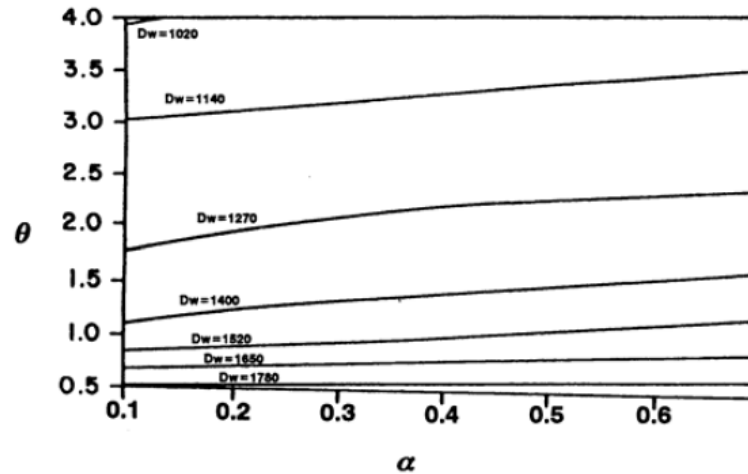


Figura 30 - Largura efetiva para duas faixas de rolagem. Fonte: RITTER (1992).

Para o cálculo da inércia à flexão, RITTER (1991) mostra que esta deve ser minorada pelo coeficiente C_{bj} , levando em conta novamente a distribuição das peças no tabuleiro.

$$(19) I = \frac{D_w C_{bj} h^3}{12}$$

onde:

I o momento de inércia efetivo;

D_w a largura efetiva da ponte;

h a altura do tabuleiro.

O EUROCODE 5 admite como largura efetiva (representada por $b_{w,ef}$ ao invés de D_w) uma dispersão de carga admitindo-se um ângulo de 45° para direção longitudinal e 15° para a distribuição transversal no caso de tabuleiros laminados.

Em tabuleiros compostos por dois materiais, pode ser considerada a distribuição em duas fases, como pode ser observado na Figura 31.

A largura efetiva deve ser calculada pela equação (20).

$$(20) b_{w,ef} = b_{w,middle} + a$$

onde:

$b_{w,middle}$ a distribuição da carga no centro da seção transversal do tabuleiro;

$a = 0,3$ para o caso de tabuleiros laminados protendidos.

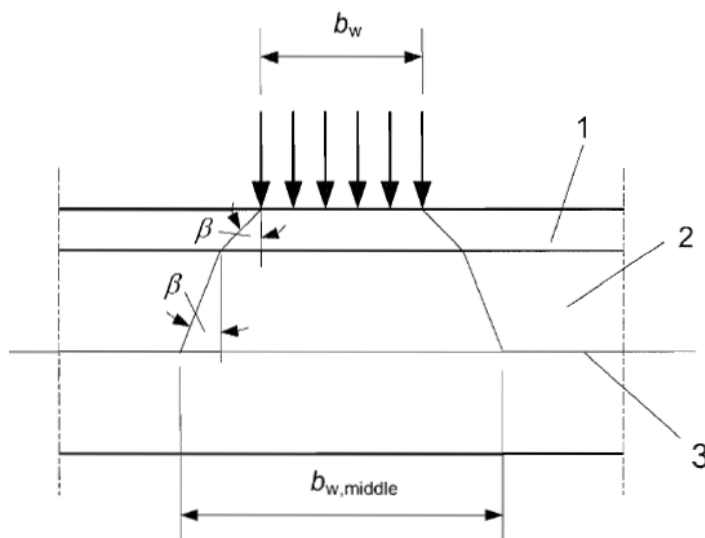


Figura 31 - Distribuição de carga concentrada em tabuleiro pavimentado. 1 - Pavimento, 2 - Tabuleiro de madeira, 3 – Referência no centro do tabuleiro. FONTE: EUROCODE 5 (2004).

De posse destes dados, o carregamento total deve ser aplicado em uma viga com estas características geométricas e os esforços e deslocamentos longitudinais podem ser calculados manualmente ou com auxílio de um programa de análise básica de estruturas. CALIL *et al* (2006) realça a necessidade de se buscar as situações mais críticas de carregamento, uma vez que o trem-tipo se desloca por toda a estrutura.

2.4.2.2. Programa ATM 2.0

O programa ATM (Análise de Tabuleiros de Madeira) foi desenvolvido na USP São Carlos e é utilizado para se obter, de forma mais precisa, os esforços solicitantes e as deformações provenientes dos carregamentos.

O funcionamento do programa se baseia no modelo elástico de placas ortotrópicas, e as rigidezes são definidas pela geometria do tabuleiro, pela carga de protensão de projeto e pelas propriedades mecânicas da madeira. O

programa leva em conta também o número de juntas de topo. Os parâmetros mecânicos do tabuleiro são obtidos através de equações obtidas em experimentos realizados por OKIMOTO (1997).

O programa apresenta uma interface e fácil utilização e pode ser utilizado para análise de tabuleiros protendidos laminados, treliçados, seção caixão e “T”, e também tabuleiros mistos madeira-concreto.

A aplicação de carga neste programa pode ser feita manualmente, ou podem ser colocados trem-tipos das classes 12, 30 e 45 diretamente.

A Figura 32 apresenta a tela inicial do programa e a Figura 33 mostra a interface onde são colocadas as propriedades do tabuleiro. As figuras Figura 34 e Figura 35 mostram os modos de lançamento das cargas no tabuleiro.

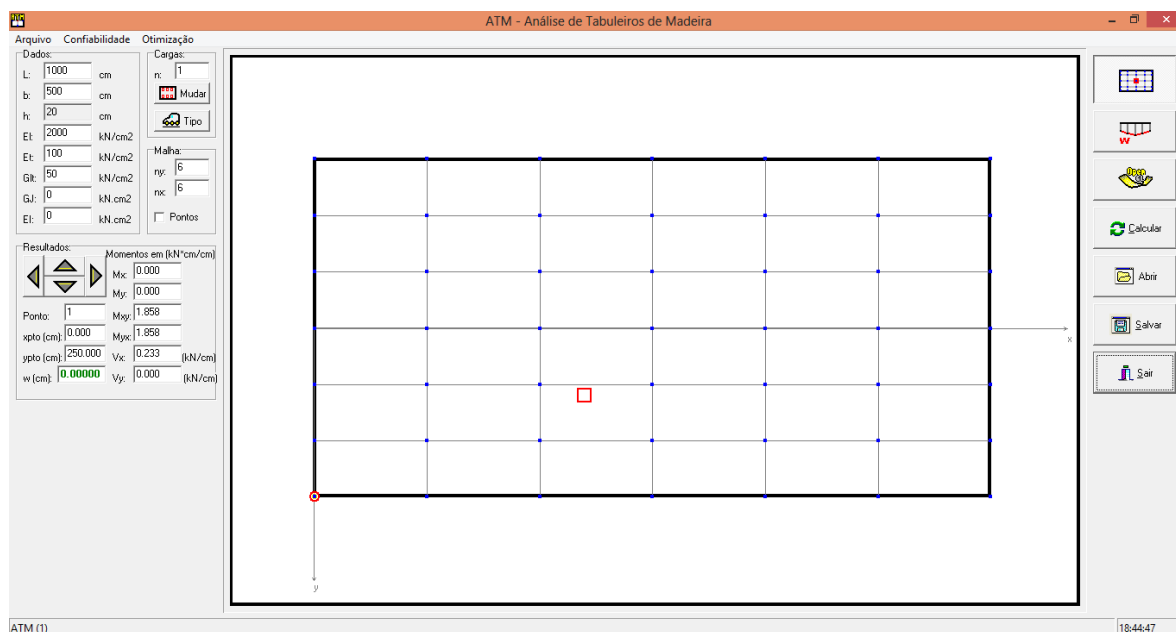


Figura 32 - Tela inicial do programa ATM. Fonte: AUTOR (2014).

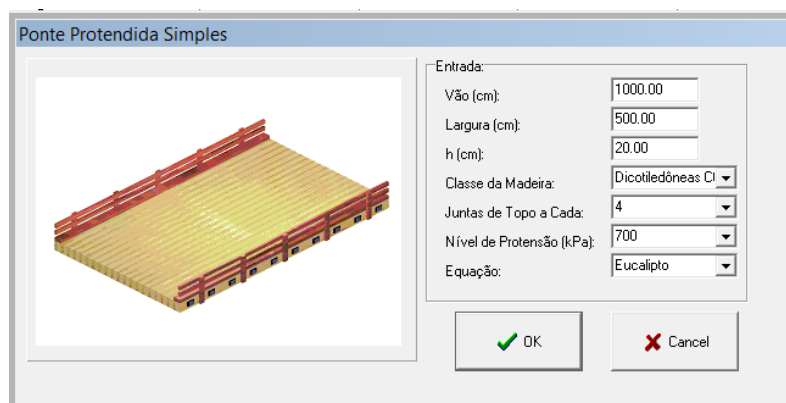


Figura 33 - Entrada de dados do tabuleiro laminado protendido. Fonte: AUTOR (2014).

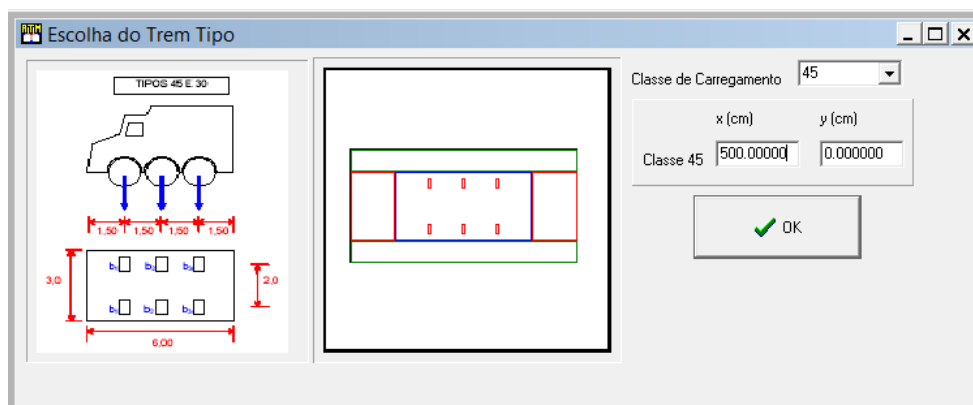


Figura 34 - Entrada direta de cargas. Fonte: AUTOR (2014).

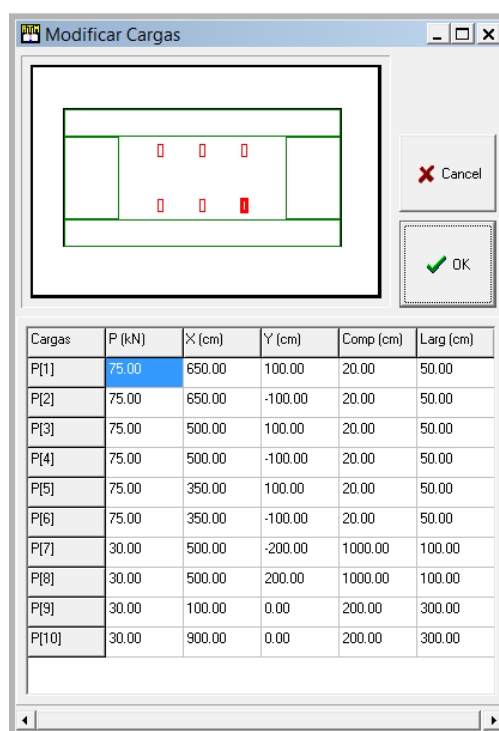


Figura 35 - Entrada manual de cargas. Fonte: AUTOR (2014).

2.4.3. Determinação do nível de protensão

De acordo com RITTER (1990), o nível de protensão é responsável por garantir o comportamento estrutural do tabuleiro como uma placa ortotrópica, e deve ser dimensionado para duas situações principais, a flexão na direção transversal e o cisalhamento interlamelar.

As equações (21) e (22) mostram os valores mínimos para a tensão de protensão nos cabos por unidade de comprimento necessária.

$$(21) \sigma_N = \frac{6M_T}{h^2}$$

$$(22) \sigma_N = \frac{1,5V_T}{h \cdot \mu}$$

onde:

σ_N a tensão de protensão residual necessária por unidade de comprimento;

M_T o momento fletor trasnversal;

V_T o cisalhamento na direção transversal;

μ o coeficiente de atrito (0,35 para peças serradas aplainadas em ambos os lados e 0,45 para peças serradas aplainadas em apenas um lado RITTER (1990))

h a altura do tabuleiro.

RITTER (1991) reitera que o mínimo absoluto de tensão residual deve ser superior a 40 lb/in^2 , ou seja, $0,28 \text{ MPa}$.

Outro ponto abordado pelo autor é que a tensão inicial deve ser de 2,5 vezes a tensão residual desejada, ou seja, a tensão mínima de protensão inicial é de $0,7 \text{ MPa}$. Isto se deve às perdas de protensão que ocorrem no conjunto, que neste fator é considerada atingindo um valor de 60%.

Segundo o EUROCODE 5 (2004), a equação (23) deve ser satisfeita.

$$(23) F_{V,Ed} = \mu_d \sigma_{p,min} h$$

onde:

$F_{V,Ed}$ a força de cisalhamento por unidade de comprimento;

μ_d o coeficiente de atrito dado pela Tabela 8;

$\sigma_{p,min}$ a tensão de protensão residual mínima por unidade de comprimento;

h a altura do tabuleiro.

O EUROCODE 5 (2004) admite para valor mínimo da tensão residual $0,35 \text{ MPa}$ e um valor inicial mínimo de tensão interlamelar de $1,00 \text{ MPa}$ para que seja respeitado assumido de $0,35 \text{ MPa}$ como tensão residual.

Tabela 8 - Coeficientes de atrito μ_D . FONTE: EUROCODE 5 (2004).

Superfície das lâminas	Umidade $\leq 12\%$	Umidade $\geq 16\%$
Madeira serrada / Madeira serrada	0,23	0,35
Madeira aplainada / Madeira aplainada	0,17	0,30
Madeira serrada / Madeira aplainada	0,23	0,35
Madeira / concreto	0,40	0,40

CALIL *et al* (2006) apresenta dois limites de tensão que devem ser respeitados, o primeiro para limitar as tensões de compressão perpendicular às fibras abaixo dos valores resistidos pela madeira e o outro para limitar as tensões no elemento de protensão em níveis baixos, ambas dadas abaixo nas equações (24) e (25).

$$(24) \sigma_{Ni} \leq f_{c90,d}$$

$$(25) \sigma_s \leq \frac{f_{py}}{1,1}$$

onde:

$f_{c90,d}$ a resistência à compressão paralela às fibras;

σ_s a tensão de protensão;

f_{py} a tensão de escoamento do elemento de protensão.

2.4.4. Espaçamento dos elementos de protensão

O espaçamento S_p depende da tensão residual de projeto e da força aplicada em cada elemento de protensão (RITTER 1991). Sendo assim, a equação apresentada por CALIL *et al* (2006) apresentada abaixo dá o espaçamento mínimo entre eixos dos elementos de protensão:

$$(26) S_p = \frac{F_p}{\sigma_N \cdot h}$$

onde:

F_p a força aplicada em cada barra ou cordoalha;

σ_N a tensão residual de projeto em *MPa*;

S_p o espaçamento entre eixos das barras ou cordoalhas.

O sistema de ancoragem deve ser projetado para que a força de protensão seja transferida para o tabuleiro e para que não haja o embutimento do sistema de protensão na madeira (RITTER 1991). RITTER (1991) apresenta uma equação simples para o cálculo da área necessária para a placa de distribuição, a mesma equação é vista em CALIL *et al* (2006) e em diversos outros trabalhos, e é dado por:

$$(27) A_p \geq \frac{F_p}{f_{c90,d}}$$

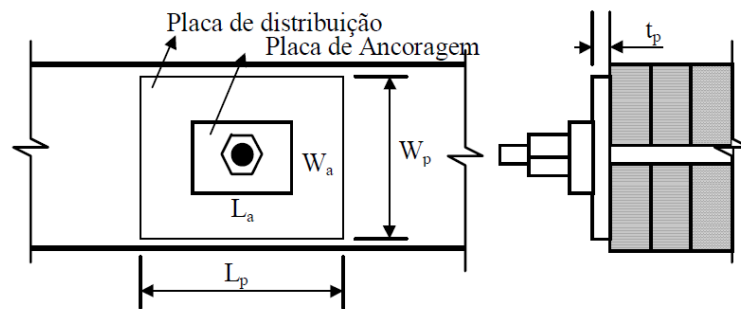


Figura 36 - Sistema de ancoragem. FONTE: CALIL *et al* (2006).

RITTER (1990) esclarece que a razão entre largura e altura da placa deve variar entre os valores de 0,5 e 2. A espessura da placa “ t_p ” deve garantir a boa distribuição das tensões. O valor da espessura depende da tensão aplicada na placa, calculada pela equação (28), e obtido pela equação (29). Estas equações podem ser obtidas em RITTER (1991) e CALIL *et al* (2006).

$$(28) f_{c1} = F_p / A_p$$

$$(29) t_p = \sqrt{\frac{3(f_{c1})(k^2)}{f_s}}$$

onde:

k o maior valor entre: $(W_p - W_a)/2$ e $(L_p - L_a)/2$;

$f_s = \frac{f_y}{1,1}$ a tensão admissível do aço da placa de distribuição;

f_y a tensão de escoamento do aço da placa de distribuição.

A placa de ancoragem dos elementos de protensão são produtos comercializados em dimensões padronizadas, tanto para barras quanto para cordoalhas.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Características do Tabuleiro

Optou-se pela construção de um modelo reduzido, aproveitando para sua construção madeira serrada de Pinus retirada de um trabalho anterior realizado por SCALIANTE (2014). O trabalho realizado por SCALIANTE (2014) teve como objetivo o estudo de tabuleiros laminados colados e, para a utilização da madeira, foi preciso cortar os tabuleiros laminado colados nas linhas de cola, a fim de que não houvesse a influência da cola nas propriedades da madeira.

As peças tinham dimensões de $5 \times 11 \times 235 \text{ cm}$ e após a separação das lâminas, as peças ficaram com dimensões de $3,5 \times 11 \times 235 \text{ cm}$, isto por que foi necessário aplainar as peças após o corte.

Neste trabalho foram utilizadas quatro cordoalhas de aço da classe *CP – 190 RB*, doado pelo Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos.

3.2. Sistema de Protensão e Ancoragens

O sistema de protensão utilizado foi composto por três componentes principais: cordoalha, cunha e placa de ancoragem. A cordoalha utilizada tem dimensão nominal de $12,7 \text{ mm}$ e área de seção transversal de 101 mm^2 . Ela é

composta por sete fios, sendo seis periféricos em helicóide e um fio central reto. Os fios são revestidos por graxa e revestidos com plástico de alta densidade.

As cunhas são feitas de aço, sendo que neste estudo optou-se por dois diferentes tipos de cunha, a bipartida e a tripartida para reprotensão. As cunhas bipartidas, como o próprio nome já menciona, são compostas por duas partes soltas, ambas com estrias internas que fixam a cordoalha evitando o escorregamento. As cordoalhas tripartidas são compostas por três partes também dentadas interiormente, porém estas partes são conectadas entre si por um anel de ferro. A grande diferença entre as duas é a rugosidade da parede externa e o material de fabricação. A cunha bipartida é áspera, dificultando sua retirada na hora da reprotensão, e esta é feita com aço comum, já a cunha tripartida tem uma superfície lisa externamente, exigindo o mínimo ou quase nenhum esforço para sua retirada, e pelo fato poder ser reutilizável, o aço para sua confecção é feito com uma liga mais resistente. Estes últimos tipos de cunhas podem ser reprotendidas até cem vezes (Catálogo eletrônico VOLLERT).

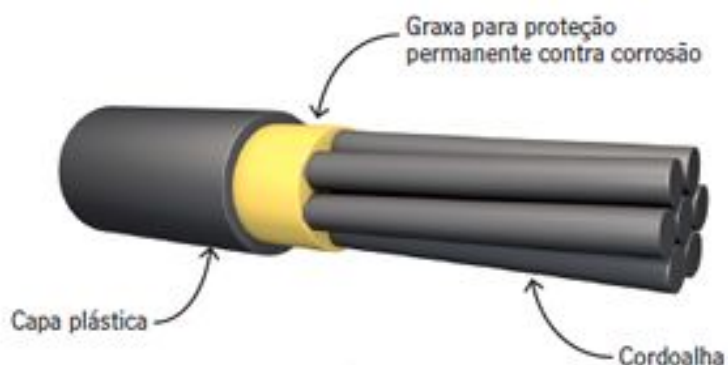


Figura 37 - Representação da composição da cordoalha engraxada. Fonte: Revista Técnica (2012).



Figura 38 - Cunha bipartida. Fonte: Blog Técnico em Edificações.



Figura 39 - Cunha tripartida. Fonte: Catálogo eletrônico VOLLERT.

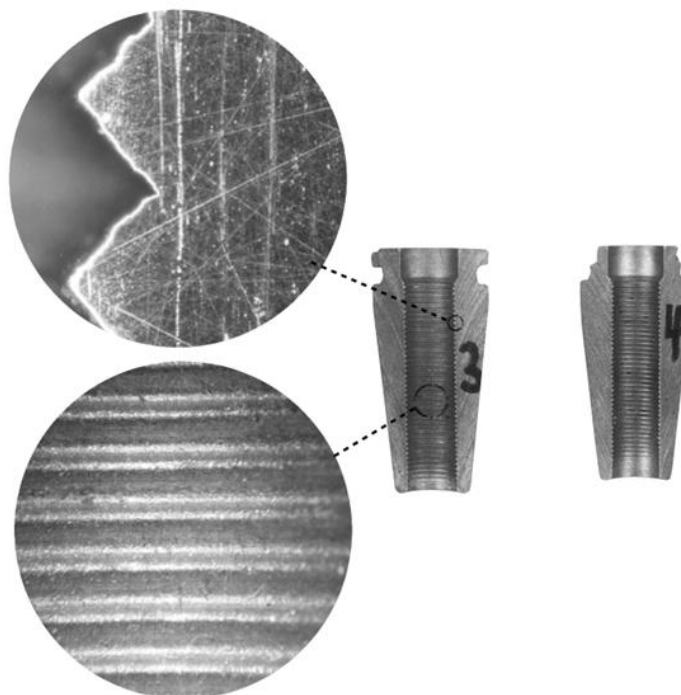


Figura 40 - Detalhe das estrias internas das cunhas. Fonte: Catálogo eletrônico VOLLERT (adaptado).

As placas de ancoragem são fabricadas com o mesmo material das cunhas bipartidas. No concreto, sua função é distribuir as tensões de protensão, na madeira essas placas trabalham apenas como porta cunhas, enquanto a distribuição das tensões é feita pela placa de distribuição, colocada entre a placa de ancoragem e a lâmina de madeira. As placas de ancoragem podem ser individuais ou conjuntas,

porém para protensão em madeira apenas importam as placas individuais, que têm dimensões de $5,8 \times 12,8 \text{ cm}$.

A configuração do conjunto de protensão completo pode ser vista na Figura 41.

