

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
Departamento de Estruturas

VIGA DE MADEIRA PROTENDIDA

Eng.º SOELI MESSIAS BARBOSA

Dissertação apresentada à 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.

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Dr. João Cesar Hellmeister - Orientador (EESC-USP)
Prof. Dr. Pericles Brasiliense Fusco (EPUSP)
Prof. Dr. Regis Latorraca Ribeiro Lima - (FEL-UNICAMP)



SÃO CARLOS, setembro 1982

Dedico este trabalho, o maior e
melhor resultado já obtido através das
minhas atividades, aos meus pais:

José e Célia

A G R A D E C I M E N T O S

Ao Prof. Dr. João Cesar Hellmeister pela sugestão do tema e pela persistência na orientação segura, dedicada e carinhosa deste trabalho.

À FAPESP, pelo apoio financeiro e moral.

Aos Colegas e Funcionários do LaMEM pela colaboração e amizade.

Ao Prof. Dr. José Ferreira de Carvalho pela carinhosa ajuda no tratamento estatístico.

Ao Norman Barros Logsdon pela amizade fraternal e pela incansável colaboração teórica.

Ao Estevão V.C.M. de Paula, pela afeição, amizade, colaboração e incentivo.

À Akemi Ino, a amiga em todas as horas.

Aos meus irmãos Terezinha e Manoel Carlos, pelo carinho apoio e incentivo.

À minha madrinha, Maria Evelina, pela ternura e carinho.

Aos meus pais, José e Célia, pelo amor e compreensão sem limites.

R E S U M O

O excelente comportamento e alta eficiência do concreto protendido, foi imaginado por Bohannon como extensível à madeira.

No concreto a protensão foi usada, tendo em vista vencer sua baixa resistência à tração.

Entretanto neste trabalho, foi usada tendo em vista reduzir as flechas das vigas de madeira.

Um primeiro modelo, tendo uma barra reta de aço, foi ensaiado e analisado, utilizando-se teoria de primeira ordem. Infelizmente os resultados teóricos e experimentais não foram compatíveis.

Um segundo modelo, tendo barras curvas de aço, foi ensaiado e analisado, utilizando-se teoria de segunda ordem. Os resultados teóricos e experimentais mostraram-se plenamente compatíveis, evidenciando-se a validade do cálculo proposto para a viga de madeira protendida.

A B S T R A C T

The excellent behaviour and the high efficiency of the prestressed concrete, was thought, by Bohannan, to be extensible to the wood.

Prestressing was used in concrete, in order to overcome its low tension strength.

Nevertheless in this research, prestressing was used to reduce the deflection of wooden beams.

A first model having a straight round bar was tested and analysed, using first order theory. Unfortunately theoretical and experimental results were not compatible.

A second model having curved round bars was tested and analysed, using second order theory. The theoretical and experimental results were highly compatible, showing the presented calculus of the prestressed wood beam to be adequate.

S U M Á R I O

	P.
1. - INTRODUÇÃO.....	01
2. - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	02
2.1 - Concreto Protendido.....	02
2.2 - Aço Protendido.....	05
2.3 - Madeira Protendida.....	07
3. - ENSAIO PRELIMINAR.....	13
4. - FORMA DE CÁLCULO PROPOSTA.....	23
4.1 - Hipóteses Iniciais.....	23
4.2 - Grau de Protensão.....	24
4.3 - Determinação da Elástica da Estrutura e das Equações dos Esforços Solicitantes.....	25
4.3.1 - Fases Construtivas da Estrutura.....	25
4.3.2 - Estudo da Fase 1.....	27
4.3.3 - Estudo da Fase 2.....	33
4.3.4 - Estudo da Fase 3.....	35
4.3.5 - Estudo da Fase 4.....	35
4.3.6 - Relação entre as Fases	36
4.4 - Cálculo das Tensões Atuantes na Estrutura.....	37
4.4.1 - Tensão de Flexo-Compressão Atuante em uma Seção Genérica da Estrutura.....	37
4.4.2 - Tensão de Cisalhamento, Atuante em uma Seção Genérica da Estrutura.....	38
4.4.3 - Tensão Atuante nos Cabos (ou Barras) de Aço.....	41
4.5 - Tensões Atuantes nas Membranas	42
5. - CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA ESTRUTURAL	45
5.1 - Viga	45
5.1.1 - Madeira Utilizada com Respectivas Tensões e Módulo de Elasticidade	45
5.1.2 - Características Geométricas	45
5.1.3 - Justificativa da Seção Adotada	48
5.1.4 - Coeficiente de Majoração para o Módulo de Elasticidade	48

	P.
5.2 - Cabos.....	49
5.2.1 - Utilizando-se Barras de Aço Carbono - CA60.....	49
5.2.2 - Utilizando-se Cabos de Aço	49
6. - DIMENSIONAMENTO.....	51
6.1 - Dados Básicos da Estrutura.....	51
6.2 - Dimensionamento da Fase 4.....	52
6.3 - Dimensionamento da Fase 3.....	57
6.4 - Dimensionamento da Fase 2.....	59
7. - EXPERIMENTAÇÃO.....	61
7.1 - Objetivos.....	61
7.2 - Descrição do Modelo e dos Equipamentos.....	61
7.2.1 - Modelo Reduzido.....	61
7.2.2 - Equipamentos.....	65
7.3 - Montagem da Estrutura.....	71
7.3.1 - Colagem da Mesa Superior e da Mesa In- ferior.....	71
7.3.2 - Colagem das Almas.....	71
7.3.3 - Colagem das Membranas Inferiores.....	72
7.3.4 - Fixação da Peça de Apoio das Barras de Aço.....	73
7.3.5 - Fixação das Barras de Aço e das Membra- nas Superiores.....	73
7.4 - Montagem do Sistema Estrutural.....	74
7.4.1 - Sistema de Protensão.....	74
7.4.2 - Sistema de Carregamento.....	79
7.4.3 - Sistema de Contraventamento.....	81
7.4.4 - Esquema de Adaptação dos Transdutores Indutivos.....	82
7.4.5 - Localização dos Extensômetros Elétri- cos.....	86
7.5 - Planejamento dos Ensaios.....	87
7.5.1 - Primeiro Ensaio - Viga Simples.....	88
7.5.2 - Segundo Ensaio - Viga Armada.....	89
7.5.3 - Terceiro Ensaio - Viga Protendida.....	90

	p.
7.6 - Determinação das Equações para o Cálculo das Car- gas, Tensões e Deslocamentos Experimentais.....	93
7.6.1 - Carga Permanente.....	93
7.6.2 - Carga Total.....	93
7.6.3 - Carga de Protensão.....	94
7.6.4 - Flechas. Experimentais.....	94
7.6.5 - Tensões. Experimentais.....	94
7.7 - Determinação da Equação da Elástica.....	95
7.8 - Ensaio de Tração das Barras de Aço.....	105
7.9 - Tensões Experimentais.....	105
7.10- Ensaio de Ruptura em Função da Protensão Inicial..	115
8. - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	120
8.1 - Cálculo do Momento Fletor.....	120
8.2 - Cálculo das Tensões Teóricas.....	122
8.3 - Comparação entre os Resultados Experimentais e os Teóricos.....	128
8.3.1 - Análise dos Resultados.....	132
9. CONCLUSÕES.....	142
10. SEQUÊNCIA DE ESTUDOS NECESSÁRIOS.....	143

NOMENCLATURA UTILIZADA

- $\bar{\sigma}_t$ = tensão admissível de tração.
- $\bar{\sigma}_c$ = tensão admissível de compressão.
- $\bar{\sigma}_f$ = tensão admissível de flexão.
- $\bar{\tau}$ = tensão admissível de cisalhamento.
- E_{m_p} = módulo de elasticidade da madeira para cargas permanentes.
- E_{m_a} = módulo de elasticidade da madeira para cargas acidentais.
- ℓ = vão livre.
- h = altura da estrutura.
- $y_i = y_{c.G}$ = distância da borda inferior da estrutura à linha neutra.
- y_s = distância da borda superior da estrutura à linha neutra.
- e = distância da linha de ancoragem dos cabos ao seu ponto de tangente nula.
- e' = distância da linha neutra da estrutura ao ponto de ancoragem dos cabos.
- A_m = área da seção transversal da viga.
- M_s = momento estático em relação a linha neutra.
- J = momento de inércia, em relação a linha neutra.
- W = módulo de resistência.
- $\bar{\sigma}_b$ = tensão admissível para as barras de aço.
- E_b = módulo de elasticidade do aço.
- $\bar{\sigma}_{ca}$ = tensão admissível para os cabos de aço.
- $y_j(x)$ = curvatura dos cabos para a fase j ($j = 1, \dots, 4$).
- $\omega_{c_j}(x)$ = carga absorvida pelos cabos na fase j .
- V_j = componente vertical do esforço de tração nos cabos, na fase j nos arranques.

- $Q_j(x)$ = esforço cortante na fase j.
 $M_j(x)$ = momento fletor na fase j.
 $v_j(x)$ = elástica da estrutura na fase j.
 f_j = flecha central na fase j.
 w_g = carga permanente da estrutura.
 w_q = carga acidental sobre a estrutura.
 H_j = componente horizontal do esforço de tração nos cabos.
 T = esforço de tração nos cabos.
 w_e = carga total, experimental, atuante na estrutura.
 f_e = flecha experimental.
 T_e = esforço de tração experimental, atuante nas barras de aço, no ponto de aplicação da protensão.
 H_e = componente horizontal, experimental, do esforço de tração.
 σ_{s_j} = tensão atuante na borda superior da estrutura, na fase j.
 σ_{i_j} = tensão atuante na borda inferior da estrutura na fase j.
 σ_{ln_j} = tensão atuante na linha neutra da estrutura na fase j.
 $\sigma_{10,5_j}$ = tensão atuante a uma distância 10,5 mm da borda inferior.
 σ_{m_t} = tensão teórica atuante na estrutura.
 σ_{m_e} = tensão experimental atuante na estrutura.
 N_i = esforço normal atuante na membrana i.

1 - INTRODUÇÃO

A idéia de se utilizar a protensão deveria parecer inadequada para a madeira, dadas as condições impostas no desenvolvimento teórico para o cálculo do concreto protendido.

De fato, na madeira não existe o problema básico do concreto: vencer a baixa resistência à tração. Existe entretanto um problema não menos grave: vencer a sua elevada flecha.

Os cabos de aço, na viga de madeira protendida, além de introduzirem momentos favoráveis, resistem a uma parcela das cargas verticais aplicadas à estrutura, reduzindo suas flechas e consequentemente sua flexibilidade.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Concreto Protendido

Com a descoberta do cimento Portland, na Inglaterra em 1824, a construção utilizando o concreto encontrou caminho aberto para seu desenvolvimento.

As peças de concreto eram entretanto muito pesadas, despertando o interesse pela fabricação de peças mais esbeltas. Procurou-se um material apropriado para formar o esqueleto das peças, a serem envolvidas pelo concreto {1}.

Lambot, em 1854 construiu uma barca de concreto armado, conseguindo a primeira patente francesa para o método de construção, resultante da combinação do aço e do concreto.

Este invento, consistiu na substituição da madeira pelo concreto, na construção de barcos e na utilização do concreto em peças expostas a umidade, constituídas por um esqueleto metálico, de mesma forma do objeto a fabricar, envolvido por argamassa de cimento {1}.

Hyatt, preocupado com a defesa dos edifícios contra incêndio, publicou um livro em 1877, contendo a idéia fundamental da combinação do aço e do concreto, apresentando pela primeira vez a colocação do aço no lado tracionado da peça de concreto. Seu trabalho teve base experimental {1}.

Monier, 1881, obteve patente francesa para aplicação do concreto e de esqueleto de aço com a característica de reforçar as peças. Em 1881, Monier obteve patente alemã, para a construção de objetos de aço e concreto e para a fabricação de dormentes de concreto {1}.

Posteriormente esta patente foi adquirida pela "Casa Freytag". Esta casa desenvolveu intenso estudo e ampla experimentação relativa a este novo método de construção {1}

Aproveitando os ensaios da "Casa Freytag", Koenen desenvolveu estudos teóricos, apresentando a primeira base para o cálculo do concreto armado, confirmando a idéia de Hyatt da utilização da armadura para absorver esforços de tração e do concreto para absorver os esforços de compressão {1}.

{1} - MOELL, Hans - Harmigõn pretensado. Barcelona, Gustavo gili, 1958. 279p.

A seguir, a utilização do concreto armado desenvolveu-se continuamente através de experimentação e de sua utilização prática.

A utilização do concreto encontrou restrições devido às fissuras apresentadas nas vigas tracionadas {2}.

Doehring, imaginou a possibilidade de se evitar a fissuração do concreto, tracionando as barras de aço antes da colocação do concreto, liberando-as após o endurecimento {2}.

Jackson, 1886, patenteou a utilização de tirantes especiais de aço para reforçar arcos e abóbadas figura 2.1 e 2.2, {2}, {3}, {4}, {5}.

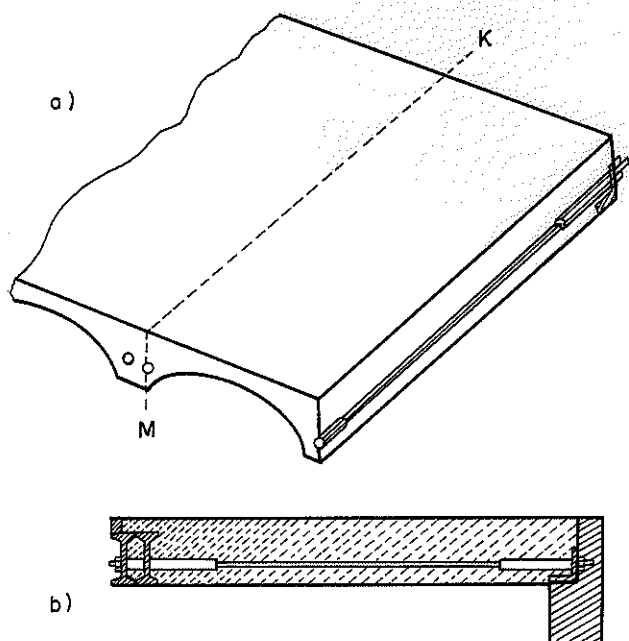


FIG.2.1 - ABÓBADA COM BARRAS DE AÇO COLOCADAS NA DIREÇÃO TRANSVERSAL
2.1 a) PERSPECTIVA , 2.1 b) SEÇÃO M-K

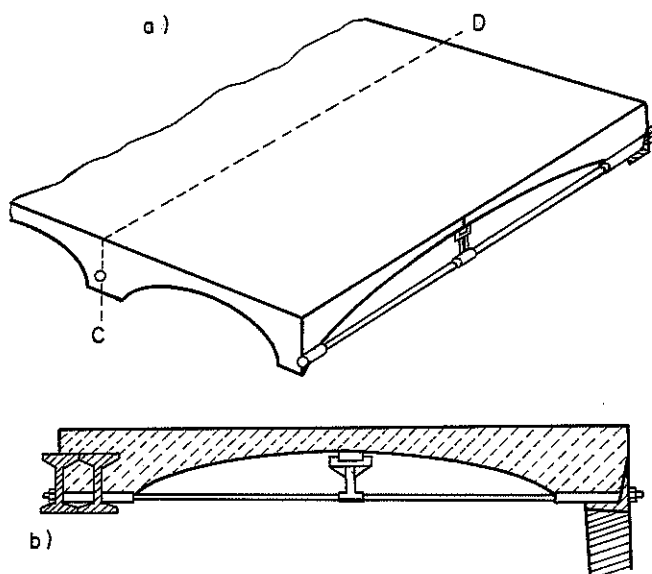


FIG.2.2 - ABÓBADA COM BARRAS DE AÇO COLOCADAS NA DIREÇÃO LONGITUDINAL
2.2 a) PERSPECTIVA , 2.2 b) SEÇÃO C-D

{2}-- MOELL, Hans - Op. cit. p.8

{3} - MONTANARI, Ilio - Concreto protendido - São Carlos, EESC-USP, 1976. (Notas de Aula).

{4} - KHACHATURIAN, Warbey & GURFINKEL, German - Prestressed concrete. New York, McGraw - Hill Book Company, 1969. 460p.

{5} - BILLIG, Kurt - Prestressed concrete. London, Mac millan, 1952. 470p.

No mesmo ano, Doebling solicitou uma patente para produção de lajes de argamassa reforçada por fios de aço tensionados antes da colocação da argamassa e liberados após o seu endurecimento.

Era intenção de Doebling obter tensões iguais na argamassa e no aço, presumindo a ocorrência de ruptura simultânea dos dois materiais com o mesmo carregamento. Doebling previu maior resistência para a sua opção construtiva. É interessante notar, ao mesmo tempo, a sua concepção correta de protensão, sem reconhecer entretanto, o propósito básico do processo, ou seja a eliminação da tensão de tração no concreto {5}.

Mandel, 1896, foi o primeiro a apresentar uma explicação para o emprego da protensão, reconhecendo também haver um melhor aproveitamento do concreto ao se tracionar, de maneira adequada, as barras da armadura, eliminando a tração após o endurecimento do concreto. A tração das barras introduz uma compressão excêntrica na viga descarregada, provocando tensões no concreto, apostas às provocadas pela carga. A escolha adequada da carga aplicada à armadura permite aproveitar muito mais a resistência do concreto {6}.

Em 1903, Steiner sugeriu um aumento gradual na força de tração das barras por sucessivos apertos, acompanhando a retração do concreto e o desenvolvimento de sua resistência {6}.

Em 1905 a 1907, Lund iniciou a fabricação de abóbadas protendidas, feitas de blocos de concreto, ligados por argamassa, sendo a protensão executada por meio de tirantes de aço {7}.

Para eliminar a possibilidade das fissuras de tração nas vigas de concreto armado Koenen, 1907, procurou gerar uma tensão de compressão inicial no concreto, na região de tração, antes da concretagem, utilizando um dispositivo tensor. Aliviando o dispositivo tensor após o endurecimento do concreto, a armadura solta tende a se contrair comprimindo o concreto {8}. Koenen realizou ensaios com vigas de concreto protendido, aplicando tensões de 600 kgf/cm^2 e admitiu redução da compressão inicial do concreto devido à retração do mesmo {9}.

{5} - BILLIG, K - *Op. cit.* p.29.

{6} - BILLIG, K - *Op. cit.* p.30.

{7} - KHACHATURIAN, Norbey & GURFINKEL, German - *Op. cit.* p.6.

{8} - MOELL, Hans - *Op. cit.* p.11.

{9} - MONTANARI, Ilio - *Op. cit.* p.5

Somente em 1928 o estudo das vigas de concreto protendido recebeu um notável impulso pelos trabalhos e publicações de Freyssinet e Séailles. Em suas patentes, fizeram previsão de tensões de 4000 kgf/cm^2 em armaduras retas, de aço de alta resistência e elevado limite de elasticidade {9}.

Freyssinet dedicou-se a um amplo estudo do comportamento do concreto de alta resistência sob pressão contínua. Investigou a deformação lenta e a retração no concreto, relacionando a perda de tensão na armadura protendida com a deformação lenta e a retração no concreto e a redução desta perda quando se aumenta a resistência à compressão do concreto e a resistência do aço {10}, {11}. Notou a permanência da maior parte da protensão quando se utiliza concreto e aço de alta resistência {12}.

Surgiram muitas variações em torno das idéias de Freyssinet, mas, os conceitos básicos por ele apresentados, mantiveram sua validade, daí resultando considerar-se o início da era do concreto protendido a partir da época de apresentação dos seus trabalhos.

2.2 - Aço Protendido

O uso da protensão em estruturas de aço tem por finalidade a obtenção de economia de material, ou em certos casos, atender às imposições arquitetônicas ou construtivas. O seu princípio consiste em criar, em determinadas regiões da estrutura, tensões de sinais opostos às produzidas pelas cargas externas {13}.

Magnel, 1950, apresentou um trabalho de estruturas de aço protendido, justificando a utilização da protensão tendo em vista economia de 86% do peso e 57% do custo em relação a estrutura convencional de aço, sem prejuízo da segurança da estrutura {14}.

{10} - BILLIG, K. - *Op. cit* p.35.

{11} - MOELL, Hans - *Op. cit* p.18

{12} - KHACHATURIAN, Narbey & GURFINKEL, German - *Op. cit.* p.7

{13} - SAMPAIO Jr., C.F. - Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço. São Carlos, EESC - USP, Novembro/1976. Dissertação (Mestre Eng. de Estruturas).

{14} - MAGNEL, G. - Prestressed steel structures, *The Structural Engineer*, vol. 28, 1950.

"Para isto, Magnel ensaiou uma viga em treliça protendida com 16 fios de aço de 5mm de diâmetro. Esta estrutura entrou em ruína por flambagem do banzo superior, antes que ali se atingisse a tensão de escoamento do aço" {13}.

Magnel apresentou ainda algumas diferenças entre o concreto protendido e o aço protendido. No concreto protendido, a tensão no cabo varia de 3 a 4%, entretanto, na viga de aço protendida esta variação é 3 a 4 vezes maior.

Barnett, em 1959, apresentou um método para o dimensionamento de uma viga de aço protendido, simplesmente apoiada {15}.

Em novembro de 1959, Szilard, apresentou os problemas de projeto e construção de uma estrutura composta, protendida (laje de concreto e viga de aço), analisando as propriedades de cada material, os diferentes métodos de construção e os métodos aproximados e exatos para a determinação da perda de protensão {16}.

Em 1963, Hoadly, ao analisar vigas de aço protendido, apresentou expressões para traçar o diagrama carga x deformação e estudou a relação entre o vão da viga e a sua altura, apresentando âbacos para o seu dimensionamento {17}.

Em 1964, FINN, ensaiou um par de vigas de aço protendido. Analisando várias formas de construções, procurou a solução mais conveniente e econômica, chegando à seguinte conclusão: "É obtida economia substancial através do uso da viga de aço protendido". Além da economia, obtem-se redução da altura {18}.

Só recentemente foram propostos por Tochacek e Mehta, processos mais diretos e racionais, variando a otimização do projeto da viga de aço protendido {19}.

{14} - MAGNEL, G. - Prestresse steel structures, *The Structural Engineer*, vol. 28, 1950.

{15} - BARNETT, R - Prestressed truss-beams - *American Society of Civil Engineers - Transactions* - paper nº 2989.

{16} - SZILARD, R. - Design of prestressed composite steel structure. *Journal of the structural division* - November, 1959.

{17} - HOADLY, P. - Behavior of prestressed composite steel beams. *Journal of the structural division* - June, 1963.

{18} - FINN, E - The use of prestressed steel in elevated roadways. *The Structural Engineer* - January, 1964.

{19} - SAMPAIO Jr., C.F. - *Op. cit* p.

2.3 - Madeira Protendida

Bohannan, 1962, apresentou um estudo relativo a vigas de madeira e sugeriu a utilização da protensão introduzindo tensões nas vigas, tendo em vista reduzir alguns efeitos das cargas externas e diminuir o efeito da variabilidade da resistência da madeira {20}*

Para produzir as tensões desejadas, Bohannan colocou barras de aço retas, de alta resistência, altamente tensionadas, longitudinalmente nas vigas, figura 2.1.

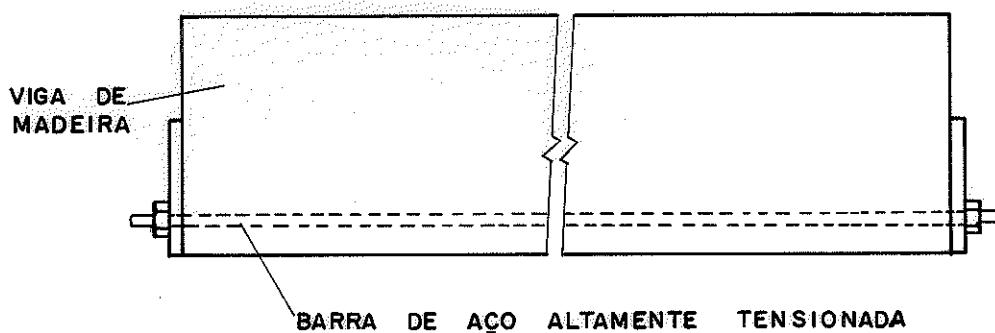


FIG. 2.1 - VIGA DE MADEIRA LAMINADA PROTENDIDA
CABOS RETOS. BOHANNAN

Bohannan utilizou a protensão tendo em vista combater as tensões de tração atuantes na viga de madeira, solicitada à flexão, colocando as barras de aço nas regiões submetidas à tensão de tração, gerando tensões de compressão e eliminando parte das tensões de tração provocadas pelas cargas externas.

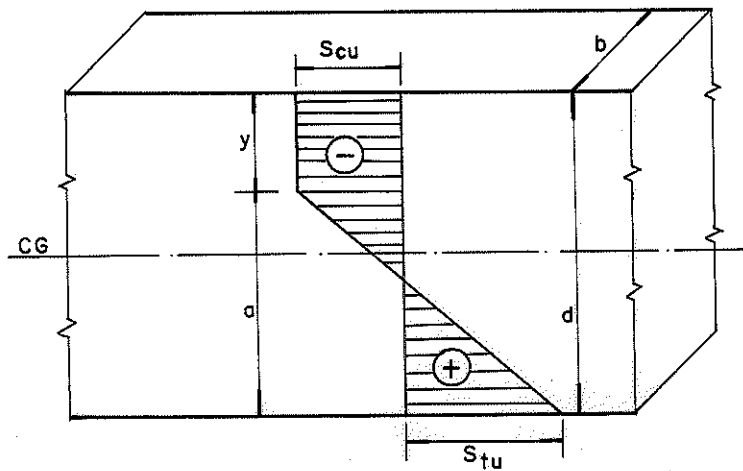
Neste estudo, Bohannan definiu "pós-tensão" como sendo: "A tensão no aço é transferida para a viga através de placas de aço adaptadas nas extremidades da mesma. O aço pode ou não ser ligado às peças após transferir as tensões", figura 2.1.

Para justificar a colocação de barras de aço na região de tração da viga quando solicitada à flexão, Bohannan descreveu

{20} - BOHANNAN, Billy - *Prestressed laminated wood beams.* USDA - FS - FPL. Mad., 1964. 32p. (Research Paper FPL 8).

* - As constantes citações do item 2.3, deste trabalho, contêm a opinião do seu autor e são apresentadas como destaque a trabalho anterior.

o fenômeno da ruptura ocorrido no ensaio de vigas de madeira. Em uma peça de madeira sujeita à flexão, a ruptura ocorre primeiramente na região comprimida, seguida pela ruptura final à tração, figura 2.2.



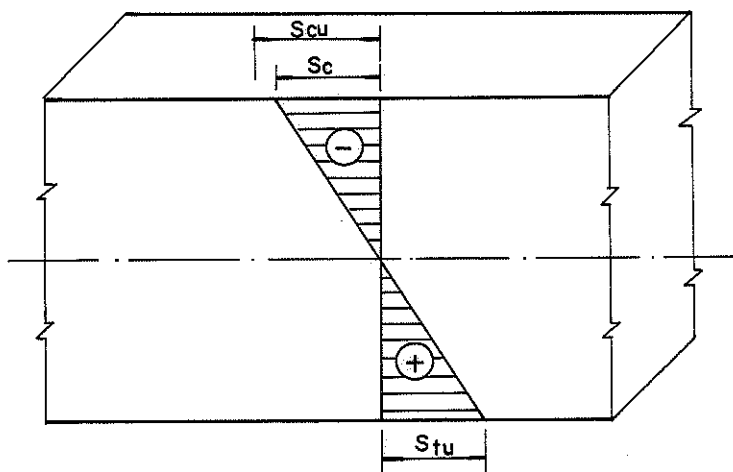
S_{cu} : tensão de compressão atuante na borda superior.

S_{tu} : tensão de tração atuante na borda inferior.

FIG. 2.2 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES EM UMA VIGA DE BOA QUALIDADE - BOHANNAN

Para esta distribuição de tensões e seqüência de ruptura ocorrer, é necessário ter-se a $S_{cu} < S_{tu}$, condição existente em vigas de madeira de boa qualidade; pois, segundo Bohannan, nas vigas de madeira de baixa qualidade a resistência à tração é inferior à resistência à compressão.

Uma peça qualquer sujeita à flexão, no regime elástico, apresenta distribuição linear de tensões, figura 2.3.



S_c : tensão de compressão atuante na borda superior, regime elástico.

S_t : tensão de tração atuante na borda inferior, regime elástico

FIG. 2.3 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES NA VIGA, NO REGIME ELÁSTICO

Sendo a resistência à tração inferior à resistência à compressão, a ruptura final ocorre nas peças de madeira de baixa qualidade por tração, antes da resistência à compressão ser atingida. Assim, a resistência à compressão não será plenamente utilizada. De acordo com esta hipótese, Bohannan admitiu a introdução de tensões na área tracionada da viga, através de um sistema de protensão, reforçando a componente de força de tração, figura 3.2.

Bohannan ensaiando 175 vigas de madeira chegou às seguintes conclusões: "Quando a qualidade da madeira diminui, a variação de sua resistência à flexão aumenta. Algumas destas vigas tem resistência 40% inferior à de uma viga sem defeito". Admitiu ser a resistência à tração diretamente dependente da qualidade da madeira. Concluiu ainda: "A resistência à flexão de uma viga de madeira, normalmente depende da sua resistência à tração, pode ser forçada, por protensão a depender de sua resistência à compressão e, se a variação da resistência à compressão é menor que a da resistência à tração, a variação da resistência à flexão pode ser diminuída".

Assim, para uma viga construída com lâminas de qualidade inferior na região tracionada, justifica-se a utilização de barras de aço nesta região.

Bohannan, destacou a dificuldade de se determinar o nível de protensão para produzir os efeitos desejados na viga protendida de madeira, mas definiu: "Nível efetivo de protensão, é o nível de protensão que introduzido no lado tracionado da viga causa, em uma viga de madeira de baixa qualidade, uma seqüência de ruptura compressão - tração, como acontece em madeira de boa qualidade".

Para análise do cálculo teórico, Bohannan dividiu a ação da força no aço em duas componentes: força axial e momento agindo no centro de gravidade da viga, admitindo a validade do princípio de superposição de efeitos, figura 2.4.