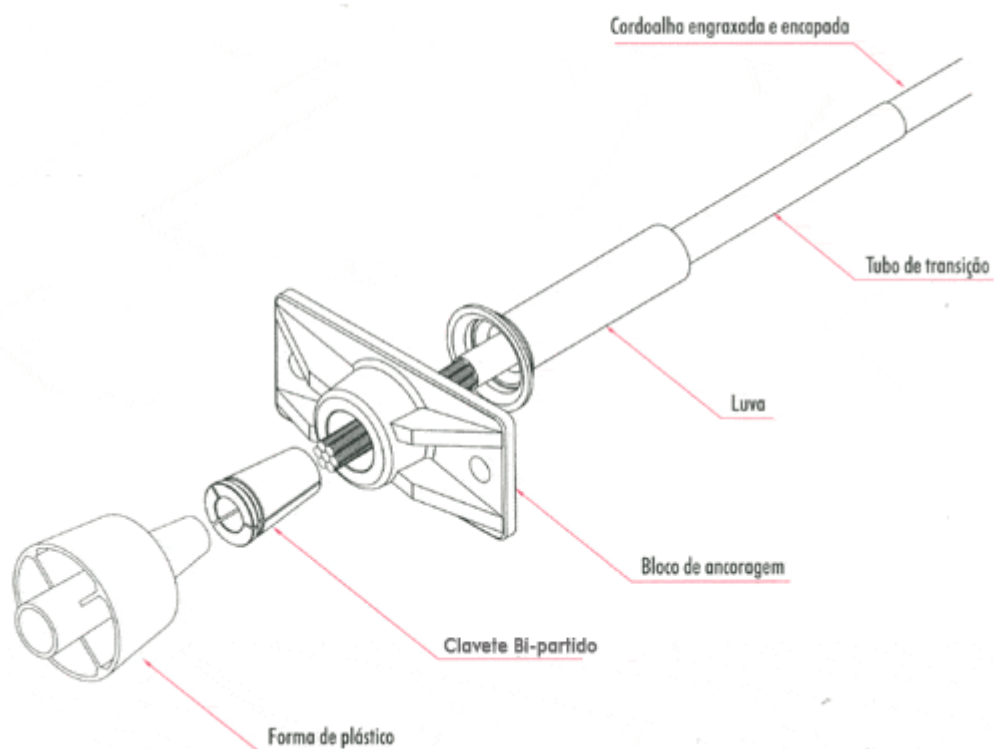


Figura 41 - Conjunto de ancoragem. Fonte: PupinPlast.

Os elementos de luva, tubo de transição e forma plástica são específicos para estruturas de concreto.

As especificações técnicas das cordoalhas podem ser observadas na Tabela 9.

Tabela 9 - Especificações técnicas da cordoalha de sete fios. Fonte: Catálogo Arcelor Mittal.

Cordoalha	Diâmetro Nominal (mm)	Área aprox. (mm^2)	Área mínima (mm^2)	Massa aprox. (kg/km)	Carga	
					mínima a 1% de deformação (kN)	Carga mínima de ruptura (kN)
CP 190 RB 9,5	9,5	55,5	54,8	441	93,9	104,3
CP 190 RB 12,7	12,7	101,4	98,7	792	168,6	187,3

<i>CP 190 RB 15,2</i>	15,2	143,5	140	1126	239,2	265,8
-----------------------	------	-------	-----	------	-------	-------

Para melhor distribuição das tensões de ancoragem, deveria ter sido colocada entre a placa de ancoragem e a lâmina de madeira uma placa de distribuição, com dimensões de $20 \times 11 \text{ cm}$ e espessura de $1,25 \text{ mm}$, porém por um erro no momento da execução do sistema, foi colocada uma placa menor, com dimensões de $15 \times 15 \text{ cm}$, com área de contato de $15 \times 11 \text{ cm}$.

3.3. Caracterização Visual da Peças

A caracterização visual das peças foi realizada de acordo com o anteprojeto da norma NBR 7190/2010 anexo E, onde as peças são classificadas nas classes SE (Classe Estrutural Especial), S1 (Classe Estrutural N°1), S2 (Classe Estrutural N°2) e S3 (Classe Estrutural N°3).

As classes são definidas de acordo com a quantidade e tamanho de defeitos destas peças. Os nós são os defeitos mais comuns presentes em madeiras de coníferas, sendo também os mais importantes para a determinação da classe estrutural do elemento estrutural. A localização do nó também é de grande influência na classificação da peça, como pode ser observado na Tabela 10.

Tabela 10 - Proporção limite de nós nas faces. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.

Posição dos nós	SE	S1	S2	S3
Face e canto do lado	20%	25%	33%	50%
Centro da face	35%	45%	50%	75%

Esta proporção é dada por um coeficiente K_a dado pela posição, tipo e diâmetro do nó. Este coeficiente não se dá pela soma de todos os nós, apenas em condições específicas em que um nó esteja próximo de outro de modo com que as fibras não passem entre eles, como pode ser observado nas Figura 42 e Figura 43.

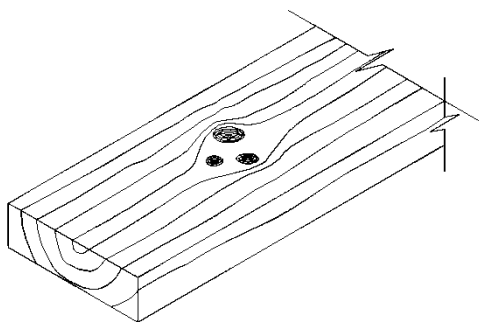


Figura 42 - Conjunto de nós. Fonte: ABNT NBR 7190/1997.

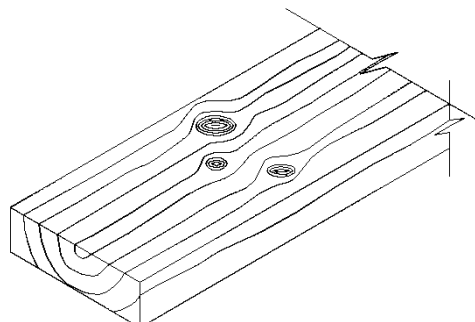


Figura 43 - Nós individuais. Fonte: ABNT NBR 7190/1997

Nesta norma, o empenamento é subdividido em encanoamento, arqueamento, torcimento e curvamento e deve ser medido de acordo com as figuras a seguir.

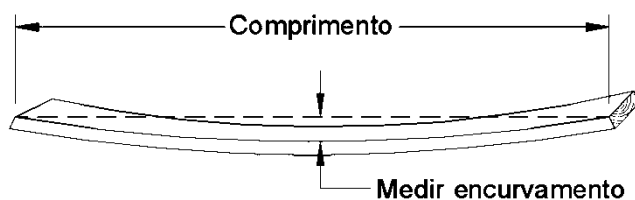


Figura 44 - Encurvamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010

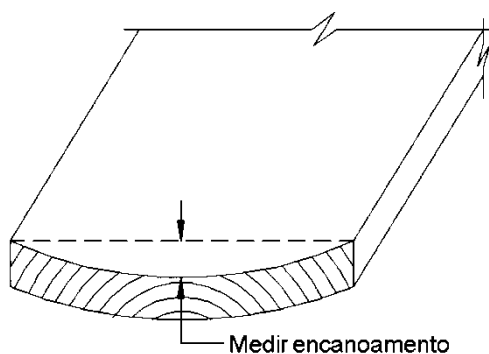


Figura 45 - Encanoamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010

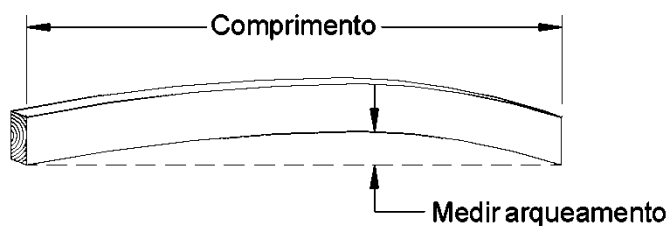


Figura 46 - Arqueamento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010



Figura 47 - Torcimento. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.

As rachas e fendas também devem ser medidas para averiguação da classe do elemento estrutural de madeira. Como a madeira é um material onde a rigidez em uma direção é algumas vezes maior que na outra, dependendo da orientação das fibras, a norma também considera a inclinação das fibras no enquadramento das classes, sendo obtida através da relação simples $i = a/b$, de acordo com a Figura 48.

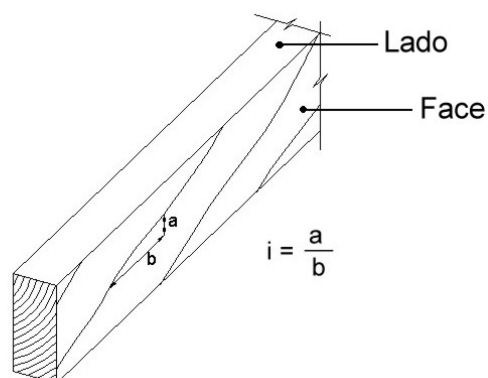


Figura 48 - Inclinação das fibras. Fonte: anteprojeto ABNT NBR 7190/2010.

A norma também classifica as peças de madeira como densas e não densas de acordo com a quantidade de anéis de crescimento contidos em uma polegada, ou seja, **2,54 cm**. A proporção de anéis de crescimento para esta classificação quanto à densidade da peça é dada pela Tabela 11.

Tabela 11 - Classificação de densidade. Fonte: ABNT NBR 7190/1997.

Classe	Densidade de anéis (anéis por polegada)	Proporção de madeira de inverno e anel de crescimento
Densa	≥ 6	$> 1/3$
	≥ 4	$> 1/2$
Não densa	≤ 4	$> 1/7$

A classificação final de uma peça deve ser expressa como Classe estrutural – Densidade, ex: S2-ND, peça da Classe Estrutural N°2, e Não Densa.

3.3.1. Resultados

Como as peças já haviam sido aplainadas, não havia defeitos de empenamento como encanoamento, arqueamento, encurvamento ou torcimento. Os elementos classificados também não apresentavam problemas quanto á fendas, ou rachas. As peças então foram classificadas apenas com base nos nós e inclinação das fibras e densidade, sendo os resultados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Classificação visual das peças de Pinus.

Peça	Classe	Peça	Classe	Peça	Classe	Peça	Classe
1	S3-D	13	S3-D	25	S1-D	37	SE-D
2	SE-D	14	SE-ND	26	S3-D	38	SE-ND
3	SE-ND	15	S1-D	27	SE-D	39	S2-D
4	S2-D	16	S1-ND	28	SE-ND	40	SE-D
5	S3-D	17	SE-D	29	SE-ND	41	S1-D
6	S2-D	18	SE-ND	30	SE-D	42	SE-ND
7	SE-D	19	S2-ND	31	SE-D	43	SE-D
8	SE-D	20	SE-D	32	SE-ND	44	SE-D
9	SE-ND	21	SE-ND	33	SE-D	45	SE-D
10	SE-D	22	S2-ND	34	SE-D	46	SE-D
11	S1-D	23	S3-D	35	SE-D		
12	SE-D	24	SE-D	36	S1-D		

3.4. Ensaio Mecânicos dos Elementos do Tabuleiro

3.4.1. Ensaio de flexão estática

O objetivo deste ensaio é determinar o módulo de elasticidade aparente na flexão (E_M).

Todas as peças que serão utilizadas na construção do tabuleiro foram ensaiadas à flexão. Este ensaio consiste na aplicação de uma carga no meio do vão de uma peça bi apoiada onde são medidos os deslocamentos e a carga

aplicada. A seção transversal das peças ensaiadas era de $3,5 \times 11 \text{ cm}$, sendo estas dimensões referentes à b e h respectivamente, e vão livre de 235 cm .

A carga máxima aplicada nas peças foi de $1,4 \text{ kN}$ divididas em seis etapas para a leitura das deformações, que foi feita por meio de um relógio comparador Kyowa com faixa de medição até 50 mm e precisão de $0,01 \text{ mm}$.

3.4.1.1. Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de flexão estática são apresentados abaixo na Tabela 13. A média dos módulos encontrados foi de $10,12 \text{ GPa}$, abaixo do encontrado nas mesmas peças por SCALIANTE (2014) na caracterização para montagem da placa laminada colada, no qual a média obtida foi de $14,24 \text{ GPa}$.

Tabela 13 - Módulos de elasticidade à flexão (E_M).

Peça	E_M (GPa)	Peça	E_M (GPa)	Peça	E_M (GPa)	Peça	E_M (GPa)
1	10,82	13	10,34	25	11,70	37	8,05
2	8,36	14	9,50	26	7,78	38	8,29
3	10,90	15	7,97	27	8,88	39	8,76
4	10,98	16	10,11	28	11,98	40	11,43
5	11,49	17	10,21	29	8,61	41	11,86
6	7,49	18	9,22	30	7,78	42	6,40
7	10,31	19	9,99	31	8,97	43	10,12
8	9,59	20	9,37	32	10,52	44	10,32
9	11,41	21	12,19	33	11,53	45	11,30
10	10,15	22	11,35	34	12,44	46	10,78
11	11,99	23	11,95	35	10,07		
12	12,49	24	9,70	36	10,62		
Média						10,12 GPa	
Desvio Padrão						1,52 GPa	

O desvio padrão das peças ensaiadas foi de $1,52 \text{ GPa}$, mostrando pouca variação entre nas peças. Vale ressaltar que algumas da peça haviam sido furadas por SCALIANTE (2014) e alguns distúrbios nos módulos pode ser

observado, pois algumas peças mais densas que possuíam furos tiveram módulo de elasticidade abaixo da média, como o caso da peça 15.

3.4.2. Ensaio de Compressão Normal às fibras

Este ensaio tem como objetivo determinar as tensões resistentes da madeira na compressão normal às fibras (f_{c90}) e o módulo de elasticidade normal às fibras ($E_{c90,M}$).

Para caracterização do conjunto foi retirada uma amostra de 12 peças aleatórias dentre as 46 que compõem o tabuleiro. Também foram retiradas corpos de prova de cada uma das peças de extremidade, 15 e 28, por serem as mais solicitadas pela carga de protensão aplicada. Os corpos-de-prova tinham dimensões de $3,0 \times 5 \times 11$ cm.

Para determinar o módulo de elasticidade foram desconsiderados os valores iniciais e finais, utilizando apenas a região linear do gráfico, como apresentado no Gráfico 1.

A NBR 7190 dá como resistência à compressão normal o valor correspondente a uma deformação residual de 2‰, sendo obtida graficamente, também mostrada no Gráfico 1.

O ensaio foi realizado com uma prensa semi-hidráulica do Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira da Universidade de São Paulo. As leituras de carga foram feitas por meio de um mostrador com limite de 25 kN para leitura e dois relógios comparadores kyowa com precisão de 0,01 mm.



Figura 49 - Ensaio de compressão normal às fibras.

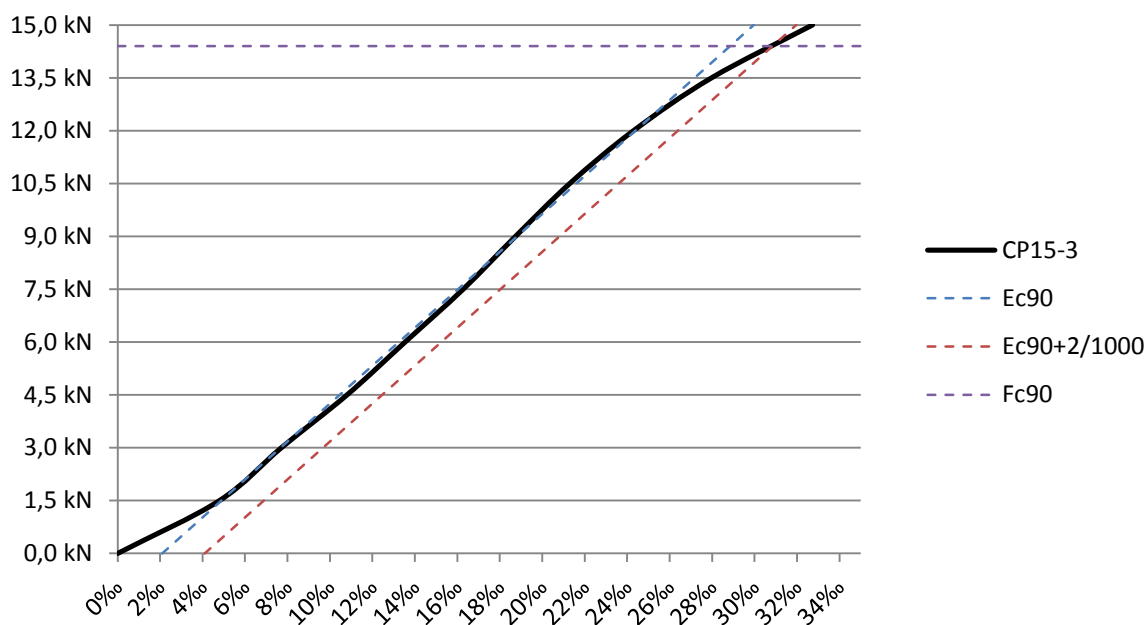


Gráfico 1 - Método para determinação da resistência de compressão normal às fibras.

3.4.2.1. Resultados

Os resultados dos ensaios de compressão paralela às fibras são apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 - Compressão perpendicular às fibras (f_{c90}).

CP	f_{c90} (MPa)	E_{c90}
1	3,39	263,8
2	3,06	229,53
3	4,91	181,14
4	4,67	289,81
5	6,72	228,41
6	4,42	396,51
7	6,98	197,88
8	5,22	242,42
9	4,50	204,57
10	5,83	160,60
11	7,33	354,50
12	3,85	191,84

Para valores característicos de resistências, a Norma Brasileira NBR 7190/1997 admite a seguinte equação:

$$(30) f_{wk} = \left(2 * \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{\frac{n}{2}-1}}{\frac{n}{2}-1} - f_{\frac{n}{2}} \right) \times 1,1$$

Os valores a serem tomados devem estar dispostos em ordem crescente, sendo f_1 o menor dos valores. O valor f_{wk} , segundo a NBR 7190/1997 não deve ser inferior a f_1 e nem inferior a 0,70 da média encontrada.

Inserindo na equação (30) os resultados obtidos nos ensaio, a resistência característica de compressão perpendicular às fibras $f_{c90,k}$ resulta em 3,33 MPa, porém a média dos valores é de 5,07 MPa e, $0,70 \times 5,07 = 3,55$ MPa. Portanto o valor característico deste lote de madeiras pode ser admitido como sendo $f_{c90,k} = 3,55$ MPa.

O módulo de elasticidade médio na direção normal às fibras considerado para o lote $E_{c90,M} = 245$ MPa.

Para as peças das extremidades, será considerado o valor de 70% da média dos três corpos-de-prova como valor característico, resultando, para as peças 15 e 28, os valores de $f_{c90,k}$ como sendo $6,73 \text{ MPa}$ e $3,75 \text{ MPa}$, respectivamente e módulo de elasticidade $E_{c90,M}$ de $304,6 \text{ MPa}$ e $297,0 \text{ MPa}$.

3.5. Montagem do Tabuleiro

As peças para confecção do tabuleiro foram retiradas de um tabuleiro já existente, resultado do trabalho de SCALIANTE (2014) que estudou o tabuleiro laminado colado com vigas enrijecedoras. Com o intuito de aproveitar a madeira, as laminas coladas foram separadas cortando-as nas linhas de cola com a serra fita. Foi tomado cuidado especial para que o corte fosse o mais preciso possível para que a seção transversal das peças não fosse reduzida em demasia.



Figura 50 - Corte das lâminas do tabuleiro laminado colado.

Após o corte das peças, as mesmas foram aplainadas para retirar qualquer imperfeição do corte.

3.5.1. Furação

Com as peças classificadas, foram realizados os furos para a passagem da cordoalha entre as lâminas de madeira. Para isto, foi utilizada uma peça como gabarito.

A cordoalha tem dimensão nominal de $12,7\text{ mm}$, porém com a bainha plástica, torna-se necessário que o furo seja maior que os $12,7\text{ mm}$. O conjunto bainha e cordoalha têm um total de 16 mm de diâmetro e, para que houvesse uma folga, os furos foram feitos com diâmetro de 20 mm .



Figura 51 - Peça furada, pronta para montagem.

3.5.2. Posicionamento das lâminas e passagem dos cabos

Para a distribuição das peças no tabuleiro, um cuidado especial foi tomado nas peças de extremidade, que recebem diretamente a protensão. As lâminas colocadas nestes locais foram as com maior módulo de elasticidade e maior densidade, assumindo que estas deviam ser as mais resistentes do conjunto. No interior do tabuleiro as peças foram distribuídas aleatoriamente.



Figura 52 - Tabuleiro montado, sem protensão.

3.5.3. Montagem do sistema de ancoragem e transdutores de carga

O sistema de ancoragem das cordoalhas engraxadas é composto por uma placa de ancoragem e uma cunha. A placa de ancoragem tem dimensões de $5,8 \times 12,8 \text{ cm}$ e é padrão para este tipo de cordoalha. Para que não houvesse ruptura por compressão perpendicular às fibras nas lâminas externas, foi colocada uma chapa com dimensões de $15 \times 15 \text{ cm}$, distribuindo a força de protensão em uma área maior, porém como dito anteriormente, deveria ter sido colocada uma placa de $25 \times 11 \text{ cm}$ considerando os resultados obtidos pela classificação apenas do módulo de elasticidade na flexão estática, que indica um lote da classe C25. Como constatado posteriormente no ensaio de compressão normal, as resistências ficaram abaixo do previsto, e necessitariam assim de uma placa com dimensões de $30 \times 11 \text{ cm}$. Na ancoragem passiva foram montados os transdutores de carga, cada um deles com capacidade máxima de 250 kN , ou $25 T_f$, sendo que estes foram colocados entre as placas de ancoragem e as chapas de distribuição, como mostrado na Figura 54.



Figura 53 - Células de carga antes da colocação das ancoragens passivas.



Figura 54 - Ancoragem passiva e célula de carga.



Figura 55 - Ancoragens ativas.

Como pode ser observado nas Figura 54 e Figura 55, o comprimento de cordoalha deixado além das cunhas se difere, sendo que na ancoragem passiva não é necessário um comprimento muito grande. Em estruturas de concreto, o comprimento necessário na ancoragem passiva, além das cunhas, é de apenas 3 *cm*, de acordo com o Manual para boa execução de estruturas protendidas VASCONCELOS (2013). Neste mesmo manual, é recomendado que os cabos na região ativa tenham, no mínimo, 40 *cm* além do conjunto de ancoragem.

As cunhas montadas na ancoragem passiva eram bipartidas, cunhas comuns de protensão em concreto, diferente das cunhas utilizadas na ancoragem ativa. Pelo fato do tabuleiro de madeira necessitar reprotensões, existe a necessidade de se utilizar uma cunha especial para esta finalidade. Em CEFERINO (2013), aconteceu um acidente no qual um dos fios da cordoalha rompeu durante a reprotensão, e alguns funcionários relataram dificuldade na retirada das cunhas para que fosse aplicada a nova protensão. As cunhas utilizadas na ancoragem ativa são especiais para reprotensão, comumente utilizadas em pistas de protensão, onde a ancoragem dos cabos é dada por atrito e não necessitam da placa e cunha. As cunhas de reprotensão são tripartidas e feitas com material diferente das comuns, conforme já apresentado no item 3.2 e Figura 38 e Figura 39.

As leituras de carga foram efetuadas utilizando as células de carga e um equipamento de aquisição e um sistema de leitura de deformações. As células de carga haviam sido previamente calibradas com este sistema.



Figura 56 - Cunha passiva (à direita) e cunha ativa (esquerda).



Figura 57 - Cunha passiva (à direita) e cunha ativa (esquerda).



Figura 58 - Equipamento para aquisição de carga.

3.5.4. Protensão do tabuleiro

A protensão foi realizada no próprio laboratório de madeiras da USP, e para isto foi utilizado um cilindro hidráulico com centro vazado. Para a fixação do cabo na parte posterior do cilindro hidráulico, foi utilizada uma cunha e uma placa de protensão, e na parte frontal do cilindro foi colocado um suporte para que houvesse espaço para colocar a cunha na ancoragem ativa.



Figura 59 - Dispositivo para aplicação da carga de protensão.



Figura 60 - Detalhe do suporte do cilindro.

A protensão do tabuleiro foi realizada em duas etapas, sendo aplicada aproximadamente 50% da carga de protensão em cada cabo seguindo a ordem indicada na Figura 61. A ordem de protensão foi feita seguindo recomendações de protensão em concreto, seguindo do centro da peça para as

extremidades, isto para que a influência de distribuição das cargas entre os cabos durante a protensão fosse reduzida.

ARMADURA ATIVA

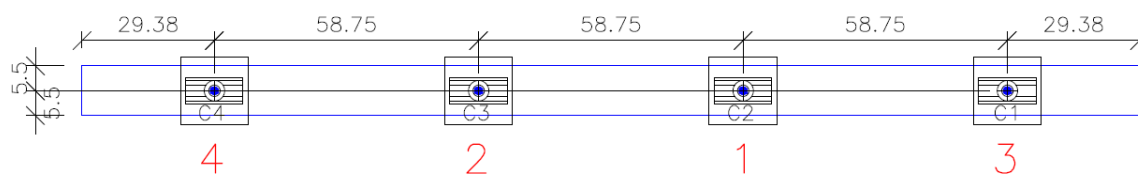


Figura 61 - Ordem de protensão (em vermelho).

Após a primeira etapa de protensão, foram verificadas as tensões nos cabos a fim de perceber qualquer problema nas ancoragens.

A segunda etapa de protensão foi efetuada logo em seguida, e seguiu a mesma ordem de protensão. Os cabos agora foram puxados até a carga de $16,00 T_f$, valor próximo à carga de escoamento da cordoalha, correspondente à carga mínima a 1% de deformação dada pela Tabela 9, $16,00 T_f$. A carga final aplicada no tabuleiro após as perdas imediatas foi, em média, de $10,72 T_f$.



Figura 62 - Configuração final do tabuleiro após a protensão.

A carga de protensão foi medida pelas células de carga do sistema de aquisição de dados. Em campo a carga no cabo deve ser medida pelo alongamento residual do cabo e leitura do manômetro da bomba hidráulica, ficando o executor da protensão responsável por preencher uma planilha *in loco* onde são apresentados esses valores de pressão e alongamento, obtendo assim a carga aplicada.

3.6. Reprotensão

A reprotensão foi realizada três dias após a protensão inicial. Para realizar a protensão o cilindro foi posicionado nos cabos e uma força de tração aplicada no cabo para que a cunha se soltasse. Esta puxada inicial deve ser feita com cuidado para que não seja ultrapassada a tensão de escoamento das cordoalhas. Após a cunha afrouxar, a mesma deve ser afastada da placa de ancoragem, e o cabo deve ser novamente puxado até que atinja a carga estipulada. Durante o processo de reprotensão, conseguiu-se uma melhor fixação das cunhas nas placas de ancoragem, evitando assim a grande perda imediata ocorrida na protensão inicial, da ordem de 33%. Um grande facilitador da reprotensão foi o uso da cunha específica, pois a cunha se soltava com grande facilidade quando o cilindro tracionava as cordoalhas.

A carga aplicada nas cordoalhas foi a mesma, de aproximadamente $16,00 Tf$, e a força média após o encunhamento de todos os cabos foi de $11,83 Tf$, representando uma perda de 26%. Com a utilização de um cilindro hidráulico com cravação automática as perdas podem ser reduzidas para aproximadamente 0,84 da força aplicada (ABNT NBR 6118/2014).

3.7. Caracterização Mecânica do Tabuleiro

3.7.1. Módulo de elasticidade na direção longitudinal

A determinação do módulo de elasticidade longitudinal (E_L) em tabuleiros dá-se pela aplicação de uma carga linear transversal, aplicada no centro do vão, como ilustrado na Figura 63.

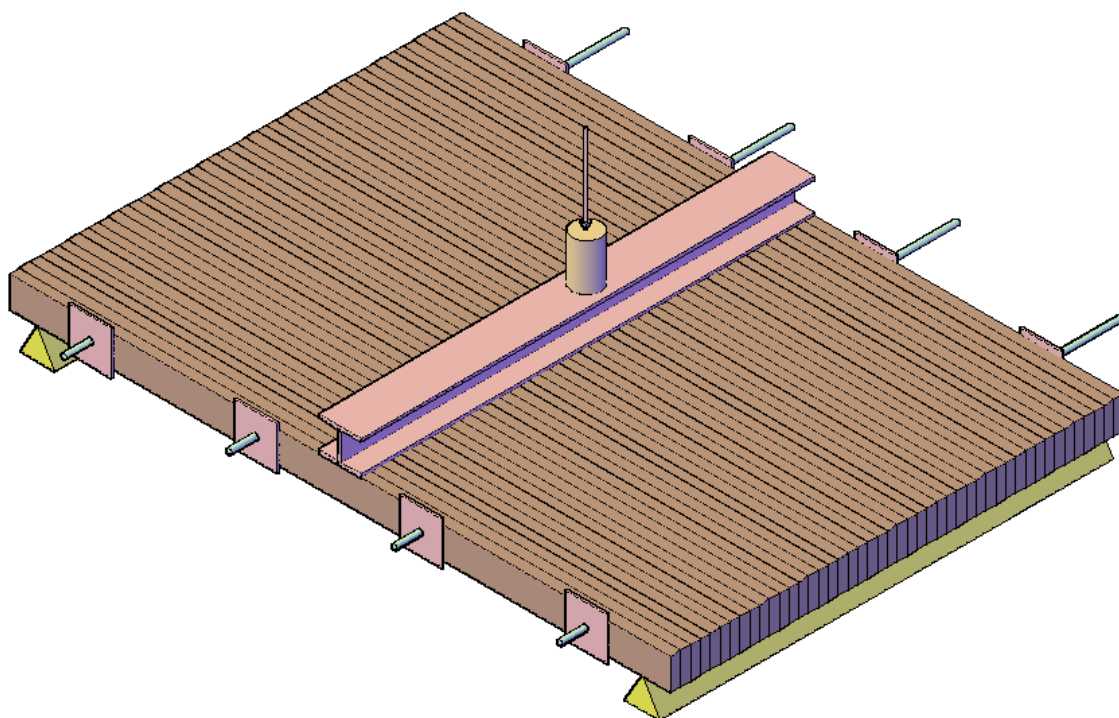


Figura 63 - Ensaio de flexão longitudinal.

Para este ensaio foi utilizado um perfil metálico “I” para distribuir a carga aplicada pelo cilindro hidráulico. As leituras de carga foram efetuadas utilizando um anel dinamométrico com constante igual a $10,823 \text{ kg/div}$, e capacidade total para 2 tf .

As leituras de deformação foram medidas logo abaixo da linha de aplicação de carga por meio de relógios comparadores. Foram dispostos três relógios comparadores, sendo dois deles colocados a 15 cm de cada extremidade e um no centro do tabuleiro, como pode ser observado nas Figura 64 e Figura 65.



Figura 64 - Ensaio para determinação do módulo de elasticidade longitudinal.

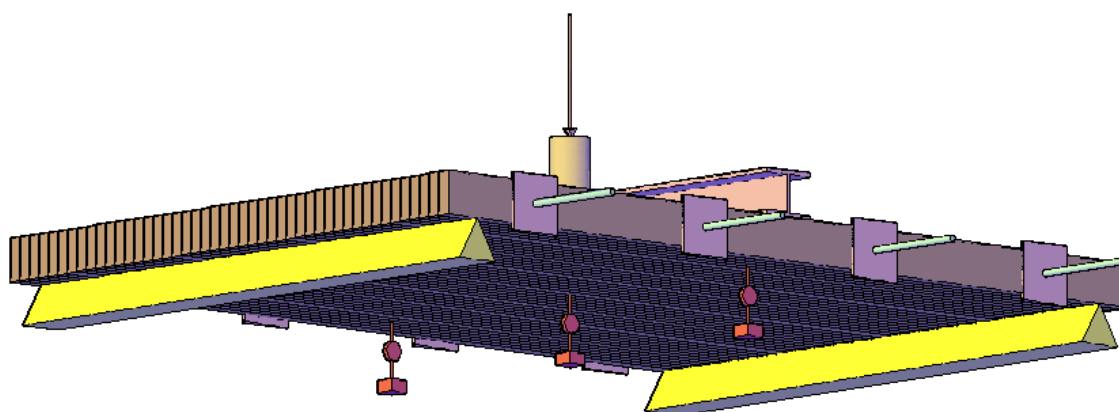


Figura 65 - Posicionamento dos relógios comparadores.

3.7.2. Módulo de elasticidade na direção transversal

Para determinação do módulo de elasticidade na direção transversal (E_T), foi utilizado o mesmo ensaio descrito acima, com a alteração da posição dos apoios e perfil metálico, de forma a ficarem paralelos às lâminas de madeira que compõem o tabuleiro. A leitura de carga foi realizada com o mesmo equipamento e a disposição dos relógios seguiram o mesmo arranjo, sendo um colocado no centro do vão e dois a 15cm das extremidades (Figura 66 e Figura 67).

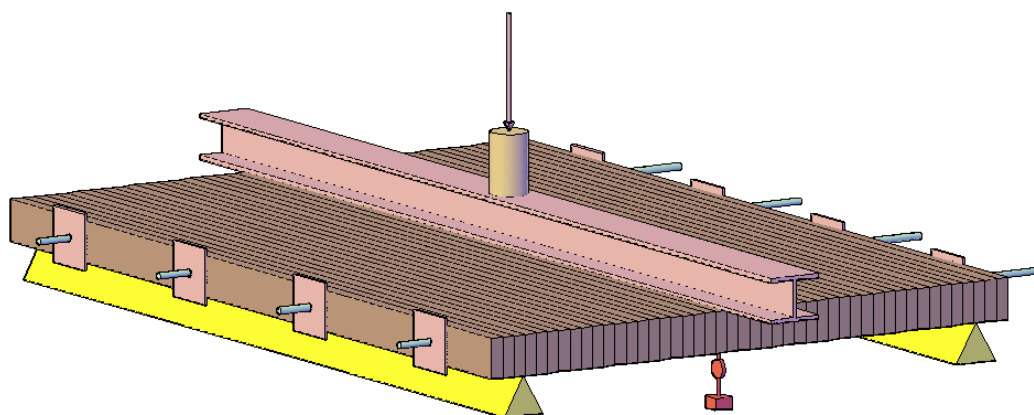


Figura 66 - Ensaio de flexão na direção transversal.

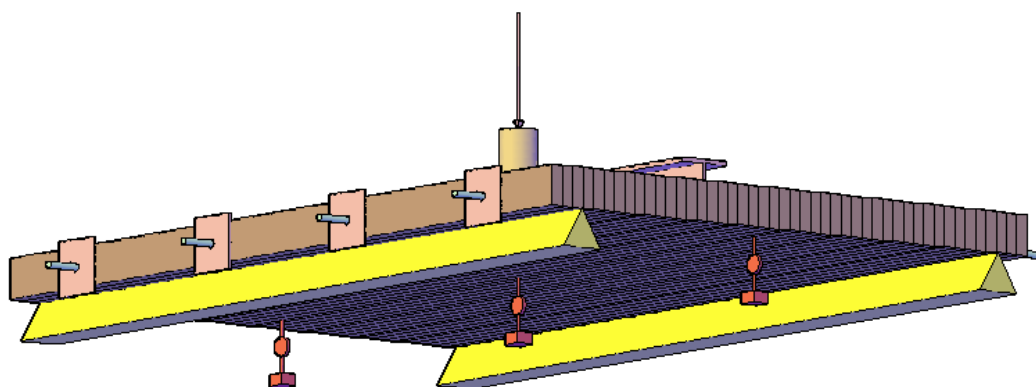


Figura 67 - Disposição dos relógios comparadores e apoios.

3.7.3. Módulo de elasticidade transversal

A determinação do módulo de elasticidade à transversal (G_{LT}) em tabuleiros retangulares pode ser feita de forma experimental ou teórica. A determinação por método puramente experimental é realizada apenas para peças com geometria quadrática, não podendo ser aplicada para elementos retangulares como o caso abordado por este trabalho. A determinação numérico-experimental pode ser efetuada utilizando o software ATM, onde são aplicadas cargas em diversos pontos do tabuleiro e medidas as leituras de deformação em pontos fixos. Outra forma para determinação do módulo de elasticidade transversal usando softwares computacionais é a modelagem em um programa de elementos finitos e simular as condições de ensaio, e alterar manualmente o multiplicador de rigidez transversal do material até que os resultados obtidos no programa coincidam com o ensaio experimental realizado em laboratório, ou *in loco*.

Para se realizar a análise do módulo transversal utilizando softwares, é necessário que já se conheça os valores de módulo de elasticidade nas direções longitudinal e transversal. É altamente recomendado que os resultados do programa sejam verificados, montando-se modelos dos ensaios de flexão longitudinal e transversal e comparando os resultados do programa com os obtidos no ensaio para determinação destas constantes.

Neste trabalho optou-se pela utilização do software computacional para obter o módulo de elasticidade transversal. O software utilizado para isto foi o Structural Analysis Program, ou SAP2000 v.14, que trabalha com elementos finitos.

Foram lançados os dados de módulo de elasticidade nas direções longitudinal e transversal obtidos nos ensaios e comparados os resultados do programa com o ensaio realizado. Os valores obtidos corresponderam, com pequena variabilidade, os resultados do ensaio.

O ensaio para determinar o módulo de elasticidade transversal foi realizado utilizando dois apoios de rótula em vértices opostos do tabuleiro, a carga foi aplicada por um cilindro hidráulico e distribuída por um perfil metálico no tabuleiro, e lida por meio de um anel dinamométrico com constante de $10,823 \text{ kg/div}$. A carga foi distribuída utilizando um perfil metálico e aplicada na diagonal do tabuleiro inversa aos apoios, como mostrado nas Figura 68 e Figura 69.

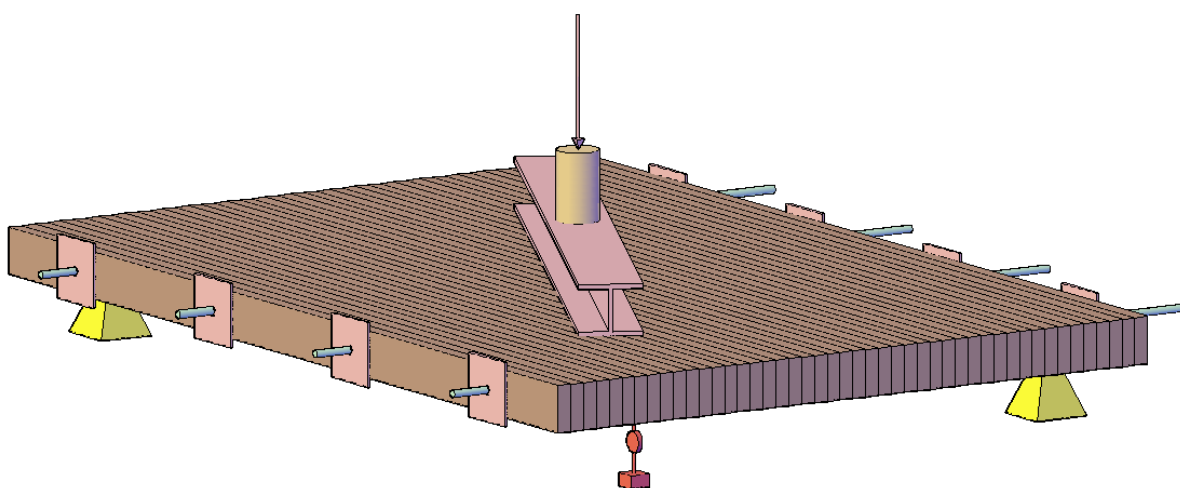


Figura 68 - Ensaio para obtenção do módulo de elasticidade transversal: Aplicação da carga.

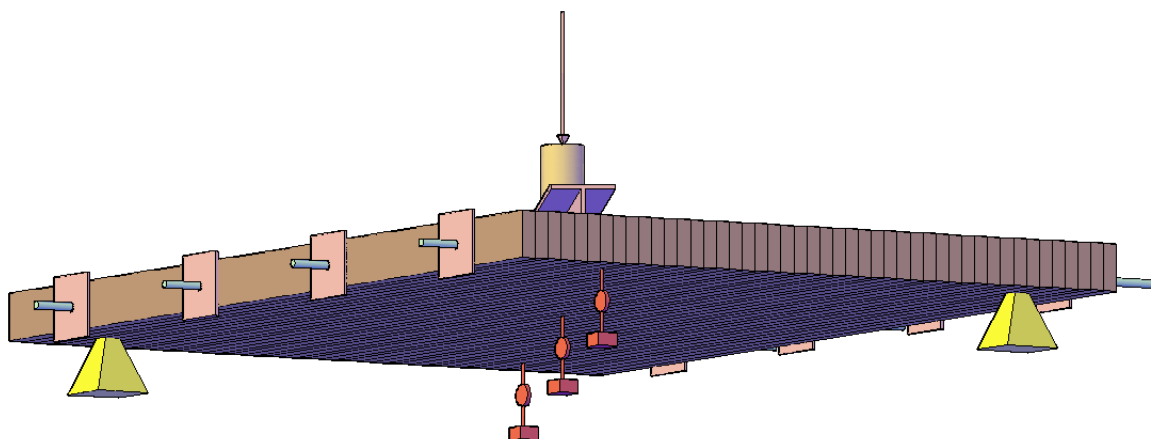


Figura 69 - Ensaio para obtenção do módulo de elasticidade transversal: Apoios e relógios.

Os relógios comparadores foram dispostos no mesmo sentido da aplicação da carga, sendo medidos os deslocamentos em três pontos, nos dois vértices e no centro, como mostra a Figura 69. O modelo numérico foi modelado no programa computacional SAP2000 v.14, como placa discretizada em uma malha de $5 \times 5 \text{ cm}$. Os apoios foram modelados com nove apoios rotulados na extremidade inferior. Nas barras que ligam a malha aos apoios foi considerada como tensão máxima de tração o valor de zero para que uma rótula com dimensões de $15 \times 15 \text{ cm}$ fosse simulada. A malha e apoios utilizados podem ser visualizados na Figura 71, onde aparecem na cor verde. O módulo de elasticidade definido para o material foi de 14500 MPa . Para diferir os módulos de elasticidade nas direções longitudinal e transversal obtidos em ensaio, foram alterados os multiplicadores de rigidez da placa nas direções correspondentes, como mostrado na Figura 70. A carga foi distribuída em algumas das áreas discretizadas, visualizada na figura abaixo na cor azul, totalizando a última carga aplicada no tabuleiro, de $4,33 \text{ kN}$.

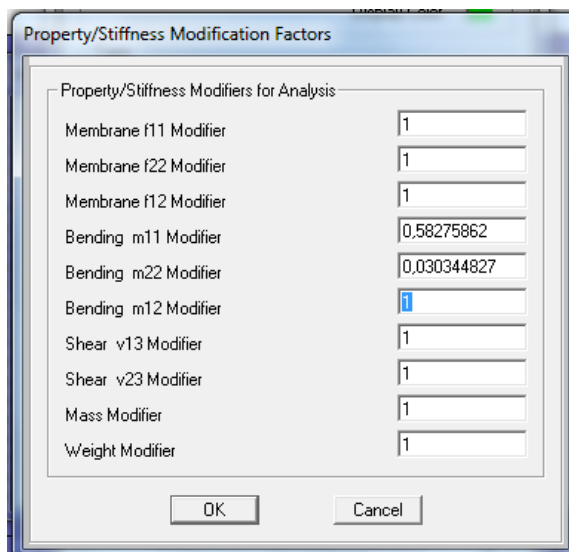


Figura 70 – Modificadores de rigidez da placa ortotrópica.

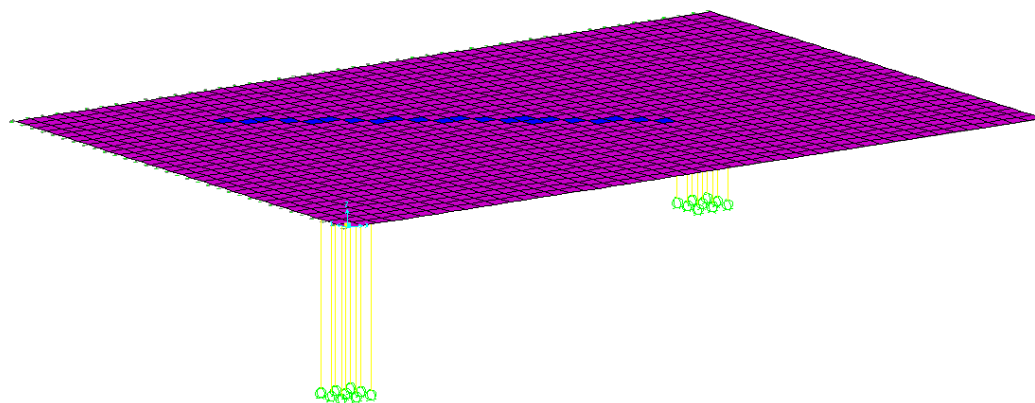


Figura 71 - Malha de placa utilizada para análise no programa SAP2000 v.14.

O modificador na direção m_{11} se refere ao módulo de elasticidade longitudinal da placa, obtido em ensaio e com valor de 8541 MPa . Para o módulo de elasticidade na direção transversal foi modificado o fator m_{22} , representando um módulo de 438 MPa também obtido em ensaio. O valor do módulo de elasticidade transversal foi obtido alterando-se o modificador de rigidez m_{12} .

3.7.4. Resultados

3.7.4.1. Módulo de elasticidade na direção longitudinal

O módulo de elasticidade longitudinal foi obtido em quatro ensaios, dois no primeiro dia após a protensão, um aos três dias logo após a reprotensão e a última após cinquenta e seis dias com as perdas de protensão acumuladas.

Nos dois primeiros ensaios, a tensão no tabuleiro devido à protensão era de $1,587\text{ MPa}$, ou seja, 1587 kPa , valor quase 125% acima do mínimo recomendado por OKIMOTO (1997) de 700 kPa em projeto.

O terceiro ensaio deu-se com uma tensão maior, pois a carga de protensão aplicada nos cabos durante a reprotensão acabou superando a carga dada na primeira protensão. A tensão atuante era de $1,83\text{ MPa}$.

No último ensaio, não foi realizada a reprotensão programada para os 56 dias, e o ensaio foi realizado com perda de protensão de 22%, resultando em uma tensão no tabuleiro de $1,42\text{ MPa}$.

Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Módulo de Elasticidade Longitudinal.

Dia	Tensão	E_L
0	$1,587\text{ MPa}$	8417 MPa
0	$1,587\text{ MPa}$	8432 MPa
3 Após reprotensão	$1,833\text{ MPa}$	8464 MPa
56 Sem reprotensão	$1,419\text{ MPa}$	8852 MPa

Como pode ser observado, o módulo de elasticidade se manteve praticamente constante durante o período, e com os diferentes valores de tensão aplicados. A única alteração nos valores foi no último ensaio, porém não teve alteração significativa, apenas 4,91%. Portanto a média encontrada para o módulo de elasticidade longitudinal é de 8541 MPa .