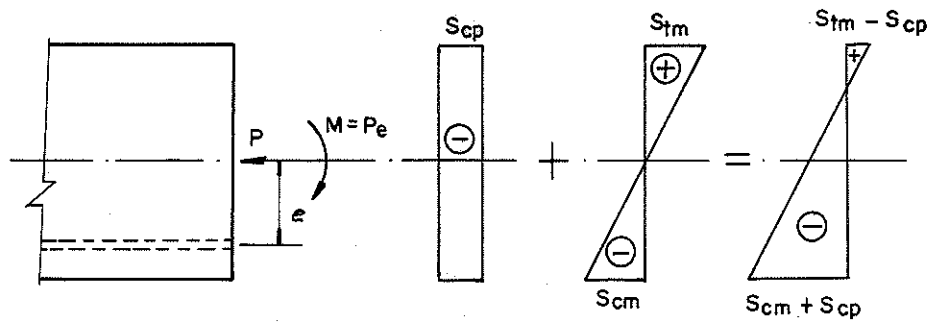


FIG. 2.4 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES DEVIDO À PROTENSÃO, ADMITINDO O PRINCÍPIO DA SUPERPOSIÇÃO DE EFETOS - BOHANNAN

sendo:

S_{cp} = tensão de compressão produzida pela força axial
 S_{tm} = tensão de tração
 S_{cm} = tensão de compressão
 } produzidas pelo momento devido à protensão

$$S_{cp} = \frac{P}{A} \quad \text{e} \quad S_{tm} = - S_{cm} = \frac{Pe}{Z}$$

onde:

P = força de protensão
 A = área da seção transversal da viga
 Z = módulo de resistência
 e = distância do C.G. até o ponto de aplicação da força de protensão {21}.

Para cargas externas Bohannan admitiu a seguinte distribuição de tensões:

S_{cl} = tensão de compressão na borda superior, devido a carga externa.
 S_{tl} = tensão de tração na borda inferior, devido à carga externa.

{21} - BOHANNAN, Billy - op. cit. p.3.

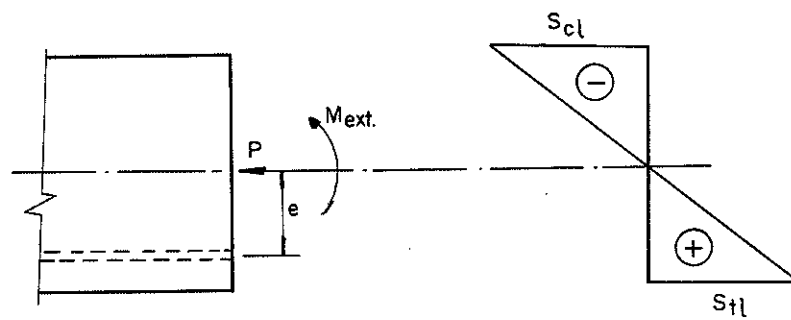


FIG. 2.4 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES. BOHANNAN

A partir destas distribuições de tensões, Bohannan obteve a distribuição final de tensões devido à protensão e cargas externas, admitindo a validade do princípio de superposição de efeitos, figura 2.5.

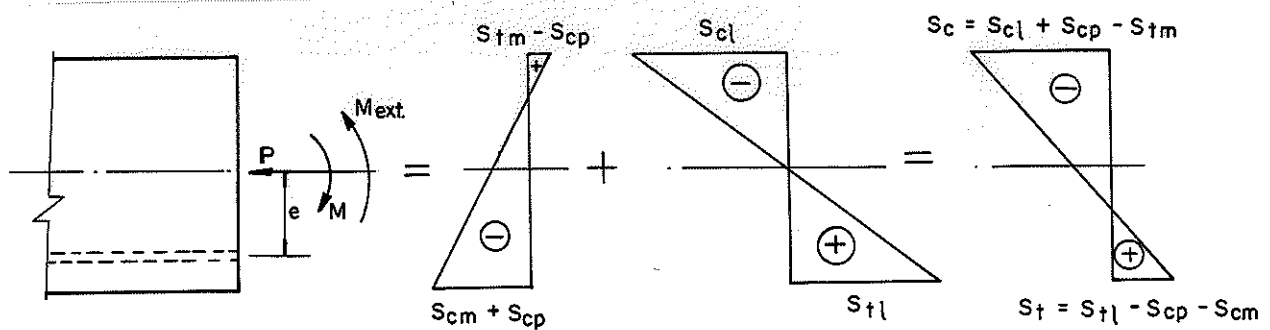


FIG. 2.5 - DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES FINAIS, ADMITINDO O PRINCÍPIO DA SUPERPOSIÇÃO DE EFEITOS. BOHANNAN

Sendo:

M = momento devido à protensão.

M_{ext} = momento devido à carga externa

S_c = tensão final de compressão atuante na borda superior

S_t = tensão final de tração atuante na borda inferior.

Bohannan, apresentou os resultados de 68 (sessenta e oito) ensaios de vigas laminadas, de Douglas - Fir, protendidas e não protendidas, aplicando protensão de 1600 a 2800 lb/pol², figura 2.6.

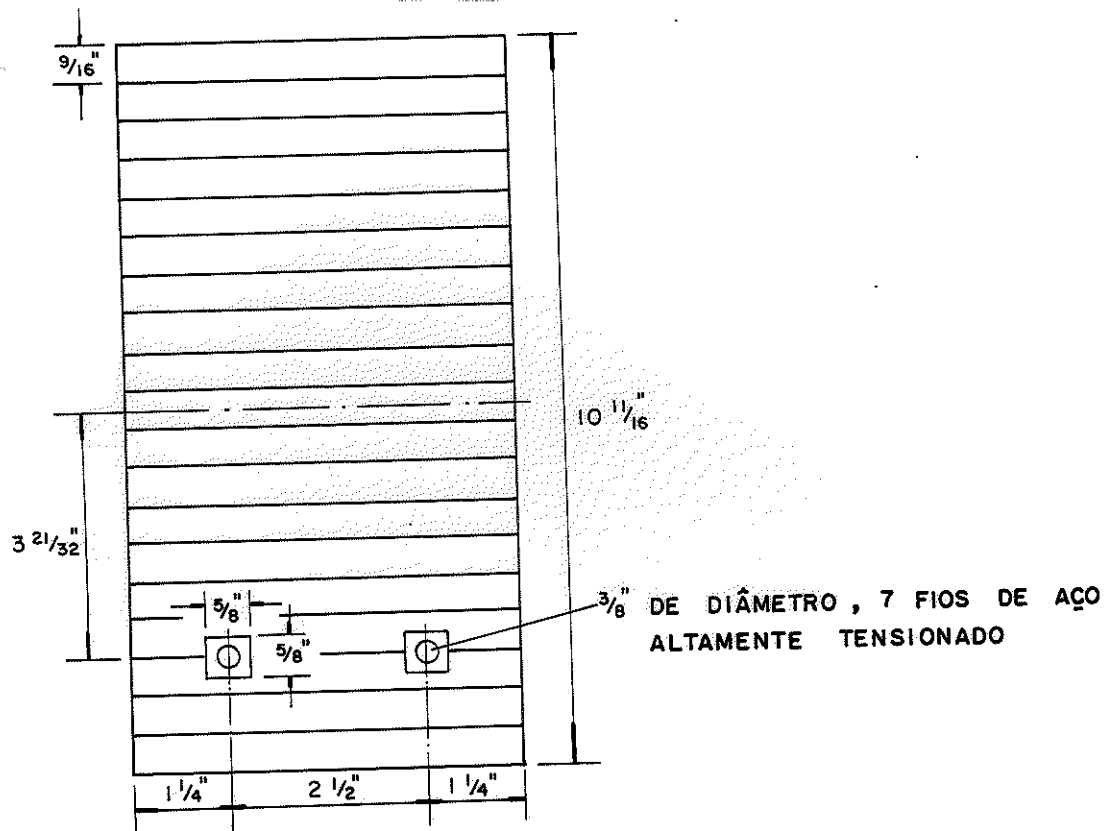


FIG. 2.6 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA DE MADEIRA LAMINADA PROTENDIDA - BOHANNAN

Através destes ensaios Bohannan chegou às seguintes conclusões:

a)- As vigas protendidas alcançaram, em média, resistência 31% superior à das vigas semelhantes não protendidas.

b)- Uma lâmina sem defeito na borda tracionada, pode apresentar desempenho superior ao esperado pelas suas características.

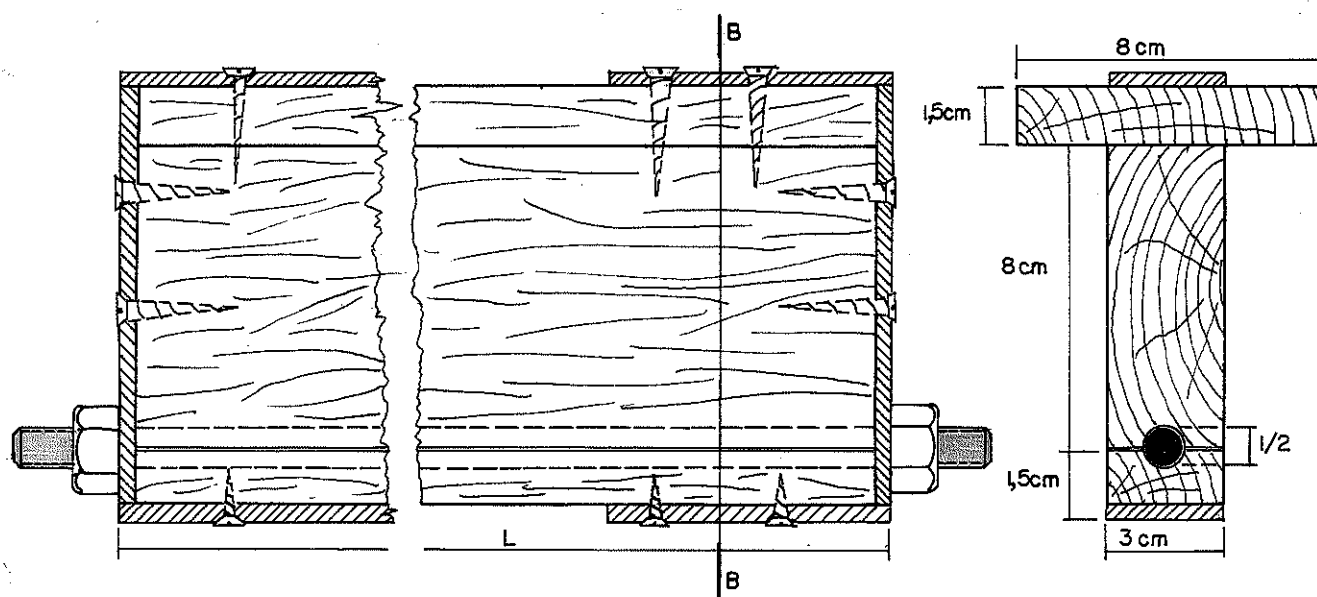
3 - ENSAIO PRELIMINAR

A idéia de se aplicar protensão em vigas de madeira é bem recente, muito pouco difundida e por isso mesmo seu estudo é incompleto.

Pretende-se inicialmente, obter o desenvolvimento de um método de cálculo teórico adequado para o dimensionamento de uma viga de madeira protendida. Necessitou-se então de um ensaio preliminar, para avaliação e análise do comportamento deste tipo de estrutura, quando solicitada por um carregamento externo.

Através do conhecimento da protensão em vigas de concreto, sabe-se da existência de dois tipos de configuração geométrica dos cabos a serem protendidos; cabos retos e cabos curvos.

Pela facilidade construtiva e a existência de um estudo já realizado, Bohannan, 1962, optou-se pela análise de vigas de madeira com cabos retos em seu interior, figura 3.1 e 3.2.



$L = 4,00 \text{ m}$

FIG. 3.1 - VIGA DE MADEIRA PROTENDIDA COM CABOS
RETOS EM SEU INTERIOR

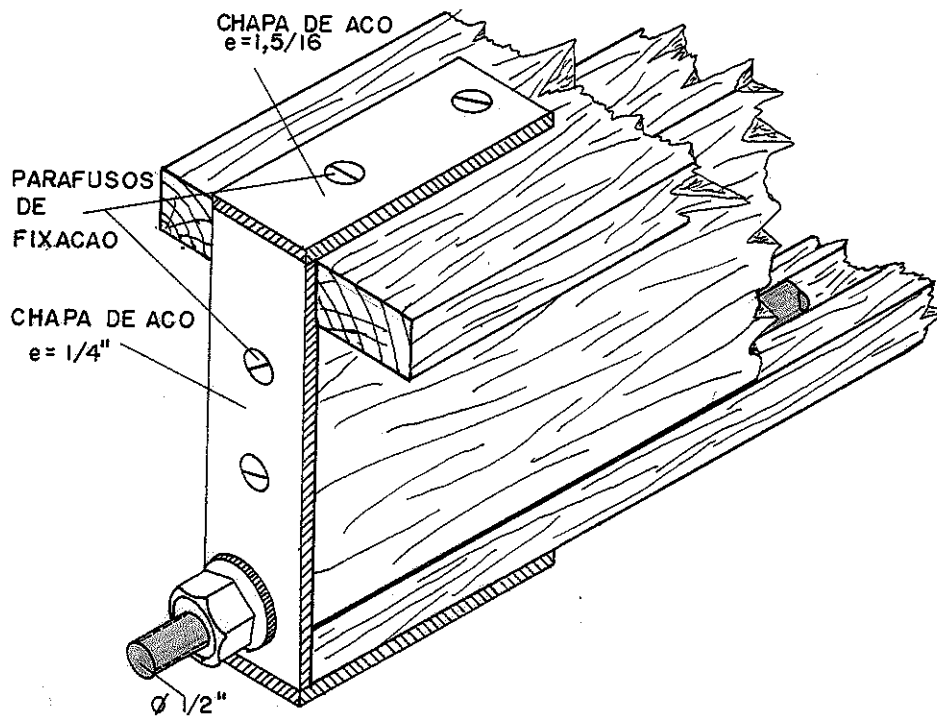


FIG. 3.2 - PERSPECTIVA DA VIGA ENSAIADA

A protensão foi aplicada utilizando-se um cilindro hidráulico de pistão vazado, figura 3.3.

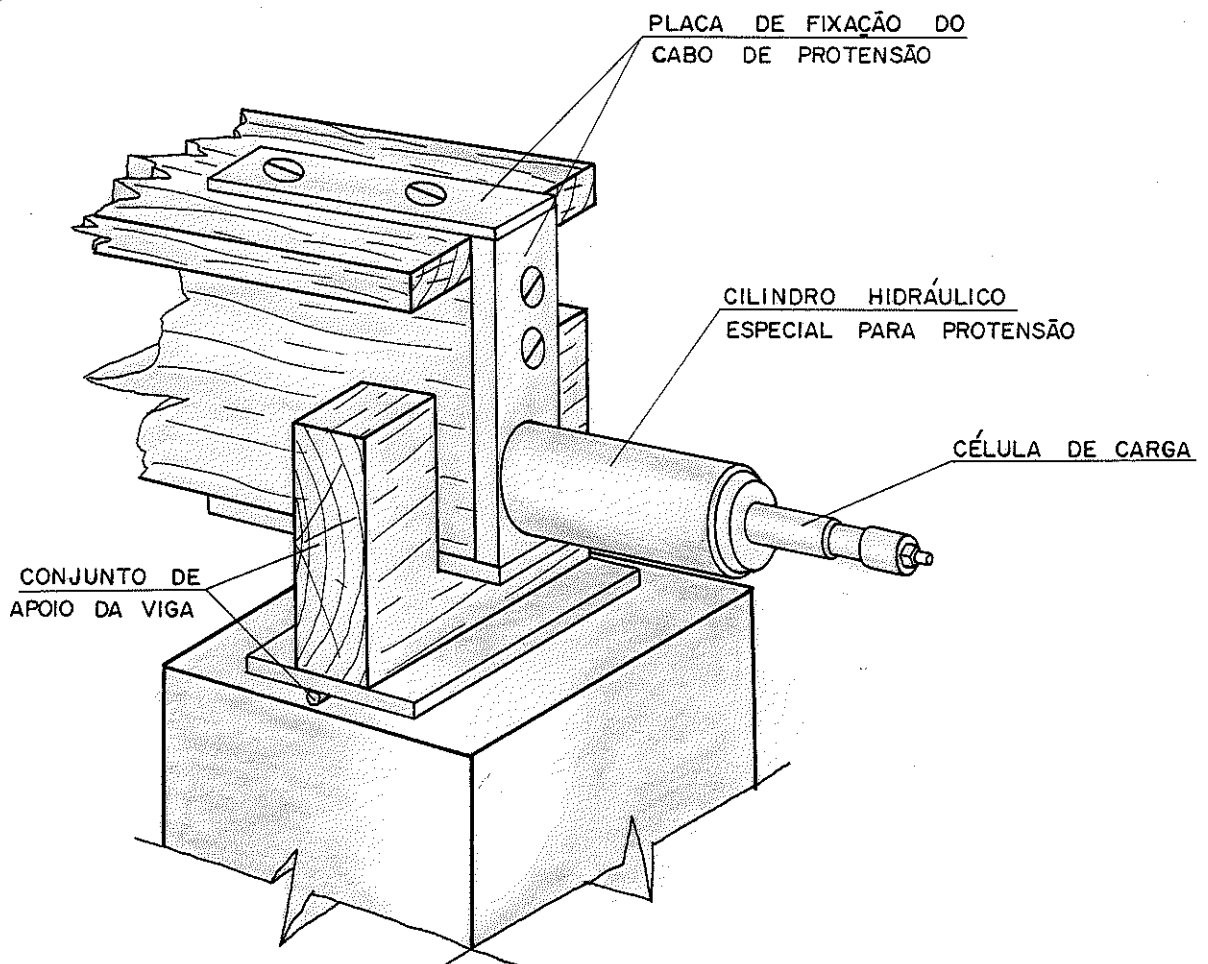


FIG. 3.3 - SISTEMA UTILIZADO PARA APLICAÇÃO DA PROTENSÃO

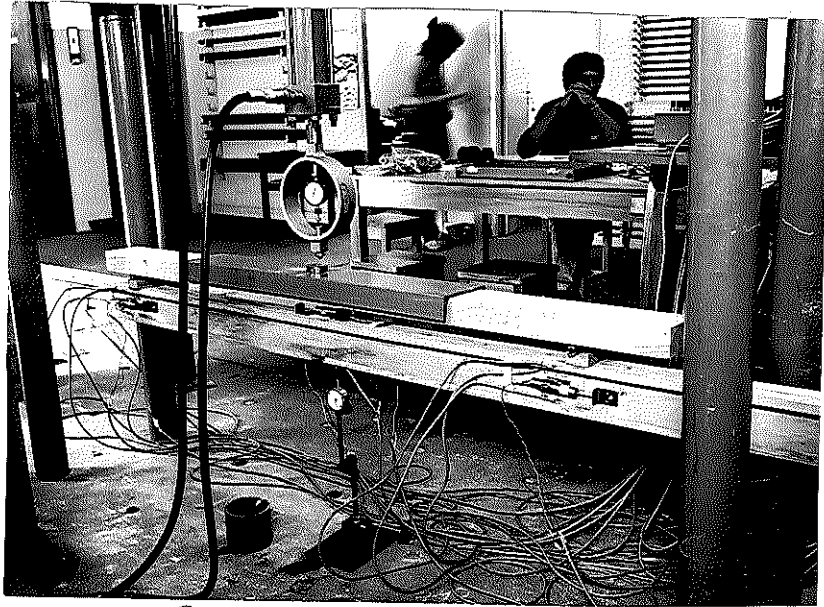


FIG. 3.4 - VISTA GERAL DO ENSAIO DA VIGA PROTENDIDA - CABO RETO

A viga foi ensaiada aplicando-se cargas de protensão (P) em vários níveis e a seguir, em cada nível, cargas externas (Q), crescentes até se atingir a flecha central admissível.

As leituras de deformação foram obtidas através de extensômetros elétricos e de transdutores indutivos. A leitura de deslocamento foi feita utilizando-se relógio comparador.

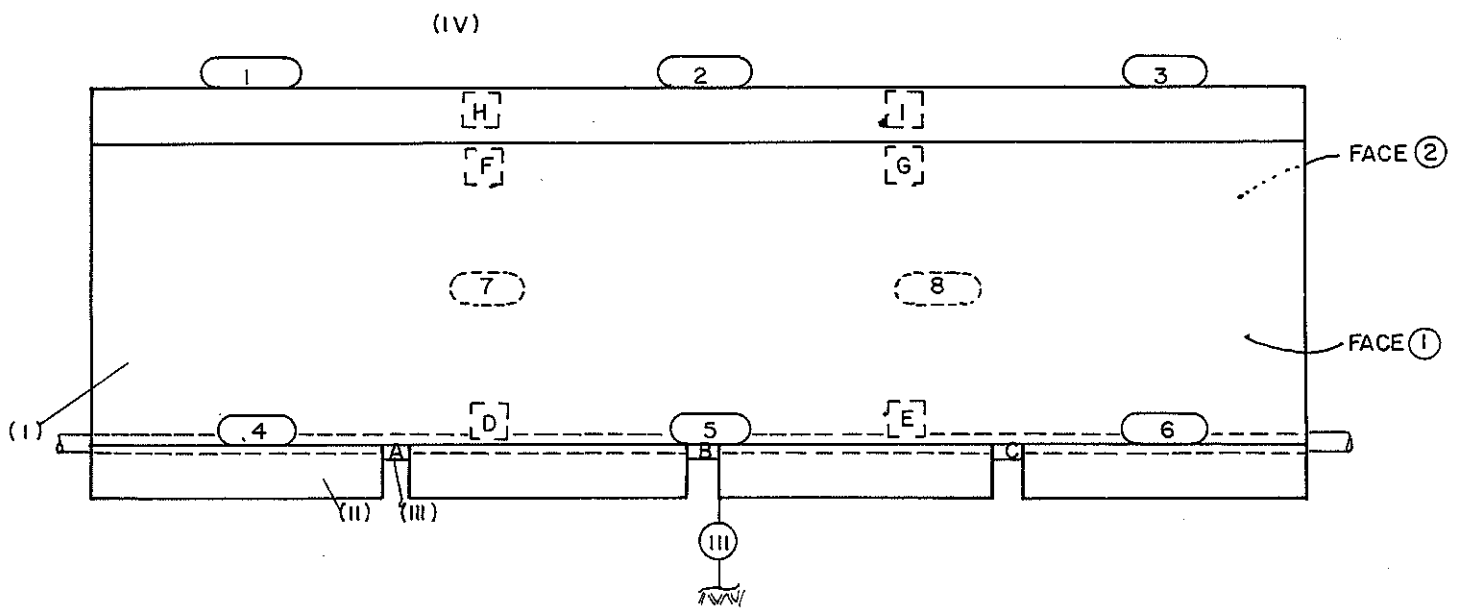


FIG. 3.5 - LOCALIZAÇÃO DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS, EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS E RELÓGIO COMPARADOR.

- Legenda: □ - extensômetros elétricos, localizados na face 1
- ◻ - extensômetros elétricos, localizados na face 2
- (com linha tracejada) - transdutores indutivos, localizados na face 1
- (com linha tracejada) - transdutores indutivos, localizados na face 2
- - relógio comparador

sendo:

- A, B e C - extensômetros elétricos adaptados no aço
- D, ..., I - extensômetros elétricos adaptados na madeira
- 1 a 8 - transdutores indutivos adaptados na madeira
- III - relógio comparador

Para o cálculo das tensões teóricas, utilizou-se a hipótese apresentada por Bohannon, ou seja, admitiu-se no cálculo teórico a validade do princípio da superposição de efeitos.

Na tabela 3.1, são fornecidos resultados obtidos através dos cálculos teóricos e da experimentação, para cada nível de protensão, levando-se o carregamento até a estrutura alcançar a flecha admissível.

TABELA 3.1 - TENSÕES TEÓRICAS E EXPERIMENTAIS - Viga de Madeira Protendida - Cabo Reto - Flecha Admissível.

EXT. ELÉTR. E	1º NIV.		2º NIV.		3º NIV.		4º NIV.		5º NIV.	
	P = 2011 N Q = 716 N		P = 4434 N Q = 932 N		P = 6896 N Q = 1236 N		P = 9300 N Q = 1432 N		P = 11762 N Q = 1707 N	
	TENSÕES (MPa)		TENSÕES (MPa)		TENSÕES (MPa)		TENSÕES (MPa)		TENSÕES (MPa)	
TRAN: INDUT:	EXPER.	TEÓRICO	EXPER.	TEÓRICO	EXPER.	TEÓRICO	EXPER.	TEÓRICO	EXPER.	TEÓRICO
D	3,2373	5,7879	2,8449	5,1993	2,2563	5,5917	1,9620	4,9050	1,5696	4,9050
E	2,2563	5,7875	1,8639	5,1993	1,3734	5,5917	0,9810	4,9050	0,5886	4,9050
F	-1,4715	-3,3354	-2,0601	-4,0221	-2,7468	-5,1993	-3,3354	-5,8860	-3,9240	-6,7689
G	-1,4715	-3,3354	-1,8639	-4,0221	-2,0601	-5,1993	-2,8449	-5,8860	-3,4335	-6,7689
H	-3,2373	-5,0031	-4,0221	-5,7879	-5,2974,	-7,1613	-6,2784	-7,7499	-7,3575	-8,9271
I	-2,4525	-5,0031	-3,3354	-5,7879	-4,0221	-7,1613	-4,3164	-7,7499	-5,6898	-8,9271
1	-0,1962	-5,0031	-1,1772	-5,7879	-0,5886	-7,1613	-0,2943	-7,7499	-0,1962	-8,9271
2	4,8069	-5,0031	5,2974	-5,7879	5,7879	-7,1613	5,8860	-7,7499	6,2784	-8,9271
3	-0,6867	-5,0031	-1,4715	-5,7879	0,8829	-7,1613	0,1962	-7,7499	0,6867	-8,9271
4	0,6867	5,7879	1,9620	5,1992	5,6898	5,5917	3,0411	4,9050	3,8259	4,9050
5	3,5316	5,7879	1,1772	5,1993	1,3734	5,5917	1,4715	4,9050	1,1752	4,9050
6	0,0000	5,7879	-0,2943	5,1993	0,8829	5,5917	2,7468	4,9050	4,7088	4,9050
7	-0,0981	1,2753	0,8829	0,5886	0,4905	0,2943	0,7848	0,4905	1,3734	-0,9810
8	-0,0981	1,2753	0,7848	0,5886	0,7848	0,2943	1,4715	0,4905	2,0601	-0,9810

Pode-se notar, através da tabela 3.1, uma grande diferença entre os resultados das tensões obtidas experimentalmente com as obtidas teoricamente. Para se verificar a validade do princípio da superposição de efeitos, para vigas de madeira protendida, fez-se uma análise das diferenças {22}, {23}, entre as tensões experimentais e as tensões teóricas, tabela 3.2.

O intervalo da média das diferenças entre os valores teóricos e os valores experimentais pode ser obtido através da expressão:

$$\bar{d} - t_{.05} s_{\bar{d}} \leq \mu_D \leq \bar{d} + t_{.05} s_{\bar{d}}$$

Sendo:

$$\bar{d} = \frac{\sum D}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n (\sigma_{\text{exp}} - \sigma_{\text{teor.}})}{n}$$

$$s_D = \frac{\sum_{i=1}^n d_i^2}{n-1}, \text{ para } d_i = (D_i - \bar{d})$$

$$s_{\bar{d}} = \frac{s_D}{\sqrt{n}}$$

Além desta análise, verificou-se a significância, destes intervalos.

Admitindo-se ser estatisticamente nula a diferença entre os valores teóricos e os experimentais, tem-se:

$$H_0: \mu_D = 0, \text{ tem-se: } t < t_{.05} \text{ (não significante)}$$

$$t = \frac{\bar{d}}{s_{\bar{d}}}, \text{ para } t_{.05} \leq t < t_{.01} \text{ *(significante)}$$

$$t \geq t_{.01} \text{ **(altamente signif.)}$$

{22} - SNEDECOR, G. W. - Statistical methods: applied to experiments in agriculture and biology. 5ed. Ames, Iowa State University, c.1956. 534p.

{23} - FUSCO, Brasiliense Pericles - Estrutura de concreto - fundamentos estatísticos da segurança das estruturas. São Paulo, 1976. 274p.

TABELA 3.2 - INTERVALO DE CONFIANÇA, A 95% DE SIGNIFICÂNCIA, DAS DIFERENÇAS MÉDIAS, PARA O PRIMEIRO E SEGUNDO NÍVEL - SIGNIFICÂNCIA.

	1º NÍVEL P = 2011 N Q = 716M	2º NÍVEL P = 4434 N Q = 932 N
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA BORDA SUPERIOR. n = 5	$\bar{d} = 4,6499$ $s_D = 3,1419$ $s_{\bar{d}} = 1,4051$ $0,75 \leq \mu_D \leq 8,55$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t_{.05} < t = 3,31 < t_{.01}$ $0.02 < \alpha < 0.05$	$\bar{d} = 4,84614$ $s_D = 3,6909$ $s_{\bar{d}} = 1,6505$ $0,26 \leq \mu_D \leq 8,00$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 2,94 < t_{.05}$, n.s. $0.02 < \alpha < 0.05$
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA LINHA NEUTRA. n = 4	$\bar{d} = 0,2452$ $s_D = 1,869$ $s_{\bar{d}} = 0,934$ $- 2,73 \leq \mu_D \leq 3,24$ HIPÓTESE NULA ACEITA $t = 0,26 < t_{.05}$, n.s. $0.80 < \alpha < 0.90$	$\bar{d} = 1,1527$ $s_D = 1,0516$ $s_{\bar{d}} = 0,5258$ $- 0,52 \leq \mu_D \leq 2,83$ HIPÓTESE NULA ACEITA $t = 2,19 < t_{.05}$, n.s. $0.10 < \alpha < 0.20$
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA BORDA SUPERIOR. n = 5	$\bar{d} = - ,8455$ $s_D = 1,5532$ $s_{\bar{d}} = 0,6946$ $- 5,77 \leq \mu_D \leq - 1,92$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t_{.05} < t = 5,54 \leq t_{.01}$ * $0.001 < \alpha < 0.01$	$\bar{d} = - 3,68856$ $s_D = 1,17023$ $s_{\bar{d}} = 0,5233$ $- 5,14 \leq \mu_D \leq - 2,24$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 7,05 < t_{.01}$ ** $0.001 < \alpha < 0.01$

t → α (Nível de Significância)

TABELA 3.3 - INTERVALO DE CONFIANÇA, A 95% DE SIGNIFICÂNCIA, DAS DIFERENÇAS MÉDIAS, PARA O TERCEIRO E QUARTO NÍVEL SIGNIFICÂNCIA.