3.7.4.2. Módulo de elasticidade na direção transversal

Pela grande dificuldade de movimentação do tabuleiro, foram realizados apenas dois ensaios para determinação do módulo de elasticidade transversal, um aos 56 dias e outro ao fim das perdas de protensão, após 127 dias.

Este módulo é o mais dependente da tensão de compressão, pois os esforços fletores comprimem as fibras superiores do tabuleiro, porém tracionam as fibras inferiores, fazendo com que as lâminas de madeira percam contato nessas regiões. O momento fletor na direção transversal limite para que as peças não se desconectem na região inferior do tabuleiro pode ser calculado pela equação (31). Os módulos obtidos no ensaio são apresentados na Tabela 16.

$$(31) \frac{M_T}{W} \leq \frac{F_p}{L \cdot h}$$

onde:

M_T é o momento transversal atuante;

W é o módulo de resistência do tabuleiro;

F_p a força total de protensão;

L o comprimento total do tabuleiro;

h a altura do tabuleiro.

Tabela 16 - Módulo de Elasticidade Transversal.

Dia	Tensão	E_T
56	1,419 MPa	438 MPa
127	1,214 MPa	439 MPa

Como pode ser observado, não houve mudança entre os módulos de elasticidade após as perdas de protensão, e a média dos valores é de 438 MPa. Com isto, podemos dizer que o módulo de elasticidade não foi afetado pela perda de protensão até o fim dos ensaios.

3.7.4.3. Módulo de elasticidade transversal

Como apresentado anteriormente, foi utilizado o software SAP2000 v.14 para realizar uma aproximação entre o valor obtido no ensaio realizado e a

deformação apresentada no programa. Na Tabela 17 são colocados os deslocamentos obtidos nos pontos referentes aos relógios comparadores utilizados no ensaio do modelo, e também os resultados obtidos pelos relógios durante o ensaio.

Tabela 17 - Deslocamentos obtidos no SAP2000 v.14 e no ensaio experimental.

Relógio	1 (vértice)	2 (centro)	3 (vértice)
Deslocamento	4,75 mm	3,54 mm	1,39 mm
SAP2000 v.14	4,70 mm	3,38 mm	1,17 mm

Estes deslocamentos foram obtidos com um multiplicador de rigidez nos eixos 12 foi de 0,035, que resulta em um módulo de elasticidade transversal de $0,035 \times 8541 = 299 \text{ MPa}$.

3.7.4.4. Comparativo com estimativas de projeto

CALIL *et al* (2006) adota como parâmetro elástico as relações apresentadas nas equações (12), (13) e (14). OKIMOTO (2002) determinou as relações entre as constantes elásticas apresentadas nas equações (10) e (11). A Tabela 18 mostra um comparativo entre as estimativas da bibliografia, estudos com barras DYWIDAG, a placa maciça de BODIG & JAYNE (1982), os resultados de SCALIANTE (2014) e os resultados obtidos no modelo com cordoalhas engraxadas.

Tabela 18 - Comparativo das relações elásticas do tabuleiro.

Constante	CALIL <i>et al</i> (2006)	OKIMOTO (2002)	BODIG & JAYNE (1982)	SCALIANTE (2014)	TABULEIRO
E_L	10120 MPa	10120 MPa	10120 MPa	8970 MPa	8541 MPa
E_T	152 MPa	425 MPa	506 MPa	815 MPa	438 MPa
G_{LT}	304 MPa	334 MPa	678 MPa	615 MPa	299 MPa
$\frac{E_L}{E_M}$	1,00	1,00	1,00	0,63	0,84
$\frac{E_T}{E_L}$	0,015	0,042	0,050	0,091	0,051
$\frac{G_{LT}}{E_L}$	0,030	0,033	0,067	0,069	0,035

3.8. Modelo Teórico para Análise das Perdas de Protensão

BUCHAIM (2007) apresenta em seu livro uma equação para previsão de perdas de protensão com o tempo para elementos de concreto armado, que parte do equilíbrio de forças e deformações nos materiais, esta equação pode ser vista aqui demonstrada abaixo.

$$(32) \Delta P_{sh+c+r} = A_p \frac{E_p \varepsilon_{c,sh}(t) + \alpha_p \sigma_c(t_0) \Phi(t, t_0) - \sigma_p(t_0) \Phi_p(t, t_0)}{1 + \Phi_p(t - t_0) + \alpha_p \rho_p \left[1 + \left(\frac{z_{cp}}{r_c} \right)^2 \right] \left[\frac{E_{cs,28}}{E_{cs,(t_0)}} + \chi \Phi(t, t_0) \right]}$$

onde:

ΔP_{sh+c+r} é a perda de força de protensão no conjunto;

A_p é a área de aço;

E_p é o módulo de elasticidade do cabo de protensão;

$\varepsilon_{c,sh}(t)$ é a deformação ocasionada pela retração do concreto;

$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cs,28}}$ é a razão entre o módulo de elasticidade do aço de

protensão e o módulo de elasticidade do concreto aos 28 dias;

$\sigma_c(t_0)$ é a tensão inicial do concreto decorrente da protensão e cargas permanentes na data t_0 ;

$\Phi(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do concreto no tempo para um tempo t ;

$\Phi_p(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do aço de protensão para um tempo t ;

$\sigma_p(t_0)$ é a tensão inicial na armadura ativa, ou seja, nos cabos de protensão;

ρ_p é a taxa de armadura ativa na seção;

z_{cp} é o braço de alavanca da armadura de protensão;

r_c é o raio de giração da seção líquida de concreto;

$E_{cs,28}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto aos 28 dias;

$E_{cs,(t_0)}$ é o módulo de elasticidade secante do concreto no tempo t_0 ;

χ é o fator de ganho de resistência do concreto com o tempo.

A perda de protensão obtida nesta equação pode ser dividida em três parcelas, a primeira referente à perda ocasionada pela retração do concreto, a segunda ocasionada pela fluência do concreto e a terceira pela relaxação, ou fluência, do aço de protensão. Para o estudo de peças de madeira, não há como avaliar as perdas por retração, uma vez que a madeira é um material higroscópico e está constantemente expandindo e retraindo devido à umidade. A fluência na madeira é dada pela NBR 7190/1997 com o valor de 0,8 para madeiras das classes de umidade (1) e (2), e 2,0 para as classes (3) e (4). A fluência do aço é dada na Tabela 5.

Para obter a equação de perdas de protensão para o tabuleiro de madeira, é preciso fazer os equilíbrios de força e deformação, partindo das leis constitutivas de cada um dos materiais, sendo assim, a equação de deformação para a madeira submetida a um esforço axial com o tempo será:

$$(33) \quad \varepsilon_m(t) = \sigma_m(t_0) \left[\frac{1+\Phi_m(t,t_0)}{E_{c90,M}} \right] + \Delta\sigma_m(t,t_0) \left[\frac{1+\Phi_m(t,t_0)}{E_{c90,M}} \right] + \varepsilon_{m,sh} + \varepsilon_{m,\Delta T}$$

onde:

$\varepsilon_m(t)$ é a deformação da madeira na data t ;

$\sigma_m(t_0)$ é a tensão inicial de compressão normal na madeira após a protensão;

$\Phi_m(t,t_0)$ é o coeficiente de fluência da madeira na data t ;

$E_{c90,m}$ é o módulo de elasticidade à compressão normal às fibras;

$\varepsilon_{m,sh}$ é a deformação causada pela umidade;

$\varepsilon_{m,\Delta T}$ é a deformação por variações de temperatura.

Para o aço de protensão, a equação que representa as deformações com o tempo é apresentada na equação abaixo, retirada de BUCHAIM (2007).

$$(34) \quad \varepsilon_p(t) = \frac{\sigma_p(t_0)}{E_p} [1 + \Phi_p(t,t_0)] + \frac{\Delta\sigma_p(t,t_0)}{E_p} [1 + \Phi_p(t,t_0)] + \varepsilon_{p,\Delta T}$$

onde:

$\varepsilon_p(t)$ é a deformação do aço na data t ;

$\sigma_p(t_0)$ é a tensão inicial no aço após a protensão;
 $\Phi_p(t, t_0)$ é o coeficiente de fluência do aço na data t ;
 E_p é o módulo de elasticidade do aço;
 $\varepsilon_{p,sh}$ é a deformação causada pela umidade;
 $\varepsilon_{p,\Delta T}$ é a deformação por variações de temperatura.

Com estas duas equações, (33) e (34), podemos realizar o equilíbrio de deformações entre os dois materiais, mas há a necessidade de associar a variação da força de protensão, ΔP com as deformações no aço e na madeira, sendo no aço, descrita por:

$$(35) \Delta\sigma_p = \frac{\Delta P_{sh+c+r}}{A_p}$$

e na madeira por:

$$(36) \sigma_m = \frac{\Delta P_{sh+c+r}}{A_m} - \frac{\Delta P_{sh+c+r} z_{mp}^2}{I_m}$$

A primeira equação foi retirada diretamente de BUCHAIM (2007), a segunda foi adaptada do mesmo autor para a madeira. Como no caso do tabuleiro protendido o braço de alavanca $z_{mp} = 0$, a segunda parcela da equação pode ser zerada. A temperatura também pode ser desprezada, uma vez que a mesma se altera inúmeras vezes durante a vida útil da estrutura. No concreto, as influências de retração e variação de umidade atuam apenas no início de sua vida útil, contribuindo para a perda de protensão diretamente, porém, na madeira a umidade atua durante toda vida útil da estrutura e pode ser retirada da equação por poder atuar tanto favorável como desfavoravelmente nas perdas.

Utilizando estas duas equações, as relações mecânicas e geométricas e desprezando os efeitos de temperatura e umidade, podemos reescrever a equação (37), como sendo:

$$(37) \Delta P_{sh+c+r} = A_p \frac{\alpha_p \sigma_m(t_0) \Phi_m(t, t_0) - \sigma_p(t_0) \Phi_p(t, t_0)}{1 + \Phi_p(t - t_0) + \alpha_p \rho_p [1 + \Phi_m(t, t_0)]}$$

Como a norma brasileira de estruturas de madeira não dá o coeficiente de fluência com o tempo, apenas o coeficiente para tempo infinito, foi utilizado uma aproximação com base nos resultados dos ensaios de fluência de OKIMOTO (2002), onde foi realizado, para o Pinus, ensaios de fluência na compressão paralela.

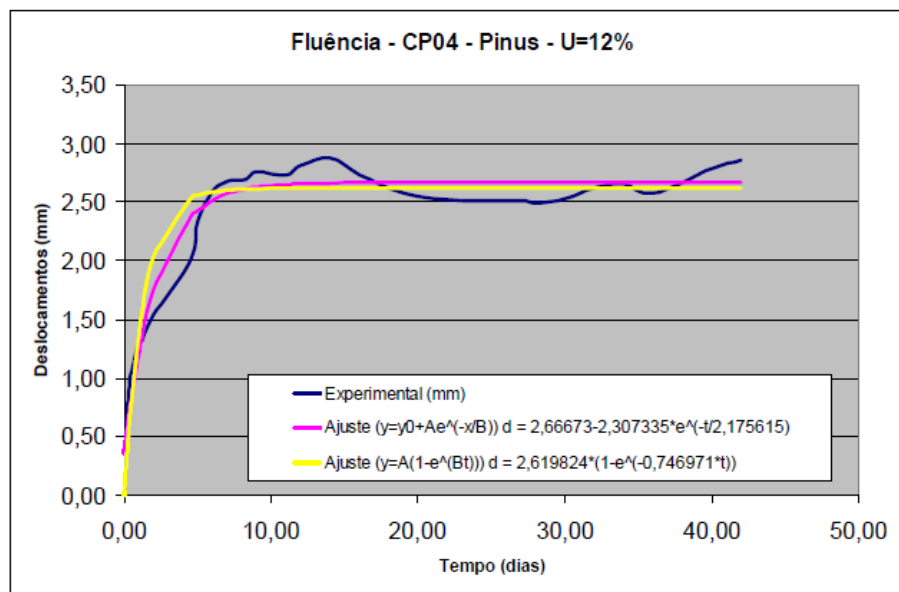


Figura 72 - Gráfico de fluência do Pinus. Fonte: OKIMOTO (2002).

Com base neste gráfico, foi criada uma função exponencial de acordo com a equação (4) para aproximar o coeficiente de fluência da madeira de Pinus variando com o tempo. Para esta equação foi considerada como constante a o coeficiente de fluência da norma NBR 7190 para um tempo $t = 41,67$ dias, por ser um valor próximo aos obtidos nos ensaios de OKIMOTO (2002) em seus ensaios e como constante m o valor de 0,4, também obtido nos gráficos de OKIMOTO (2002). Sendo assim, a equação para determinar o coeficiente de fluência da madeira com o tempo pode ser dado por:

$$(38) \Phi_m(t, t_0) = 0,8 \times \left(\frac{t(\text{dias})}{41,67} \right)^{0,4}$$

4. ANÁLISE DA PERDA DE PROTENSÃO

Após a primeira protensão as cargas aplicadas nos cabos foram verificadas periodicamente durante 127 dias, para que ao fim deste trabalho pudessem ser analisadas as perdas de protensão decorrentes da fluência conjunta dos materiais, aço e madeira.

As cargas iniciais aplicadas nas cordoalhas após as duas etapas de protensão têm os valores apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 - Cargas nas cordoalhas, tempo t_0 .

Cordoalha	1	2	3	4
Carga (Tf)	10,85	10,72	10,31	11,02
			Média (Tf)	10,73

Seguindo a referência de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), foi realizada uma reprotensão após três dias. Até aquele presente momento o tabuleiro já havia apresentado perdas de protensão progressivas com o tempo, essas perdas atingiram uma média de 7,5%, valor que representa a metade do previsto no gráfico de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), apresentado na Figura 26.

Os valores das cargas antes da reprotensão, as perdas e as cargas após a reprotensão são mostradas na Tabela 20.

Tabela 20 - Cargas antes e após reprotensão e perdas no tempo t_3 .

Cordoalha	1	2	3	4	Média
Carga (Tf)	9,86	10,00	9,75	10,02	9,91
Perda (%)	9	7	5	9	7,5
Carga após reprotensão (Tf)	12,27	11,14	11,38	12,54	11,83

Como pode ser visto e já havia sido informado anteriormente, a carga de reprotensão foi maior que a carga inicial aplicada, portanto as perdas de

protensão após a reprotensão serão tratadas tendo como referência a carga após a reprotensão.

Mesmo com perdas abaixo do previsto, o gráfico seguiu, de forma muito aproximada, a curva proposta por CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), e pode ser observada no Gráfico 2.

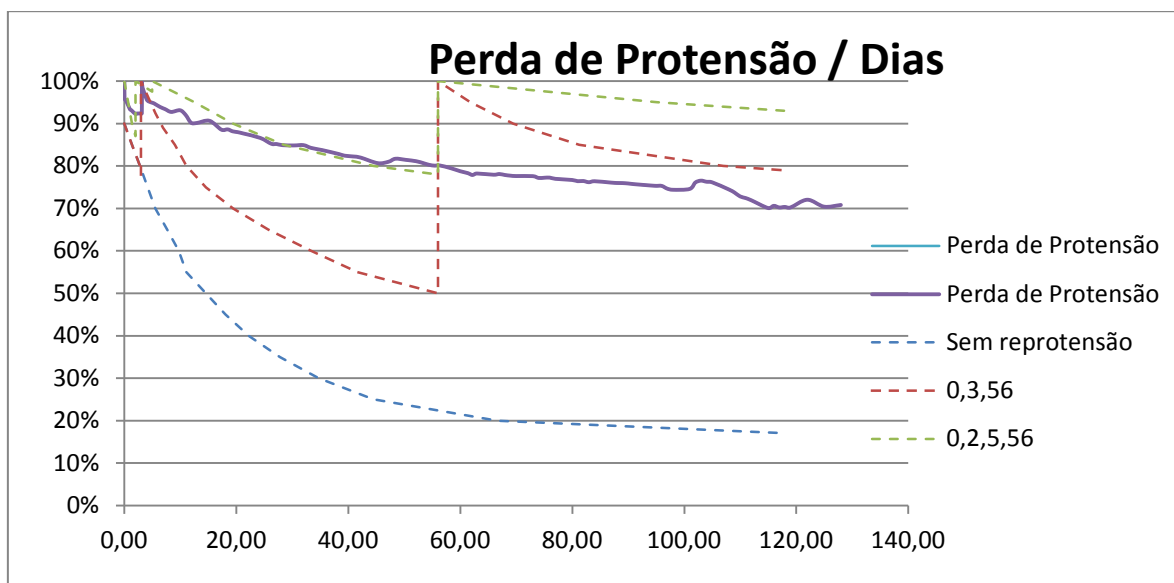


Gráfico 2 - Perda de protensão média e previsões de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002).

Após a reprotensão no terceiro dia, o tabuleiro ficou sendo monitorado até o tempo t_{56} , referente ao quinquagésimo sexto dia, dia no qual deveria ser realizada a próxima reprotensão.

Entretanto, ao analisar as perdas de protensão ocorridas no período todo, foi constatado que as mesmas estavam muito abaixo do esperado pelo gráfico de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), que seriam de 50%. A perda média observada no tempo t_{56} estava abaixo de 25% e por este motivo não foi realizada a segunda reprotensão no tabuleiro. As perdas e cargas nos cabos são apresentadas na tabela a seguir e tem como referência as cargas após reprotensão.

Tabela 21 - Cargas e perdas no tempo t_{56} .

Cordoalha	1	2	3	4	Média
Carga (T_f)	9,36	8,95	9,19	9,40	9,23
Perda (%)	24	20	19	25	22

Após essa medição o tabuleiro foi movimentado de local, causando assim uma perturbação no conjunto. Essa movimentação ocasionou uma perda de aproximadamente 8% nas cordoalhas.

Ao final das análises de dados, aos 127 dias, as perdas no tabuleiro chegaram a um valor máximo de 40%, e se mostrou praticamente estável durante os últimos dias de medição.

Os resultados finais nas cordoalhas são apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Cargas e perdas no tempo t_{127} .

Cordoalha	1	2	3	4	Média
Carga (Tf)	7,44	7,11	7,47	7,72	7,44
Perda (%)	39	36	34	38	37

Como pode ser visto nas três tabelas apresentadas anteriormente, os cabos que mais apresentaram perdas foram os localizados na extremidade, isso porque as peças não estão confinadas nestas regiões e os cabos têm uma maior trabalhabilidade. As perdas apresentadas nesta última tabela são as totais, incluindo a perda devido ao transporte do tabuleiro, portanto as perdas reais devido apenas à fluência tiveram média de 29%.

Utilizando a equação (37) com o coeficiente de fluência obtido pela equação (38), foram obtidos resultados muito próximos aos de ensaio. A Tabela 23 apresenta, para os tempos t_3 , t_{56} e t_{127} as estimativas de perda de protensão para o tabuleiro.

Tabela 23 - Comparativo das perdas de protensão estimadas.

Tempo	t_3	t_{56}	t_{127}
CSAGOLY & TAYLOR (1979)	20%	50%	Não consta
Previsão teórica	9%	19%	27%
Ensaio	8%	20%	32%

Pode ser observada que as perdas obtidas pela equação proposta tiveram uma boa aproximação nos três pontos observados.

O gráfico a seguir mostra a variação nas forças dos cabos durante o tempo de observação.

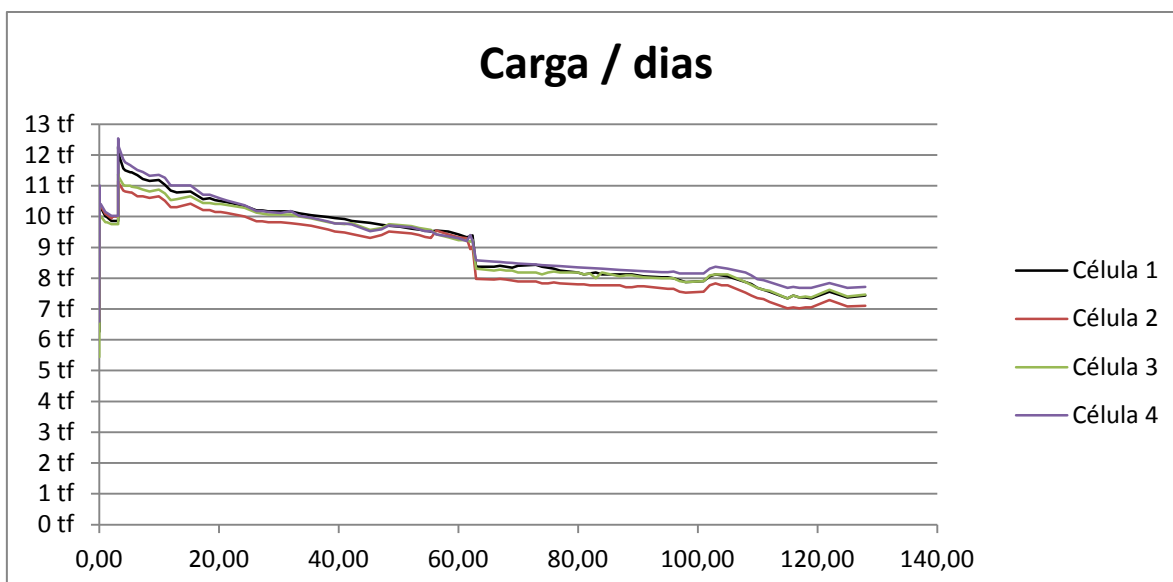


Gráfico 3 - Força de protensão nos cabos.

Pode ser observado que o gráfico segue a tendência do gráfico elaborado por CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), porém com grande diferença nos valores. Um fato a ser destacado é o salto que ocorreu no dia 56, causado pelo transporte do tabuleiro dentro do laboratório de estruturas sendo, em média, de 8%.

Para melhor visualização, o Gráfico 4 mostra a perda de protensão em porcentagem no cabo um.

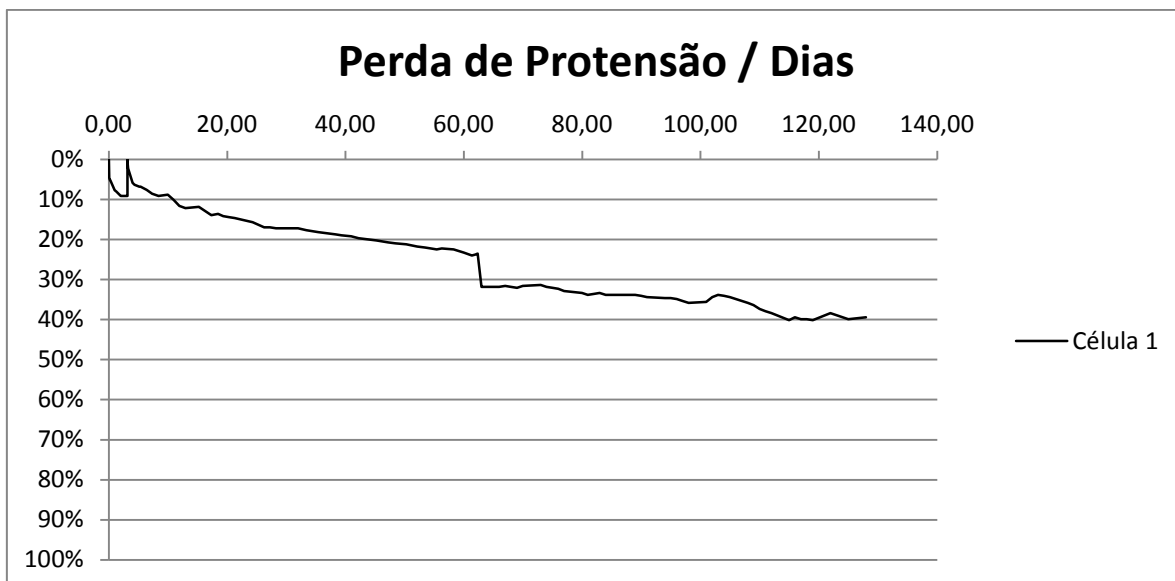


Gráfico 4 - Perda de protensão em % no cabo 1

Podemos ver também nesse gráfico que há uma perturbação em toda a curva, isto se dá pela variação na umidade e temperatura, causando uma perda mais ou menos acentuada dependendo dos fatores climáticos do dia de medição.

FONTE (2004) expõe um comparativo entre a umidade relativa do ar e a carga em uma barra protendida de um tabuleiro de madeira, pode-se ver a concordância entre os dois gráficos na Figura 73.

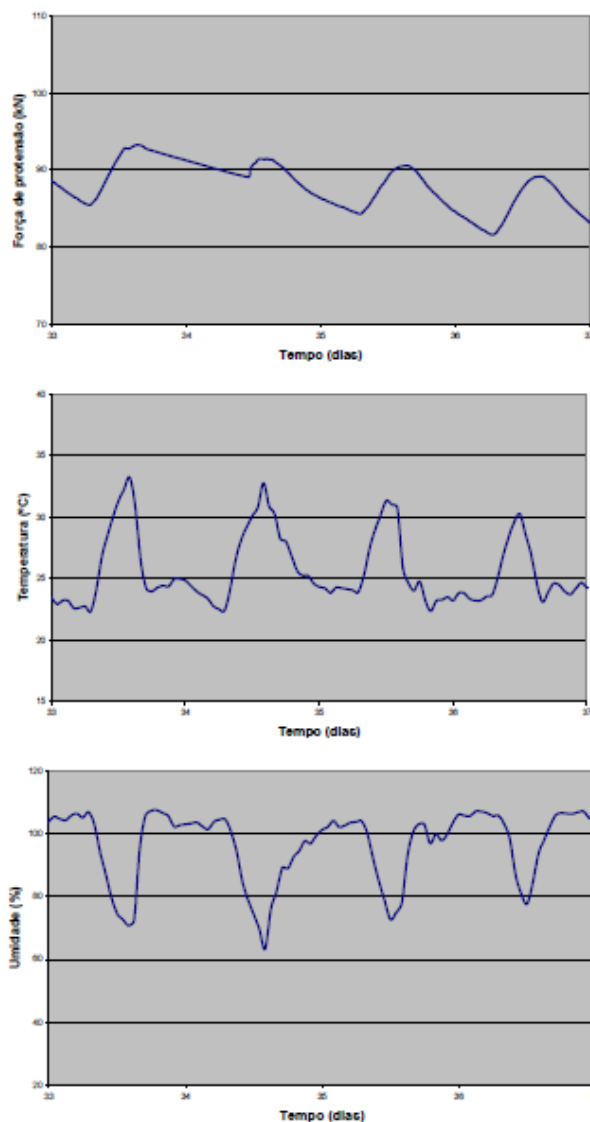


Figura 73 - Comparativo entre a força de protensão, temperatura e umidade. Fonte: FONTE (2004).

O gráfico a seguir é um comparativo das tensões no tabuleiro durante o período analisado e a equação (37), proposta para avaliação das perdas de protensão em tabuleiros protendidos. Para esta comparação, foi retirado do cálculo os 8% devido à movimentação da placa, de modo com que a perda analisada seja a perda proveniente da fluência dos materiais apenas. No equacionamento foram desconsideradas as influências climáticas, utilizando apenas as características mecânicas e geométricas do tabuleiro.

Neste comparativo são apresentadas duas equações teóricas, a proposta neste trabalho e a proposta por CHEUNG (2003). Em um primeiro momento, as duas equações apresentaram valores inferiores aos ocorridos no

tabuleiro, porém após a reprotensão a equação elaborada segue abaixo dos valores obtidos no ensaio, enquanto a estimativa de CHEUNG (2003) segue acima.

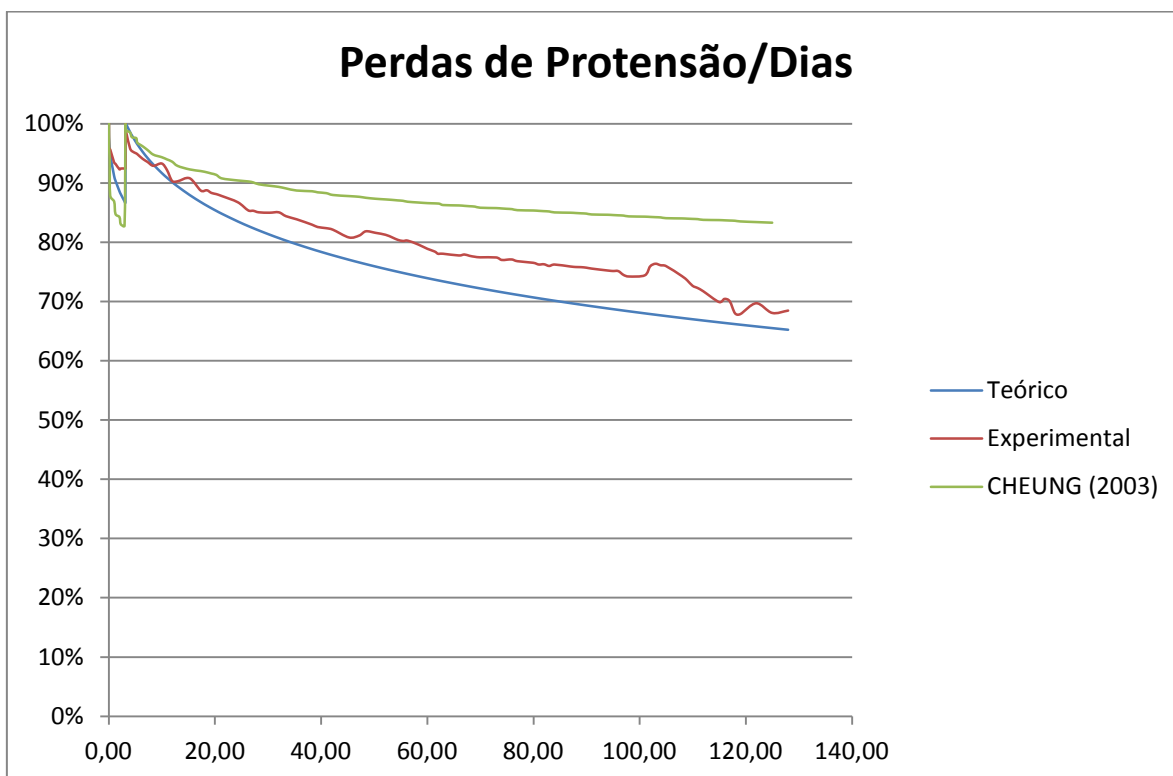


Gráfico 5 - Comparativo teórico X experimental.

Para melhor visualização da equação proposta, foram montadas curvas de perda de protensão para o modelo deste trabalho com as mesmas datas de reaplicação da força de protensão expostas no gráfico de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002). O gráfico resultante revela uma grande diferença no gráfico exposto por CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), o que pode ser explicado levando em conta que o autor anterior estudou tabuleiros com dimensões reais e em utilização, o que pode acarretar em maiores perdas de protensão.

Assim sendo, outro gráfico foi montado com os dados o tabuleiro montado por CEFERINO (2013), que tem dimensões de $400 \times 800 \times 25 \text{ cm}$, com cordoalhas com diâmetro nominal de $12,7 \text{ mm}$, seção transversal de 100 mm^2 , de ruptura de 1720 MPa e módulo de elasticidade de 195 GPa , e madeira de Eucalypto Citriodora classe C40. As barras eram espaçadas a cada 64 cm e foram protendidas com carga inicial de 109 kN por cabo, ou seja, 1090 MPa . Portanto a equação teórica pode ser escrita como:

$$(39) \Delta P_{sh+c+r} = 1300 \frac{238,10 \times 0,71 \times \Phi_m(t,t_0) - 1090 \times \Phi_p(t,t_0)}{1 + \Phi_p(t-t_0) + 238,10 \times 7 \times 10^{-4} [1 + \Phi_m(t,t_0)]}$$

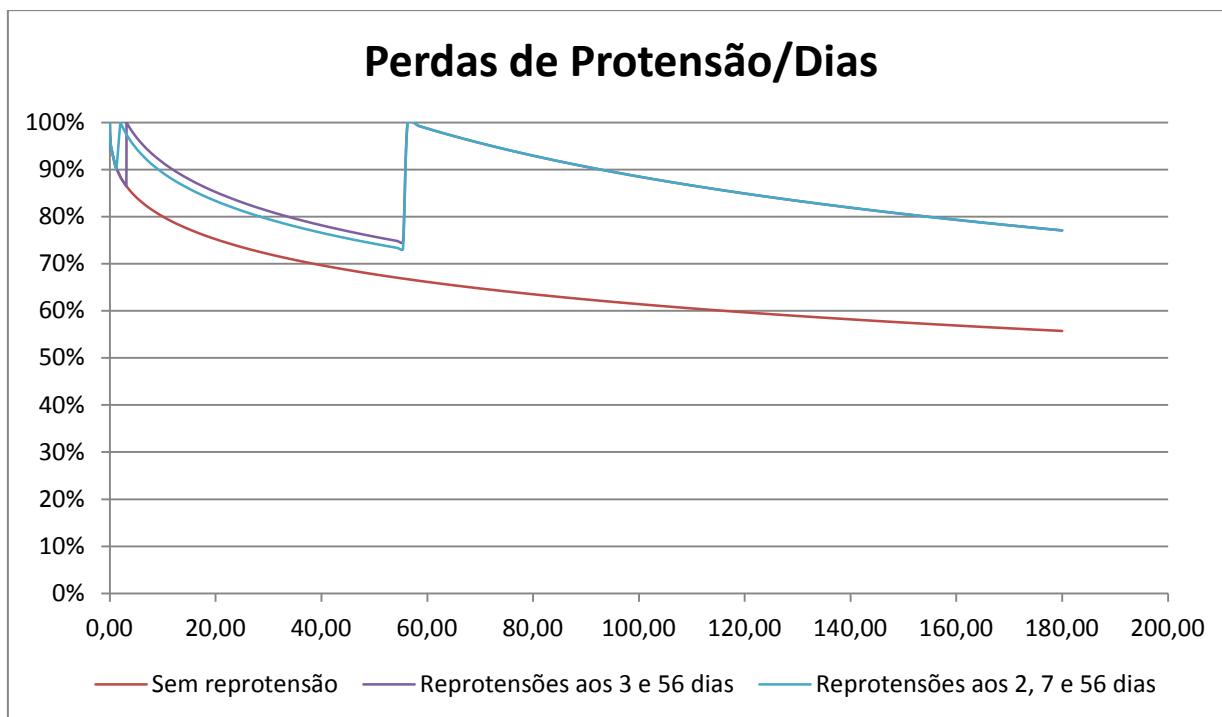


Gráfico 6 - Perda de protensão teórica para a ponte de CEFERINO (2013).

Nos resultados de CEFERINO (2013), duas datas são apontadas pela autora, o dia da reprotensão, aos 23 dias e o dia de número 500. As perdas ocorridas nesse dias foram, em média, de 17% e 23%, respectivamente. Nestes dias apontados pela autora as perdas teóricas pela equação proposta com o coeficiente de fluência de 0,8, foram de 7% e 17%, utilizando o coeficiente de fluência das classes de umidade (3) e (4) da NBR7190, as perdas foram de 17% e 30%. As curvas podem ser observadas no Gráfico 7.

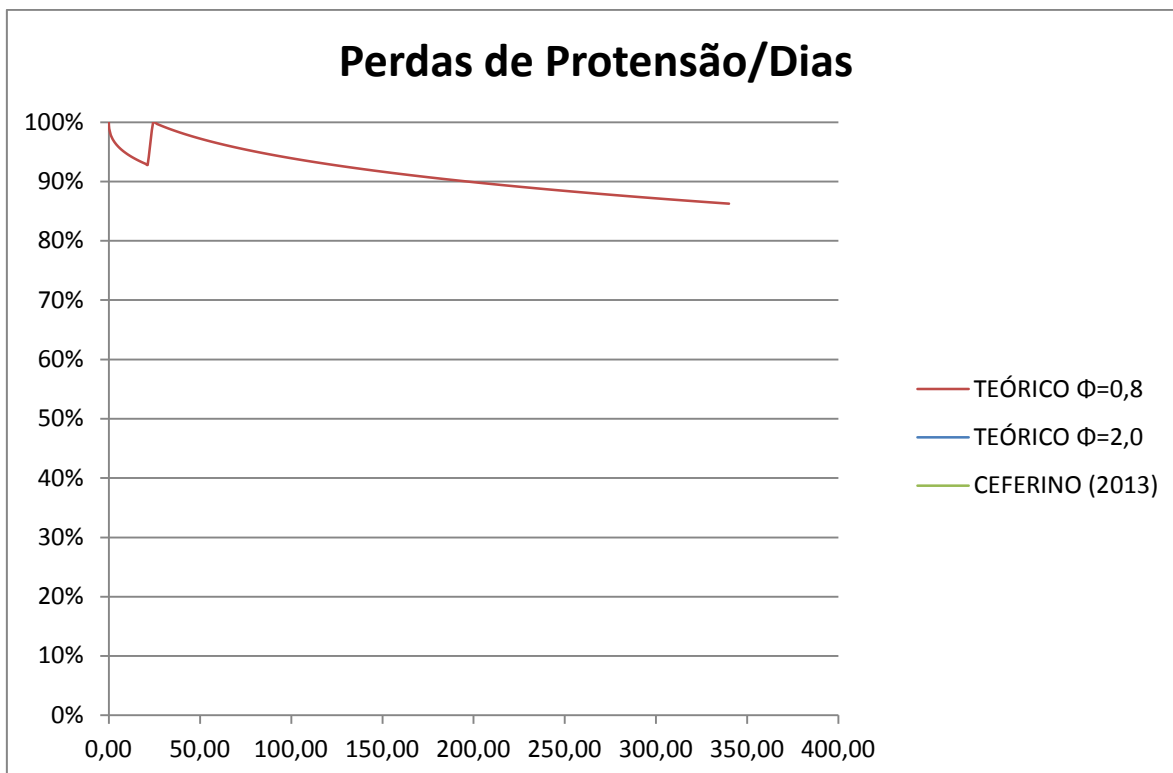


Gráfico 7 – Comparativo teórico X experimental da perda no tabuleiro de CEFERINO (2013).

Após o desmonte do tabuleiro, pôde-se observar um embutimento nas regiões das placas de protensão, o que pode ter ocasionado ou amplificado perdas de protensão. Como o Pinus é uma conífera, ou madeira de baixa densidade, é necessário que se tome um maior cuidado nessas regiões para que a influência deste embutimento não ocasione perdas maiores de protensão do que o calculado, para isto deve-se aumentar o tamanho das chapas de distribuição de carga.

Observando as Figura 74 e Figura 75, podemos ver que houve o embutimento na peça 15, mas não atingiu grandes dimensões. Na peça 28, houve embutimento considerável, o que pode ter aumentado as perdas de protensão. Na Figura 78, podemos observar que houve uma possível ruptura da peça por esmagamento na região de contato com a chapa de distribuição, o que também acarreta em maiores perdas de protensão no tabuleiro, diminuindo a deformação causada pela protensão nas cordoalhas, ocorrido pela insuficiência na área de contato entre a placa de ancoragem, que deveria ser de 330 cm^2 e a lâmina de madeira, lembrando que a placa a ser utilizada deveria ter dimensões de $30 \times 30\text{ cm}$ e foi colocada uma placa de $15 \times 15\text{ cm}$, resultando em uma área de contato de 165 cm^2 , 50% abaixo do projetado.



Figura 74 - Região onde houve embutimento na lâmina 15.



Figura 75 - Detalhe do embutimento na peça 15.



Figura 76 - Embutimento do cabo 1 na peça 18.



Figura 77 - Embutimento do cabo 1 na peça 28.



Figura 78 - Detalhe da profundidade do embutimento na peça 28.

O embutimento na peça 15 não teve valor significativo, enquanto na peça 18 foi de $0,4\text{ mm}$. Estes valores aparentam ser pequenos quando comparados com a dimensão do tabuleiro, mas para as tensões na cordoalha, o embutimento de $0,4\text{ mm}$ representa uma deformação de $0,25\%$, representando, em força um valor de $0,5 T_f$, ou seja, 4% da carga aplicada.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Com o modelo estudado, foi possível determinar as constantes elásticas do tabuleiro com o uso de cordoalhas engraxadas. Os valores encontrados nos ensaios mostram que o tabuleiro protendido transversalmente com cordoalhas engraxadas apresenta valores superiores aos esperados pela bibliografia para tabuleiros laminados protendidos com barras DYWIDAG no módulo de elasticidade na direção transversal e módulo de elasticidade transversal. Realizando um comparativo com a placa ortotrópica de BODIG & JAYNE (1982), a rigidez na direção transversal (E_T) no tabuleiro se iguala à rigidez de uma placa maciça, porém sua rigidez transversal (G_{LT}) chega à metade do valor de placa maciça. SCALIANTE (2014) executou um tabuleiro laminado colado cujas lâminas deram origem ao tabuleiro estudado neste trabalho, e em comparações com as rigidezes obtidas por este autor, o tabuleiro laminado protendido com cordoalha engraxada se mostrou menos eficiente como placa ortotrópica, o que mostra que a eficiência do sistema laminado colado é superior ao protendido para consolidação das lâminas. A estimativa que mais se aproximou dos resultados obtidos com o uso das cordoalhas foram as relações apresentadas por OKIMOTO (2002), que levam em consideração também a tensão de compressão aplicada ao tabuleiro, resultando para este exemplo em $\frac{E_T}{E_L} = 4,2\%$ e $\frac{G_{LT}}{E_L} = 3,3\%$, muito próximos aos resultados obtidos de $\frac{E_T}{E_L} = 5,1\%$ e $\frac{G_{LT}}{E_L} = 3,5\%$.

A relação dada por RITTER (1991) e CALIL et al (2006) para os módulos de elasticidade na direção longitudinal e transversal, $\frac{E_T}{E_L} = 1,5\%$, se mostra três vezes menor do que a relação obtida no tabuleiro estudado e nos demais estudos realizados em outros modelos. Vale ressaltar que este valor foi obtido em ensaios com tabuleiros em dimensões reais, com até oito metros de largura, o que pode explicar a diferença entre esse valor e os obtidos em modelos reduzidos.

Um valor que fugiu das relações teóricas foi o módulo de elasticidade na direção longitudinal, onde o valor deste deveria ser igual ao valor médio das peças utilizadas multiplicado pelo coeficiente de juntas de topo (C_{bj}). Nos ensaios de flexão estática foi obtido um valor médio de 10120 MPa , enquanto o módulo de elasticidade na direção longitudinal teve média de 8541 MPa , mesmo

com a contribuição para o aumento devido ao efeito tecla de piano estudado por PLETZ (2002). Isto pode ser influência da furação nas peças, realizadas após o ensaio de flexão estática, mesmo que a influência na diminuição da inércia não seja expressiva, pois os furos se encontram no centro da seção, os furos aumentam a umidade da peça nas regiões próximas ao furo, fazendo com que o módulo de elasticidade das peças diminua. Devido às dimensões nos furos serem expressivas em relação à altura das lâminas, outro fator que influencia a perda de rigidez da peça é a interrupção das fibras nestas regiões e a possibilidade de surgimento de fissuras nos pontos de concentração de tensão que ocorrem logo abaixo dos mesmos, também a montagem do tabuleiro foi feita sem manter a mesma disposição do ensaio de flexão estática, podendo as peças terem sido montadas viradas, acarretando uma diferença entre os módulos.

Outro ponto a ser citado é o módulo de elasticidade na direção transversal do tabuleiro ser superior ao módulo de elasticidade normal da madeira, uma vez que os dois deveriam corresponder ao mesmo valor. Vale ressaltar neste caso que o ensaio das peças para a determinação do módulo de elasticidade normal às fibras foi efetuado dois meses após o tabuleiro ser desmontado, e em uma época com grande concentração de chuvas. Devido a estas condições climáticas as peças se encontravam com maior umidade e isto foi, provavelmente, a causa da queda no valor do módulo de elasticidade normal.

Como se trata de um sistema novo recomenda-se que mais estudos e ensaios sejam realizados para determinar as relações entre as constantes elásticas de tabuleiros protendidos utilizando cordoalha engraxada, uma vez que apenas um protótipo não pode responder com confiabilidade o comportamento deste tipo de estrutura.

Quanto à montagem do tabuleiro, houve uma grande dificuldade em passar as cordoalhas dentro das peças de madeira, o que poderia ter sido facilitado se os furos fossem maiores, com diâmetro de 32 *mm*. Durante a protensão, houve uma perda muito grande de carga ao se realizar o encunhamento das cordoalhas nas ancoragens ativas, ocorrido pela falta de espaço entre o cilindro e a ancoragem, aproximadamente 10 *cm*, resultando em uma perda instantânea muito grande, chegando a 4 *Tf*, em alguns cabos. A fim de se evitar essas perdas, a cunha deve ser fixada com firmeza antes de soltar o cilindro, em campo, se realizado com os materiais corretos, essa perda não deve ultrapassar 2 *Tf*, deixando as cordoalhas

com cargas próximas a $14 T_f$, valor dado pela norma brasileira de estruturas de concreto, NBR 6118 como sendo 0,84 para estimar perdas instantâneas por encunhamento. No caso de não se dispor do material correto, o espaço entre o cilindro hidráulico e a placa de ancoragem deve ser suficiente para que um funcionário possa fixar, com o auxílio de um martelo e uma cantoneira metálica, corretamente as cunhas, evitando grandes perdas.

Nas análises de perda de protensão com o tempo, foi observado que a cordoalha tem um bom comportamento, resultando em perdas abaixo do esperado pelo gráfico de CSAGOLY & TAYLOR (1979) apud OKIMOTO (2002), porém o tabuleiro estava em um ambiente fechado e estudos com este tipo de material em condições de uso ainda precisam ser realizados para que se confirme a eficiência das cordoalhas engraxadas como elemento de protensão em tabuleiros protendidos de madeira.

O Pinus se mostrou um material viável para utilização, sem necessidade do uso de peças de extremidade mais densas, porém um cuidado deve ser tomado para que, não ocorra o esmagamento da seção da peça por compressão perpendicular às fibras, o que pode acentuar as perdas de tensão nos cabos fazendo com que o sistema perca eficiência.

A formulação teórica proposta para previsão das perdas de protensão com o tempo obteve resultados próximos para o caso estudado, mas não correspondeu aos resultados obtidos por CEFERINO (2013) em um tabuleiro com dimensões reais durante a primeira etapa de protensão, mas chegou a um valor próximo se comparado à perda ocorrida após 500 dias. No entanto, deve-se levar em conta que o coeficiente de fluência utilizado foi o mesmo obtido por OKIMOTO (2002) para o Pinus.