	3º NÍVEL P = 6896 N Q = 1236 N	4º NÍVEL P = 9300 N Q = 1432 N
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔ- METROS LOCALIZADOS NA BORDA SUPERIOR - n = 5	$\bar{d} = 6,51384$ $s_D = 4,3808$ $s_{\bar{d}} = 1,96$ $1,07 \leq \mu_D \leq 11,95$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 3,32 > t_{.05}^*$ $0.02 < \alpha < 0.05$	$\bar{d} = 6,78852$ $s_D = 4,6957$ $s_{\bar{d}} = 2,10$ $1,35 \leq \mu_D \leq 12,23$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 3,23 > t_{.05}^*$ $0.02 < \alpha < 0.05$
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔ- METROS LOCALIZADOS NA LINHA NEUTRA - n = 4	$\bar{d} = 1,5696$ $s_D = 1,4484$ $s_{\bar{d}} = 0,7242$ $- 0,73 \leq \mu_D \leq 3,87$ HIPÓTESE NULA ACEITA $t = 2,17 < t_{.05} \text{ n.s}$ $0.05 < \alpha < 0.10$	$\bar{d} = 1,71675$ $s_D = 1,2928$ $s_{\bar{d}} = 0,6464$ $- 0,34 \leq \mu_D \leq 3,77$ HIPÓTESE NULA ACEITA $t = 2,66 < t_{.05} \text{ n.s}$ $0.05 < \alpha < 0.10$
ANÁLISE PARA OS EXTENSÔ- METROS LOCALIZADOS NA BORDA INFERIOR - n = 5	$\bar{d} = - 3m27654$ $s_D = 1,95043$ $s_{\bar{d}} = 0,8722$ $- 5,70 \leq \mu_D \leq - 0,86$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 3,76 >> t_{.05}^*$ $0.01 < \alpha < 0.02$	$\bar{d} = - 2,8645$ $s_D = 0,8591$ $s_{\bar{d}} = 0,3842$ $- 3,93 \leq \mu_D \leq - 1,80$ HIPÓTESE NULA REJEITADA $t = 7,46 > t_{.01}^{**}$ $0.001 < \alpha < 0.01$

TABELA 3.4 - INTERVALO DE CONFIANÇA, A 95% DE SIGNIFICÂNCIA, DAS DIFERENÇAS MÉDIAS, PARA O QUINTO NÍVEL. - SIGNIFICÂNCIA.

	ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA BORDA SUPERIOR n = 5	ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA LINHA NEUTRA n = 4	ANÁLISE PARA OS EXTENSÔMETROS LOCALIZADOS NA BORDA INFERIOR n = 5
P = 11762 N Q = 1707 N 5º NÍVEL	$\bar{d} = 7,7501$ $s_D = 5,4656$ $s_{\bar{d}} = 2,4443$ $0,96 \leq \mu_D \leq 14,54$ HIPÓTESE NULA REJEITADA. $t = 3,17 > t_{.05}^*$ $0.02 < \alpha < 0.05$	$\bar{d} = 2,89395$ $s_D = 0,4123$ $s_{\bar{d}} = 0,2062$ $1,06 \leq \mu_D \leq 3,55$ HIPÓTESE NULA REJEITADA. $t = 14,03 > t_{.01}^{**}$ $\alpha < 0.001$	$\bar{d} = 2,53098$ $s_D = 1,79069$ $s_{\bar{d}} = 0,8008$ $- 4,75 \leq \mu_D \leq - 0,31$ HIPÓTESE NULA REJEITADA. $t = 3,16 > t_{.05}^*$ $0.02 < \alpha < 0.05$

A diferença entre os valores experimentais e os valores teóricos, para o quinto nível, são apresentadas na figura 3.6.

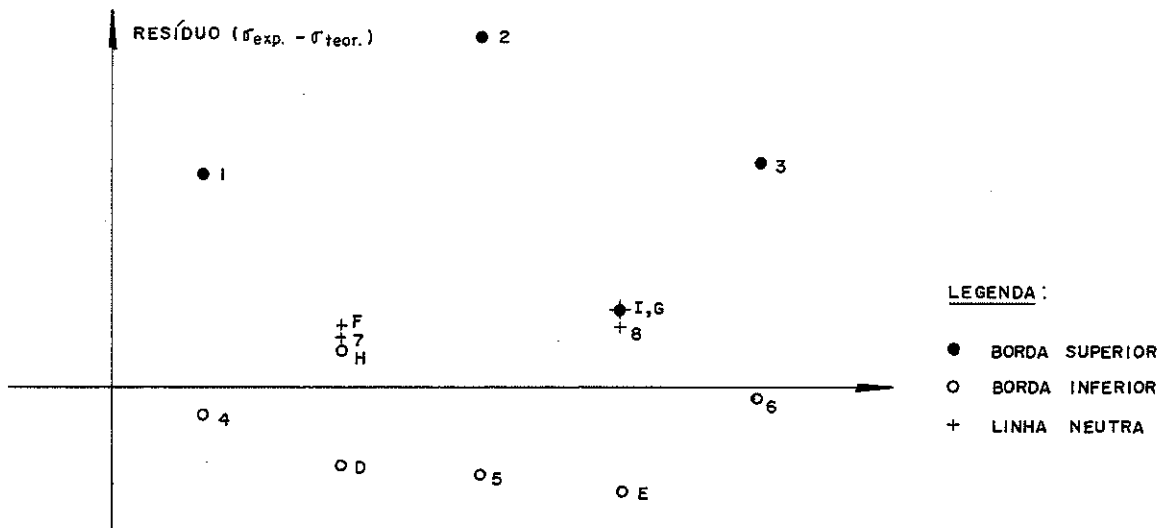


FIG. 3-6 - DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE RESÍDUOS

Os cálculos utilizando teoria de primeira ordem, admitindo a estrutura linear, não são portanto compatíveis com os resultados experimentais, de forma altamente significativa, com 98% de confiança.

A suspeita de não validade da superposição de efeitos e a análise experimental da estrutura em ensaio, incentivou a pesquisa de uma solução teórica compatível com o comportamento da viga de madeira protendida.

De fato, a força normal devida à protensão introduz esforços solicitantes variáveis com as flechas, pois a ocorrência de flechas provoca excentricidade na força normal produzindo acréscimos no momento fletor.

Assim sendo, não se pode para o cálculo de viga de madeira protendida, utilizar teoria de primeira ordem. Não se podendo admitir o comportamento linear da estrutura, o cálculo deve ser feito utilizando teoria de segunda ordem.

4 - FORMA DE CÁLCULO PROPOSTA

4.1 - Hipóteses Iniciais

a) Utilizando-se cabos pré-esticados ou barras de aço, estes são considerados nos cálculos como inextensíveis.

b) Os cabos (ou barras) de aço são perfeitamente flexíveis, ou seja, os momentos são nulos em qualquer seção.

c) A elástica da estrutura é um polinômio de grau n . O valor n será obtido através dos deslocamentos verticais (flechas) lidos experimentalmente em ensaios preliminares, com posterior estudo de regressão polinomial.

d) A carga total (ω), será resistida pela viga e pelos cabos (ou barras) de aço, figura 4.1. Sendo ω_v a carga resistida pela viga e $\omega_c = \omega - \omega_v$, a carga resistida pelos cabos (ou barras) de aço.

e) A parcela de carga resistida pelos cabos (ou barras) de aço ω_c , será representada por um polinômio de grau m . O valor de m será obtido através das condições de equilíbrio de um elemento de cabo, o qual apresenta a mesma elástica da viga, pois construtivamente elas são iguais.

f) As equações dos esforços solicitantes são obtidas, na posição deformada, por equilíbrio, em função da elástica da estrutura e do carregamento introduzido pelos cabos (ou barras) de aço (ω_c)

g) A estrutura é não linear.

h) A estrutura é considerada simplesmente apoiada.

i) A carga total (ω), será considerada uniformemente distribuída sobre a estrutura, ao longo do vão.

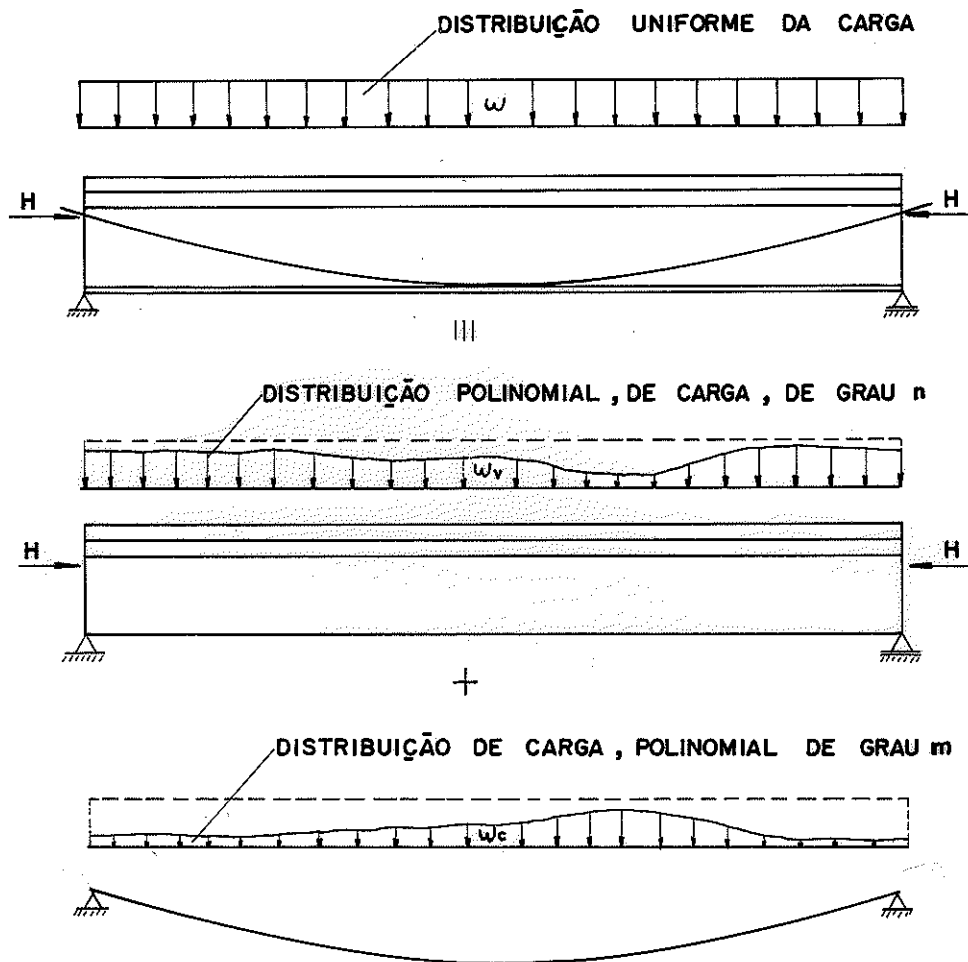


FIG. 4.1 - DISTRIBUIÇÃO DA CARGA NA VIGA E NO CABO

4.2 - Grau de Protensão

Para vigas de madeira com cabos curvos, ao longo do comprimento, o nível de protensão é definido neste trabalho, como sendo o esforço de tração, que introduzido nos cabos (ou barras) de aço, leva a estrutura, quando solicitada pelo carregamento total (ω), a uma flecha inferior à flecha admissível e às tensões admissíveis da NB-11 {32}.

{32} - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - Cálculo e execução de estruturas de madeira. NB-11. Rio de Janeiro, ABNT, 1951. 23p.

4.3 - Determinação da Elástica da Estrutura e das Equações dos Esforços Solicitantes

Conforme visto anteriormente, o cálculo de uma viga protendida de madeira não pode ser executado com teoria de primeira ordem.

Não existindo linearidade em função das cargas para a estrutura em estudo, as equações de equilíbrio devem ser estabelecidas para a configuração deformada da estrutura, visto que os deslocamentos alteram substancialmente os esforços [33].

Os resultados obtidos experimentalmente após estudos estatísticos, revelam que a equação da elástica aproxima-se a uma parábola do quarto grau. Apoiando-se nestes resultados e utilizando-se teoria de segunda ordem, equilíbrio na posição deformada e elástica aproximada, $EJ(d^2v/dx^2) = -M$, obtem-se os princípios do cálculo proposto.

No cálculo, como também na prática, para a utilização da viga protendida de madeira, deve-se considerar as diversas fases de aplicação de protensão e atuação de cargas, como peso próprio e cargas externas, na estrutura.

4.3.1 - Fases Construtivas da Estrutura

Fase 1 - Nesta fase a protensão é aplicada parcialmente à estrutura no canteiro, limitada pela perda de estabilidade ou pelo excesso de deformação no sentido contrário ao do que se pretende em serviço.

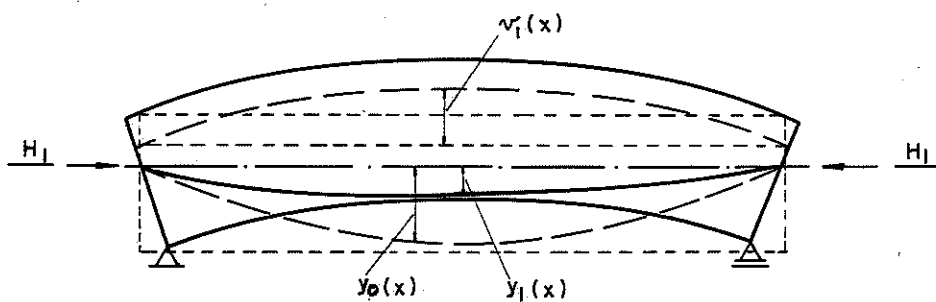


FIG. 4.2 - FASE 1 - PROTENSÃO NO CANTEIRO

{33} - STAMATO, M.C. - Deslocamento em estrutura lineares. - 4ª ed. São Carlos, 1976.

Fase 2 - Quando a estrutura é colocada em posição de serviço, a protensão inicial H_1 é alterada para um valor H_2 , devido a atuação da carga permanente.

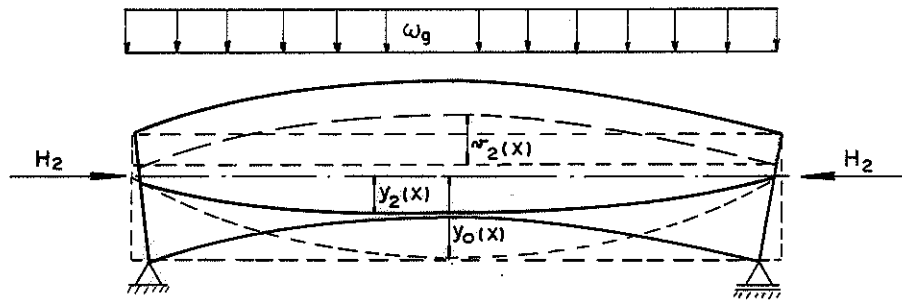


FIG.4.3 - FASE 2 - PROTENSÃO NO CANTEIRO MAIS CARGA PERMANENTE

Fase 3 - Após o contraventamento adequado da estrutura aplica-se um acréscimo de protensão até se atingir o nível de protensão calculado.

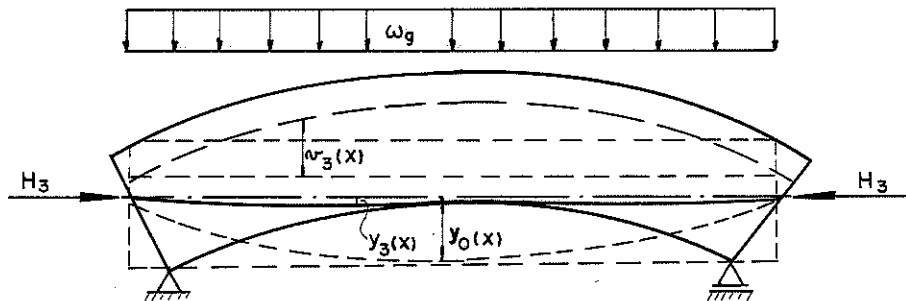


FIG. 4.4 - FASE 3 - ACRÉSCIMO DE PROTENSÃO SOBRE A FASE DOIS

Fase 4 - Nesta fase, a estrutura recebe o carregamento total.

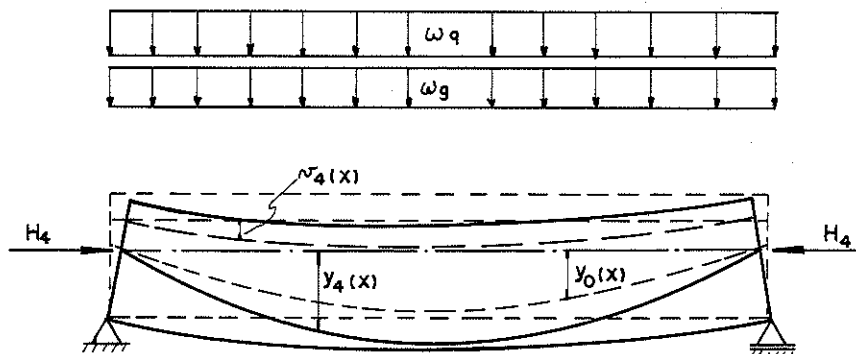


FIG. 4.5 - FASE 4 - CARREGAMENTO TOTAL - ESTRUTURA EM SERVIÇO

4.3.2 - Estudo da Fase 1

Através do equilíbrio de um elemento do cabo {34} ob-
tem-se:

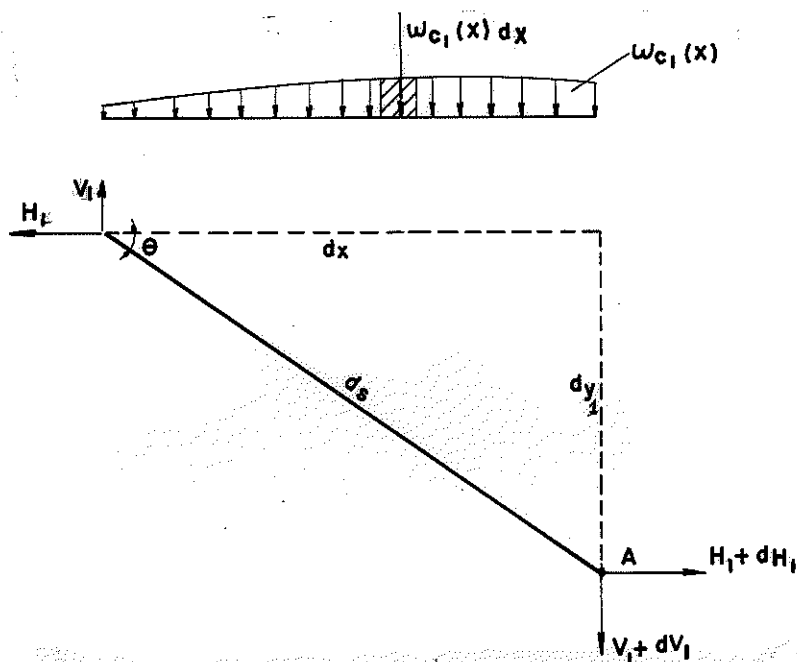


FIG. 4.7 - EQUILÍBRIO DE UM ELEMENTO DE CABO

$$\Sigma F_H = 0 \quad H_1 - (H_1 + d H_1) = 0 \rightarrow d H_1 = 0$$

$$\Sigma F_V = 0 \quad V_1 - \omega_{c_1}(x) dx - (V_1 + d V_1) = 0 \rightarrow$$

$$d V_1 = - \omega_{c_1}(x) dx$$

$$\Sigma M_A = 0 \quad V_1 d_x - H_1 d_{y_1} - \omega_{c_1}(x) \frac{(dx)^2}{2} = 0$$

{34} - BARBATO, Roberto L.A. - I introdução ao cálculo de coberturas penséis. São Carlos, EESC-USP, s.d. (Notas de aula).

Desprezando-se os infinitesimais de ordem superior, tem-se:

$$\omega_{c_1}(x) \frac{(dx)^2}{2} \cong 0 \quad \text{logo:} \quad V_1 dx = H_1 dy_1 \rightarrow$$

$$\frac{dy_1}{dx} = \frac{V_1}{H_1}$$

Derivando a equação acima, em relação a x, obtém-se:

$$\frac{d^2 y_1}{dx^2} = \frac{1}{H_1} \cdot \frac{dV_1}{dx} = \frac{1}{H_1} [-\omega_{c_1}(x)] \quad , \text{ logo:}$$

$$\frac{d^2 y_1}{dx^2} = -\frac{1}{H_1} \cdot \omega_{c_1}(x) \dots \dots \dots (4.1)$$

Entretanto, para que o cabo assuma elástica igual à da viga, tem-se:

$$y_1(x) = v_1(x) + y_0(x)$$

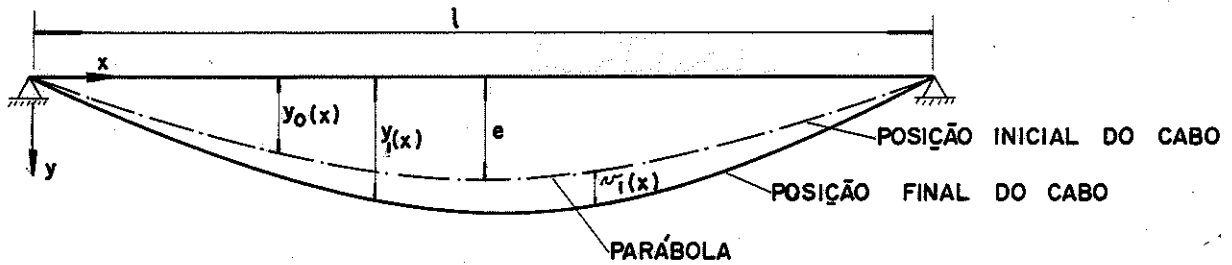


FIG. 4.8 - CABO DEFORMADO NA FASE 1

Onde: $y_0(x)$ é a equação da curva construtiva inicial dos cabos dada por:

$$y_0(x) = -\frac{4e}{\ell^2} x^2 + \frac{4e}{\ell} x$$

e $v_1(x)$ é a equação da elástica da estrutura, sabidamente do quarto grau:

$$v_1(x) = a_1 x^4 + b_1 x^3 + c_1 x^2 + d_1 x + s_1$$

Para $v_1(0) = 0 \rightarrow s_1 = 0$, logo:

$$v_1(x) = a_1 x^4 + b_1 x^3 + c_1 x^2 + d_1 x \dots\dots\dots (4.2)$$

Portanto, a curva do cabo é dada por:

$$y_1(x) = a_1 x^4 + b_1 x^3 + \left(c_1 - \frac{4e}{\ell^2}\right) x^2 + \left(d_1 + \frac{4e}{\ell}\right) x$$

Derivando-se duas vezes em relação a x , tem-se:

$$\frac{d^2 y_1(x)}{dx^2} = 12a_1 x^2 + 6b_1 x + \left(2c_1 - \frac{8e}{\ell^2}\right), \text{ igualando-se}$$

com a equação (4.1), obtem-se a equação da carga absorvida pelos cabos, dada por:

$$w_{c_1}(x) = -12a_1 H_1 x^2 - 6b_1 H_1 x - H_1 \left(2c_1 - \frac{8e}{\ell^2}\right)$$

Através de equilíbrio da posição deformada, obtem-se:

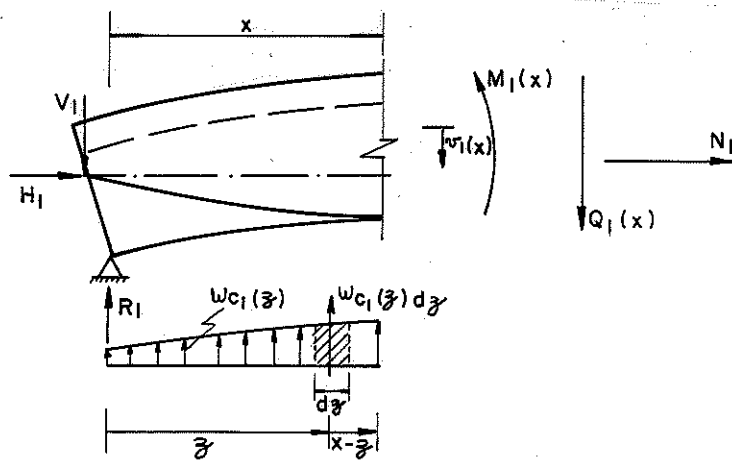


FIG.4 .9 - ESFORÇOS ATUANTES NUMA SEÇÃO GENÉRICA DA ESTRUTURA

a) Esforço Vertical (V_1)

$$V_1 = \frac{1}{2} \int_0^{\ell} w_{c_1}(x) dx = -2a_1 H_1 \ell^3 - \frac{3}{2} b_1 H_1 \ell^2 - H_1 \ell \left(c_1 - \frac{4e}{\ell^2}\right)$$

b) Reação (R_1)

$$R_1 = V_1 - \frac{1}{2} \int_0^{\ell} \omega_{c_1}(x) dx = 0$$

c) Esforço Cortante ($Q_1(x)$)

$$Q_1(x) = -V_1 + \int_0^x \omega_{c_1}(x) dx$$

$$Q_1(x) = -4a_1 \cdot H_1 x^3 - 3b_1 H_1 x^2 - H_1 \left(2c_1 - \frac{8e}{\ell^2}\right) x + \left[2a_1 H_1 \ell^3 + \frac{3}{2} b_1 H_1 \ell^2 + H_1 \ell \left(c_1 - \frac{4e}{\ell^2}\right)\right]$$

d) Momento Fletor ($M_1(x)$)

$$M_1(x) = -V_1(x) + \int_0^x \omega_{c_1}(z) (x-z) dz + H_1 (v_1(x) - e')$$

$$M_1(x) = -V_1(x) + x \int_0^x \omega_{c_1}(z) dz - \int_0^x z \omega_{c_1}(z) dz + H_1 (a_1 x^4 + b_1 x^3 + c_1 x^2 + d_1 x - e')$$

$$M_1(x) = \frac{4e}{\ell^2} H_1 x^2 + \left[2a_1 H_1 \ell^3 + \frac{3}{2} b_1 H_1 \ell^2 + H_1 \ell \left(c_1 - \frac{4e}{\ell^2}\right) + H_1 d_1\right] - H_1 e'$$

Sabe-se que: $EJ \frac{dv^2}{dx^2} = -M$, derivando-se duas vezes a equação (4.2), tem-se:

$$\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} = 4a_1 x^3 + 3b_1 x^2 + 2c_1 x + d_1$$

$$\frac{d^2 v_1(x)}{dx^2} = 12a_1 x^2 + 6b_1 x + 2c_1 = -M_1(x)$$

Fazendo-se a identidade entre os polinômios obtém-se:

$$a_1 = -\frac{H_1 e}{3EJ \ell^2}$$

$$c_1 = \frac{H_1 e'}{2EJ}$$

$$b_1 \left(-\frac{3}{2} H_1 \ell^2 - 6EJ \right) - d_1 H_1 = \frac{H_1^2 \ell (3e' - 4e)}{6EJ} + \frac{4e H_1}{\ell} \dots \dots \dots (4.3)$$

A condição de contorno para resolver o problema é a de máxima flecha no centro da estrutura (rotação nula):

$$v_1' \left(\frac{\ell}{2} \right) = 0 \rightarrow b_1 \left(\frac{3\ell^2}{4} \right) + d_1 = \frac{H_1 \ell (e - 3e')}{6EJ} \dots \dots \dots (4.4)$$

Resolvendo-se o sistema formado pelas equações (4.3) e (4.4), obtém-se:

$$b_1 = \frac{2H_1 e}{3EJ \ell}$$

$$d_1 = -\frac{H_1 \ell (2e + 3e')}{6EJ}$$

Com os valores das constantes, pode-se obter as equações desejadas:

-Curva dos cabos:

$$y_1(x) = -\frac{H_1 e}{3EJ \ell^2} x^4 + \frac{2H_1 e}{3EJ \ell} x^3 + \left[\frac{H_1 e'}{2EJ} - \frac{4e}{\ell^2} \right] x^2 + \left[\frac{H_1 \ell (2e + 3e')}{6EJ} - \frac{4e}{\ell} \right] x \dots \dots \dots (4.5)$$

- Carga absorvida pelos cabos:

$$w_{c1}(x) = \frac{4H_1^2 e}{EJ \ell^2} x^2 - \frac{4H_1^2 e}{EJ \ell} x - \frac{H_1^2 e'}{EJ} + \frac{8H_1 e}{\ell^2} \dots \dots \dots (4.6)$$

- Componente Vertical da Tração nos Cabos

$$V_1 = \frac{4 H_1 e}{\ell} - \frac{H_1^2 \ell (2e + 3e')}{6EJ} \dots \dots \dots (4.7)$$

- Esforço Cortante

$$Q_1(x) = \frac{4H_1^2 e}{3EJ \ell^2} x^3 - \frac{2H_1^2 e}{EJ \ell} x^2 - \left[\frac{H_1^2 e'}{EJ} - \frac{8H_1 e}{\ell^2} \right] x + \frac{H_1^2 \ell (2e + 3e')}{6EJ} - \frac{4H_1 e}{\ell} \dots \dots \dots (4.8)$$

- Momento Fletor:

$$M_1(x) = \frac{4e H_1}{\ell^2} x^2 - \frac{4 H_1 e}{\ell} x - H_1 e' \dots \dots \dots (4.9)$$

- Elástica da Estrutura

$$v_1(x) = - \frac{H_1 e}{3EJ \ell^2} x^4 + \frac{2H_1 e}{3EJ \ell} x^3 + \frac{H_1 e'}{2EJ} x^2 - \frac{H_1 \ell (2e + 3e')}{6EJ} x \dots \dots \dots (4.10)$$

- Flecha Central

$$f_1 = v_1\left(\frac{\ell}{2}\right) = - \frac{H_1 \ell^2}{48 EJ} (5e + 6e') \dots \dots \dots (4.11)$$

4.3.3 - Estudo da Fase 2

A elástica da estrutura e os esforços solicitantes são obtidos de forma análoga a do item anterior, tendo como diferença a atuação da carga permanente.