A grande dificuldade na formulação teórica é a falta de dados de fluência para peças comprimidas na direção normal às fibras. Na formulação aproximada do coeficiente de fluência para o Pinus, foi admitida tensão constante, o que não ocorre, uma vez que conforme há a perda de protensão, a tensão atuante na madeira reduz, diminuindo o efeito da fluência, e não há uma grande base de dados onde haja ensaios de fluência com diferentes níveis de tensão, para assim simular o descarregamento do tabuleiro. Esta simplificação adotada prejudica as estimativas a longos prazos de tempo, 5, 10 ou 50 anos, pois a curva de fluência decresce de maneira muito rápida se considerada essa escala de tempo.

Outra melhoria para equação proposta é a influência do número de protensões realizadas no tabuleiro, porque levando em consideração apenas o tempo, não há diferença entre fazer três reprotensões ou apenas uma na data da terceira, pois o resultado independe do número de protensões, apenas do tempo decorrido após a protensão e as características mecânicas e geométricas do tabuleiro (tal fato pode ser observado nas curvas do Gráfico 6, nas curvas que representam duas e três reprotensões).

Para continuidade e temas para próximos trabalhos, podem ser sugeridas algumas abordagens possíveis para tabuleiros protendidos transversalmente com o uso de cordoalhas engraxadas:

- Determinação das constantes elásticas para diferentes níveis de tensão;
- Determinação das constantes elásticas em tabuleiros com dimensões reais;
- Determinação de coeficientes de fluência para diferentes classes de madeira em diferentes tensões solicitantes;
- Análise da influência do número de reprotensões nas perdas progressivas do tabuleiro;

Como contribuição técnica, o Apêndice A traz um manual de boas práticas para execução, controle e manutenção de tabuleiros laminados protendidos de madeira com cordoalhas engraxadas.

6. REFERÊNCIAS

ALVES, N. M. P. **Análise de pontes de madeira protendidas transversalmente formada por vigas com seção T.** 2002. 157 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

ARCELOR MITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido.** Disponível em: <https://www.belgo.com.br/produtos/construcao_civil/fios_cordoalhas/pdf/fios_cordoalhas.pdf>. Acesso em: 12 out. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190:** Projeto de estruturas em madeira: procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7190:** Projeto de estruturas em madeira: procedimento (anteprojeto). Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188:** Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

BLOG TECNICO EM EDIFICAÇÕES. Disponível em: <<http://tecnico-edificacao.blogspot.com.br/2013/11/protensao-de-laje-recurso-para-aumentar.html>>. Acesso em: 22 out. 2014.

BODIG, J. & JAYNE, B.A. **Mechanics of Wood and wood composites.** New York. Editora Van Nostrand Reinhold Company, 1982. 712p.

BUCHAIM, R. **Concreto Protendido: Tração axial, Flexão simples e Força cortante.** Londrina. Editora da Universidade Estadual de Londrina (EDUEL), 2007. 256p.

CALIL JUNIOR, C. (2001). **Long term field performance of seven stress laminated deck hardwood wood bridges in Pennsylvania.** Relatório de bolsa de pós-doutorado no exterior: FAPESP (Fundação de amparo e pesquisa do estado de São Paulo). Julho de 2001. 145p.

CALIL JUNIOR, C., DIAS, A. A., GOÉS, J. L. N., CHEUNG, A. B., STAMATO, G. C., PIGOZZO, J. C., OKIMOTO, S. F., LOGSDON, N. B., BRAZOLIN, S., LANA, E. L. **Manual de projeto e construção de pontes de madeira.** São Carlos: Suprema, 2006. 252p.

CEFERRINO, G. E. U. **Pontes protendidas de madeira com cordoalhas engraxadas: Perda de protensão.** 2013. 121 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CHEUNG, A. B. **Tabuleiro ortotrópico treliçado protendido transversalmente para aplicação em pontes de madeira.** 2013. 188 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1993). **Eurocode 5: Design of timber structures. Part. 1-1: General rules and rules for buildings.** Brussels. 1993.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (1997). **Eurocode 5: Design of timber structures. Part 2: Bridges.** Brussels. 1997.

FEITOSA, L. R. L., LIMA, L. A. G. (2012). Radier Protendido. **Revista técnica**, São Paulo, edição 185. Junho 2012.

FONTE, T. F., CALIL JUNIOR, C. (2004). Projeto e construção da primeira ponte de madeira laminada protendida da América Latina. In: IX ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Anais...** Cuiabá. 2004.

FONTE, T. F. **Pontes protendidas de eucalipto citriodora.** 2003. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GÓES, J. L. N. **Estudo de pontes de madeira com tabuleiro multicelular protendido.** 2005. 209 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LINDQUIST, M. **Confiabilidade estrutural de pontes laminadas protendidas de madeira.** 2006. 158 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

NASCIMENTO, M. L. **Sistemas estruturais e construtivos para pontes de madeira – ênfase em pontes laminadas protendidas.** 1993. 181 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OKIMOTO, F. S. **Pontes protendidas de madeira: Parâmetro de projeto.** 1997. 196 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

OKIMOTO, F. S., CALIL JUNIOR, C. Pontes protendidas de madeira: Conceito e aplicações. VI ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Anais...** Florianópolis. 1998.

OKIMOTO, F. S., CALIL JUNIOR, C. Pontes protendidas de madeira: Critério de dimensionamento. VI ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Anais...** Florianópolis. 1998.

OKIMOTO, F. S. **Análise de perda de protensão em pontes protendidas de madeira.** 2002. 215 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

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. p. 645-649, Setembro 1988.

PLETZ, E. **Passarela estaiada com tabuleiro de madeira laminada protendida em módulos curvos.** 2003. 211 f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PLETZ, E., ROCCO, F. A., PIGOZZO, J. C. Análise da variabilidade de rigidez à flexão nas placas de madeira laminada protendida. VIII ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Anais...** Uberlândia. 2002.

PRATA, D. G. Pontes protendidas de madeira. V ENCONTRO BRASILEIRO EM MADEIRAS E EM ESTRUTURAS DE MADEIRA. **Anais...** Belo Horizonte. 1995.

PUPINPLAST, disponível em: <<http://www.pupinplast.com.br>>. Acesso em: 14 set. 2014.

RITTER M. A. **Timber Bridges: Design, Construction, Inspection, and Maintenance.** Washington, DC: U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Engineering Staff, 1991. p.9-1 - 9-61.

SCALIANTE, R. M. **Pontes em vigas e tabuleiros em painéis de madeira laminada colada.** 2014. 236 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

TAYLOR, R. J.; WALSH, H. Prototype prestressed wood bridge. Transportation. **Research Record.** TRB 950. p.110-122. National Research Council. Washington DC.

VASCONCELOS, A. C. **Manual para boa execução de estruturas protendidas usando cordoalhas de aço engraxadas e plastificadas.** Disponível em: <http://www.deecc.ufc.br/Download/TB812_Estruturas%20de%20Concreto%20Protendido/Manual.pdf>. Acesso em: 10 set. 2013.

VOLLERT. **Mordentes de aperto / Ancoragens de aperto**. Disponível em: <http://www.vollert.de/fileadmin/inhalte/de/01-produkte/07_vertretungen/Paul/B441.20_1-PT_01.PDF>. Acesso em: 19 set. 2014.

APÊNDICE

MANUAL DE BOAS PRÁTICAS EXECUÇÃO DE TABULEIROS LAMINADOS DE MADEIRA COM CORDOALHAS ENGRAXADAS

1. INTRODUÇÃO

Primeiramente, este manual foi trazido pela necessidade de um guia para e instruir protensões em tabuleiros de madeira, porém já existem manuais e recomendações técnicas e práticas para estruturas protendidas de concreto. Assim sendo, este trabalho utilizou como base para sua confecção o Manual para Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas Engraxadas do engenheiro Augusto Carlos de Vasconcelos, que infelizmente não mais está entre nós. Como grande parte dos materiais e equipamentos utilizados e alguns procedimentos de segurança para protensão de elementos de concreto são os mesmos utilizados para tabuleiros de madeira, alguns itens foram retirados do manual escrito por Vasconcelos, outros foram adaptados para a protensão em madeira, e outros montados a partir da experiência do próprio autor em campo, pesquisas e relatos sobre a protensão de elementos de madeira e até mesmo de concreto.

Este manual não se refere ao cálculo de tabuleiros protendidos de madeira, apenas às recomendações práticas para montagem, execução e manutenção dos mesmos, a fim de se esclarecer o uso da cordoalha engraxada como elemento de protensão neste tipo de estrutura que, usualmente, utilizam barras de aço rígidas e roscadas, as barras *DYWIDAG*, que por terem seu uso pouco divulgado no país acabam se tornando inviáveis pelo seu alto custo de compra. Ao contrário, as cordoalhas engraxadas ganharam espaço no território nacional ao serem utilizadas em alguns elementos protendidos de concreto. A grande vantagem da cordoalha é a sua flexibilidade, podendo ser disposta nas estruturas de concreto seguindo curvas para a melhor eficiência da estrutura, diferentemente das barras que, por serem rígidas, apenas podem ser colocadas em linhas retas.

Os tabuleiros protendidos são utilizados nos países norte americanos desde a década de 70, usada para reabilitar pontes laminadas pregadas

que começaram a apresentar problemas nas ligações entre as lâminas. Após a restauração de algumas pontes, foi comprovada uma grande eficiência do sistema laminado protendido, que começou a ser estudado e difundido.

No Brasil, devido ao preconceito geral da população quanto à utilização da madeira como elemento estrutural, as pontes de madeira não tiveram grande visibilidade e aceitação, porém o cenário atual, visando economia de recursos e preservação do meio ambiente, tem sido favorável para a escolha da madeira, uma vez que esta apresenta uma eficiência energética muito superior se comparada com o concreto e o aço. Com o uso das cordoalhas engraxadas, os tabuleiros de madeira laminada protendida podem se tornar extremamente viáveis, com a mesma segurança e eficiência das pontes de concreto armado, porém com um impacto ambiental inferior.

1.1. Objetivos

Este manual tem como objetivo fornecer aos projetistas e engenheiros de obra informações básicas e desenhos para uso em projetos de estruturas laminadas protendidas de madeira, bem como auxiliar na compreensão e comunicação entre estes profissionais, fornecer instruções ao pessoal de campo que estarão envolvidos no processo de execução do tabuleiro e fornecer instruções para a realização de procedimentos de reprotensão e inspeção destas estruturas.

1.2. Definições

1.2.1. Aço de protensão

Trata-se de um aço de alta resistência, neste caso uma cordoalha que pode ser composta por 3, 5 ou 7 fios. Este aço é o elemento que, quando alongado e ancorado tem a função de transmitir as tensões para o tabuleiro de madeira, unindo por atrito as lâminas que o compõem. Este aço, ao ser solicitado em 75% da carga de ruptura apresenta alongamento de 6 a 7mm.

1.2.2. Alongamento

É o acréscimo de comprimento na cordoalha devido à aplicação da força de protensão.

1.2.3. Ancoragem

Conjunto de peças responsáveis pela fixação do cabo e transferência de esforços para os elementos a serem protendidos, incluindo placa de ancoragem e cunha.

1.2.4. Ancoragem ativa

Ancoragem onde será posicionado o macaco hidráulico para aplicação da força de protensão e reprotensões.

1.2.5. Ancoragem passiva

Ancoragem situada no lado passivo, inverso ao que será aplicada a carga de protensão.

1.2.6. Bainha plástica

Material de revestimento onde a cordoalha fica inserida para que sejam evitados atritos e a aderência da cordoalha com as regiões adjacentes, sendo elas de madeira ou concreto. Este material é composto por poliuretano de alta densidade, extrudado diretamente na cordoalha envolvida em graxa.

1.2.7. Carga mínima de ruptura

Carga mínima resistida pela cordoalha, definida pela norma brasileira e dada pelo fabricante do material.

1.2.8. Cavidade da placa de ancoragem

Furo tronco-cônico situado na placa de ancoragem onde é inserida a cunha para fixação do cabo.

1.2.9. Cordoalha

Arames de aço de alta resistência dispostos em formato helicoidal em torno de um fio central.

1.2.10. Cunha

Peça bi ou tripartida em formato tronco-cônico de aço com estrias internas que mordem a cordoalha de protensão para que a força de seja transferida do cabo para a placa de ancoragem. As estrias são adoçadas nas pontas mais finas para assegurar o desenvolvimento gradual da força do cabo no comprimento da cunha. Para as ancoragens passivas são usadas, em geral, cunhas bipartidas

1.2.11. Cunha de reprotensão

Tem a mesma função da cunha, porém são feitas com aço mais resistente e têm melhor acabamento externo, facilitando a retirada da cunha no ato da reprotensão. Estas cunhas em geral são tripartidas e colocadas na ancoragem ativa, podem ser reutilizadas até 100 vezes, de acordo com o tipo e fabricante. O fabricante nacional deste tipo de cunha é a Vollert.

1.2.12. Deformação lenta

Deformação dependente do tempo, fluência, responsável pelas perdas de protensão progressivas.

1.2.13. Encurtamento elástico

Encurtamento do tabuleiro de madeira em regime elástico, não sendo atingidos os limites de plastificação do material.

1.2.14. Equipamento de protensão

Conjunto de equipamentos para aplicação da carga de protensão nas cordoalhas, compostos por macaco, bomba hidráulica, mangueiras e manômetros.

1.2.15. Estouro

Colapso da cordoalha durante ou após a protensão, pode ser ocasionado por diversas causas.

1.2.16. Extremidade ativa

Ponta do cabo onde será aplicada a protensão.

1.2.17. Juntas de topo

Descontinuidade longitudinal de uma determinada lâmina no tabuleiro, ocasionadas quando a dimensão longitudinal do tabuleiro supera as dimensões comerciais das lâminas de madeira, em geral de 3 a 6 metros.

1.2.18. Kip

$1 \text{ Kip} = 1000 \text{ libras força}, 1 \text{ Kip} = 4,44 \text{ kN}.$

1.2.19. Lâminas

Peças de madeira que compõem o tabuleiro, podendo ser dispostas em diversos arranjos para melhorar a eficiência do conjunto.

1.2.20. Macaco

Dispositivo mecânico usado para efetuar a protensão da cordoalha.

1.2.21. Monocordoalha

Composição onde a ancoragem consegue alojar apenas uma cordoalha (caso geral de estruturas laminadas de madeira).

1.2.22. Perdas por acomodação da cunha

Perdas de força de protensão que ocorrem devido ao retorno da cunha, entre 5 e 7mm, dentro da cavidade da placa de ancoragem, ocorrido no momento em que é feita a transferência da força do macaco para o conjunto de ancoragem.

1.2.23. Perdas por atrito

Perdas decorrentes do atrito entre a cordoalha e a bainha.

1.2.24. Perdas progressivas

Perdas de protensão ocasionadas pela fluência dos materiais, ocorrendo em função do tempo.

1.2.25. Placa de ancoragem

Normalmente em ferro fundido dúctil que aloja as cunhas, é usada para transferir a tensão da cordoalha para a placa de distribuição. O furo tronco-cônico para alojamento da cunha tem superfície regular, porém rugosa.

1.2.26. Placa de distribuição

Elemento metálico maciço com um furo central situado entre a placa de ancoragem e a lâmina de madeira, este elemento tem como função distribuir de forma uniforme a força proveniente da protensão evitando que haja a ruptura por compressão perpendicular às fibras da madeira na região de ancoragem das cordoalhas.

1.2.27. Ponta do cabo

Excesso de cordoalha deixado além das ancoragens para realização das protensões e reprotensões.

1.2.28. Protensão inicial

Força atuante no cabo imediatamente após a transferência da força de protensão do macaco hidráulico para cordoalha.

1.2.29. Protensão efetiva

Força de protensão no cabo após as perdas imediatas de protensão, decorrentes do encunhamento e atrito.

1.2.30. Revestimento de graxa

Material que reveste a cordoalha com fim de inibir a corrosão do aço com o critério de desempenho do Instituto de Pós-Tração (EUA).

1.2.31. Tabuleiro

Conjunto de lâminas que compõem uma superfície uniforme, com função de resistir aos esforços transmitidos pelo carregamento.

1.2.32. Zona de ancoragem

Região do tabuleiro adjacente às ancoragens, onde as lâminas estão diretamente sujeitas às tensões devido à protensão.

2. PROTENSÃO EM TABULEIROS DE MADEIRA

2.1. Teoria

Os tabuleiros laminados protendidos de madeira são compostos por lâminas de madeira interligadas entre si por uma tensão de compressão exercida por barras ou cordoalhas tracionadas. Os tabuleiros de madeira podem ter diferentes seções, que variam da necessidade de cada obra em particular.

Como ações primárias dos tabuleiros laminados protendidos, podemos ressaltar duas, o momento fletor e o esforço cortante, sendo que o momento fletor exerce tensões normais no tabuleiro e provoca a tendência da abertura das lâminas na região inferior do tabuleiro e, o esforço cortante exerce tensões cisalhantes que provocam um deslizamento entre as lâminas adjacentes, como apresentado na figura abaixo.

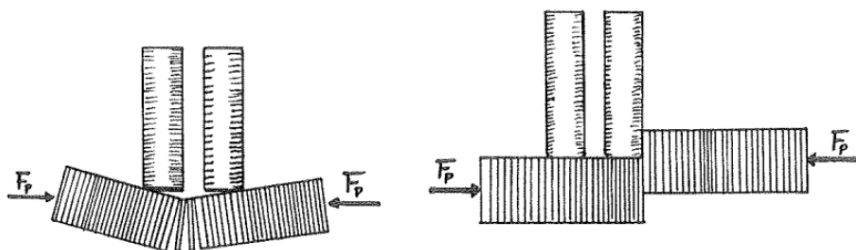


Figura 79 - Ações principais em tabuleiros protendidos. Fonte: PRATA (1995).

Como nos tabuleiros os cabos são dispostos no centro das lâminas de madeira, a tensão de compressão causada pela protensão tem uma distribuição constante no tabuleiro. No caso do momento fletor, as tensões seguem uma função linear, com zero no centro de gravidade da seção e máximos nas extremidades. Para que não haja a abertura da lâmina na região inferior, a tensão solicitante M/W deve ser inferior à tensão F_p/A , sendo F_p a força de protensão e A a área de influência de cada cabo, M o momento resistente e W o módulo de resistência da peça.

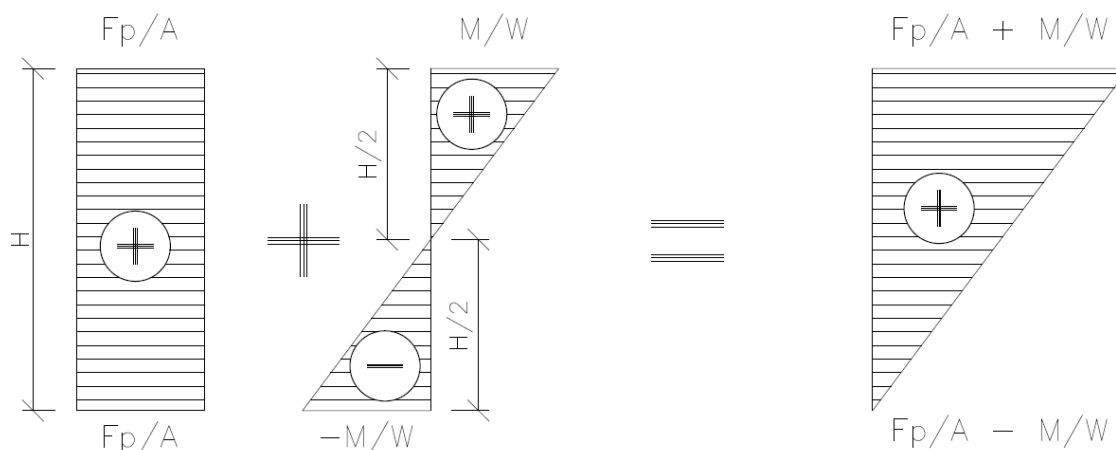


Figura 80 - Tensões devido à protensão. Fonte: O Autor (2014)

Para evitar o deslizamento entre as lâminas a tensão solicitante $\frac{3}{2} \frac{V}{\mu \times h}$, sendo μ o coeficiente de atrito da madeira, deve ser menor que a tensão F_p/A .

O sistema de laminado protendido tem a limitação de altura dada pelos valores comerciais das peças serradas, porém existem outras possíveis soluções alternativas para quando há a necessidade de maiores vãos, colocadas nas Figura 81 à Figura 87. As soluções se resumem em diferentes modelos para a seção transversal do tabuleiro, podendo ser executado com vigas maciças, treliçadas, compostas e peças de MLC.

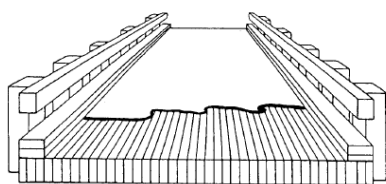


Figura 81 - Tabuleiro laminado longitudinalmente com protensão transversal. Fonte: OKIMOTO (1997)

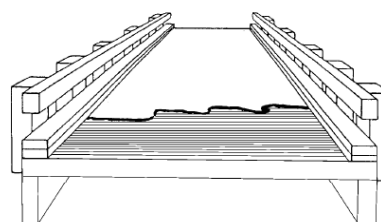


Figura 82 - Tabuleiro laminado transversalmente com protensão longitudinal. Fonte: OKIMOTO (1997)

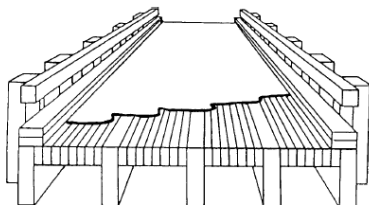


Figura 83 - Tabuleiro laminado protendido transversalmente com seção T. Fonte: OKIMOTO (1997)

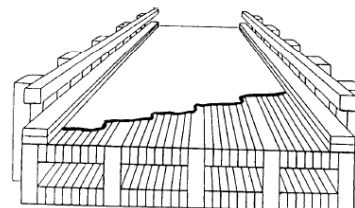


Figura 84 - Tabuleiro protendido transversalmente em seção caixão. Fonte: OKIMOTO (1997)

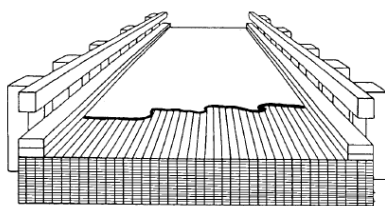


Figura 85 - Tabuleiro com peças de MLC e protensão transversal. Fonte: OKIMOTO (1997)

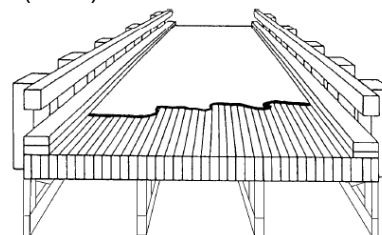


Figura 86 - Tabuleiro treliçado protendido transversalmente. Fonte: OKIMOTO (1997)

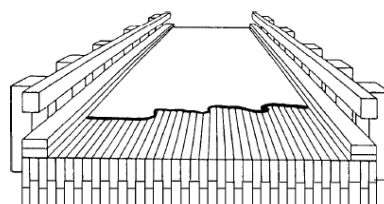


Figura 87 - Tabuleiro em sanduíche protendido transversalmente. Fonte: OKIMOTO (1997)

Para o caso de duas linhas de protensão, que ocorre em tabuleiros multicelulares e treliçados, os diagramas de tensão são diferenciados, porém o conceito se mantém o mesmo para os dois casos.