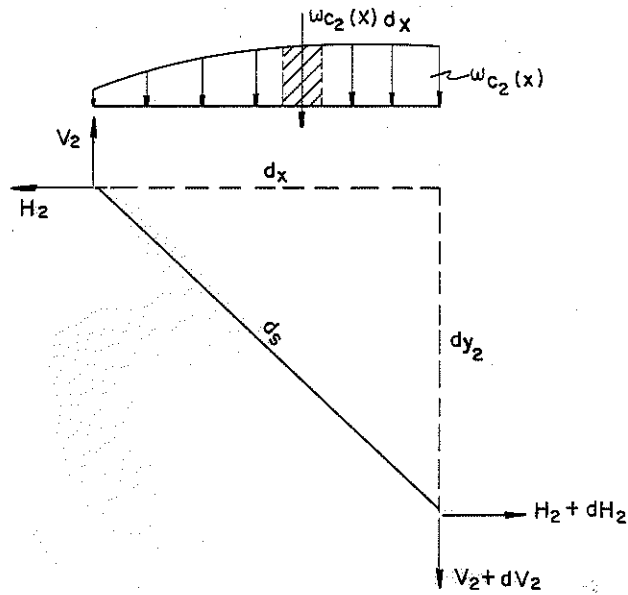


FIG. 4.10 - EQUILÍBRIO DE UM ELEMENTO DE CABO

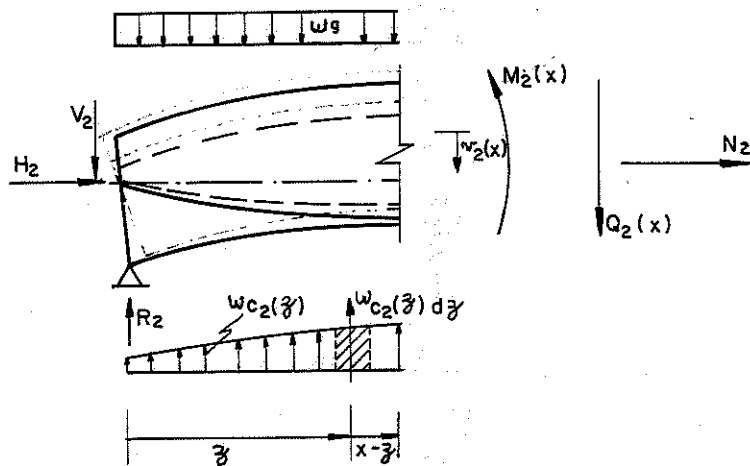


FIG. 4.11 - ESFORÇOS SOLICITANTES NUMA SEÇÃO GENÉRICA DA ESTRUTURA

A equação da curva dos cabos é dada por:

$$y_2(x) = v_2(x) + y_0(x)$$

através do equilíbrio da posição deformada obtem-se:

- Curva dos Cabos:

$$y_2(x) = x^4 \left[\frac{\omega_g}{24EJ} - \frac{H_2 e}{3EJ \ell^2} \right] + x^3 \left[\frac{2H_2 e}{3EJ \ell} - \frac{\omega_g \ell}{12EJ} \right] + x^2 \left[\frac{H_2 e'}{2EJ} - \frac{4e}{\ell^2} \right] + x \left[\frac{\omega_g \ell^3}{24EJ} - \frac{H_2 \ell}{6EJ} (2e + 3e') + \frac{4e}{\ell} \right] \dots \dots \quad (4.12)$$

- Carga Absorvida pelos Cabos

$$\omega_{c_2}(x) = x^2 \left[\frac{4H_2^2 e}{EJ \ell^2} - \frac{H_2 \omega_g}{2EJ} \right] + x \left[\frac{H_2 \omega_g \ell}{2EJ} - \frac{4H_2^2 e}{EJ \ell} \right] + \left[\frac{8e H_2}{\ell^2} - \frac{H_2^2 e'}{EJ} \right] \dots \dots \dots \quad (4.13)$$

- Componente Vertical da Tração nos Cabos

$$V_2 = \frac{4H_2 e}{\ell} - \frac{H_2^2 \ell (2e + 3e')}{6EJ} + \frac{\omega_g H_2 \ell^3}{24EJ} \dots \dots \dots \quad (4.14)$$

- Esforço Cortante

$$Q_2(x) = \left[\frac{4H_2^2 e}{3EJ \ell^2} - \frac{\omega_g H_2}{6EJ} \right] x^3 + \left[\frac{\omega_g H_2 \ell}{4EJ} - \frac{2H_2^2 e}{EJ \ell} \right] x^2 + \left[\frac{8H_2 e}{\ell^2} - \frac{H_2^2 e'}{EJ} + \omega_g \right] x + \left[\frac{H_2^2 \ell (2e + 3e')}{6EJ} - \frac{\omega_g H_2 \ell^3}{24EJ} + \frac{\omega_g \ell}{2} - \frac{4H_2 e}{\ell} \right] \dots \dots \quad (4.15)$$

- Momento Fletor

$$M_2(x) = x^2 \left[\frac{4H_2 e}{\ell^2} - \frac{\omega_g}{2} \right] + x \left[-\frac{4H_2 e}{\ell} + \frac{\omega_g \ell}{2} \right] - H_2 e' \dots$$

.....(4.16)

- Elástica da Estrutura

$$V_2(x) = x^4 \left[\frac{\omega_g}{24EJ} - \frac{H_2 e}{3EJ \ell^2} \right] + x^3 \left[\frac{2H_2 e}{3EJ \ell} - \frac{\omega_g \ell}{12EJ} \right] + x^2 \left[\frac{H_2 e'}{2EJ} \right] +$$

$$+ x \left[\frac{\omega_g \ell^3}{24 EJ} - \frac{H_2 \ell(2e + 3e')}{48 EJ} \right] \dots \dots \dots (4.17)$$

- Flecha Central

$$f_2 = v_2(\ell/2) = \frac{5\omega_g \ell^4}{384EJ} - \frac{H_2 \ell^2 (5e + 6e')}{48EJ} \dots \dots \dots (4.18)$$

4.3.4 - Estudo da Fase 3

A elástica da estrutura e os esforços solicitantes são obtidos de forma analoga ao item anterior e suas expressões serão as mesmas. Portanto, para a fase 3 pode-se utilizar as equações da fase 2, substituindo-se os índices 2 por 3.

4.3.5 - Estudo da Fase 4

A elástica da estrutura e os esforços solicitantes são obtidos de forma análoga à anterior. Suas expressões serão as mesmas porém com $(\omega_g + \omega_q)$ no lugar de ω_g e o índice 4 no lugar do índice 2.

4.3.6 - Relação entre as Fases

O valor da componente horizontal (H_j) do esforço de tração nos cabos, quando conhecido, é condição necessária para solucionar a fase j .

Na fase 1, H_1 é conhecido visto que as condições de flambagem ou flecha excessiva no canteiro restringem seu valor.

Na fase 4, H_4 é fixado a priori, a fim de que as condições de resistência ou de flecha sejam admissíveis.

Os valores de H_2 e H_3 são desconhecidos, entretanto pode-se relacionar as fases entre si e obter estes valores.

Tentou-se exaustivamente, obter uma relação, teórica entre as fases. Chegou-se a obter uma relação teórica entre elas, entretanto esta relação não era compatível com os resultados experimentais. Não se tendo perfeito conhecimento da causa desta incompatibilidade, optou-se pela não apresentação desta relação, por não se conhecer a origem destas diferenças: a extensibilidade dos cabos desprezadas a priori ou a não validade desta relação.

Para o trabalho não ficar truncado, apresenta-se uma relação obtida experimentalmente de um ensaio levado à ruptura, onde foram lidas a componente horizontal do esforço de tração nos cabos e a carga externa uniformemente distribuída.

No capítulo sete (7), item 7.10 apresenta-se um estudo da obtenção desta relação. A análise estatística realizada entre as variações de H e ω (ΔH e $\Delta \omega$), mostrou ser válida a seguinte expressão:

$$\Delta H = 4010 \Delta \omega \dots\dots\dots (4.19)$$

No capítulo seis (6), deste trabalho apresentar-se-á a título de exemplo o dimensionamento de uma estrutura semelhante ao modelo ensaiado, em escala 1:4. Para esta nova estrutura a relação entre ΔH e $\Delta \omega$ (equação 4.19), é alterada apenas pela escala, visto que a relação obtida no modelo é válida para toda estrutura semelhante a esta.

Para a estrutura apresentada no capítulo cinco (5) e dimensionada no capítulo seis (6), a relação entre ΔH e $\Delta \omega$ é dada por:

$$\Delta H = 16040 \Delta \omega \dots\dots\dots(4.20)$$

Portanto, pode-se obter as seguintes relações:

a) Relação entre as Fases 1 e 2

$$H_2 - H_1 = 16040 (\omega_g - 0)$$

$$H_2 = H_1 + 16040 \omega_g \dots\dots\dots (4.21)$$

b) Relação entre as Fases 3 e 4

$$H_4 - H_3 = 16040 [(\omega_q + \omega_g) - \omega_g]$$

$$H_4 = H_3 - 16040 \omega_q \dots\dots\dots (4.22)$$

4.4 - Cálculo das Tensões Atuantes na Estrutura

4.4.1 - Tensões de Flexo-Compressão Atuante em uma Seção Genérica da Estrutura ($\sigma_{(x)}$)

A tensão atuante na estrutura é dada por:

$$\sigma_s(x) = - \frac{H_j}{A_m} - \frac{M_j(x)}{J} y_s \dots\dots\dots (4.23)$$

$$\sigma_i(x) = - \frac{H_j}{A_m} + \frac{M_j(x)}{J} y_i \dots\dots\dots (4.24)$$

sendo:

$\sigma_s(x)$ = tensão de flexo-compressão, atuante na borda superior da estrutura.

$\sigma_i(x)$ = tensão de flexo-tração, atuante na borda inferior da estrutura.

$M_j(x)$ = momento fletor atuante na estrutura, na fase j ($j = 1, \dots, 4$).

H_j = componente horizontal do esforço de tração nos cabos da fase j .

As tensões atuantes $\sigma_s(x)$ e $\sigma_i(x)$, devem ser comparadas com as tensões admissíveis obtidas através da NB-11 {35}, ou seja:

$$\sigma_s(x) \leq \bar{\sigma}_{fc} \quad (\text{NB-11, item 57})$$

$$\sigma_i(x) \leq \bar{\sigma}_t \quad (\text{NB-11, item 58})$$

4.4.2 - Tensão de Cisalhamento, Atuante em uma Seção Genérica da Estrutura $\tau(x)$

4.4.2.1 - Cisalhamento Longitudinal

Para seções próximas no apoio, as tensões de cisalhamento devem ser multiplicadas por $x/3d$ {36}, sendo d a altura útil da estrutura.

{35} - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NB-11, Op. cit. p.16.

{36} - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NB-11 Op. cit. p.8.

a) Regiões próximas aos apoios ($x \leq 3d$)

$$\tau(x) = \frac{Q_j(x) M_s}{bJ} \cdot \frac{x}{3d}$$

sendo:

$Q_j(x)$ = esforço cortante, atuante, na fase j ($j = 1, \dots, 4$),

Fazendo:

$$k = \frac{M_s}{bJ \cdot 3d}, \text{ tem-se:}$$

$$\tau(x) = k \cdot Q_j(x) \cdot x \dots \dots \dots (4,25)$$

Para se determinar o ponto de máxima tensão cisalhante, basta fazer:

$$\frac{d \tau(x)}{dx} = 0$$

$$\frac{d \tau(x)}{dx} = k \frac{d Q_j(x)}{dx} \cdot x = 0 \dots \dots \dots (4.26)$$

Por interação, determina-se o valor de $x_{m\acute{a}x}$. Se $x_{m\acute{a}x} \leq 3d$, a máxima tensão de cisalhamento é dada pela equação (4.25), na qual x assumirá o valor $x_{m\acute{a}x}$.

Se $x_{m\acute{a}x} > 3d$, a máxima tensão de cisalhamento é calculada como mostra o item b.

b) Regiões afastadas dos apoios ($x > 3d$)

$$\tau(x) = \frac{Q_j(x) M_s}{bJ} \dots \dots \dots (4.27)$$

4.4.2.2 - Cisalhamento Transversal

Através do item 4.4.2.1 - b, determina-se a seção onde ocorre a máxima tensão cisalhante e conseqüentemente o máximo esforço cortante.

Com o valor da máxima força cortante, determina-se a tensão cisalhante, ao longo da seção transversal, como se segue:

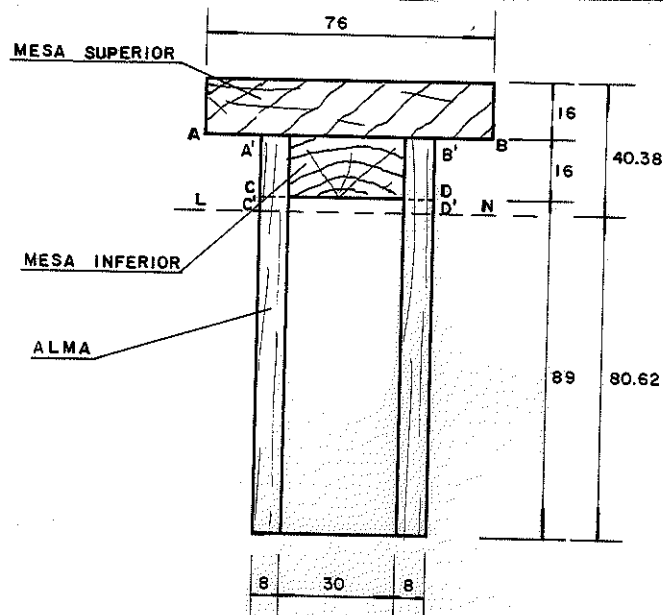


FIG. 5.16 - SEÇÃO TRANSVERSAL DA VIGA

a) Tensão Atuante na Seção AB

$$\tau_{AB} = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot M_{S1}}{b_s \cdot J} \dots\dots\dots (4.28)$$

sendo:

M_{S1} = momento estático em relação ao plano AB

b_s = largura da mesa superior da viga.

b) Tensão Atuante na Seção A'B'

$$\tau_{A'B'} = \frac{Q_{\text{máx}} \cdot M_{S1}}{(b_i + 2b_a) J} \dots\dots\dots (4.29)$$

Sendo:

b_i = largura da mesa inferior da viga

b_a = largura da alma da viga

c) Tensão Atuante na Seção CD

$$\tau_{CD} = \frac{Q_{\text{m\`{a}x}} \cdot M_{S2}}{(b_i + 2b_a) J} \dots\dots\dots (4.30)$$

sendo:

M_{S2} = momento est\`{a}tico em rela\`{c}\`{a}o ao plano CD

d) Tens\`{a}o Atuante na Se\`{c}\`{a}o C'D'

$$\tau_{C'D'} = \frac{Q_{\text{m\`{a}x}} \cdot M_{S2}}{(2b_a) J} \dots\dots\dots (4.31)$$

e) Tens\`{a}o Atuante na Linha Neutra (LN)

$$\tau_{LN} = \frac{Q_{\text{m\`{a}x}} \cdot M_{S_{LN}}}{(2b_a) J} \dots\dots\dots (4.32)$$

sendo:

$M_{S_{LN}}$ = momento est\`{a}tico em rela\`{c}\`{a}o a linha neutra

4.4.3 - Tens\`{a}o Atuante nos Cabos (ou Barras) de A\`{c}o

a) C\`{a}lculo do Esfor\`{c}o de Protens\`{a}o T

Sendo a componente horizontal (H), do esfor\`{c}o de protens\`{a}o, constante ao longo dos cabos e a componente vertical (V) m\`{a}xima nos apoios, o esfor\`{c}o T pode ser determinado como a soma vetorial das componentes H e V, nos apoios.

$$T_j = \sqrt{V_j^2 + H_j^2} \dots\dots\dots (4.33)$$

V_j = componente vertical do esfor\`{c}o de protens\`{a}o, na fase j (j = 1, ..., 4).

H_j = componente horizontal do esfor\`{c}o de protens\`{a}o na fase j (j = 1, ..., 4).

b) Cálculo da Tensão de Tração Atuante nos Cabos (ou barras) de aço

- Para os cabos de aço: $\sigma_a = \frac{T_j}{n \cdot A_c} \dots\dots\dots (4.34)$

- Para as barras de aço: $\sigma_b = \frac{T_j}{n \cdot A_b} \dots\dots\dots (4.35)$

sendo:

n = número de cabos (ou barras) de aço.

A_c = área metálica dos cabos de aço.

A_b = área metálica das barras de aço.

4.5 - Tensões Atuantes nas Membranas

a) Comprimento de Flambagem

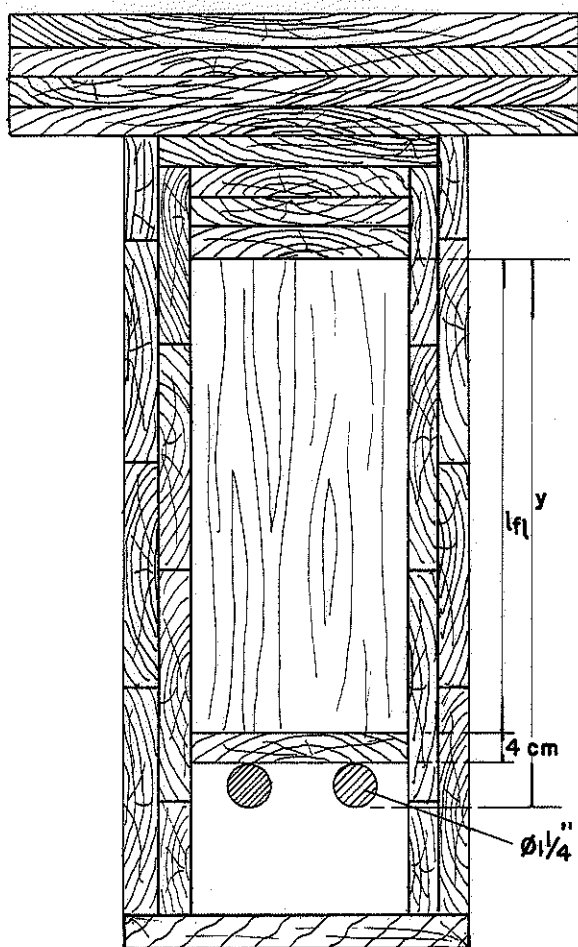


FIG. 4.17 - COMPRIMENTO DE FLAMBAGEM DAS MEMBRANAS

Como as membranas estão solidarizadas através de cola-
gem em toda sua extensão, a flambagem é impedida. Logo a peça
pode ser dimensionada como peça curta ($\lambda < 40$).

b) Cálculo do Esforço N_i Atuante em cada Membrana

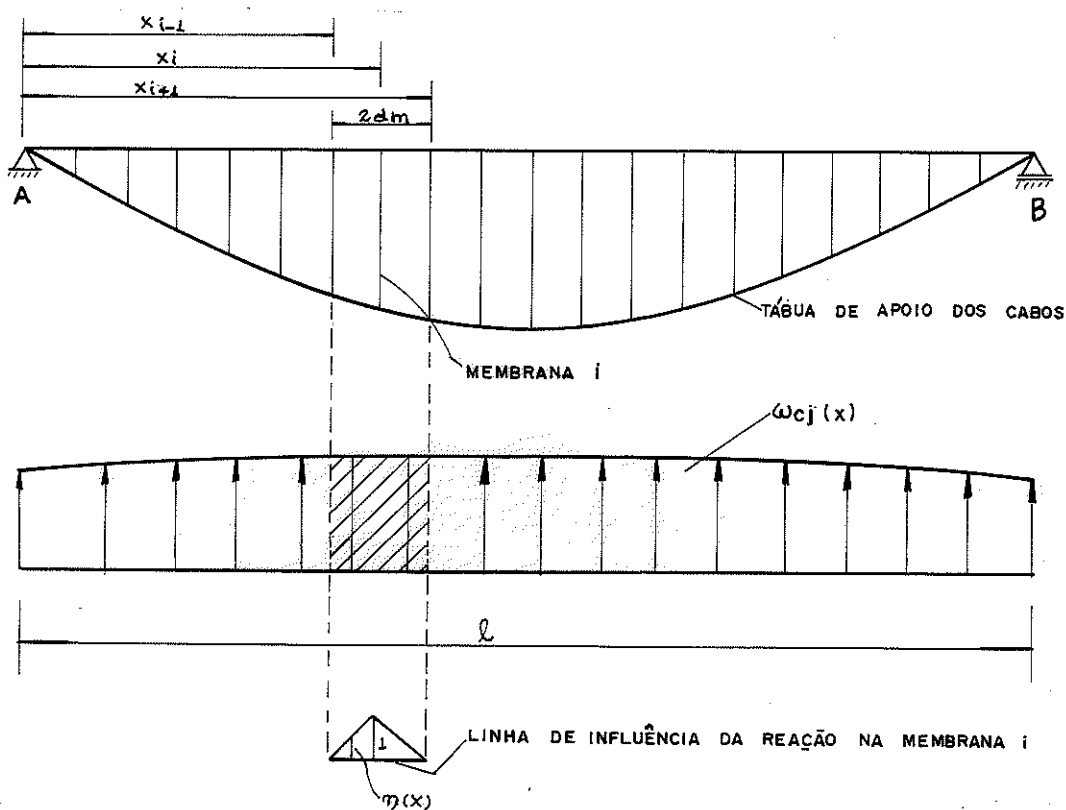


FIG. 4.18 - FIGURA AUXILIAR PARA O CÁLCULO DO ESFORÇO (N_i) NAS MEMBRANAS

Admitindo-se que a tábua de apoio dos cabos seja articu-
lada em cada membrana, o esforço axial (N_i) atuante em cada mem-
brana é determinado pela equação:

$$N_i = \int_{x_{i-1}}^{x_{i+1}} \omega_{c_j}(x) \eta_i(x) dx \dots \dots \dots (4.36)$$

sendo:

$$\eta_i(x) = \frac{(x_i - x_{i-1})}{dm}, \text{ para } x_{i-1} \leq x < x_i$$

$$\eta_i(x) = \frac{(x_{i+1} - x_i)}{dm}, \text{ para } x_i \leq x \leq x_{i+1}$$

onde:

$n_i(x)$ = ordenada da linha de influência na abcissa x ,
da membrana (i).

dm = distância entre membranas.

x_{i-1} = abcissa x , da membrana (i-1).

x_i = abcissa x , da membrana (i).

x_{i+1} = abcissa x , da membrana (i + 1).

$\omega_{c_j}(x)$ = carga absorvida pelo cabo, na fase
 j ($j = 1, \dots, 4$).

Pertanto a tensão (σ_i) atuante em cada membrana é:

$$\sigma_i = \frac{N_i}{S_i} \leq \bar{\sigma}_c \dots \dots \dots (4.37)$$

sendo:

N_i = esforço normal atuante na membrana (i)

S_i = área da seção transversal da membrana (i)

$\bar{\sigma}_c$ = tensão admissível à compressão, da madeira.

5 - CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA ESTRUTURAL

Define-se neste trabalho, estrutura, ao conjunto formado pela viga de madeira e os cabos (ou barras) de aço e, sistema estrutural, ao conjunto formado pela estrutura, peças e acessórios utilizados para simular carga uniformemente distribuída e contra-ventamento.

5.1 - Viga

5.1.1 - Madeira Utilizada com Respectivas Tensões e Módulo de Elasticidade

- Madeira laminada de Pinho do Paraná

- Tensão admissível

- de compressão: $\bar{\sigma}_c \approx 5,25 \text{ MPa}$ (53,5 kgf/cm²)

- de tração: $\bar{\sigma}_t \approx 8,93 \text{ MPa}$ (91 kgf/cm²)

- de flexão: $\bar{\sigma}_f \approx 8,93 \text{ MPa}$ (91 kgf/cm²)

- de cisalhamento: $\bar{\tau} = 0,60 \text{ MPa}$ (6,1 kgf/cm²)

- Módulo de Elasticidade:

- cargas permanentes: $E_{mp} \approx 7151,49 \text{ MPa}$ (79900 kgf/cm²)

- cargas acidentais: $E_{ma} \approx 10722,33 \text{ MPa}$ (109300 kgf/cm²)

5.1.2 - Características Geométricas

- vão livre: $\ell = 2000 \text{ cm}$

- altura: $h = 121 \text{ cm}$

- Distância da linha neutra à borda inferior da viga: $y_i = y_{c.g.} \approx 80,62 \text{ cm}$.

- Distância da linha neutra à borda superior da viga: $y_s = 40,38 \text{ cm}$.

- Distância da linha de ancoragem dos cabos à borda inferior da viga: $e = 80 \text{ cm}$.

- Distância do centro de gravidade da viga até a linha de ancoragem dos cabos: $e' = 0,62$ cm.
- Área útil da seção transversal da viga: $A_m = 3376$ cm².
- Momento estático em relação à linha neutra: $M_s \approx 51992$ cm³.
- Módulo de resistência: $W \approx 53483$ cm³.
- Momento de inércia: $J \approx 4311834$ cm⁴.

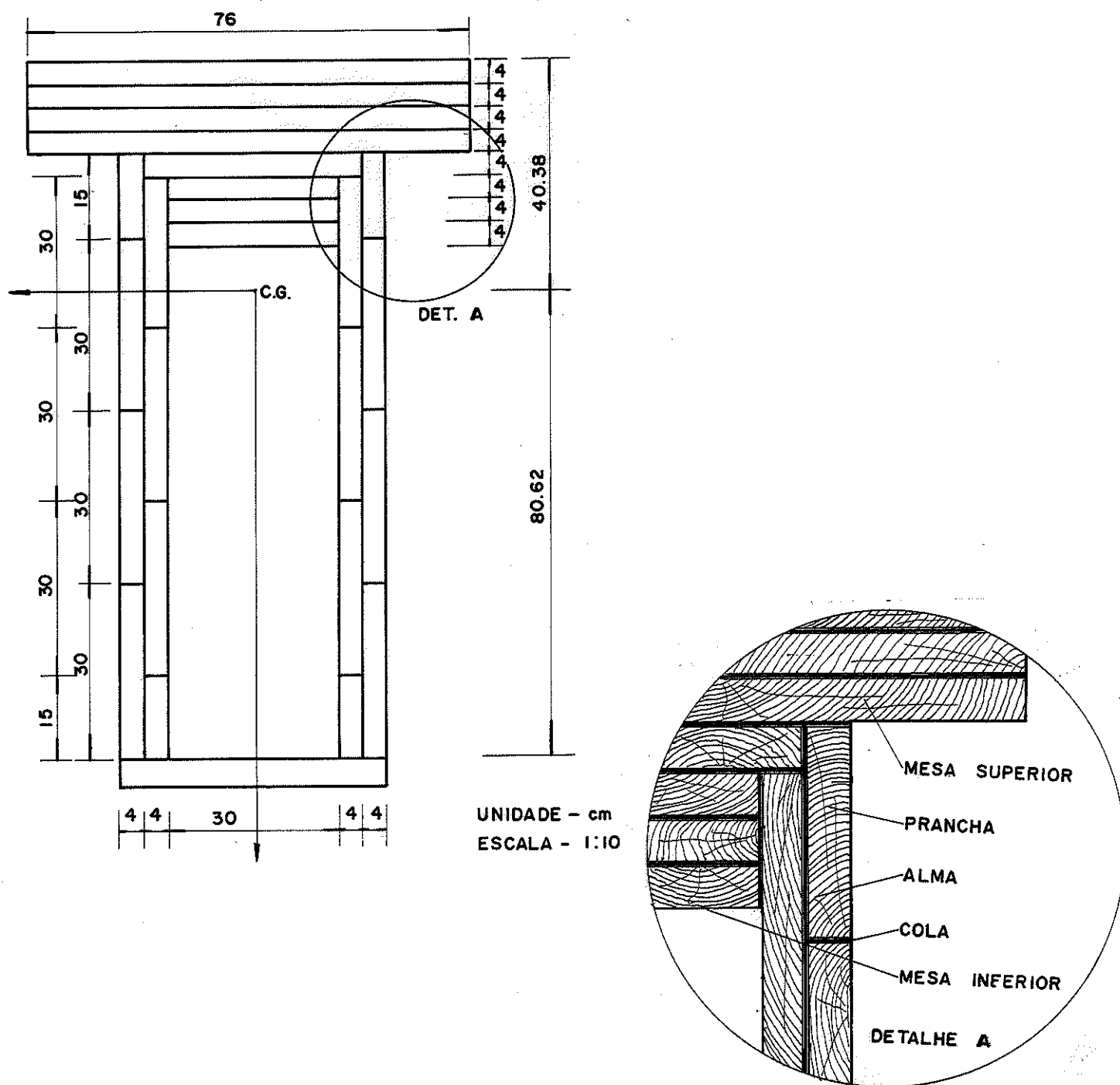


FIG. 5.1 - CORTE TRANSVERSAL DO PROTÓTIPO

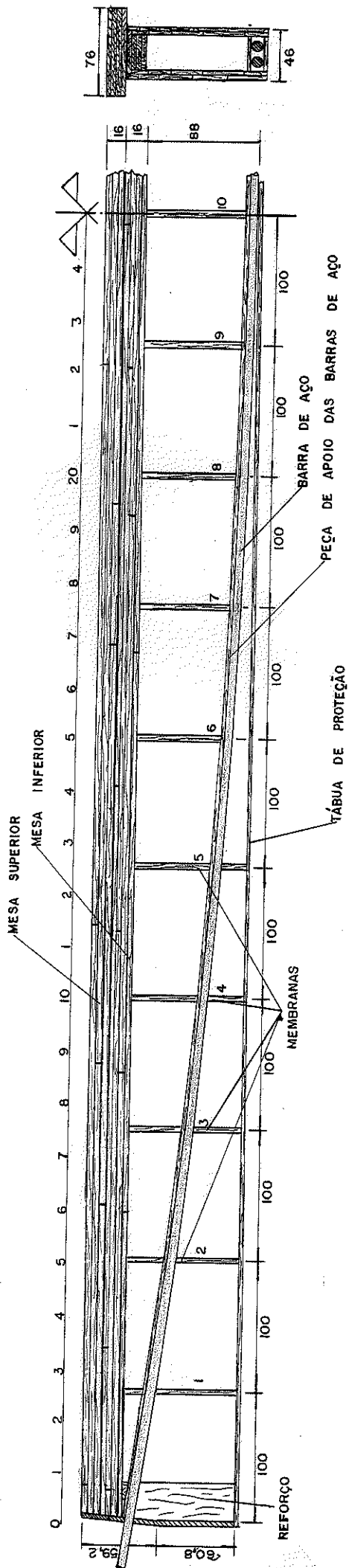


FIG. 5.2 - SEÇÃO LONGITUDINAL DA VIGA DO PROTÓTIPO

5.1.3 - Justificativa da Seção Adotada

Na madeira a tensão de ruptura à tração é maior do que a de compressão. A ruptura por flexão ocorre inicialmente pelo esmagamento da região comprimida, seguida pela ruptura final à tração nas fibras mais externas da região tracionada.

Devido às tensões admissíveis à tração serem maiores que as de compressão, a seção transversal indicada na figura 5.1, desloca a linha neutra de forma a se obter tensões atuantes de tração maiores que as de compressão, utilizando-se assim o material de forma mais racional e eficiente. Outra vantagem desta seção é permitir a colocação das barras de aço, para fornecer a pro-tensão.

5.1.4 - Coeficiente de Majoração para o Módulo de Elasticidade

Para se construir uma viga laminada de madeira, a mesma deve ser climatizada para atingir a umidade 12% correspondente à umidade de equilíbrio a 20°C e 65% de umidade relativa, indicados pelas normas DIN como "clima normal".

De acordo com estudos realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira LaMEM {24}, o aumento do módulo de elasticidade da madeira verde para a madeira seca ao ar é de 20% a 27%.

{24} - DAMIANO, Antonio R.G. - Introdução ao estudo do módulo de elasticidade transversal e suas correlações com outras constantes elásticas da madeira. São Carlos, EESC-USP, 1981/82. (Relatórios nº 1 e 2 - Iniciação Científica).

Adotou-se: $E_{m_s} = 20\%$ $E_{m_v} = 12866,80$ MPa

5.2 - Cabos

5.2.1 - Utilizando-se Barras de Aço Carbono - CA60

- Tensão de Escoamento = $\sigma_e = 588,60$ MPa (6000 kgf/cm²).

- Tensão Admissível = $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{\gamma'}$, sendo $\gamma' = 1,71 \rightarrow$ coeficiente de segurança {25} logo:

$$\bar{\sigma}_b = 344,21 \text{ MPa}$$

- Módulo de Elasticidade = $E_b = 206010$ MPa

5.2.2 - Utilizando-se Cabos de Aço {26}

Segundo indicação do fabricante {27}, são utilizáveis os seguintes tipos de cabos:

1 x 19, galvanizado, pré-esticado.

6 x 7, alma de aço (AA de 79 fios), pré-esticado, torção regular.

6 x 25, alma de aço (AA de 37 fios), pré-esticado, torção regular.

Adotou-se cabos do tipo: 6 x 25, alma de aço (AA de 37 fios), pré-esticado, torção regular {28}.

Tipo: alma de Aço - Extra Improved Plow Steel {29}. Resistência à tração 1962 a 2256 MPa.

{25} - SCHULTE, H. & YAGUI, T. - Estruturas de aço: elementos básicos. São Carlos, EESC-USP, 1977. 347p.

{26} - CIMAF - Cabos de aço. Catálogo C-5, Jan. 1976.

{27} - CIMAF - Op. cit. p.105.

{28} - CIMAF - Op. cit. p.55.

Para ϕ 1 1/4", tem-se:

- carga de ruptura $P_{rup} = 711078$ N

- Tensão de ruptura: $\sigma_{rup} = \frac{P_{rup}}{AC}$, onde:

$AC = F \cdot d^2$, área metálica, dada em mm^2 {29}

$F = 0,405$, fator de multiplicação, dada em função da construção do cabo de aço {30}.

$d = 31,75$ mm; diâmetro nominal do cabo de aço.

portanto:

$$AC = 408,27mm^2$$

$$\sigma_{rup} \cong 1742 \text{ MPa}$$

- Tensão admissível: $\sigma_{ca} = \frac{\sigma}{\gamma}$, para $\gamma = 5$, coeficiente de segurança {31}, a tensão admissível nos cabos de aço será:

$$\sigma_{ca} \cong 348 \text{ MPa}$$

{29} - CIMAF - Op. cit. p.36

{30} - CIMAF - Op. cit. p.37

{31} - CIMAF - Op. cit. p.32

6 - DIMENSIONAMENTO

A título de exemplo, mostrar-se-á como deve ser dimensionada uma viga de madeira protendida com 20,00m de vão livre, com seção transversal indicada na figura 5.1.

6.1 - Dados Básicos da Estrutura

- vão livre: $\ell = 20.000 \text{ mm}$
- altura da seção transversal: $h = 1.210 \text{ mm}$
- distância da borda inferior da estrutura à linha neutra $y_i = 806,2 \text{ mm}$
- distância da borda superior da estrutura à linha neutra $y_s = 403,8 \text{ mm}$
- distância da linha de ancoragem dos cabos ao seu ponto de tangente nula (flecha da curva do cabo).
 $e = 800 \text{ mm}$
- distância da linha neutra da estrutura ao ponto de ancoragem dos cabos:
 $e' = 6,2 \text{ mm}$
- área útil da seção transversal da viga $A_m = 337600 \text{ mm}^2$
- momento estático em relação a linha neutra:
 $M_s = 51.992.000 \text{ mm}^3$
- máximo momento principal de inércia:
 $J = 4,311834 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$
- módulo de elasticidade: $E_{m_s} = 12866,8 \text{ MPa}$
- carga permanente, uniformemente distribuída:
 $\omega_g = 8,00 \text{ N/mm}$
- carga acidental, uniformemente distribuída:
 $\omega_q = 17,00 \text{ N/mm}$.

6.2 - Dimensionamento da Fase 4

Nesta fase o valor de H_4 é limitado em função da flecha e das tensões admissíveis da madeira.

a) Limitação em Função da Flecha

$$f_4 = \frac{5(\omega_g + \omega_q) \ell^4}{384EJ} - \frac{H_4 \ell^2 (5e + 6e')}{48EJ} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350}$$

$$H_4 \geq \frac{48E_m J_{\max}}{\ell^2 (5e + 6e')} \cdot \left[\frac{5(\omega_g + \omega_q) \ell^4}{384E_m J_{\max}} - \frac{\ell}{350} \right]$$

$$H_4 \geq 605789 \text{ N}$$

b) Limitação pela Tensão de Flexo-Compressão

A tensão atuante de flexo-compressão é máxima no centro e na borda superior.

$$\sigma_{f_c} = \frac{M_4 (\ell/2)}{J_{\max}} y_s + \frac{H_4}{A_m} \leq \bar{\sigma}_{f_c}$$

$$M_4 \left(\frac{\ell}{2}\right) = \frac{(\omega_g + \omega_q) \ell^2}{8} - H_4 (e + e') \cong 1,25 \cdot 10^9 - 806,2 H_4$$

$$\sigma_{f_c} \cong \left| 11,7062 - 7,5500 \cdot 10^{-6} H_4 \right| + H_4 \cdot 2,9621 \cdot 10^{-6}$$

Se $H_4 \leq 1550484 \text{ N}$, então:

$$\sigma_{f_c} = 11,7062 - 4,5879 \cdot 10^{-6} H_4$$

Segundo a NB-11-1951 a tensão admissível de flexo-compressão é obtida por:

$$i = \frac{J_{\text{máx}}}{A_m} \cong 357,4 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_{fl}}{i} = \frac{20000}{357,4} \cong 56 < \lambda_0 = 87 \rightarrow \text{Peça Intermediária}$$

$$\varepsilon = \frac{\frac{|M_4 (\ell/2)|}{J_{\text{máx}}} \cdot y_s}{\frac{|M_4 (\ell/2)|}{J_{\text{máx}}} y_s + \frac{|H_4|}{A_m}} = \frac{\sigma_f}{\sigma_{fc}} = \frac{11,7062 - 7,5500 \cdot 10^{-6} H_4}{11,7062 - 4,5879 \cdot 10^{-6} H_4}$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \bar{\sigma}_c \left[1 - \frac{1}{3} \frac{\lambda - 40}{\lambda_0 - 40} \right] \cong 4,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = \sigma_{fl} + (\sigma_f - \sigma_{fl}) \varepsilon$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = 4,65 + (8,93 - 4,65) \left[\frac{11,7062 - 7,5500 \cdot 10^{-6} H_4}{11,7062 - 4,5879 \cdot 10^{-6} H_4} \right]$$

$$\sigma_{fc} = 11,7062 - 4,5879 \cdot 10^{-6} \leq \bar{\sigma}_{fc} = \frac{104,5364 - 5,3648 \cdot 10^{-5} H_4}{11,7062 - 4,5879 \cdot 10^{-6} H_4}$$

Sendo $H_4 < 2,5515 \cdot 10^6$, tem-se:

$$H_4^2 - 2,5543 \cdot 10^6 H_4 + 1,5440 \cdot 10^{12} \leq 0$$

$$981948 \text{ N} \leq H_4 \leq 1572352 \text{ N}$$

c) Escolha do Valor de H_4

Os cálculos acima indicam que a componente horizontal do esforço de tração nos cabos H_4 deve estar contido no intervalo:

$$981948 \text{ N} \leq H_4 \leq 1550484 \text{ N}$$

Adotando-se para a fase 4, o valor: $H_4 = 1000000 \text{ N}$

d) Verificação da Flecha Central

$$f = \frac{5(\omega_g + \omega_q) \ell^4}{384EJ} - \frac{H_4 \ell^2 (5e + 6e')}{48EJ} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350}$$

$$f \cong 33,24 \text{ mm} < \bar{f} \cong 57 \text{ mm}$$

e) Verificação da Tensão de Flexo-Compressão

$$M_4 (\ell/2) = 4,44 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_f = \frac{|M_4 (\ell/2)|}{J} y_s = 4,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f_c} = \frac{|M_4 (\ell/2)|}{J} y_s + \frac{|H_4|}{A_m} = 7,12 \text{ MPa}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma_f}{\sigma_{f_c}} = 0,58$$

$$\bar{\sigma}_{f_c} \cong 7,15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \sigma_{f_c} \cong 7,12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{f_c} = 7,15 \text{ MPa}$$

f) Verificação da Tensão de Flexo-Tração

$$M_4 (\frac{\ell}{2}) = 4,44 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{f_t} = \frac{|M_4 (\ell/2)|}{J} \cdot y_i - \frac{|H_4|}{A_m} \leq \bar{\sigma}_f = 8,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{f_t} = 5,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_f = 8,93 \text{ MPa}$$

g) Verificação da Tensão de Cisalhamento

Na região próxima aos apoios ($x \leq 3d$), a verificação da tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_f = \frac{Q_4(x) \cdot M_s}{b J} \cdot \frac{x}{3d} = \frac{M_s}{3b d J} \cdot Q_4(x) \cdot x$$

Se a máxima tensão de cisalhamento ocorrer nas proximidades do apoio, o ponto de máxima tensão ocorrerá para:

$$\frac{d \tau}{d x} = 0 \rightarrow \frac{d}{d x} Q_4(x) \cdot x = 0$$

Substituindo-se os dados na equação 4.15, para a fase 4, ou seja com $(\omega_g + \omega_q)$ no lugar de ω_g e o índice 4 no lugar do índice 2, tem-se:

$$Q_4(x) = -2,7037 \cdot 10^{-10} x^3 + 8,1111 \cdot 10^{-5} x^2 - 9,01 x + 8,4704 \cdot 10^4$$

$$\frac{d Q_4(x) x}{d x} = -1,0815 \cdot 10^{-9} x^3 + 2,4333 \cdot 10^{-4} x^2 - 18,02 x + 8,4704 \cdot 10^4 = 0$$

$$x_{\max} = 5035 \text{ mm} > 3d = 3630 \text{ mm}$$

Na região afastada dos apoios, a verificação da tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_f = \frac{Q_4(3d) M_s}{b J} \leq \bar{\tau}_f$$

$$Q_4(3d) = 53034 \text{ N} \rightarrow \tau_f \approx 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_f = 0,60 \text{ MPa}$$

h) Verificação das Membranas

Através da equação (4.36), tem-se:

$$N_i = \int_{x_{i-1}}^{x_i} \omega_{c_j}(x) \eta_i(x) dx = \int_{x_{i-d_m}}^{x_i} \omega_c(x) \frac{(x - x_i + d_m)}{d_m} dx +$$

$$+ \int_{x_i}^{x_{i+d_m}} \omega_c(x) \frac{(x_i + d_m - x)}{d_m} dx$$

Para: $x_i = 1000 \text{ mm} \rightarrow N_1 \cong -1,60 \cdot 10^4 \text{ N}$
 $x_i = 5000 \text{ mm} \rightarrow N_5 \cong -1,66 \cdot 10^4 \text{ N}$
 $x_i = 10000 \text{ mm} \rightarrow N_{10} \cong -1,73 \cdot 10^4 \text{ N}$

Como se pode notar os esforços atuantes nas membranas são praticamente constantes, não havendo portanto, necessidade de se determinar os esforços nas demais membranas.

Verifica-se-ã apenas a membrana central na qual atua a maior tensão:

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{1,73 \cdot 10^4}{80 \cdot 300} \cong 0,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_c = 5,25 \text{ MPa}$$

i) Verificação dos Cabos (ou Barras) de Aço

Substituindo-se os dados na equação 4.14, para a fase 4, obtem-se:

$$V_4 \cong 165296 \text{ N}$$

$$H_4 = 1000000 \text{ N}$$

$$T_4 = 1013569 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{T_4}{\sigma} = \frac{1013569}{348} = 2912,56 ; A_{c_1 \text{ cabo}} = 408,27 \text{ mm}^2$$

Portanto o número de cabos de aço será:

$$n = \frac{A_c}{A_{c1}} \cong 7,13 \rightarrow n = 8 \text{ cabos, } \phi 1 \frac{1}{4}''$$

6.3 - Dimensionamento da Fase 3

a) Determinação de H_3

Da equação (4.22), tem-se:

$$H_3 = H_4 - 16040\omega q \cong -727320\text{N}$$

b) Verificação da Flecha Central

$$f_3 = \frac{5\omega_g \ell^4}{384EJ} - \frac{H_3 \ell^2 (5e + 6e')}{48EJ} \leq \bar{f} = \frac{\ell}{350}$$

$$f_3 \cong -14,06\text{mm} < \bar{f} \cong 57\text{mm}$$

c) Verificação da Tensão de Flexo-Compressão

A tensão de flexo-compressão, nesta fase, é máxima no centro e na borda inferior, visto ser o momento negativo.

$$M_3(\ell/2) = \frac{\omega_g \ell^2}{8} - H_3 (e + e') = -1,8637 \cdot 10^8 \text{Nmm}$$

$$\sigma_f = \frac{|M_3(\ell/2)|}{J} \cdot y_i = 3,48\text{MPa}$$

$$\sigma_{fc} = \frac{|M_3(\ell/2)|}{J} \cdot y_i + \frac{|H_3|}{A_m} = 5,64 \text{MPa}$$

$$\epsilon = \frac{\sigma_f}{\sigma_{f_c}} = 0,6172$$

$$\bar{\sigma}_{f_c} = \bar{\sigma}_{f\ell} + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_{f\ell}) \epsilon = 4,65 + (8,93 - 4,65) \cdot 0,6172 = 7,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_i = \sigma_{f_c} = 5,64 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{f_c} = 7,29 \text{ MPa}$$

d) Verificação da Tensão de Flexo-Tração

$$M_3 (\ell/2) = -1,8637 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{f_t} = \frac{|M_4 (\ell/2)|}{J} \cdot y_s - \frac{|H_4|}{A_m} \leq \bar{\sigma}_f = 8,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \sigma_{f_c} = -0,41 \text{ MPa}$$

Nesta fase, não atuarão tensões de tração na viga.

e) Verificação da Tensão de Cisalhamento

Substituindo-se os dados na equação (4.15) para a fase 3, substituindo-se todos os índices 2 por 3.

$$Q_3(x) = 7,9469 \cdot 10^{-10} x^3 - 2,3841 \cdot 10^{-5} x^2 + 3,6312 x +$$
$$- 3,4723 \cdot 10^4$$

$$\frac{d Q_3(x)}{dx} = 3,1788 \cdot 10^{-10} x^3 - 7,1523 \cdot 10^{-5} x^2 + 7,2624 x +$$
$$- 3,4523 \cdot 10^4$$

$$x_{\text{máx}} = 4971 \text{ mm} > 3d = 3630 \text{ mm}$$

Portanto, a tensão de cisalhamento é dada por:

$$Q_3 (3d) = -21818 \text{ N}$$

$$\tau_f \cong 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_f = 0,60 \text{ MPa}$$

d) Verificação das Membranas

Os esforços nas membranas, são menores do que os da fase quatro, por este motivo será dispensada sua verificação.

6.4 - Dimensionamento da Fase 2

Esta fase pode ser dimensionada inicialmente sem protensão, desde que a viga simples resista à carga permanente.

Admitindo-se que a viga simples seja suficiente para suportar as cargas permanentes, suas verificações são as seguintes:

a) Verificação da Flecha Central

$$f_2 = \frac{5\omega_g \ell^4}{384EJ} \cong 30 \text{ mm} < \bar{f} \cong 57 \text{ mm}$$

b) Verificação da Tensão de Flexão

$$\sigma_f = \frac{M_{2\text{máx}}}{J} Y_{\text{máx}} = \frac{\omega_g \ell^2}{8} \cdot y_i = 7,48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_f = 8,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_f = 7,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_f = 8,93 \text{ MPa}$$

c) Verificação da Tensão de Cisalhamento

$$Q_2(x) = \frac{\omega_g \ell}{2} - \omega_g \cdot x$$

$$\frac{d Q_2(x)}{dx} x = \frac{\omega_g \ell}{2} - 2\omega_g x = 0$$

$$x_{\text{máx}} = \frac{\ell}{4} = 5000 \text{ mm} > 3d = 3630 \text{ mm}$$

Portanto, a tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_f = \frac{Q_2(3d) \cdot M_s}{b J} < \bar{\tau}_f$$

$$Q(3d) = 5096 \text{ N}$$

$$\tau_f = 0,38 \text{ MPa} < \bar{\tau}_f = 0,60 \text{ MPa}$$

Portanto, para a fase 2, não é necessário a atuação da carga de protensão, podendo-se desta forma eliminar a fase 1 pois não é necessária a aplicação da protensão no canteiro.

A execução da viga pode ser feita no canteiro com os cabos soltos, sem ancoragem, montando-se a estrutura com todas as cargas permanentes e só nesta fase aplica-se a protensão $H_3 = 72730 \text{ N}$, liberando-se a estrutura para a atuação das cargas acidentais. Com a atuação das cargas acidentais a estrutura se equilibrará com um $H_4 = 1000000 \text{ N}$ e com uma flecha central $f_4 = 33,24 \text{ mm}$.

7 - EXPERIMENTAÇÃO

7.1 - Objetivos

A presente experimentação tem por objetivos os seguintes itens:

a)- Obtenção dos dados necessários à determinação das equações da elástica da estrutura, quando a mesma estiver submetida a um esforço de protensão e quando solicitada simultaneamente pelo esforço de protensão e por uma carga uniformemente distribuída.

b)- Verificação do comportamento da estrutura quando solicitada ao esforço de protensão e a uma carga uniformemente distribuída.

c)- Apreciação da viabilidade do emprego desta estrutura.

d)- Obtenção de elementos necessários à comprovação experimental dos resultados teóricos.

7.2 - Descrição do Modelo e dos Equipamentos

7.2.1 - Modelo Reduzido

Com base nestes objetivos, construiu-se um modelo reduzido na escala 1:4, com as seguintes características:

7.2.1.1 - Seção Transversal

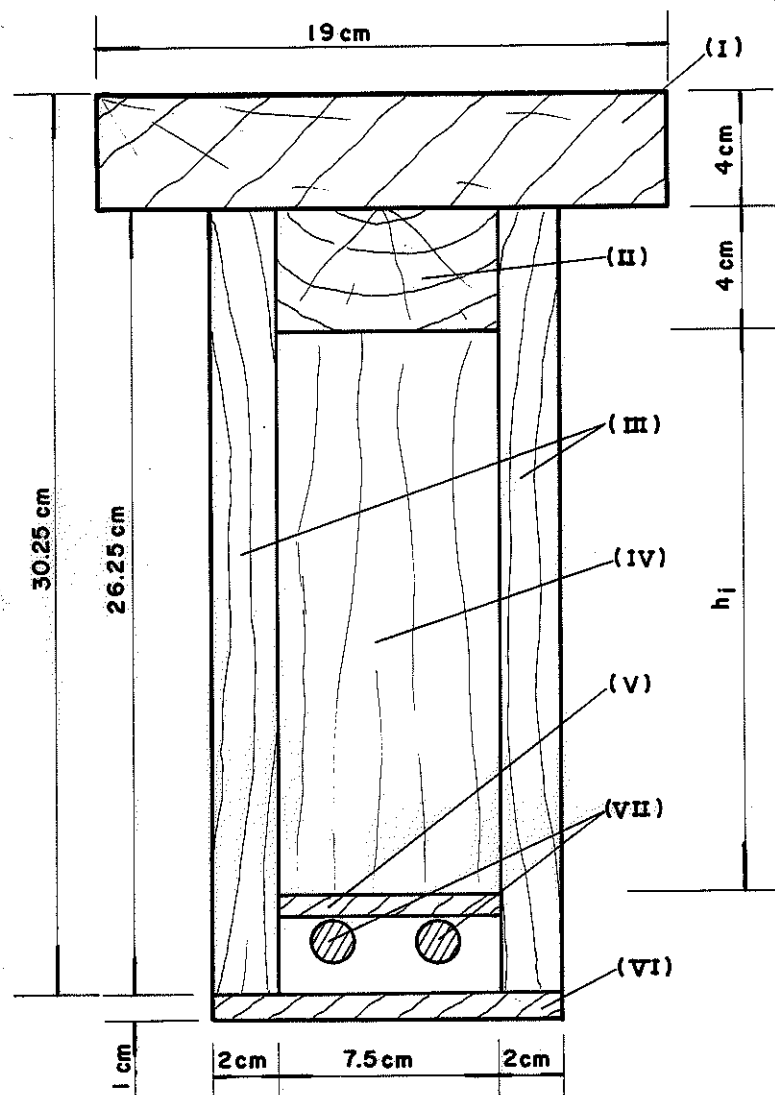


FIG. 7.1 - SEÇÃO TRANSVERSAL DO MODELO REDUZIDO

As peças (I, II, ... VII), que compoem a estrutura apresentam as seguintes seções transversais:

- (I) - mesa superior: $(4 \times 19) \text{ cm}^2$ - Pinho do Paraná
- (II) - mesa inferior: $(4 \times 7,5) \text{ cm}^2$ - Pinho do Paraná
- (III) - alma $2(26,25 \times 2) \text{ cm}^2$ - Pinho do Paraná
- (IV) - membrana: $(2 \times 7,5) \text{ cm}^2$ - Pinho do Paraná
- (V) - peça de apoio das barras de aço: $(1 \times 7,5) \text{ cm}^2$
- (VI) - tábua de proteção $(1 \times 11,5) \text{ cm}^2$
- (VII)- barras de aço: $2(\phi = 5/8")$
- (VIII)-aço carbono trefilado, CA-60.

7.2.12 - Seção Longitudinal

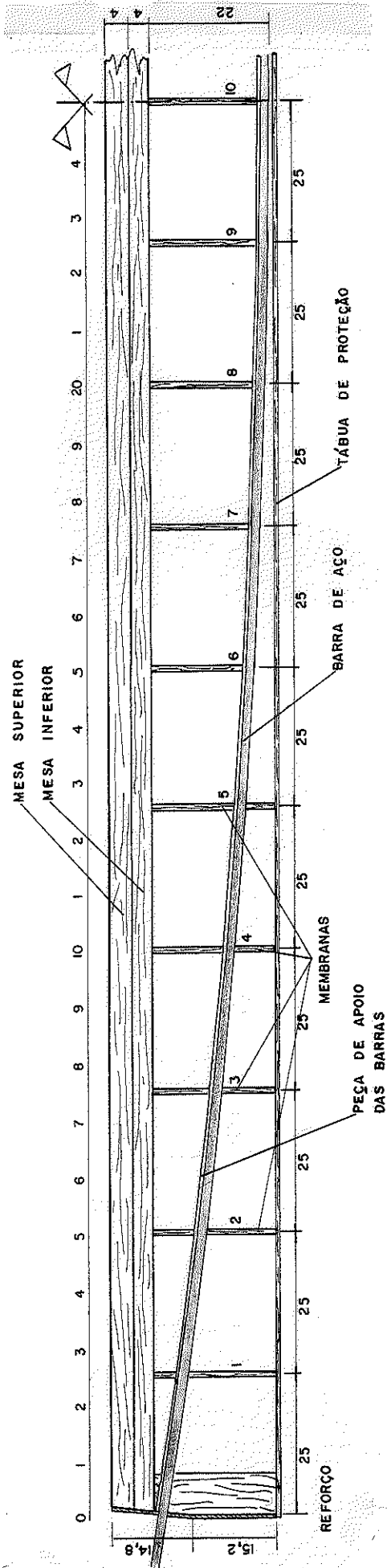
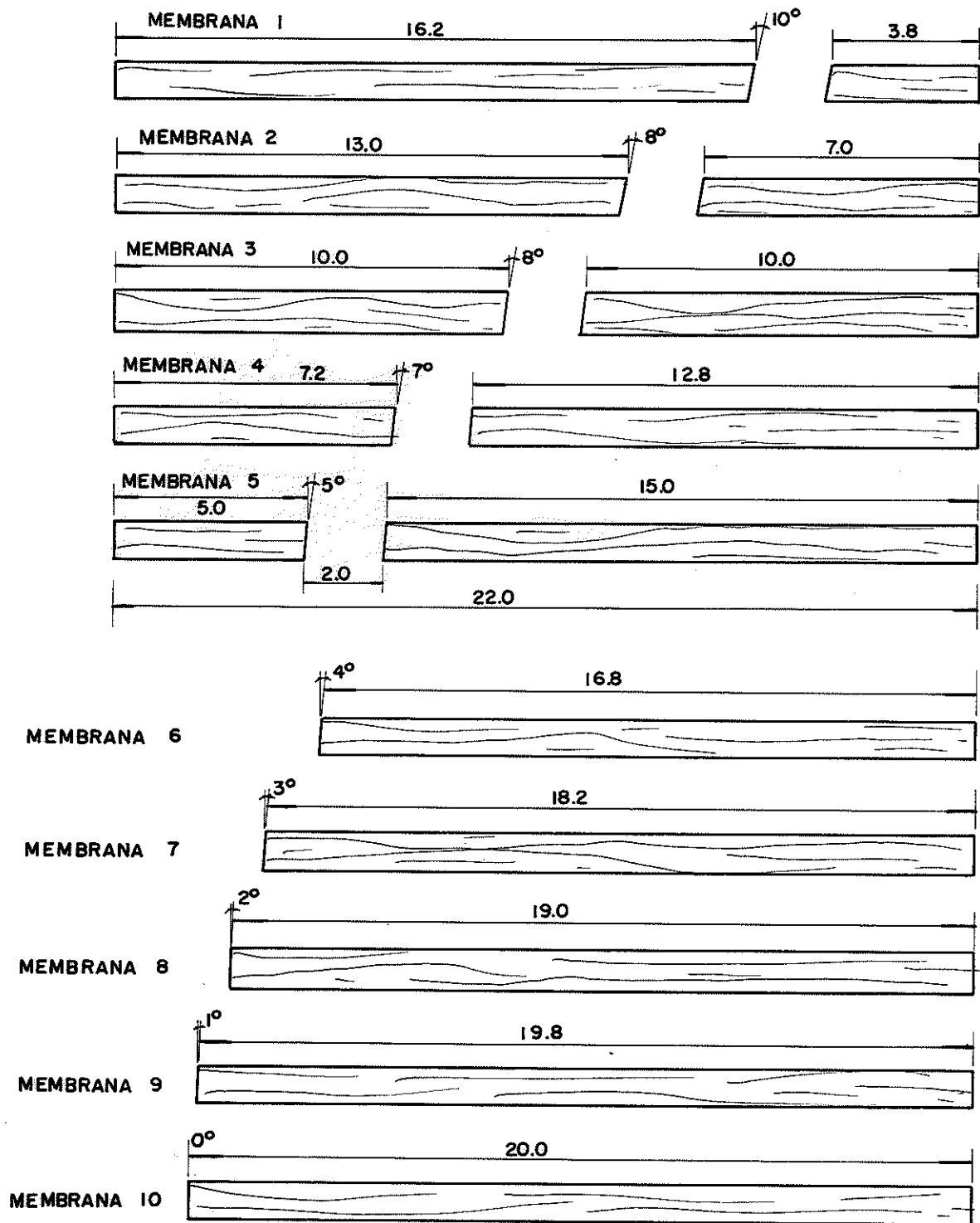


FIG. 7.2 - Seção Longitudinal da Estrutura do Modelo Reduzido

7.2.1.3 - Membranas



- MEDIDAS EM cm
- DESENHO SEM ESCALA

FIG. 7.8 - DETALHE DAS MEMBRANAS

7.2.1.4 - Reforço do Apoio

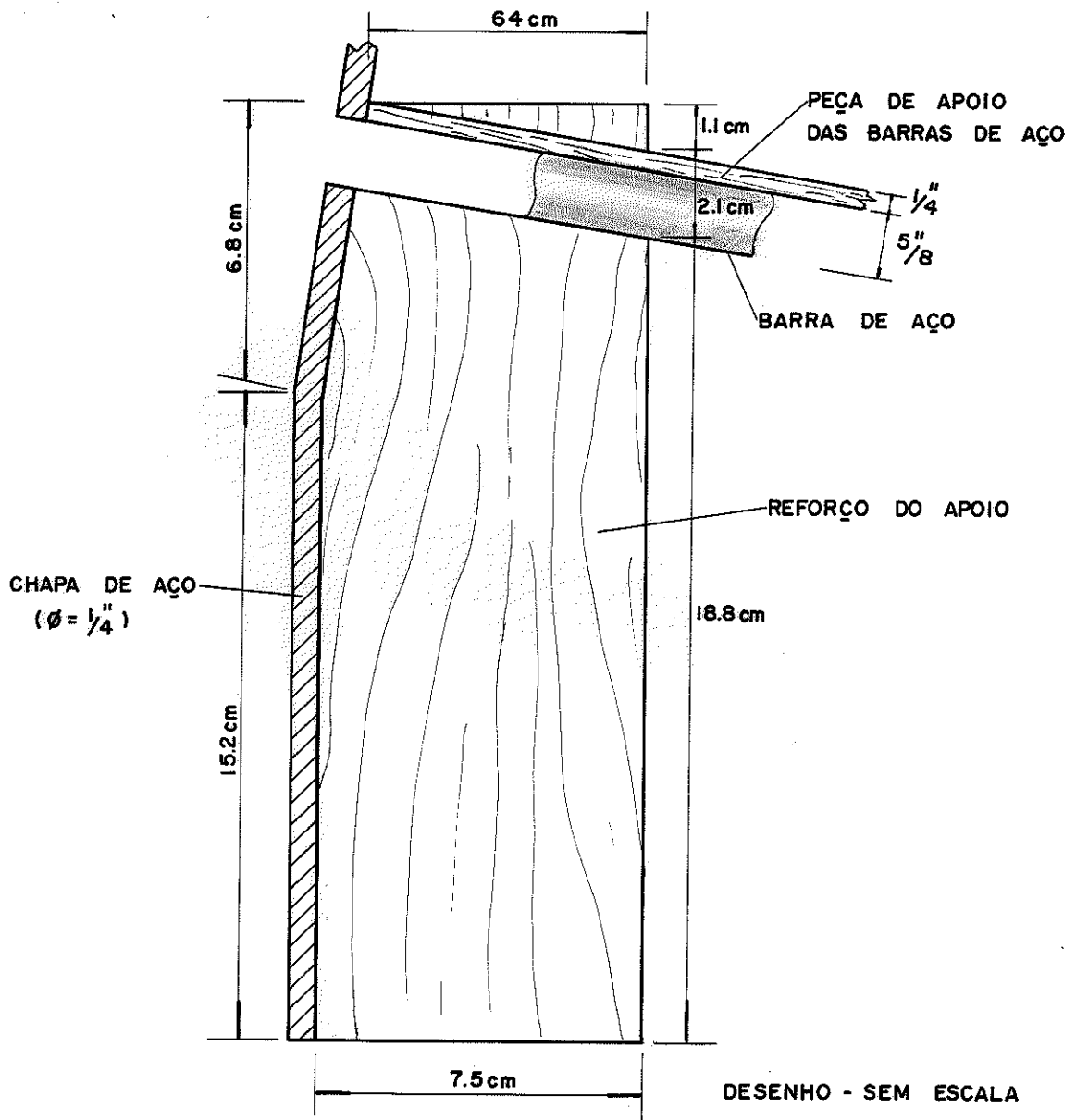


FIG. 7.4 - DETALHE DO REFORÇO DO APOIO

7.2.2 - Equipamentos

7.2.2.1 - Sistema de Apoio

Como sistema de apoio foi utilizada uma estrutura metálica, montada sobre a laje de reação do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira (LaMEM), figura 7.5.