2.2. Perdas de protensão

As perdas de protensão podem ser divididas em duas grandes áreas, as perdas imediatas e as perdas ao longo do tempo. Para as cordoalhas engraxadas, as perdas imediatas se dão pelo encunhamento nas ancoragens, e pelo atrito entre a cordoalha e a bainha plástica.

As perdas ao longo do tempo se dão pela fluência dos materiais, tanto da madeira quanto do aço, o embutimento na região das ancoragens também contribui com as perdas ao longo do tempo.

Para as perdas imediatas, o atrito pode ser desconsiderado, uma vez que neste tipo de estrutura os cabos são dispostos sem curvatura e o coeficiente de atrito das cordoalhas engraxadas é muito baixo, $\mu = 0,05$. Devido à aplicação da força pelo macaco, a tensão σ_{pi} deve respeitar os limites dados pela NBR 6118 de concreto protendido, como sendo de $0,74 f_{ptk}$ e $0,82 f_{pyk}$ para os aços de relaxação baixa. Para as perdas por encunhamento, a mesma norma recomenda que sejam tomados valores experimentais ou indicados pelo fabricante dos aparelhos de ancoragem.

As perdas de protensão ao longo do tempo são oriundas da fluência dos materiais que compõem o tabuleiro, madeira e aço. Quando a utilização deste tipo de estrutura começou a ser utilizada nos países norte-americanos, houve a preocupação quanto às perdas progressivas de protensão e, para isso, foi realizado um estudo por CSAGOLY & TAYLOR, onde estes avaliaram em campo diversas pontes nos países norte-americanos. Os resultados obtidos foram analisados e os pesquisadores desenvolveram um gráfico para estimar a perda de protensão com o tempo, apresentado abaixo.

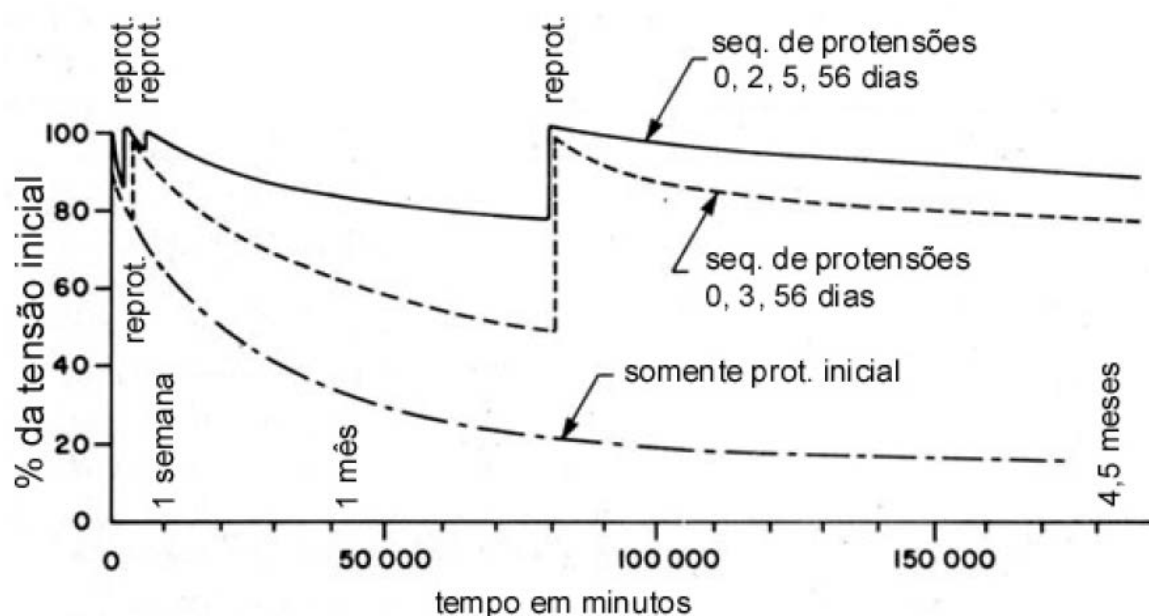


Figura 88 - Gráfico de perda de protensão com o tempo. Fonte: CSAGOLY & TAYLOR (1973) apud OKIMOTO (2002)

Como pode ser visto, CSAGOLY & TAYLOR observaram que as perdas podem chegar a 80% caso não haja nenhuma reprotensão do tabuleiro.

Uma peculiaridade das peças laminadas protendidas é a necessidade da reprotensão, para que seja aliviada a perda de protensão progressiva. Nos casos estudados pelos cientistas, tabuleiros com apenas a reprotensão inicial podem apresentar 80% de perda de protensão, com duas reprotensões, a 3 e 56 dias, chegam a valores bem menores, 50% no dia 56 e 20% após 4,5 meses, onde atinge uma estabilidade. Outra possibilidade é a reprotensão em 2,5 e 56 dias, que, segundo o gráfico elaborado, tem perdas estabilizadas em apenas 10%.

A formulação teórica para perdas de protensão progressivas ainda está em fase de aprimoramento, e ainda depende de mais ensaios e estudos para ser comprovada.

3. CORDOALHAS

3.1. Fabricação

(Texto retirado do Manual Para a Boa Execução de Estruturas Protendidas).

Os procedimentos de fabricação de cabos não aderentes devem estar de acordo com as exigências do Instituto da Pós-Tração americano (PTI) “Especificações para Cabos Monocordoalha Não Aderentes”, publicado em julho de 1993.

O primeiro passo no processo de fabricação é o revestimento da cordoalha com graxa.

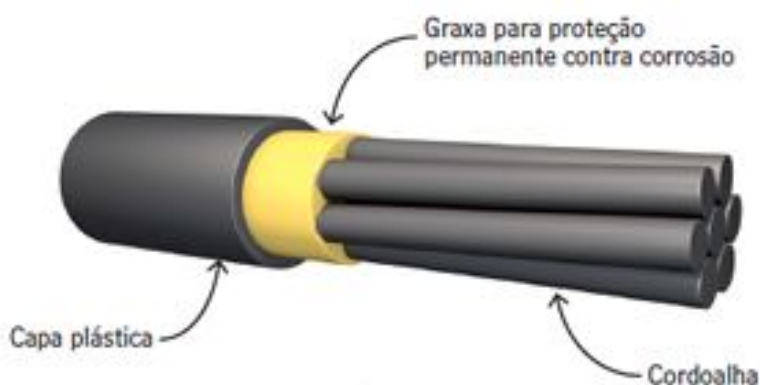


Figura 89 - Monocordoalha engraxada. Fonte: Revista Técnica.

A cordoalha de aço é a mesma utilizada na protensão aderente. Depois de fabricada em comprimento de aproximadamente 11.000 metros, ela é levada ao equipamento de engraxamento e extrusão do plástico.

A cordoalha nua é coberta com graxa inibidora de corrosão e então revestida com a bainha plástica. O processo começa passando a cordoalha por um aplicador de graxa que recobre a cordoalha uniformemente com a quantidade exata de graxa inibidora de corrosão. A cordoalha coberta de graxa segue pela máquina extrusora que aplica e regula a espessura adequada de plástico derretido. Posteriormente a cordoalha passa por uma canaleta de água para que seja resfriada antes de ser novamente enrolada.



Figura 90 - Bobina de 11t. Fonte: VASCONCELOS (2013).

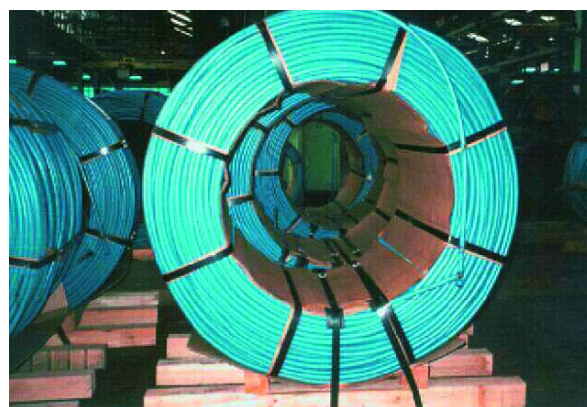


Figura 91 - Bobina de 3t. Fonte: VASCONCELOS (2013).

A bobina de 11 t com a cordoalha revestida pela bainha plástica então transferida para a linha de corte onde é cortada em bobinas menores, de até 3 t, para despacho aos clientes.

4. ANCORAGENS

O sistema de ancoragem das cordoalhas engraxadas é composto pela placa de ancoragem, cunha e placa de distribuição. A placa de ancoragem tem dimensões de 6 x 13 cm e é padrão para este tipo de cordoalha. Para que não haja ruptura por compressão perpendicular às fibras nas lâminas situadas nas extremidades, deve ser colocada uma placa de distribuição para ajudar a diminuir as tensões na região de protensão.

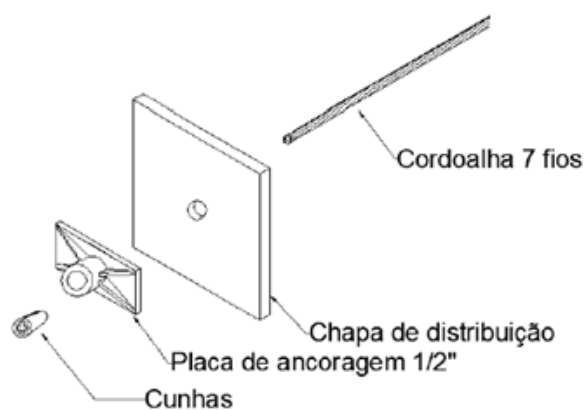


Figura 92 - Sistema de ancoragem completo. Fonte: CEFERINO (2013)

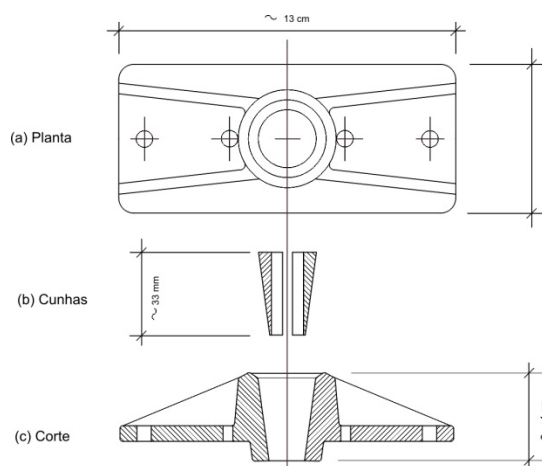


Figura 93 - Placa de ancoragem e cunha. Fonte: ENGETEC (Acesso em 2013).

4.1. Comprimento dos cabos

Na ancoragem passiva não é necessário que o comprimento do cabo seja grande, uma vez que esta extremidade tem apenas a função de segurar a cordoalha para que a mesma não deslize no ato de aplicação da força de protensão, de acordo com o Manual Para a Boa Execução de Estruturas Protendidas, a ponta passiva segue além da ancoragem apenas 3 *cm*.

No lado ativo, onde será aplicada a força de protensão, o cabo deve seguir, no mínimo, 40 *cm* além das ancoragens. Esse comprimento é necessário porque deve haver comprimento suficiente para que o equipamento de protensão consiga tracionar o cabo.



Figura 94 - Ancoragens Passivas. Fonte: O AUTOR (2014).



Figura 95 - Ancoragens ativas. Fonte: O AUTOR (2014).

4.2. Cunhas

As cunhas montadas na ancoragem passiva podem ser bipartidas, cunhas comuns de protensão em concreto. Estas cunhas não são reutilizáveis, sendo recomendada para apenas uma protensão, e por este motivo se situam nas ancoragens passivas, onde não há a necessidade da retirada da mesma durante toda vida útil do tabuleiro.

No caso das ancoragens ativas, existe a necessidade de se utilizar uma cunha especial para este serviço a fim de evitar problemas durante as reprotensões, como ruptura de cabos ou acidentes que podem levar a consequências mais graves. As cunhas utilizadas na ancoragem ativa devem ser especiais para reprotensão, comumente utilizadas em pistas de protensão, onde a ancoragem dos cabos é dada por atrito e não necessitam da placa e cunha. As cunhas de reprotensão são tripartidas e feitas com uma liga de aço diferenciada, para que não haja fadiga entre as reprotensões.

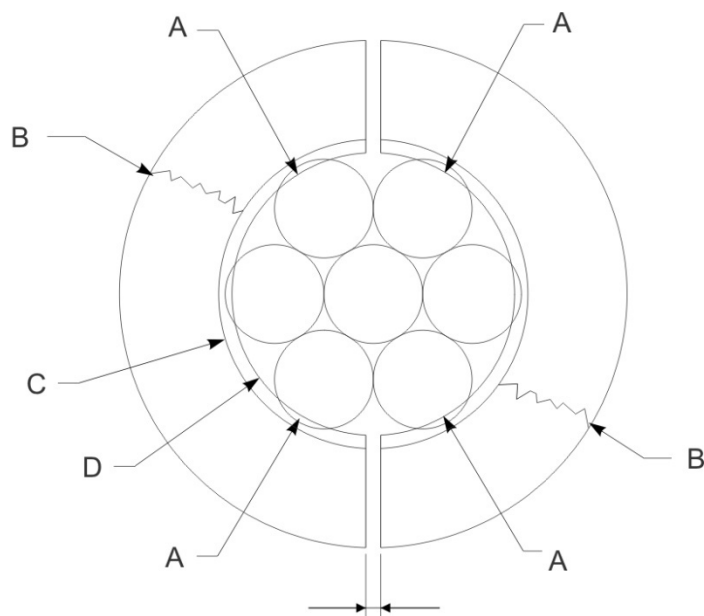
A cunha é projetada para que sejam compensadas as irregularidades entre a cordoalha e a superfície da placa de ancoragem em seu orifício tronco-cônico. A cordoalha tem seus fios prensados até que seja alcançada a configuração final. Com este movimento, é importante que o sistema esteja limpo e livre de ferrugem, para que haja o perfeito assentamento dos fios. No sistema de

ancoragem, os componentes trabalham juntos, sendo que as características dos materiais são compatíveis com a força que o equipamento de protensão aplica a eles.

O sistema de funcionamento da ancoragem é simples e pode ser explicado mais facilmente se dito que a cordoalha é mais dura que a placa de ancoragem e as cunhas são mais duras que a cordoalha. A placa de ancoragem é fabricada e projetada para suportar os esforços provenientes da protensão, porém dentro de seu orifício permite movimento para que haja um assentamento circunferencial completo. As cunhas possuem estrias internas que penetram na superfície externa da cordoalha, enquanto se moldam na superfície irregular da cordoalha dentro de uma forma cilíndrica perfeita.



Figura 96 - Cunhas, à esquerda tripartida especial para reprotensão e à direita cunha bipartida comum. Fonte: O AUTOR (2014).



A = Penetração dos dentes na cordoalha

B = Fissura longitudinal

C = Linha de fundo dos dentes

D = Linha de borda dos dentes

Figura 97 - Configuração da cordoalha e cunha após protensão. Fonte: VASCONCELOS (2013).

4.3. Segurança

A fim de se assegurar a qualidade do conjunto de ancoragem, deve ser considerados antes da protensão os seguintes fatores de segurança (Texto retirado do Manual para Boa Execução de Estruturas Protendidas):

1. Assegure a integridade do sistema verificando se os componentes e equipamentos passaram por adequada manutenção. Todo material deve ser rastreável desde a origem. Componentes de diferentes sistemas nunca devem ser misturados e combinados;
2. As cunhas devem ser uniformemente espaçadas e ajustadas antes da protensão (altura e espaçamento/cunha bi ou tripartida);
3. Alinhe as cunhas até que o dispositivo de cravação do macaco encoste-se igualmente às duas ou três partes da cunha.
4. No uso de uma emenda ou outra peça de ancoragem onde a cordoalha não pode ser observada sendo empurrada através da cunha antes da protensão, a cordoalha deve sempre ser marcada primeiro para assegurar um comprimento suficiente dentro do corpo da emenda. A cordoalha deve estar completamente

introduzida para mover-se através de todo o comprimento da cunha (mínimo) assegurando que a implantação da força total na emenda foi realizada.

5. Se ocorrer uma falha, todas as condições visuais dos componentes e do equipamento devem ser notificadas. Números rastreáveis devem ser registrados. Todos os fragmentos devem ser recolhidos para análise.

5. PREPARAÇÃO DO TABULEIRO

5.1. Furação

A furação das peças deve ser feita utilizando um gabarito, para que seja facilitada a passagem dos cabos durante a montagem das peças do tabuleiro. Os furos devem ser feitos no centro da altura das peças, e ter diâmetro de, no mínimo, quatro bitolas comerciais acima do diâmetro da cordoalha. Vale lembrar que o diâmetro nominal da cordoalha se refere apenas ao conjunto de fios, não levando em conta a espessura da capa de graxa e capa plástica na qual os fios são envoltos.

Para as bitolas mais conhecidas, pode ser utilizada a tabela abaixo.

Tabela 24 - Diâmetro de furação das lâminas de madeira.

Cordoalha	Diâmetro Nominal	Diâmetro do Furo
<i>CP 190 – RB 12,7mm</i>	<i>12,5 mm</i>	<i>32 mm</i>
<i>CP 177 – RB 15,2 mm</i>	<i>16 mm</i>	<i>40 mm</i>



Figura 98 – Exemplo de furação. Fonte: O AUTOR (2014).

5.2. Preparação dos cabos

Os cabos devem ser cortados no tamanho correto, deve ser retirada a capa plástica da ponta passiva do cabo, na ponta retirada, deve ser feito um corte longitudinal e a mesma deve ser devolvida para o conjunto, porém, sobre a capa existente. Deve ser montada a ancoragem passiva e fixada com uma pré-tensão com o macaco hidráulico, para evitar que a mesma corra dentro da placa de

ancoragem durante a protensão. Após isto, a capa deve ser recolocada na posição original.



Figura 99 - Corte dos cabos. Fonte: VASCONCELOS (2013).

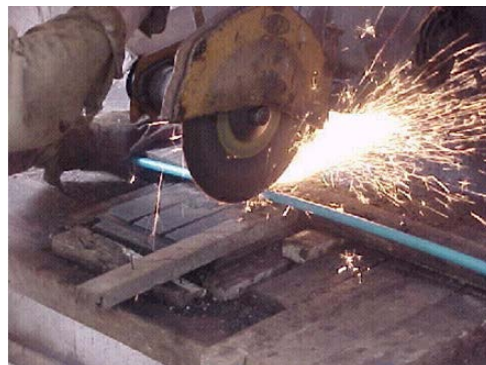


Figura 100 - Corte dos cabos. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 101 - Corte da capa próxima a ponta passiva. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 102 - Pontas passivas sem a capa plástica. Fonte: VASCONCELOS (2013).

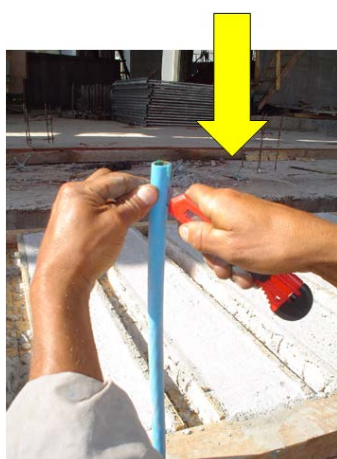


Figura 103 - Corte longitudinal da capa plástica retirada. Fonte: VASCONCELOS (2013).

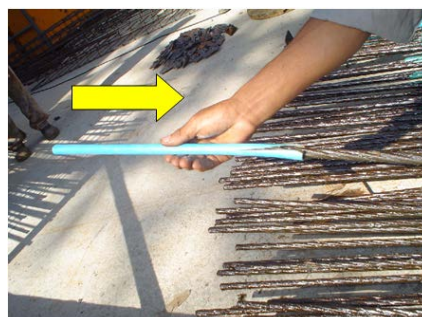


Figura 104 - Recolocação da capa plástica. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 105 - Cabo pronto para receber a armadura passiva. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 106 - Puxada para fixação da cunha. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 107 - Colocação manual das cunhas. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 108 - Armadura passiva fixada. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 109 - Cabos com armadura passiva montada. Fonte: VASCONCELOS (2013).

5.3. Montagem das peças

As lâminas de madeira devem ser dispostas em uma superfície elevada, para que as mesmas não fiquem em contato com o chão, facilitando sua movimentação. As peças devem ser colocadas na ordem em que serão montadas.

Existe a possibilidade de se utilizar nas extremidades, ao invés da placa de distribuição, um perfil metálico em forma de “U” para resistir e distribuir as tensões no tabuleiro, neste caso os mesmos devem seguir os mesmos padrões de furação, mencionados no item anterior. Em casos usuais, estes perfis são dispensados, e nestas situações é altamente recomendado que as peças de extremidade sejam as mais densas do lote ou madeira de outras espécies com alta densidade e maior resistência.

Definidas as extremidades, as lâminas devem ser numeradas ou colocadas na ordem de montagem. Iniciando de uma extremidade, o cabo deve ser passado entre as lâminas tomando cuidado para que o mesmo não deslize dentro da bainha plástica, ficando assim exposto. Para evitar tal fato, é recomendado que a montagem não ocorra de uma só vez, mas em pequenos conjuntos de lâminas, onde o montador possa observar qualquer problema na introdução do cabo.



Figura 110 - Montagem das lâminas do tabuleiro. Fonte: O AUTOR (2014).

Depois de passados os cabos, deve ser montado o sistema de ancoragem passiva, placas de distribuição, placas de ancoragem e cunhas, e logo após o conjunto de ancoram ativa. As cunhas devem ser colocadas na posição correta, como orientado no item 4.2.

Finalizado este procedimento, deve-se verificar a regularidade da superfície do tabuleiro, podendo utilizar um martelo ou marreta para colocar alguma peça que eventualmente esteja muito deslocada, tanto para cima quanto para baixo. Esta fase tem como objetivo melhorar o aspecto visual do tabuleiro, e também facilitar caso seja feito um revestimento asfáltico ou de concreto sobre o tabuleiro.

6. PROTENSÃO DOS CABOS

6.1. Preparação

No ato da protensão, alguns itens devem ser verificados, a fim de que haja segurança.

Para a protensão, deve ser verificada a posição dos cabos junto à placa de ancoragem, devendo os mesmos estar perpendiculares a placa e não de outra forma. Por sua vez, a placa deve estar paralela à placa de distribuição, e a placa de distribuição paralela a face do tabuleiro.

As cunhas devem ser instaladas uniformemente, deve ser verificado o ajuste perfeito das cunhas e se o dispositivo de cravação do macaco está encaixado em suas partes.

Os engenheiros e equipe devem conferir o equipamento de protensão, verificando se o equipamento está limpo, principalmente na região das mandíbulas do macaco e nas áreas do pistão de cravação, os cabos de extensão elétricos devem ter fios de 6 mm^2 e, no máximo, 30 m de comprimento. Devem ser conectadas as mangueiras entre a bomba e o macaco verificando a ligação do manômetro. Após isto, o operário deve ligar a bomba, abrir e fechar o macaco várias vezes e conferir vazamentos hidráulicos, a expansão e retração dos cilindros e se o pistão de cravação está funcionando corretamente.

O macaco deve ser mantido em posição média, sendo que deixá-lo totalmente fechado ou aberto pode causar dano ao equipamento pela pressão excessiva. As folhas de aferição da calibração devem ser conferidas e a pressão registrada para protensão (aferição do manômetro).