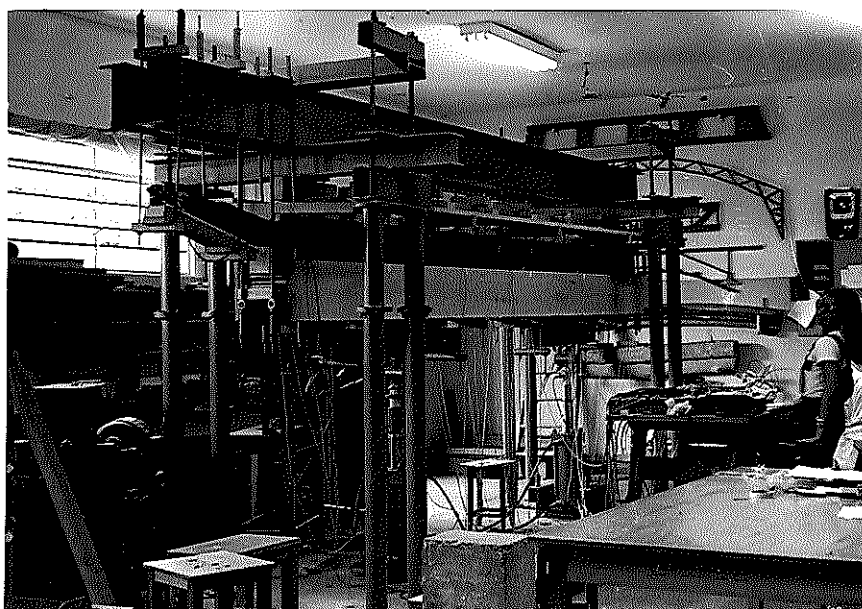


FIG. 7.5 - SISTEMA DE APOIO

7.2.2.2 - Aplicação da Carga

a) - Carga Externa

Para a aplicação da carga externa, foram utilizados dois cilindros hidráulicos de $25 \times 10^4 \text{N}$ (25 tf) e um conjunto gerador de pressão hidráulica, figura 7.6.

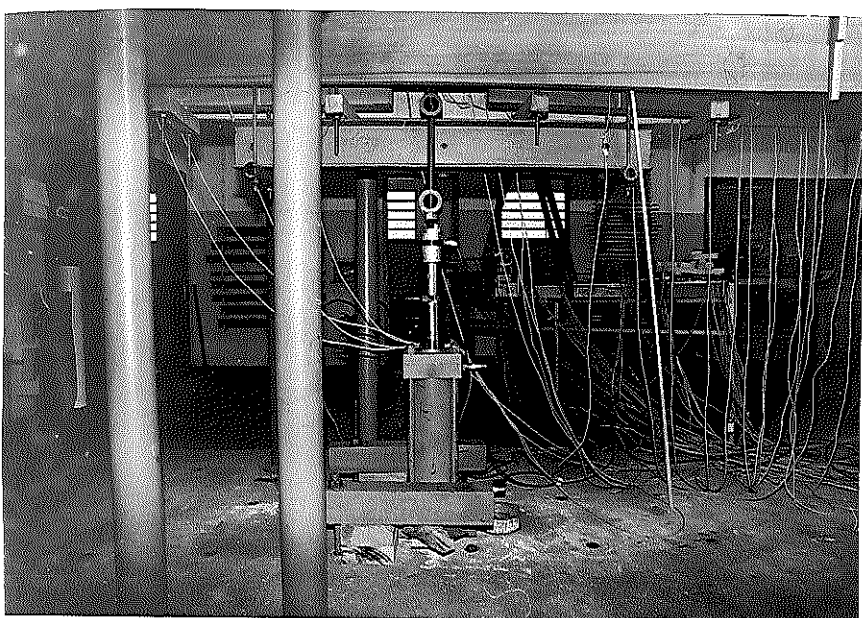


FIG. 7.6 - APLICAÇÃO DA CARGA EXTERNA

b)- Protensão

Para a aplicação da protensão, utilizou-se um cilindro hidráulico com pistão vazado, de capacidade 6×10^4 N (6 tf), figura 7.7.

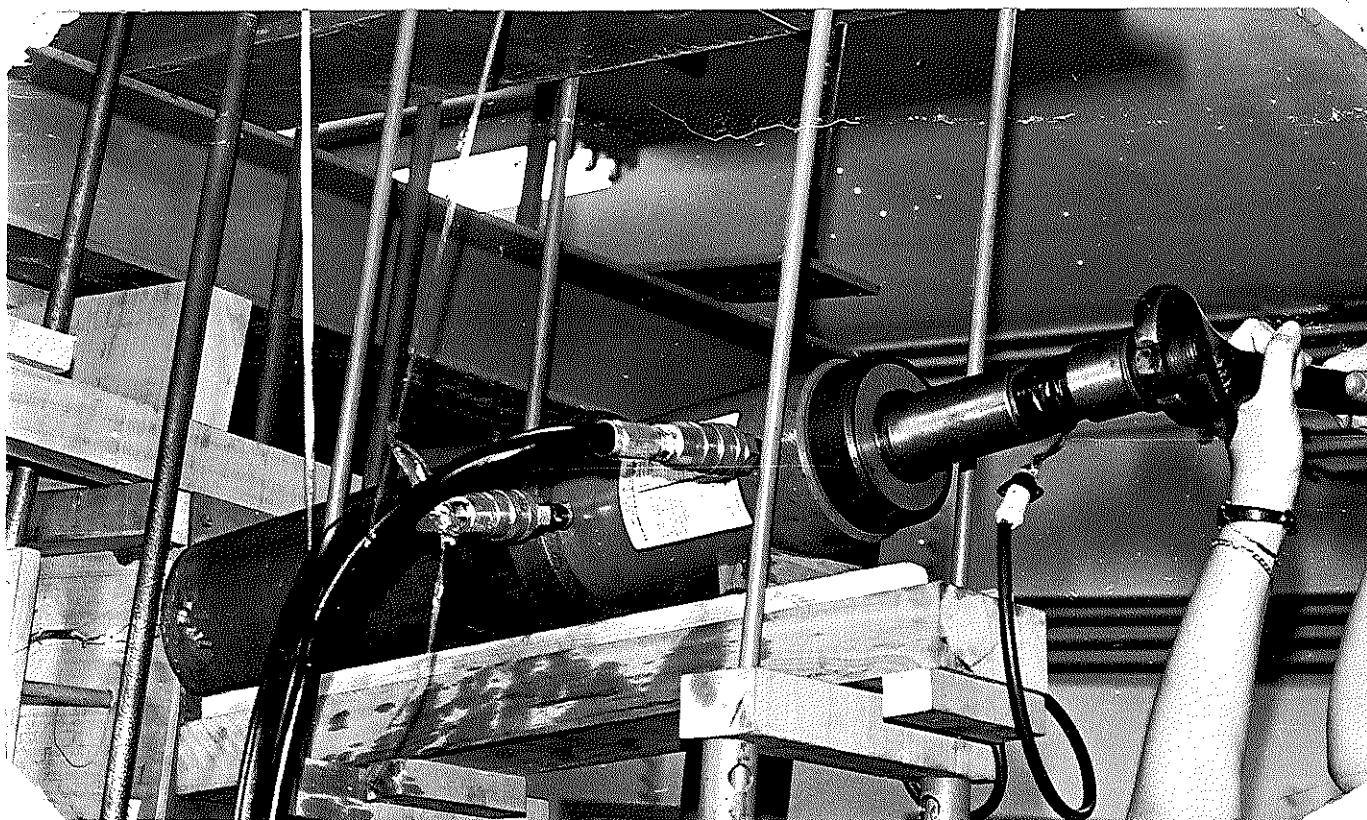


FIG. 7.7 - APLICAÇÃO DA CARGA DE PROTENSÃO

Quando a força de protensão era pequena, a aplicação da mesma foi manual, utilizando-se uma chave inglesa, figura 7.7. Este tipo de aplicação de protensão apresentou bons resultados por ser mais lenta e permitir melhor controle de leitura do esforço de protensão.

7.2.2.3 - Leitura das Cargas

a)- Leitura da Carga Externa

Utilizaram-se duas células de carga, de constante 109 N/div. (11,11 kgf/div) e capacidade de carga de 2×10^5 N (20 tf), adaptadas às extremidade dos cilindros hidráulicos. Estas foram ligadas a uma caixa de seleção de canais e, através desta, a um indicador de deformações, figura 7.8.

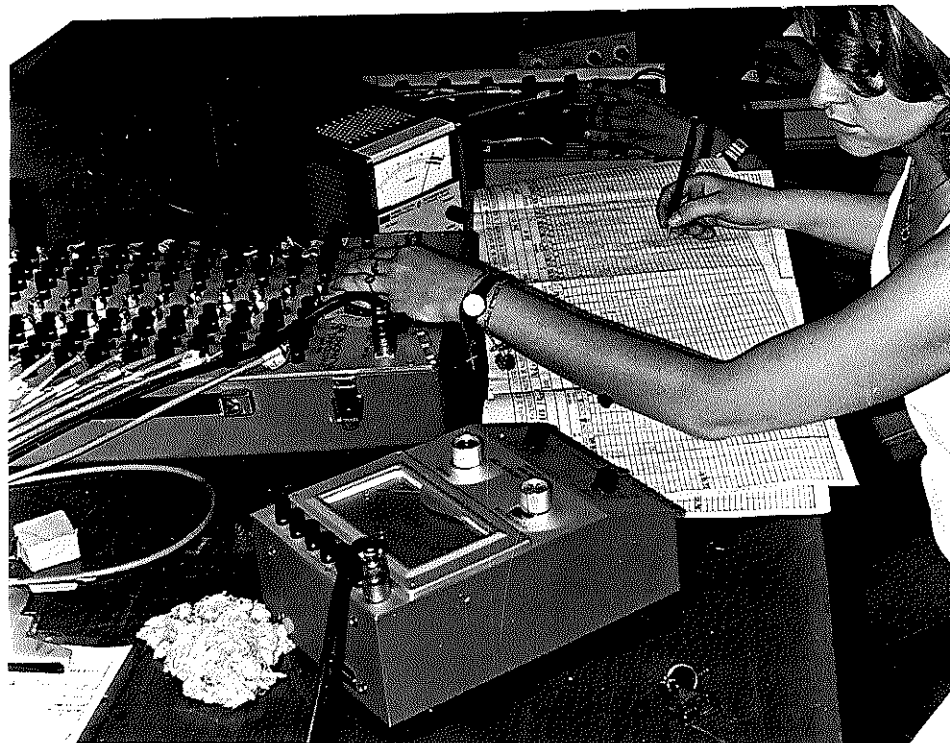


FIG. 7.8 - EQUIPAMENTOS DE LEITURA

b)- Leitura da Carga de Protensão

Utilizou-se uma célula de carga, de constante 54,84 N/div (5,59 kgf/div) e capacidade de $1 \cdot 10^5$ N, (10 tf), adaptada à extremidade do cilindro hidráulico de pistão vazado, figura 7.7.

7.2.2.4 - Leitura dos Deslocamentos e das Deformações da Estrutura

a)- Relógio Comparador

O deslocamento vertical na seção central da estrutura, foi medido através de um relógio comparador com aproximação de 1/100 mm, instalado na altura da linha neutra da estrutura, figura 7.9.

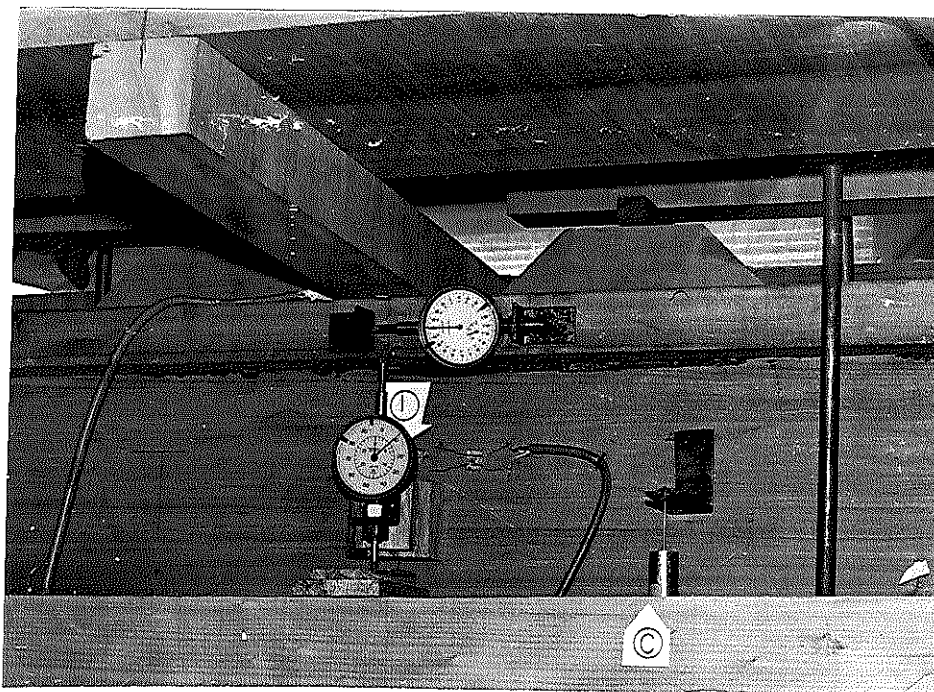


FIG. 7.9 - RELÓGIO COMPARADOR, INSTALADO NA ALTURA DA LINHA NEUTRA

b)- Transdutor Indutivo

Para a leitura dos deslocamentos verticais, foram utilizados, além do relógio comparador, 10 (dez) transdutores indutivos de constantes apresentadas na tabela 7.1.

Os deslocamentos indicados pelos transdutores indutivos são lidos através de voltímetro digital de precisão, figura 7.8.

TABELA 7.1 - CONSTANTES DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS

TRANSDUTOR INDUTIVO	CONSTANTE mm/v
A	1,070
B	1,047
C	1,114
D	1,070
E	1,086
F	1,000
G	1,060
H	1,111
I	1,092
J	1,092

c)- Extensômetros Elétricos

Para a obtenção das deformações ocorridas na madeira e nas barras de aço, foram utilizados extensômetros elétricos de características apropriadas para a madeira, de 10 mm com fator de medida 1,91, figura 7.10 e com características apropriadas para o aço, de 5 mm com fator de medida 2,14, figura 7.11.

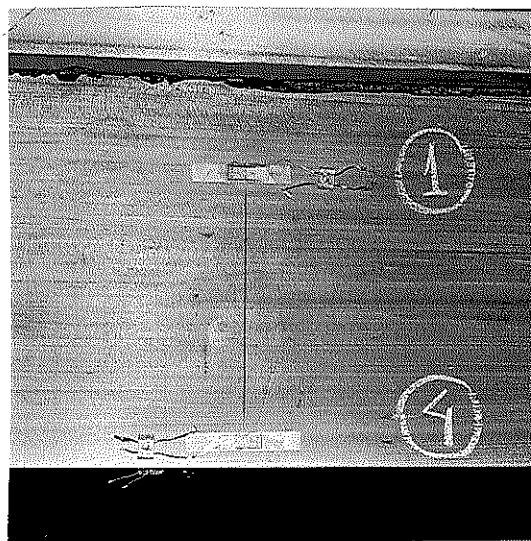
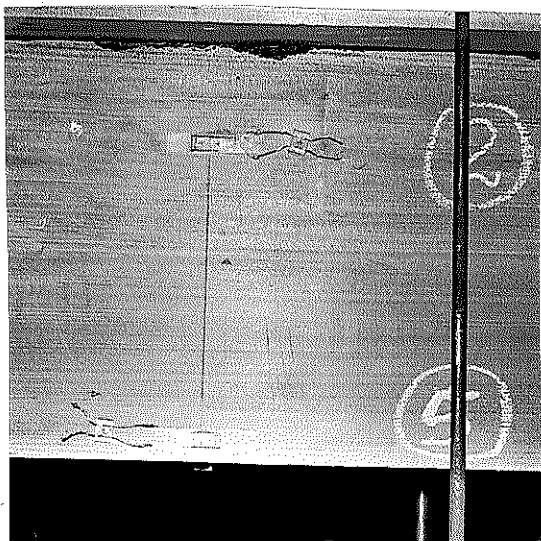


FIG. 7.10 - EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS ADAPTADOS NA MADEIRA

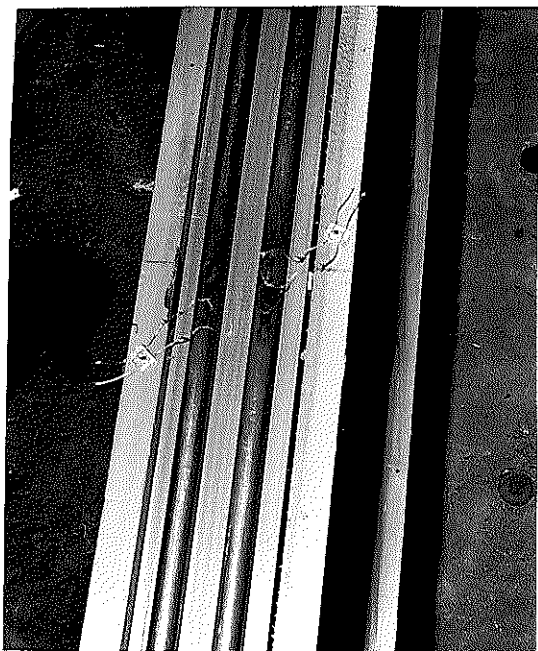


FIG. 7.11 - EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS ADAPTADOS NO AÇO

7.3 - Montagem da Estrutura

Sequência da Montagem:

7.3.1 - Colagem da Mesa Superior e da Mesa Inferior

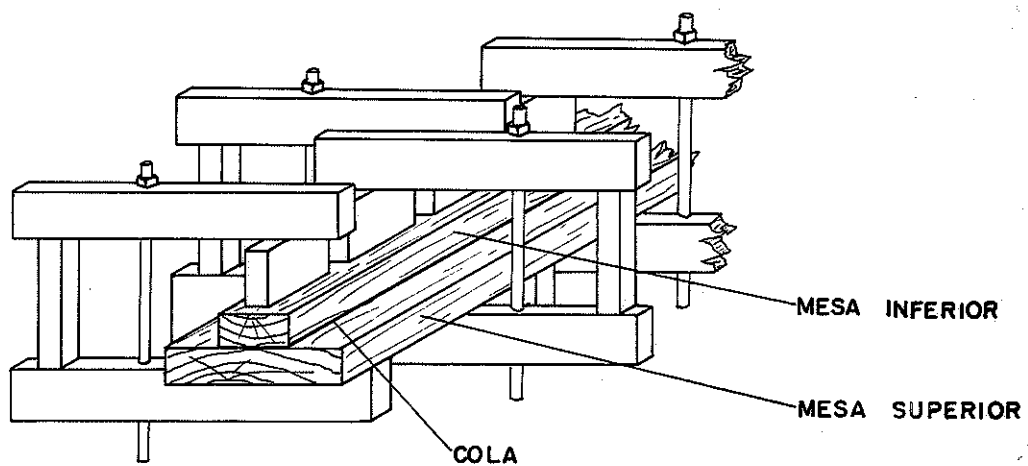
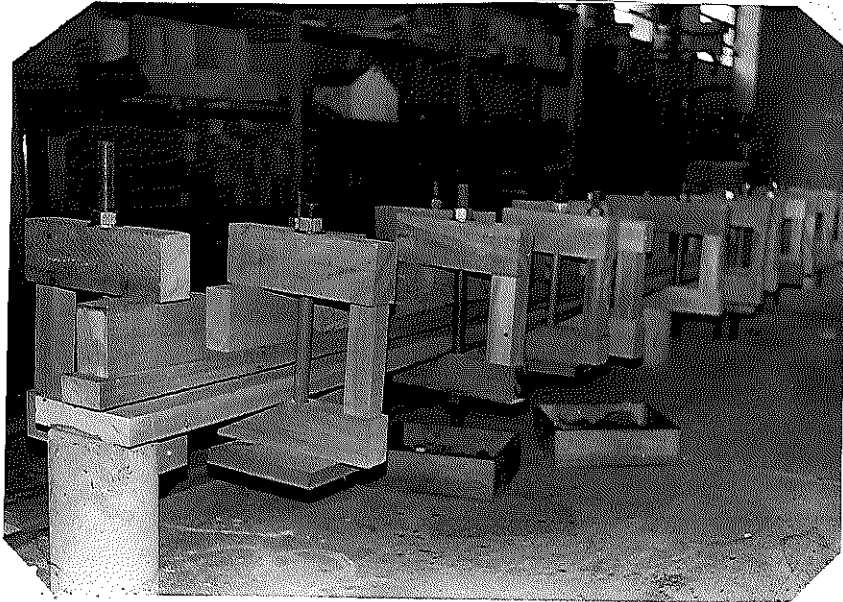


FIG. 7.12 - ESQUEMA DE MONTAGEM - COLAGEM DA MESA SUPERIOR E DA MESA INFERIOR

7.3.2 - Colagem das Almas

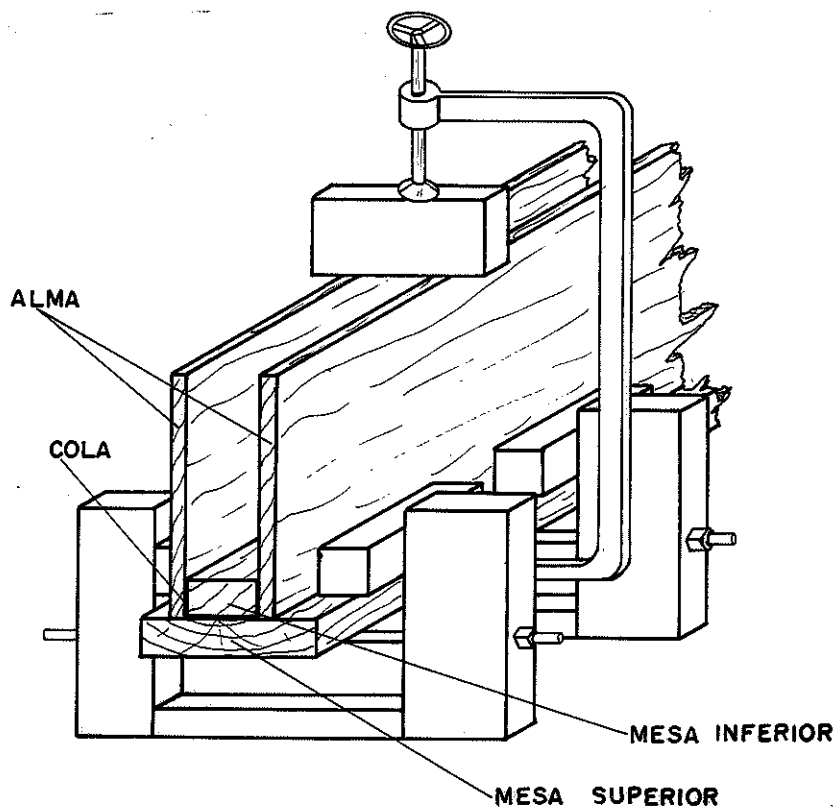
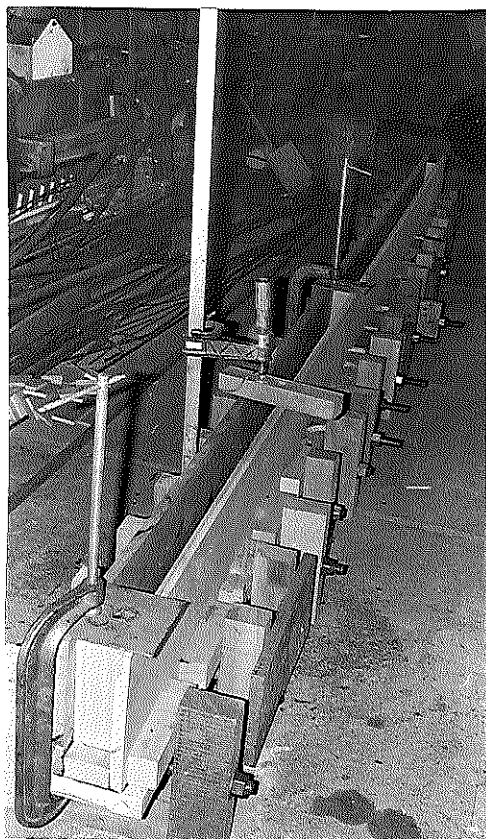


FIG. 7.13 - ESQUEMA DE MONTAGEM- COLAGEM DAS ALMAS

7.3.3 - Colagem das Membranas Inferiores

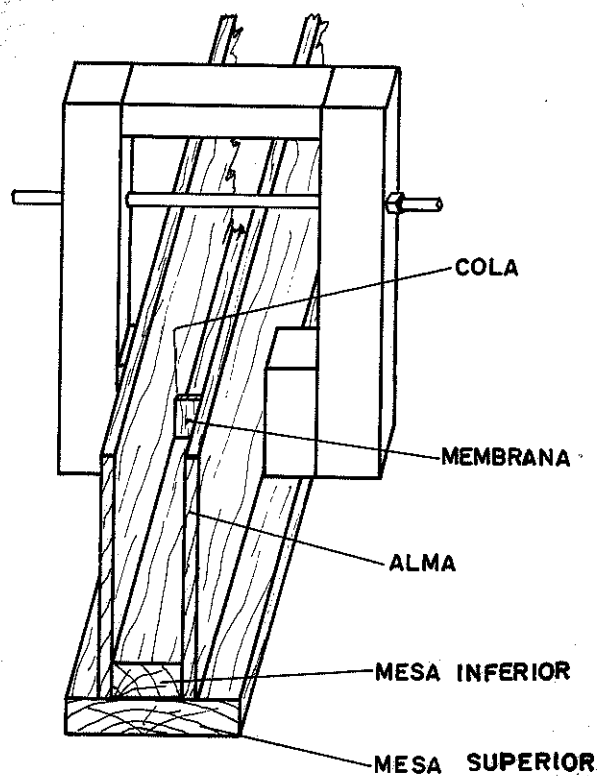


FIG. 7.14 - ESQUEMA DE MONTAGEM - COLAGEM DAS MEMBRANAS INFERIORES

7.3.4 - Fixação da Peça de Apoio das Barras de Aço

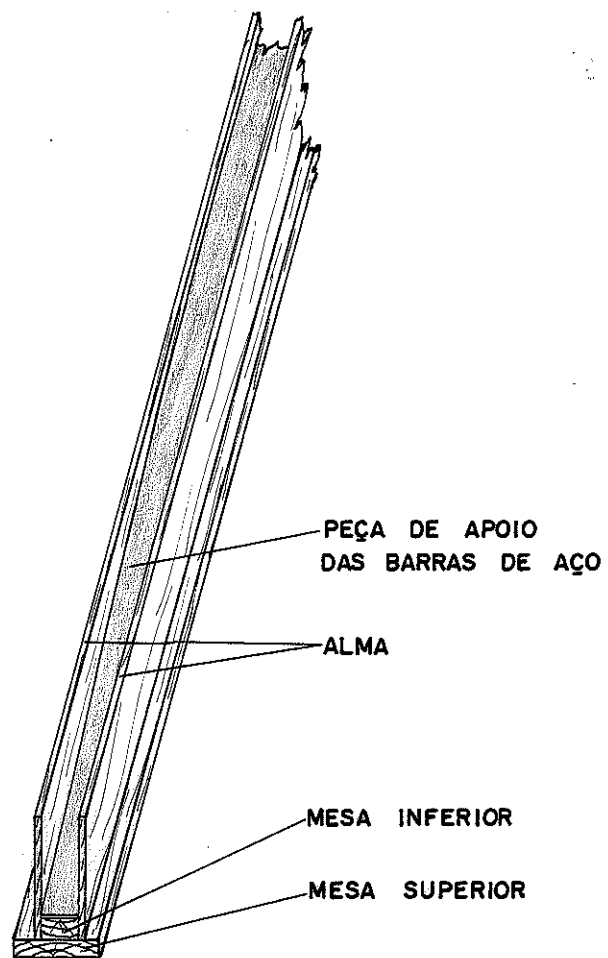
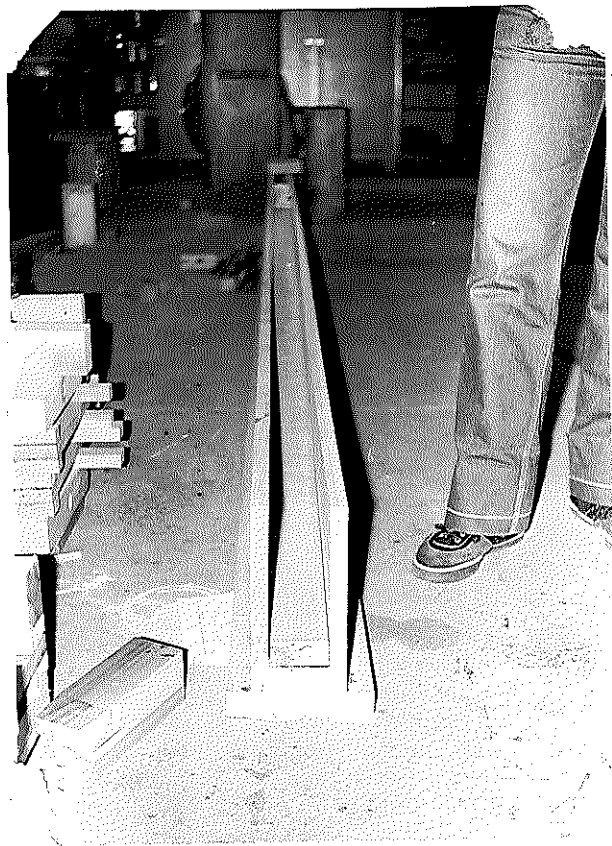


FIG. 7.15 - FIXAÇÃO DA PEÇA DE APOIO DAS BARRAS DE AÇO

7.3.5 - Fixação das Barras de Aço e das Membranas Superiores

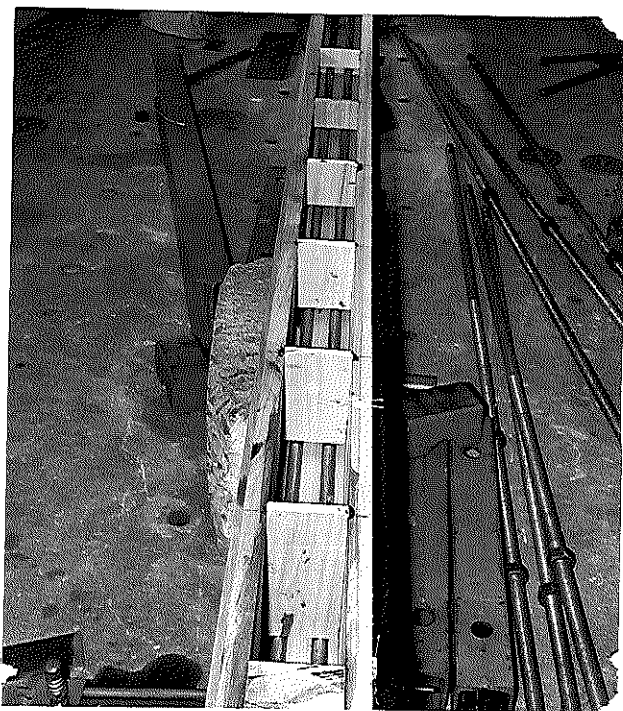


FIG. 7.16 - FIXAÇÃO DAS BARRAS DE AÇO E DAS MEMBRANAS SUPERIORES

7.4 - Montagem do Sistema Estrutural

7.4.1 - Sistema de Protensão

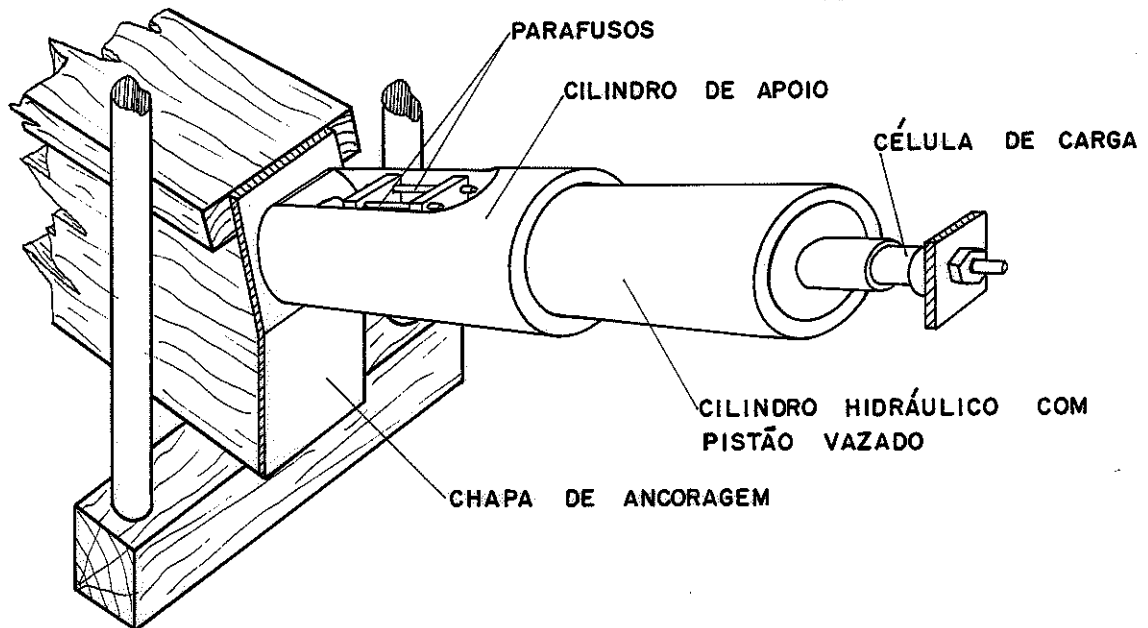


FIG. 7.17 - PERSPECTIVA DO SISTEMA DE PROTENSÃO

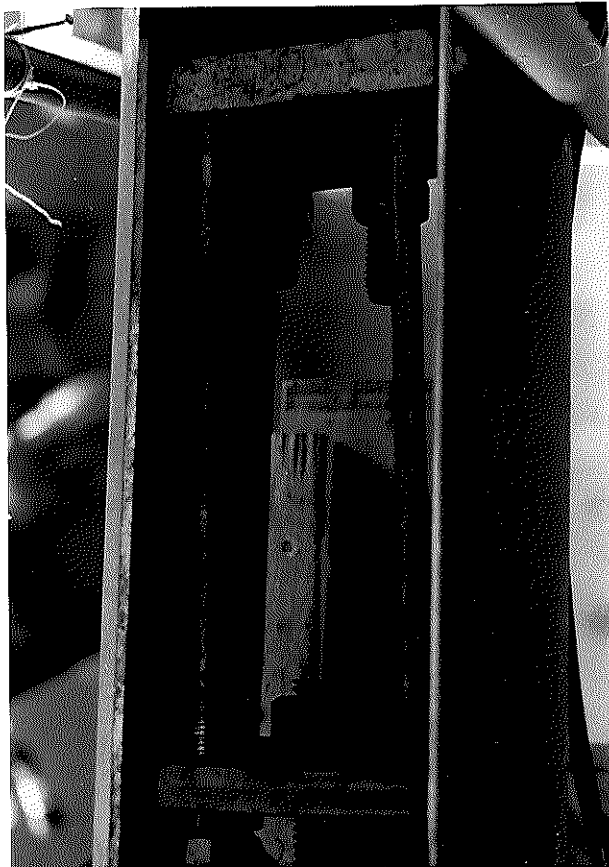


FIG. 7.18 - VISTA SUPERIOR DO SISTEMA DE PROTENSÃO

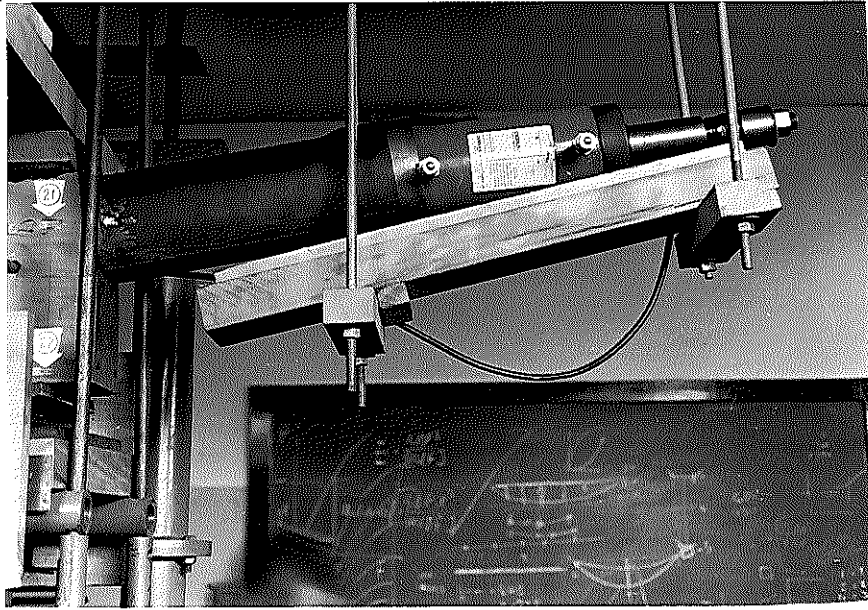


FIG. 7.19 - VISTA LATERAL DO SISTEMA DE PROTENSÃO

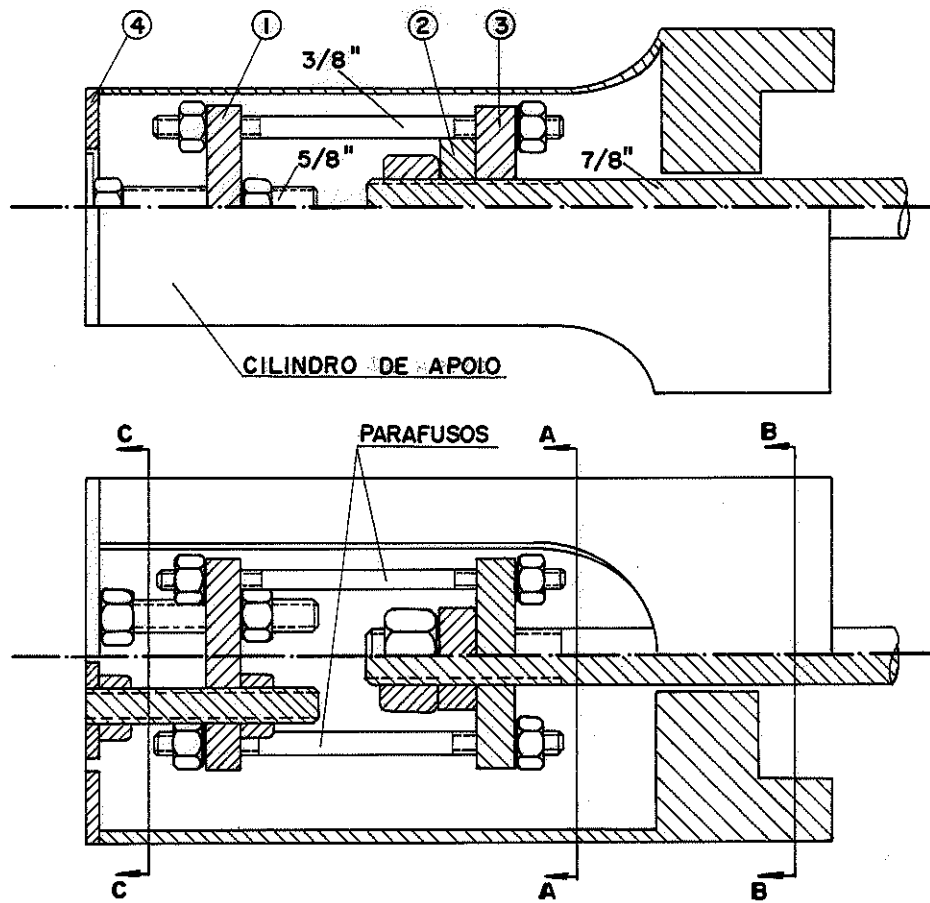


FIG. 7.20 - DETALHE DO CILINDRO DE APOIO

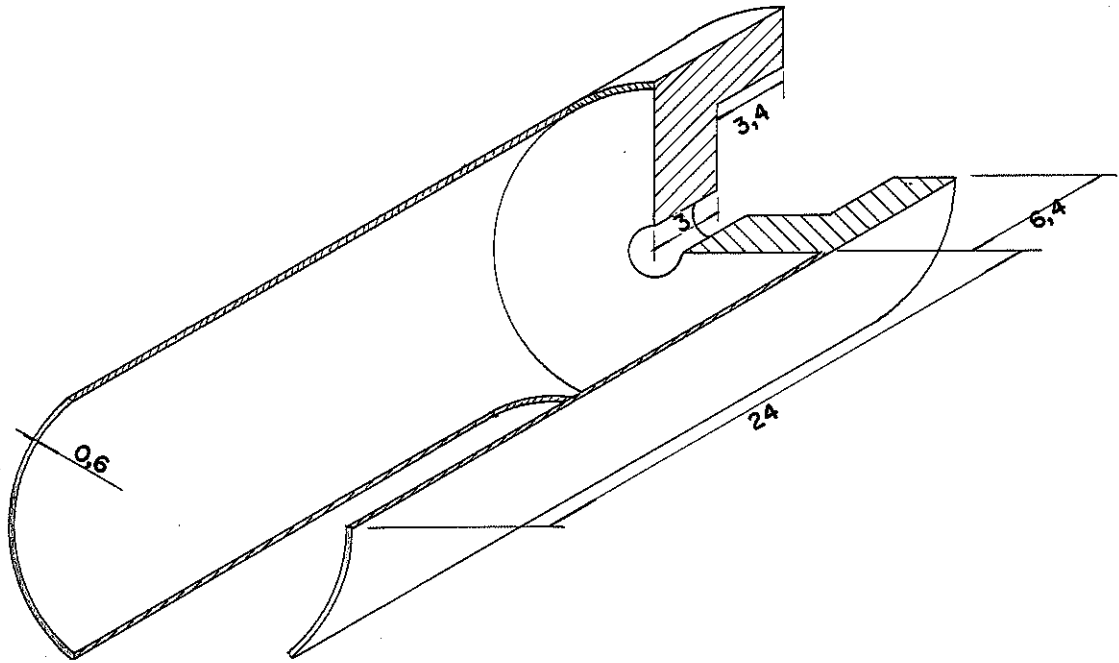


FIG. 7.21 - PERSPECTIVA DO CILINDRO DE APOIO

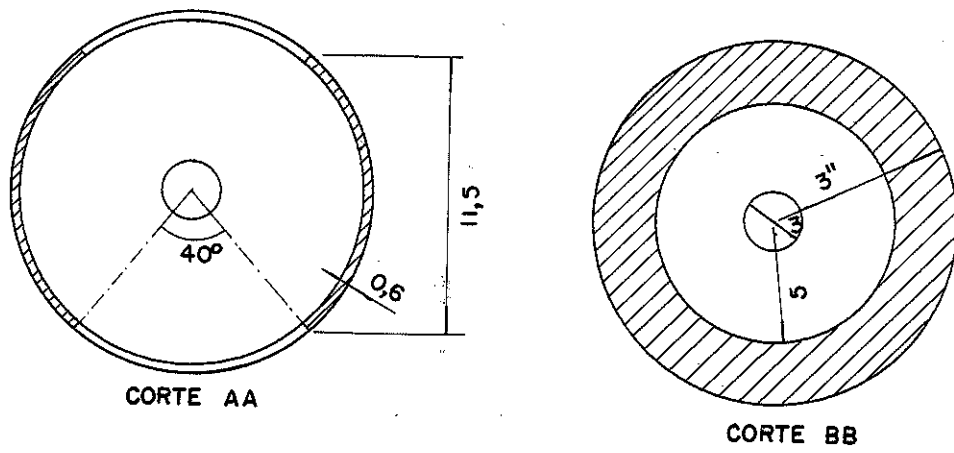


FIG. 7.22 - CORTE AA e BB DO CILINDRO DE APOIO

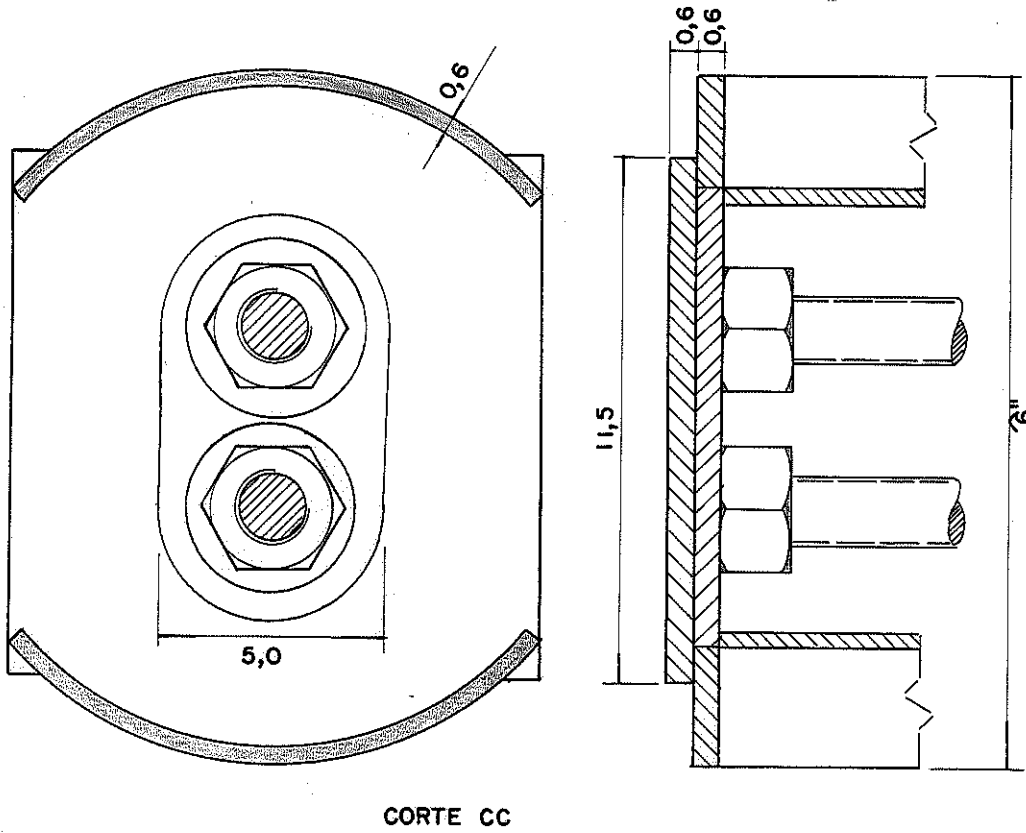


FIG. 7.23 - CORTE CC DO CILÍNDRIO DE APOIO

A seguir são fornecidos detalhes das chapas do sistema de protensão e de ancoragem.

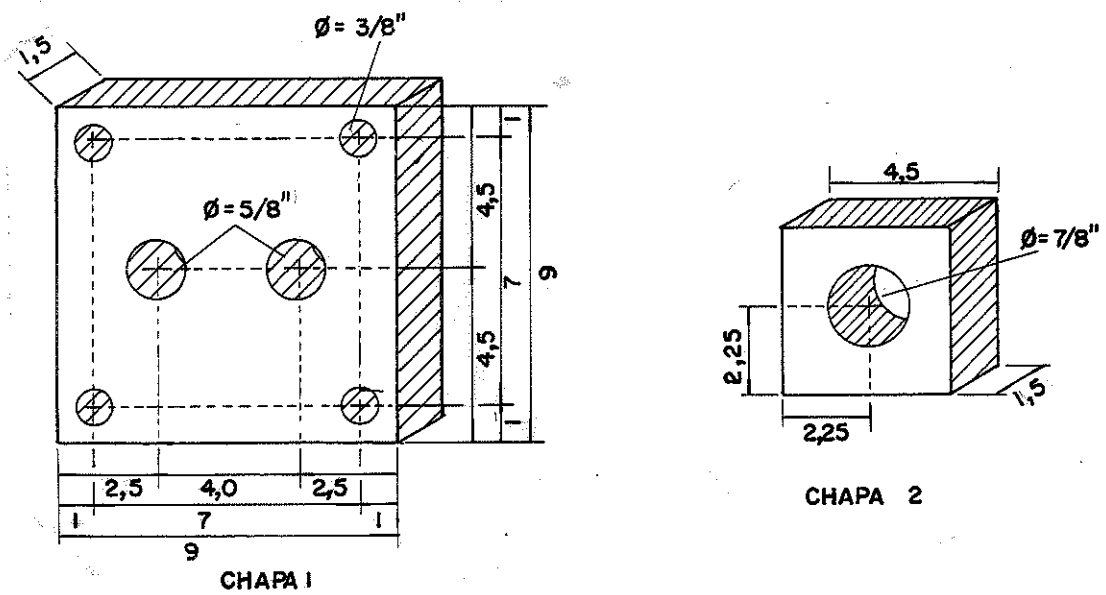
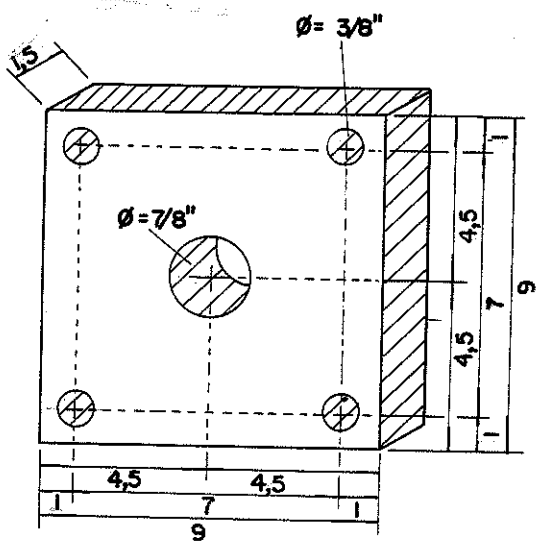
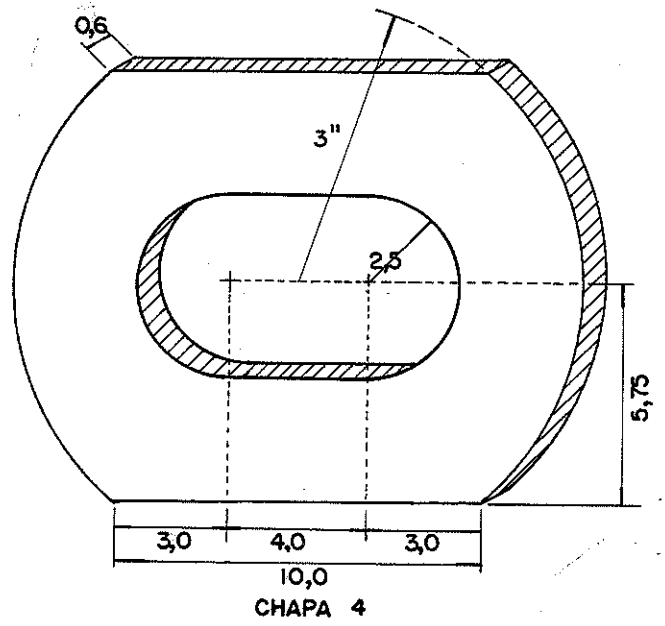


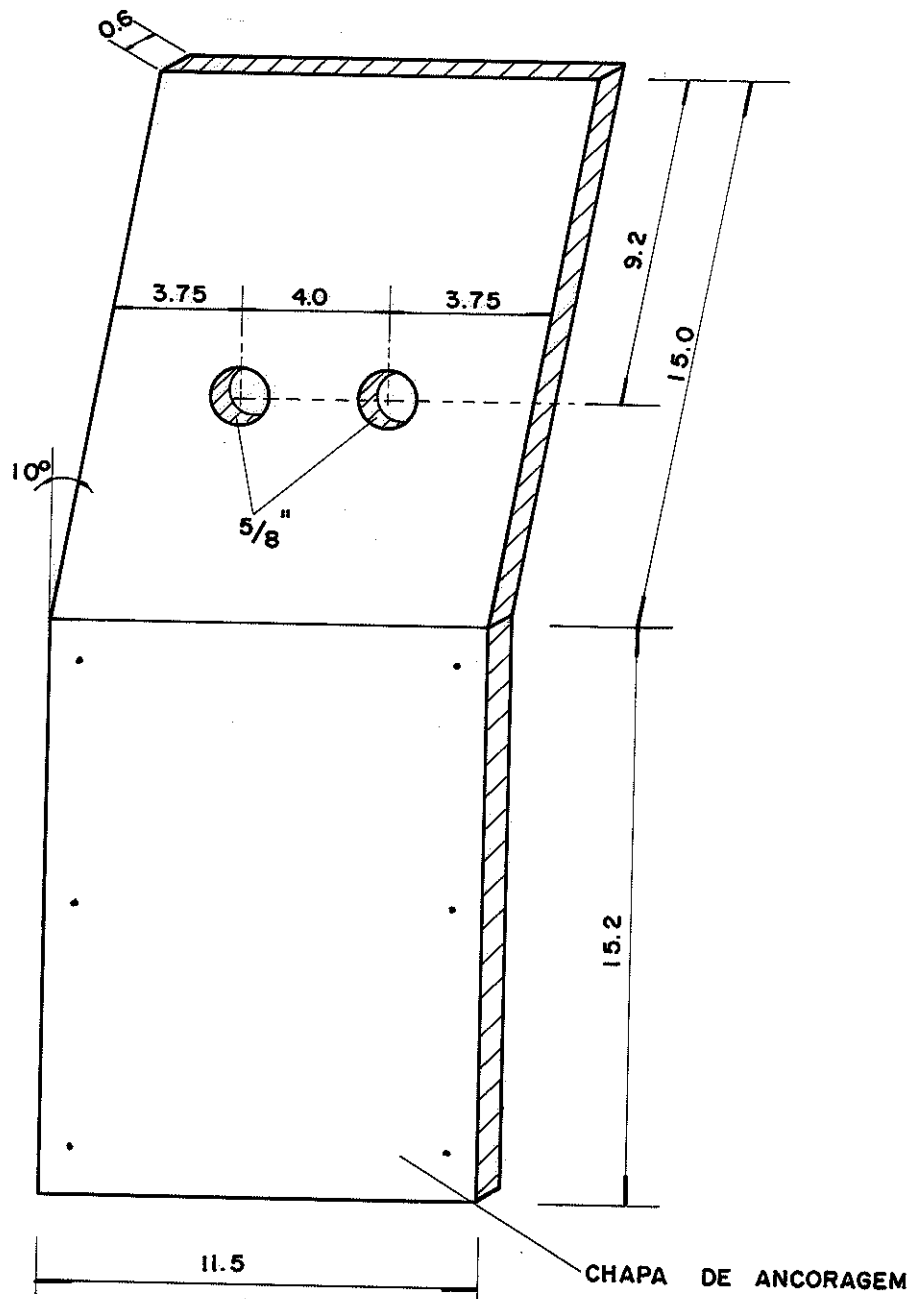
FIG. 7.24 - DETALHE DAS CHAPAS 1 e 2



CHAPA 3



CHAPA 4



CHAPA DE ANCORAGEM

FIG. 7.25 - DETALHES DAS CHAPAS 3 e 4 E DA CHAPA DE ANCORAGEM

7.4.2 - Sistema de Carregamento

As cargas foram aplicadas à estrutura através de sistema de vigas e barras, indicado nas figuras 7.26 e 7.27, de maneira a produzir o efeito de uma carga uniformemente distribuída [37].

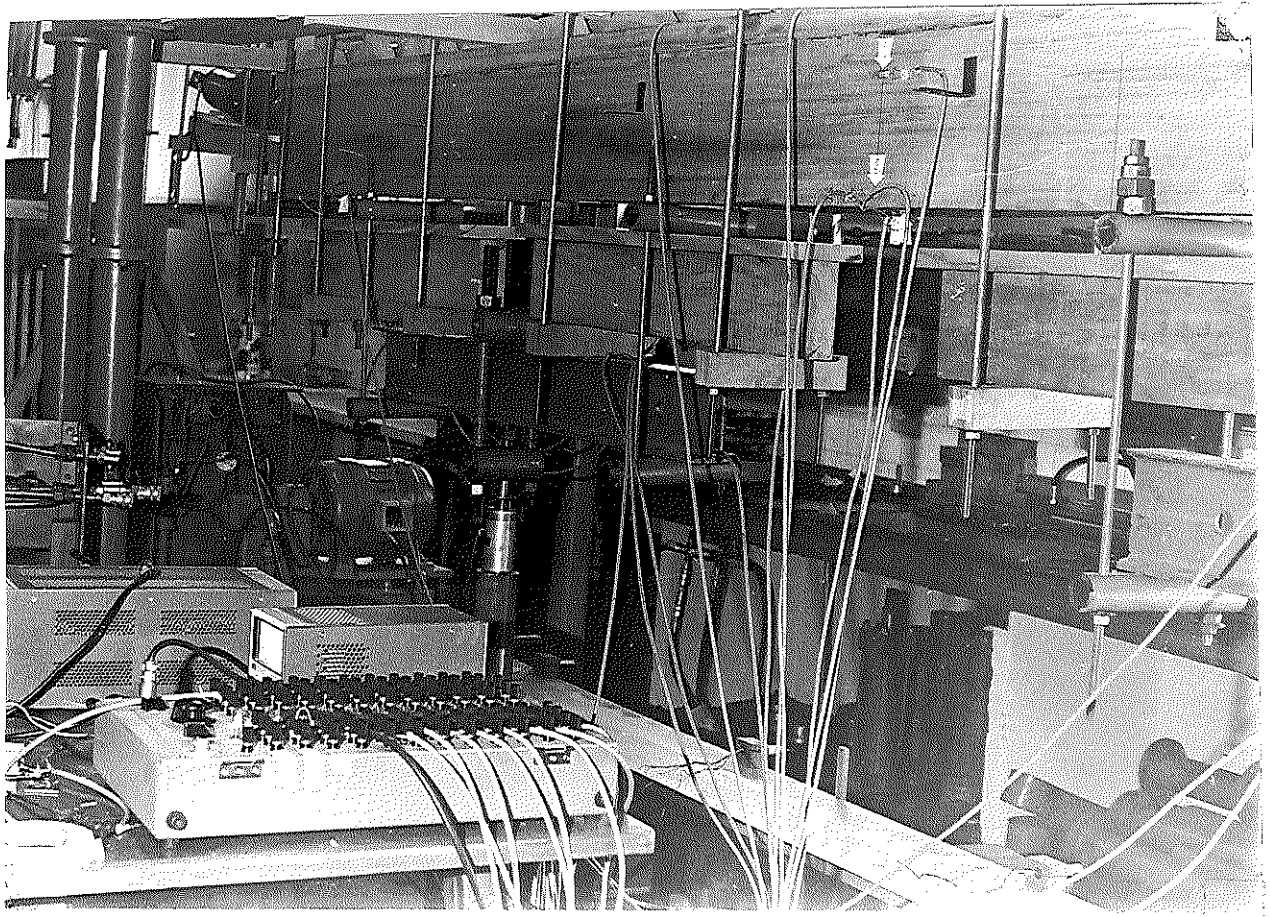


FIG. 7.26 - VIGAS E BARRAS UTILIZADAS PARA PRODUZIR O EFEITO DE UMA CARGA UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDA

[37]- OZELTON, M.C. e BAIRD, J.A - Timber designer's manual. London, Crosby Lockwood Staples, 1976. 51p.