6.2. Aplicação da força de protensão

Antes de aplicar a força de protensão, as condições de segurança devem ser verificadas, não podendo ocorrer a protensão caso uma anomalia seja detectada.

A protensão em tabuleiros de madeira se difere da protensão de peças de concreto em dois grandes aspectos, o primeiro é a deformação que o material madeira sofre quando submetido a uma força aplicada perpendicularmente às suas fibras, que pode causar discrepâncias entre o alongamento calculado e o alongamento real do cabo, que tende a ser menor. O segundo é o fato de as lâminas não se acomodarem corretamente entre si, sobrando assim espaços vazios entre as lâminas, que são eliminados no ato da protensão, este fato também causa alongamentos diferenciados no cabo que não representam um acréscimo de carga no tabuleiro. Como na grande maioria dos casos não é inviável a colocação de células de carga nas cordoalhas, a carga deve ser medida de acordo com o alongamento residual após a puxada e pela leitura do manômetro da bomba hidráulica.

Antes da protensão deve ser feitas duas medições, com o tabuleiro montado e sem a protensão, deve ser medida sua dimensão na linha da cordoalha a ser protendida e o excesso de cabo, que deve ser medido da placa de ancoragem até o final de sua ponta.

O executor deve se certificar de que o pistão de cravação está completamente retraído, aproximadamente 15 *mm* afastado do nariz de apoio. As mandíbulas do macaco devem ser abertas puxando-se para trás a alavanca que une as duas partes.

O macaco deve ser posicionado na cordoalha a ser protendida, o mesmo deve ser empurrado até que o nariz esteja apoiado na placa de ancoragem. O macaco não deve ser golpeado ou empurrado para ajustar sua posição após a carga ser aplicada. Deve-se retirar a pressão e posicionar o macaco novamente.

As mandíbulas devem ser empurradas à frente para encaixar a cordoalha, sendo verificadas se as mesmas estão paralelas e se a cordoalha também está na posição correta.

A bomba de válvula de quatro vias deve ser colocada na posição de protensão. A bomba deve ser colocada em funcionamento usando o interruptor remoto, mantendo o operador longe de risco.

Para bombas com válvula ou seqüência de cravação automática o motor da bomba deve ser acionado usando o interruptor até que a pressão seja indicada no manômetro. O macaco deve se abrir, tracionando e esticando a cordoalha, que deve se alongar conforme previsto em projeto. Quando atingir este ponto, o macaco permanece aberto e segurando a cordoalha, então a válvula deve ser alterada para a posição de retorno. Ao se acionar o motor da bomba, a pressão permanecerá no macaco e o alongamento será mantido, mas o manômetro irá retroceder a zero e a pressão começará a se elevar.

Quando a pressão definida é atingida o pistão de cravação estará completamente pressurizado, pressionando a cunha dentro do orifício tronco-cônico da placa de ancoragem, um ruído será ouvido e o macaco irá retornar. A cordoalha irá retornar juntamente com o macaco levando a cunha à sua acomodação final, onde ocorre a perda por acomodação.

Quando o macaco estiver quase totalmente fechado, a bomba deve ser parada e a posição da válvula de quatro vias deve ser mudada para a posição de tracionamento. O pistão de cravação irá se retrair por completo. Ao fim o macaco deve ser deslizado para frente para liberar as mandíbulas, e o mesmo pode ser retirado.

Depois de retirado o macaco, um funcionário deve medir novamente a dimensão do tabuleiro na linha de ancoragem e o comprimento final da ponta em relação à placa de ancoragem. O alongamento da cordoalha é o comprimento final do cabo subtraído da diferença entre as dimensões do tabuleiro e do comprimento inicial. Este procedimento de leitura do alongamento deve ser feito durante a protensão de cada uma das cordoalhas, e deve ser anotado na planilha de protensão.

O alongamento residual medido na cordoalha não deve exceder $\pm 5\%$ do previsto em projeto, se isto acontecer nenhum outro cabo deve ser protendido até que seja identificado e corrigido o problema, deve ser anotada a pressão do macaco, o alongamento e a força do macaco em um registro.

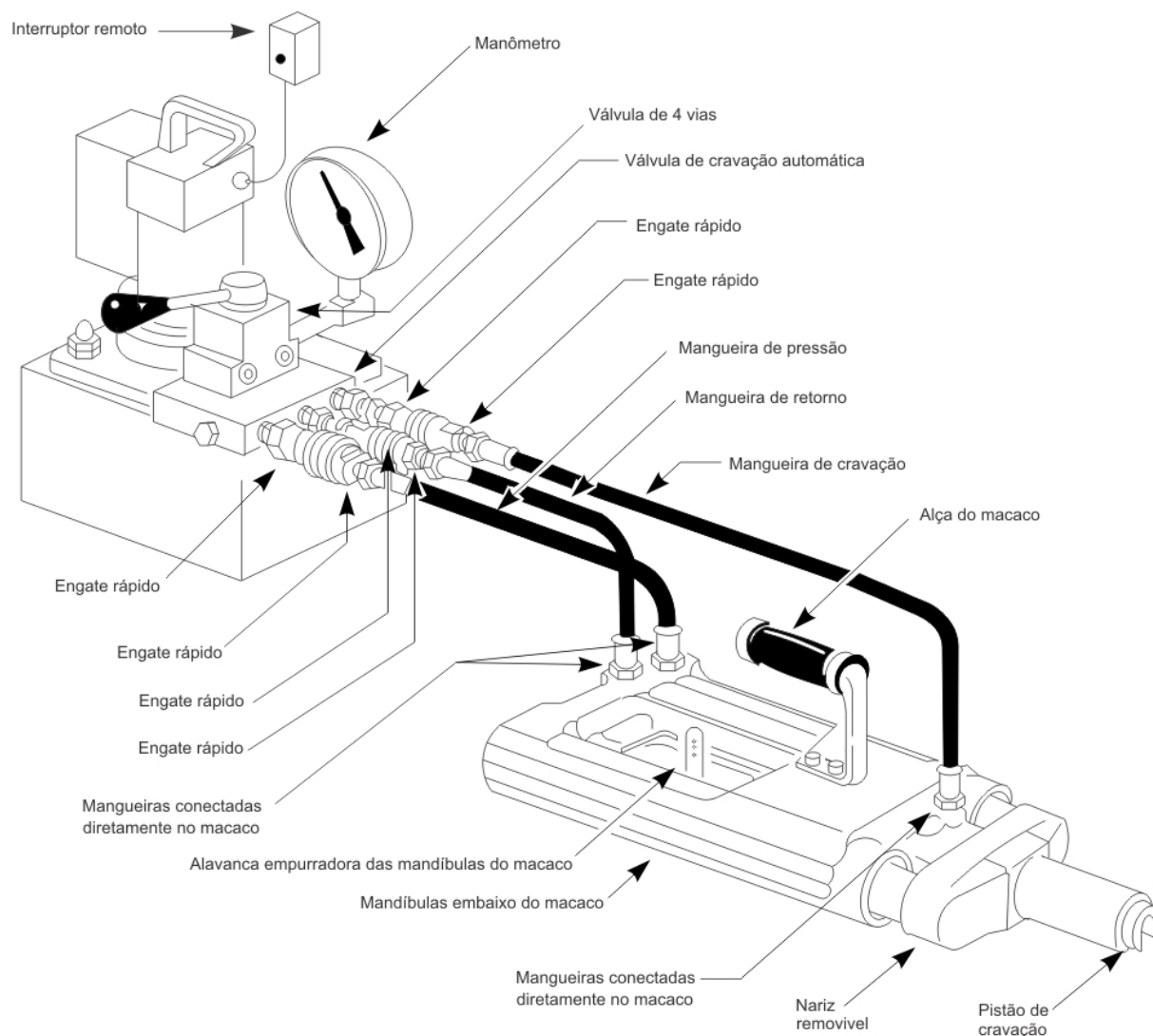


Figura 111 - Macaco com bomba e válvula de cravação automática. Fonte: VASCONCELOS (2013).

7. ALONGAMENTO

7.1. Estimativa

A estimativa de alongamento do cabo é feita pelo calculista com base nas propriedades do material a ser utilizado na protensão, ela é dada pelo módulo de elasticidade, força aplicada no cabo e comprimento, que são obtidos nos catálogos técnicos dos fabricantes das cordoalhas e no projeto.

As estimativas são colocadas em uma planilha e enviadas para a equipe de protensão, que após o término da protensão deve marcar o alongamento residual obtido em campo, grandes discrepâncias devem ser comunicadas com o projetista.

7.2. Medição

Cada cabo deve ser protendido usando os procedimentos apresentados anteriormente.

As dimensões iniciais da ponta ativa do cabo a partir da placa de ancoragem e do tabuleiro na linha de protensão devem ser medidas e anotadas na planilha. Após a remoção do macaco o executor deve medir novamente as duas dimensões, e para o cálculo do alongamento deve ser utilizada a seguinte equação:

$$(C_f - C_i) - (T_f - T_i)$$

onde:

C_i é o comprimento inicial do cabo medido da placa de ancoragem, ou placa de distribuição;

C_f é o comprimento final do cabo medido da placa de ancoragem, ou placa de distribuição;

T_i é o comprimento inicial do tabuleiro medido sobre a linha de cordoalha a ser protendida;

T_f é o comprimento final do tabuleiro medido sobre a linha de cordoalha protendida.

O alongamento deve ser medido com o cabo na configuração reta; em cabos longos, acima de $2m$, o cabo tende a pender para baixo por ação do peso próprio, nestes casos o cabo tem de ser posto em posição retilínea para fazer a medição dos comprimentos.

7.3. Registro

O registro do alongamento deve ser feito na planilha de protensão, na mesma deve ser indicada a ordem de protensão de acordo com o especificado em projeto, os alongamentos recolhidos na obra, o número de identificação dos cabos, a data da protensão, local de protensão (*in loco* ou em local provisório), nome da obra, nome do construtor, nome do projetista, nome do operador e número e data do projeto de protensão.

Os alongamentos devem ser medidos e comparados com os calculados.

A empresa de protensão deve participar na resolução de problemas de alongamento.

O registro, ou planilha, deve ser enviado à construtora para que seja repassado para o projetista para verificação.

8. REPROTENSÃO

8.1. Procedimentos para reaplicação da carga

O projetista deve estimar a perda de protensão e calcular a força necessária para restaurar o sistema estrutural do tabuleiro, com isto ele irá enviar uma nova planilha para reprotensão constando os novos alongamentos necessários.

Antes da reprotensão a integridade dos materiais deve ser verificada, cada cabo deve ser analisado na região das ancoragens ativas para avaliar qualquer ponto onde a cunha pode ter “mordido” um dos fios da cordoalha fazendo com que o mesmo perca seção transversal e possa vir a romper durante o processo de retirada da cunha.

Os procedimentos de reprotensão devem seguir os mesmos da protensão. O alongamento deve novamente ser medido da mesma forma que na primeira protensão, sendo medidos os comprimentos do cabo e do tabuleiro para que se possa obter o alongamento da cordoalha.

8.2. Segurança

Em caso de algum dos sistemas de ancoragem apresentar fissuras ou corrosão excessiva, o mesmo deve ser trocado liberando o cabo e protendendo novamente. Tal fato deve ser comunicado ao projetista.

Quando for observado que a cunha esmagou algum dos fios da cordoalha, deve-se ter um cuidado especial para a reprotensão, podendo ocorrer a ruptura do fio e, conseqüentemente, podendo haver a ruptura da cordoalha. Nestes casos é recomendado que a cordoalha seja trocada.

Durante a reprotensão as mesmas medidas de segurança da protensão devem ser adotadas.

9. ACABAMENTO DOS CABOS

9.1. Corte das pontas

Após a última reprotensão programada e aprovação dos alongamentos pelo projetista, deve ser efetuado o corte dos cabos. As cordoalhas devem ser cortadas com equipamento de corte oxiacetilênico, disco abrasivo, corte a plasma ou tesoura hidráulica. No caso de equipamento oxiacetilênico, a chama não deve atingir as cunhas diretamente e o comprimento da cordoalha além da cunha após o corte deve ser superior a 20 *mm*. Para os demais casos recomenda-se que o cabo tenha de 13 *mm* a 20 *mm* de comprimento além da cunha.



Figura 112 - Tipos de corte para ponta da cordoalha. Fonte: VASCONCELOS (2013).

9.2. Proteção dos cabos contra a corrosão

No período de tempo entre as reprotensões, os cabos já então em campo e sujeitos à corrosão pelo efeito das intempéries. As cordoalhas, se expostas podem vir a corroer entre as protensões causando uma perda da seção transversal e podendo vir a romper quando efetuada a reprotensão ou manutenção da força de protensão no tabuleiro.

Nas pontas passivas, pode ser retirada a graxa da ponta sobressalente e feita uma pintura protetora para que não haja corrosão desta região. Outra possibilidade é recolocar a bainha plástica na ponta, o que irá contribuir com a vida útil da cordoalha de maneira também efetiva, mas neste caso, pode ser que a capa venha a sair ou seja retirada por acidente.

Nas pontas ativas, a pintura não pode ser efetuada, pois pode atrapalhar o processo de reprotensão, nestes casos deve ser recolocada a bainha plástica e mantida a camada de graxa anticorrosiva que compõem o cabo.

Após a última reprotensão e corte da ponta, pode ser feito um tratamento anticorrosivo similar ao das pontas passivas, com pintura protetora.



Figura 113 - Placa de distribuição e ancoragem corroídas, cordoalha protegida pela bainha e em perfeito estado. Fonte: O AUTOR (2014).

9.3. Proteção do sistema de ancoragem

O sistema de ancoragem deve ser protegido com pintura anticorrosiva, tanto as placas de distribuição quanto as placas de ancoragem e cunhas. Se não houver a proteção necessária, pode ser que a cunha, por corrosão, se solde com a placa de ancoragem e ao se efetuar a reprotensão a tensão necessária na cordoalha para que a ancoragem se solte seja superior a tensão resistida pela mesma, causando a ruptura e perda do cabo, e também aumentando a possibilidade de acidentes envolvendo os operadores dos equipamentos de protensão.

Uma opção para a protensão do sistema de ancoragem e cordoalha como um todo é o enclausuramento, que pode ser feito colocando-se uma capa plástica ou de concreto no sistema de ancoragem, porém este último só pode ser feito ao fim das reprotensões.

É imprescindível que todo o sistema, cordoalha e ancoragens não sofram corrosão para que se garanta segurança e vida útil da estrutura.

10. RECEBIMENTO, MANUSEIO E ESTOCAGEM DAS CORDOALHAS

(Texto retirado do Manual para Boa Execução de Estruturas Protendidas - Adaptado).

10.1. Entrega e aceitação

1. Quando o aço é cortado fora do local da obra, todos os cabos enrolados devem ser identificados com o nome da obra, número do cabo, dimensão, etc.
2. Após a entrega é responsabilidade de o comprador zelar pela integridade dos materiais e equipamentos para satisfazer as especificações e documentos de contrato. O comprador normalmente transfere a responsabilidade ao instalador.
3. É responsabilidade de o instalador conferir o material entregue em relação à lista de remessas no momento em que o mesmo é descarregado. Discrepâncias quanto ao material entregue devem ser relatadas pelo construtor ou seu designado imediatamente após a descoberta. Falha em providenciar a notificação em tempo hábil pode limitar os direitos do comprador de recorrer e resultar em extensão do prazo da obra.

10.2. Estocagem e manuseio

1. Durante o processo de descarga tenha cuidado para não danificar a bainha plástica. É recomendado o uso de correia de nylon durante a descarga e manuseio dos materiais. A correia de nylon nunca deve estrangular no manuseio dos cabos de aço de protensão enrolados, sempre envolvendo o rolo com a correia e passando-a pelo centro do mesmo. Enganche cada alça da correia no equipamento de içamento. Não use correntes ou ganchos para descarregar os cabos, pois isso pode resultar em danos severos aos mesmos.
2. O processo de descarga deve ser efetuado tão próximo quanto possível da área de armazenamento para evitar manuseio excessivo dos materiais. Múltiplas movimentações de estoque aumentam a possibilidade de danificar a bainha plástica e outros componentes do sistema.
3. Todos os cabos devem ser estocados em uma área seca sobre um estrado para mantê-los isolados do solo. Se forem usadas lonas plásticas para cobrí-los, é responsabilidade de o instalador mantê-los cobertos. Quando usadas lonas para proteção dos cabos, elas devem ser colocadas formando uma tenda para permitir a livre circulação do ar por entre os cabos enrolados para evitar a corrosão em consequência da condensação que se forma embaixo da lona. Os cabos não devem ser expostos à água, sal ou outro tipo de elemento corrosivo. Quando o armazenamento por um longo prazo é necessário, os cabos devem ser protegidos da exposição à luz do sol por longos períodos de tempo. O

correto armazenamento do material no canteiro de obras é fundamental para a integridade dos sistemas de pós-tração não aderente.

4. As cunhas e as ancoragens devem ser estocadas em uma área limpa e seca. Esses materiais somente devem ser usados no tabuleiro programado para elas. Qualquer movimento de ancoragens e cunhas no canteiro de obras deve ser feito com cuidado para preservar o rastreamento do lote.
5. O macaco e o manômetro da bomba não podem ser separados. Ambos são calibrados como se fosse um só equipamento.
6. Confira imediatamente os registros de calibração do macaco, os quais podem ser enviados separadamente ou podem estar com o romaneio. Localize no manômetro da bomba e no macaco o número correspondente ao registro de calibração. Macacos e manômetros das bombas devem ser calibrados antes de remetidos à obra. Caso haja qualquer discrepância, contate a firma de protensão para resolução. Não espere até o dia da protensão para identificar um problema.
7. Guarde o equipamento de protensão em um lugar seguro, limpo e seco e permita que o acesso aos equipamentos seja feito apenas por pessoal treinado e qualificado.
8. Siga as regras da firma de protensão e instruções relativas ao cuidado, ao uso e à manutenção desses equipamentos. Os equipamentos de protensão não devem ser usados em qualquer outra operação que não a protensão dos cabos.



Figura 114 - Estoque correto de cabos. Fonte: VASCONCELOS (2013).



Figura 115 - Estoque incorreto de cabos. Fonte: VASCONCELOS (2013).

11. SOLUÇÃO DE PROBLEMAS

11.1. Ruptura de cabos

A ruptura da cordoalha pode vir a ocorrer tanto pelo desalinhamento das cunhas, quanto por aplicação de força excessiva ou danos internos nos cabos. Neste caso, a construtora e o projetista devem ser informados do ocorrido. Em barras *DIWYDAG* em um tabuleiro situado no campus II da USP de São Carlos, houve a ruptura do cabo por excesso de tensão após a protensão ter sido efetuada, isto pela variação dimensional que ocorre na madeira quando submetida à umidade por longos períodos de tempo. Nas cordoalhas engraxadas este tipo de ruptura é menos provável de acontecer, uma vez que os cabos perdem parte da carga aplicada no momento da cravação da cunha, diminuindo assim sua tensão final e ficando bastante abaixo da tensão de ruptura.

O desalinhamento da cunha pode ocasionar o pinçamento de um ou mais fios quando ocorre o deslizamento dentro da placa de ancoragem. Se isto ocorrer, a cordoalha não deve ser destracionada, pois pode se que haja a ruptura do cabo por excesso de tensão na área restante de cordoalha, portanto a mesma deve ser mantida nesta posição e o projetista deve ser alertado para prever um possível reforço próximo a essa região por meio dos cabos adjacentes.

Caso a cordoalha não esteja presa, as cunhas devem ser removidas e novas cunhas devem ser recolocadas e a cordoalha reprotendida.

Para casos de protensão em excesso, se houver a ruptura do cabo o mesmo deve ser repostado. Para isto novo cabo deve ser colocado na mesma bainha plástica do rompido, a retirada da bainha plástica junto com o cabo rompido pode impossibilitar sua substituição. A reposição deve ser feita ao mesmo tempo em que a retirada da cordoalha rompida, na tentativa de evitar que possíveis irregularidades nos furos pincem a bainha plástica e impossibilitem a troca da cordoalha.

Caso não haja a ruptura do cabo, o mesmo deve ser mantido com tensão na condição de excesso de protensão, uma vez que ao desprotendê-lo o operador pode danificar o cabo, levá-lo à ruptura ou danificar a estrutura.

Os danos internos podem ser ocasionados por dobras indevidas que podem ocorrer ao desenrolar a cordoalha da bobina, talhos ou aquecimento da cordoalha devido ao corte com maçarico dos objetos adjacentes. Este tipo de dano

também pode ocorrer por uma má montagem das lâminas do tabuleiro, que podem causar dobras ou pinçar as cordoalhas no interior do tabuleiro.

11.2. Protensão em cabos curtos

Neste caso equipamentos especiais são necessários. Em cabos muito curtos ou cortados antes das reprotensões é necessária a utilização de uma emenda para que o cabo atinja o tamanho necessário para ser puxado pelo macaco, isto pode ser feito usando uma luva com um pedaço curto de cordoalha fixada em uma das extremidades.

11.3. Procedimentos para verificação da força na cordoalha

(Texto retirado do Manual para Boa Execução de Estruturas Protendidas).

A proposta de uma verificação é comprovar se a força de projeto no cabo foi alcançada.

Em certas ocasiões, a situação é que irá requerer uma verificação. Isto pode ocorrer se os alongamentos estiverem fora da tolerância. Além disso, em alguns casos, as especificações podem requerer verificações da força no cabo.

Uma verificação é conduzida usando um macaco de protensão standard no cabo especificado para determinar a força no mesmo. A verificação deve ser feita antes do corte das pontas. Entretanto, em alguns casos, pode ser feita depois que as pontas foram cortadas (este é um procedimento especial e deve ser somente efetuado por pessoal qualificado).

Quando o cabo é inicialmente protendido e ancorado, com a cravação das cunhas ocorre uma aderência mecânica entre a placa de ancoragem e as cunhas cravadas dentro da cavidade da referida placa.

Quando a verificação é feita, você terá uma protensão em excesso na ponta do cabo para puxar as cunhas para fora da placa de ancoragem e permitir que a cordoalha fique livre da mesma. Quando isto ocorre, você estará apto a determinar a força no cabo através da leitura da pressão no manômetro. Estas leituras relatam a força atual no cabo.

Para executar a verificação, inicie abrindo o macaco no mínimo 100 mm, pois caso a cunha falhe você não conseguirá desligar o macaco. Então, proceda reprotendendo o cabo como em um ciclo normal de protensão. Em muitos

casos, a leitura do manômetro será maior que a leitura da pressão original até quebrar (vencer) a aderência mecânica entre as cunhas e a placa de ancoragem.

Você nunca deve ir além de 85% da força no cabo para executar a verificação (consulte seu fornecedor de equipamento através dos canais adequados sobre estas informações para sua própria proteção). Quando as cunhas se soltam (normalmente um ruído de estalo ocorrerá), a pressão no manômetro cai para uma leitura abaixo daquela que foi necessária para soltá-las. REGISTRE A LEITURA MAIS BAIXA. Protenda o cabo novamente, crave as cunhas e registre qualquer alongamento adicional.

Onde a verificação for requerida, ela deve ser feita tão logo quanto possível. É recomendável a aplicação de um lubrificante penetrante na área da cunha poucas horas antes de dar início aos procedimentos de verificação.

12. ANEXOS

12.1. Exemplo de certificado de aço

12.2. Exemplo de planilha de protensão