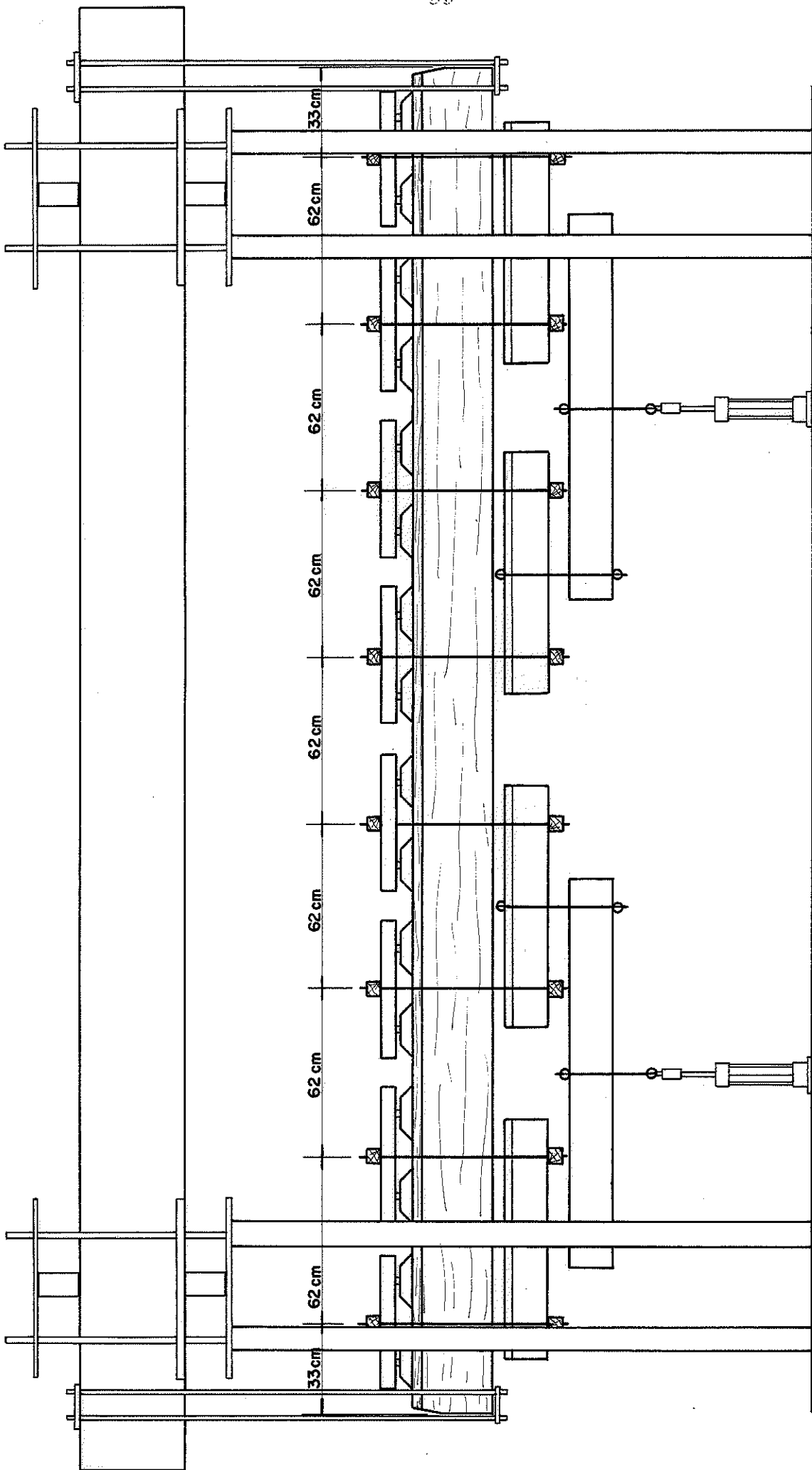


FIG. 7.27 - SIMULAÇÃO DE UM CARREGAMENTO UNIFORME DISTRIBUIDO

7.4.3 - Sistema de Contraventamento

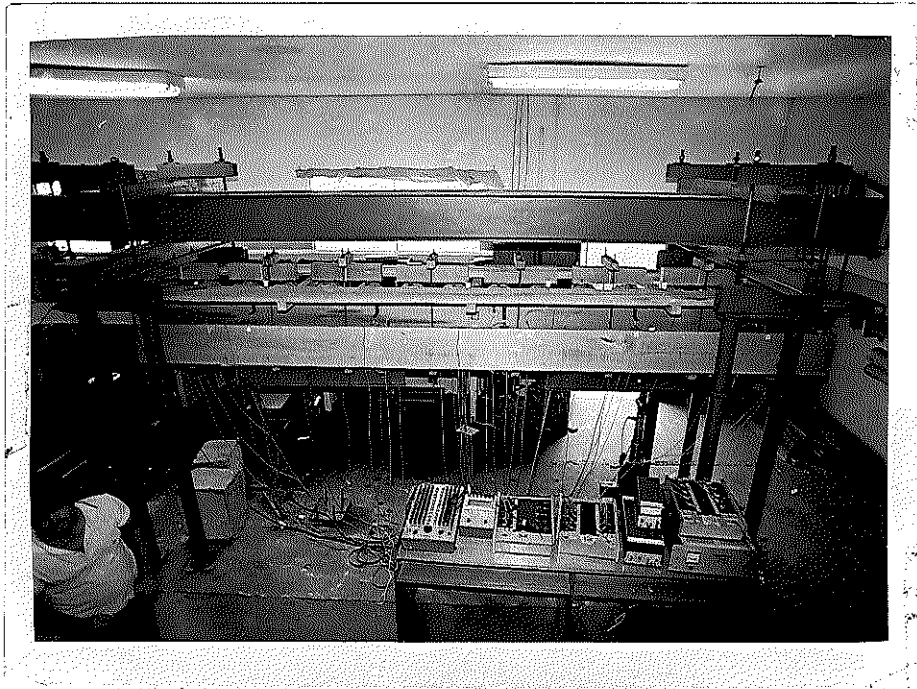


FIG. 7.28 - VISTA SUPERIOR DO CONTRAVENTAMENTO

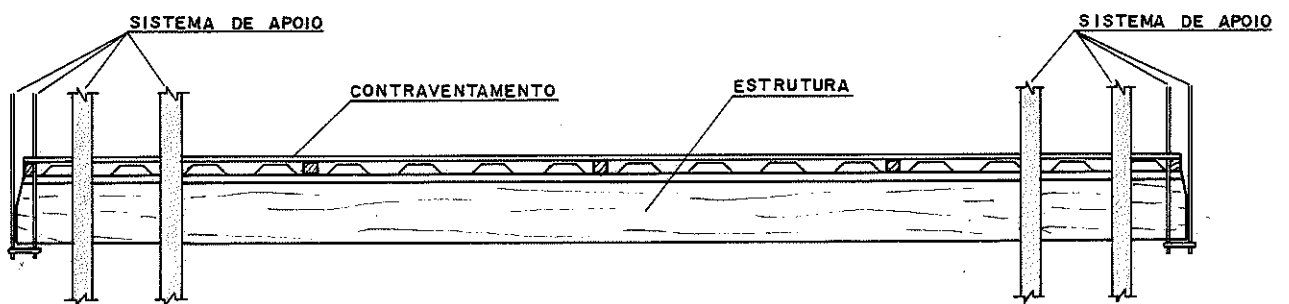


FIG. 7.29 - VISTA LATERAL DO CONTRAVENTAMENTO

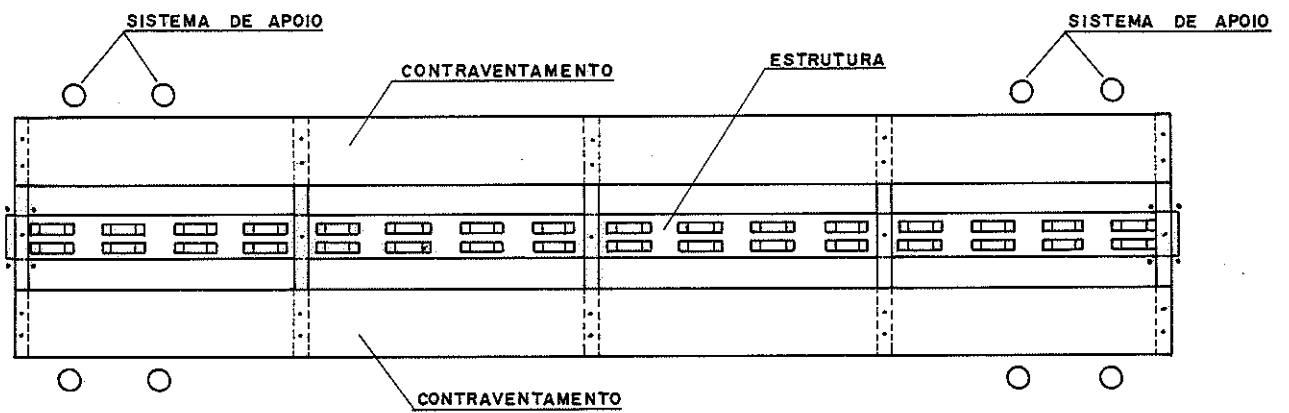


FIG. 7.30 - VISTA SUPERIOR DO CONTRAVENTAMENTO

7.4.4 - Esquema de Adaptação dos Transdutores Indutivos

Os transdutores indutivos foram fixados em tábuas de madeira, figura 7.31, suspensas através de duas barras de aço na altura da linha neutra, sobre os apoios da estrutura, figura 7.32.

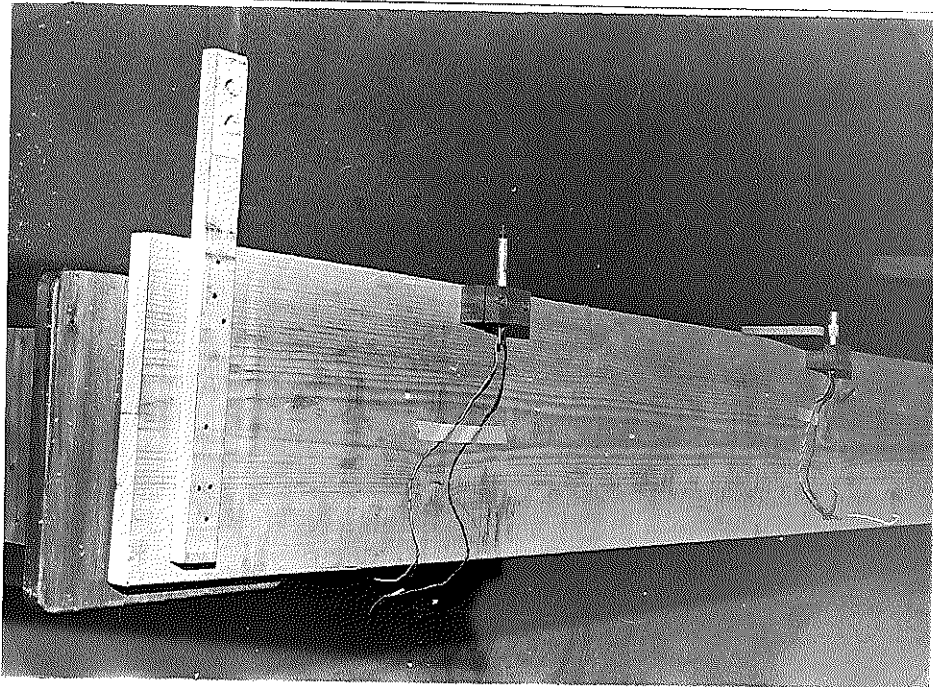


FIG. 7.31 - TRANSDUTORES INDUTIVOS ADAPTADOS NA TÁBUA DE MADEIRA



FIG. 7.32 - PERSPECTIVA DA TÁBUA DE FIXAÇÃO DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS

Os núcleos dos transdutores indutivos foram suspensos em pontas da estrutura, na altura da linha neutra, para leituras de seus deslocamentos, figura 7.33.

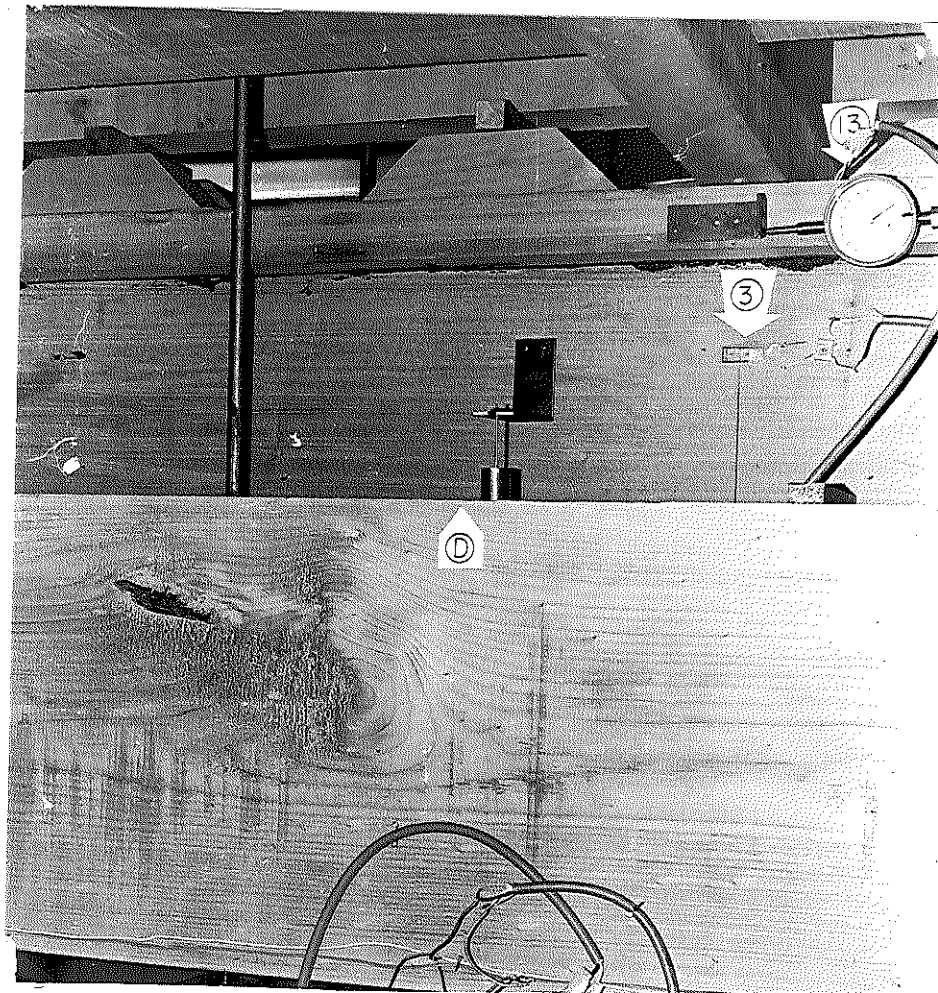


FIG. 7.33 - FIXAÇÃO DAS HASTES DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS NAS CHAPINHAS DE AÇO

A utilização deste sistema de fixação dos transdutores indutivos, elimina a interferência de deslocamento do sistema estrutural não relacionado com a flexão da estrutura.

A figura 7.34, fornece as distâncias em relação ao apoio A dos transdutores indutivos e do relógio comparador, bem como a distância da borda inferior da estrutura ao ponto de adaptação das chapinhas de aço.

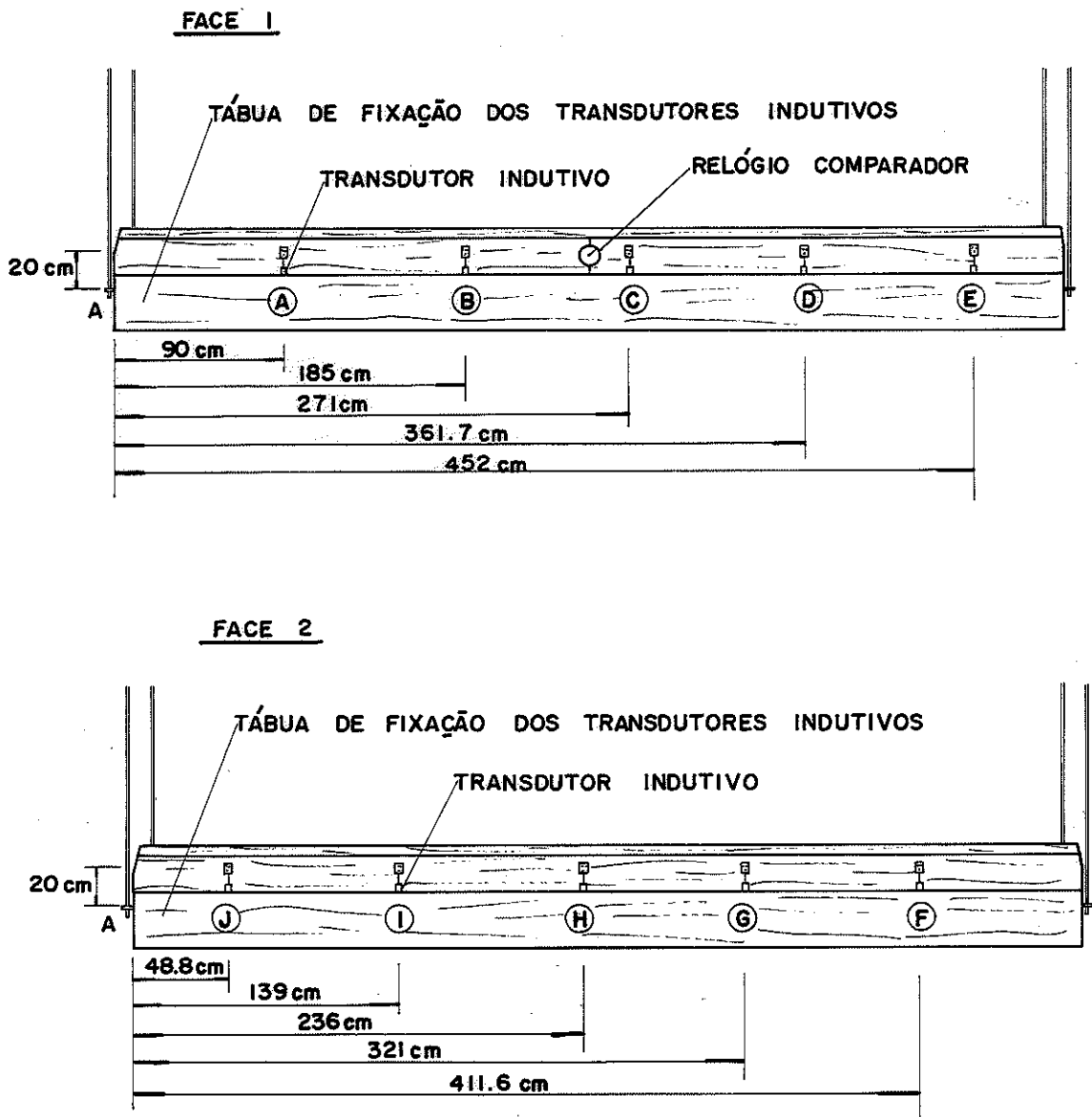


FIG. 7.34 - DISTÂNCIAS DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS E DO RELÓGIO COMPARADOR

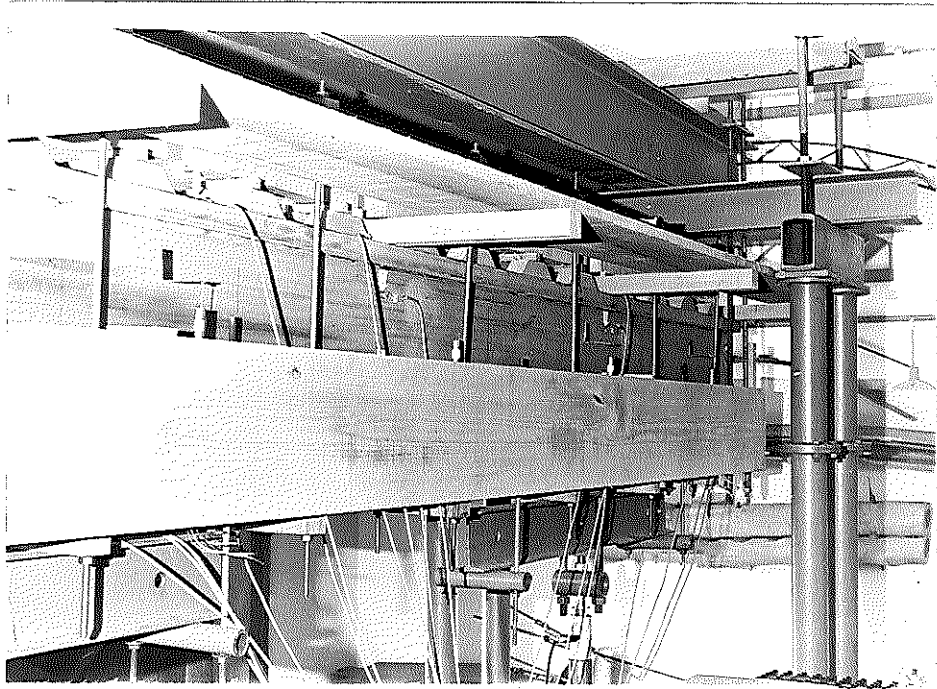


FIG. 7.35 - PERSPECTIVA DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS

TABELA 7.2 - LOCALIZAÇÃO DOS TRANSDUTORES INDUTIVOS E DO RELÓGIO COMPARADOR

INDUTIVO	POSIÇÃO	
	X_i (cm)	Y_i (cm)
A	90,00	20,16
B	185,00	20,16
C	271,00	20,16
D	361,70	20,16
E	452,00	20,16
F	411,60	20,16
G	321,00	20,16
H	236,00	20,16
I	139,00	20,16
J	48,80	20,16
RELÓGIO	250,00	20,16

7.4.5 - Localização dos Extensômetros Elétricos

A figura 7.36 e a tabela 7.3, fornecem a localização dos extensômetros elétricos indicando as distâncias em relação ao apoio A e as distâncias a partir da borda inferior da estrutura.

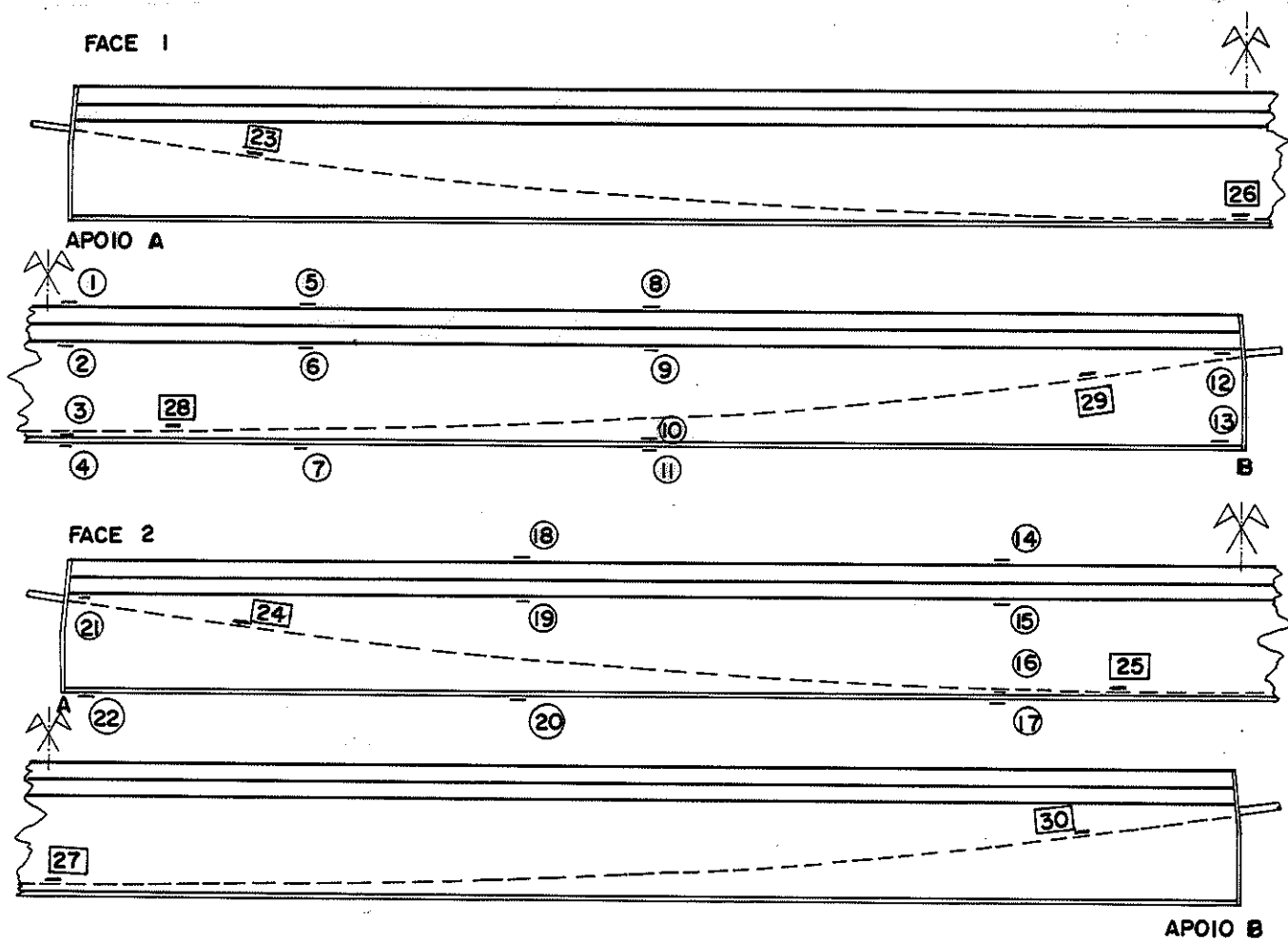


FIG. 7.36 - LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS ADAPTADOS NA MADEIRA E NO AÇO

TABELA 7.3 - Localização dos Extensômetros Elétricos

Nº	POSIÇÃO (cm)		Nº	POSIÇÃO (cm)	
	x (i)	y (i)		x (i)	y (i)
EXTENSÔMETROS ADAPTADOS NA MADEIRA					
1	250	30,25	12	495	20,16
2	250	20,16	13	495	1,50
3	250	1,50	14	200	30,25
4	250	0,0	15	200	20,16
5	300	30,25	16	200	1,50
6	300	20,16	17	200	0,0
7	300	0,0	18	100	30,25
8	375	20,25	19	100	20,16
9	375	20,16	20	100	1,50
10	375	1,50	21	5	20,16
11	375	0,0	22	5	1,50
EXTENSÔMETROS ADAPTADOS NO AÇO					
23	38	---	27	250	-----
24	38	---	28	275	-----
25	225	---	29	462	-----
26	250	---	30	462	-----

7.5 - Planejamento dos Ensaios

Ensaio Realizados:

Primeiro Ensaio: "Viga Simples"

Segundo Ensaio: "Viga Armada"

Terceiro Ensaio: "Viga Protendida"

Para estes tipos de ensaios, a estrutura apresenta comportamentos diferentes. Trata-se da mesma viga de madeira utilizada como viga simples, viga armada e viga protendida. Nestas condições, a diferença de comportamento da estrutura pode ser totalmente atribuída às diferenças estruturais.

Em cada ensaio a estrutura foi carregada três vezes, utilizando-se para o cálculo das tensões e flechas, a média dos três resultados.

Para se garantir a segurança da estrutura durante os ensaios, a intensidade da carga foi limitada através da flecha admissível. Esta condição é uma exigência usual no cálculo das estruturas de madeira.

7.5.1 - Primeiro Ensaio - Viga Simples

Denomina-se neste trabalho, viga simples, a viga de madeira sem a contribuição das barras de aço.

Neste ensaio, além da carga correspondente à flecha admissível, obteve-se também o produto de rigidez (EJ) da viga submetida à flexão, para os cálculos das tensões e deformações nos demais ensaios.

Para uma carga uniformemente distribuída sobre uma viga simplesmente apoiada, o deslocamento vertical (flecha) é:

$$E_i J = \frac{\omega x_i (l^3 - 2l x_i^2 + x_i^3)}{24 f_i} \dots\dots\dots (7.1)$$

sendo:

x_i = distância do apoio A, ao indutivo (i), tabela 7.2.

Através dos transdutores indutivos, instalados na estrutura, obtem-se os valores de f para cada carga ω atuante. Substituindo-se os valores de f e ω na equação (7.1), obtem-se o valor de EJ, adotando-se para o cálculo seu valor médio.

Descrição do Ensaio

a)- Primeira Fase - Nivelamento da Estrutura

Devido ao peso próprio do sistema estrutural a viga apresentará uma flecha inicial, denominada flecha inicial (f_i).

O sistema estrutural foi montado de maneira a permitir carregamento invertido da estrutura, possibilitando promover o seu nivelamento, isto é, anulação da flecha inicial: $f_i = 0$.

A carga invertida, carga de nivelamento, é mantida constante durante o tempo necessário para zerar todos os extensômetros elétricos e todos os transdutores indutivos.

b)- Segunda Fase - Atuação da Carga Permanente (ω_g)

Nesta fase, inverte-se a direção do fluxo de óleo nos cilindros hidráulicos, permitindo-se o início da atuação do peso próprio do sistema estrutural, registrando-se os deslocamentos e deformações atuantes na viga, devido à carga permanente (ω_g).

c)- Terceira Fase - Atuação da Carga Externa (ω_q)

Caso a viga não atinja a flecha admissível com a carga (ω_q), acrescentar-se-á um carregamento externo uniformemente distribuído (ω_q) até atingir-se a flecha admissível (\bar{f}).

Este carregamento será mantido constante durante a leitura das deformações e deslocamentos.

Terminada a leitura, a carga (ω_q) será retirada, permanecendo apenas ω_g , registrando-se o residual de deformações e de deslocamentos.

7.5.2 - Segundo Ensaio - Viga Armada

Denomina-se neste trabalho, viga armada, à viga de madeira simples com a armadura de aço ajustada. As barras de aço são ancoradas nas extremidades da viga de madeira, sem aplicação de cargas externas de protensão.

Nestas condições as barras de aço assumem função estrutural somente quando a estrutura é solicitada.

Descrição do Ensaio

a)- Primeira Fase - Nivelamento da Estrutura

Terminado o ensaio da viga simples, procedeu-se à colocação das barras de aço na sua posição de ação. Após o nivelamento,

obtido com a mesma operação descrito anteriormente, procedeu-se ao aperto adequado das porcas nas extremidades das barras. Nestas condições, as barras de aço sofrem ação das cargas externas, a partir da aplicação do peso próprio do sistema estrutural. Para a leitura do efeito da aplicação do peso próprio, o sistema de leitura é zerado após o nivelamento, imediatamente antes da aplicação da carga permanente.

b)- Segunda e Terceira Fase - Atuação da Carga (ω_g) e
da Carga (ω_q)

No ensaio da viga armada procedeu-se durante a aplicação de ω_g e de ω_q da mesma maneira descrita no ensaio da viga simples.

7.5.3 - Terceiro Ensaio - Viga Protendida

Denomina-se neste trabalho, viga protendida, a viga de madeira com barras de aço submetidas às cargas externas de protensão.

O ensaio da viga protendida de madeira foi realizado para vários níveis de protensão, afim de se obter uma avaliação da capacidade de carga da estrutura, em relação ao nível de protensão até o limite da flecha admissível normalmente presumida como condição mais crítica.

Devido a necessidade de um conhecimento prévio da estrutura quando solicitada somente à protensão, este ensaio foi dividido em duas etapas:

Primeira Etapa - Estrutura solicitada somente à protensão.

Segunda Etapa - Estrutura solicitada por todos os carregamentos.

7.5.3.1 - Primeira Etapa - Estrutura Solicitada Somente à Protensão

Descrição do Ensaio

A estrutura foi ensaiada em vários níveis de protensão e em nenhum destes níveis a estrutura ultrapassou a contra-flecha admissível ($-\bar{f}$).

a)- Primeira Fase - Nivelamento da Estrutura

Procedimento descrito no item 7.5.2.1.a

b)- Segunda Fase - Aplicação da Protensão (t_i)

Aplicado o nível de protensão (t_i) desejado, este foi mantido constante durante a leitura das deformações e deslocamentos. Terminada a leitura, a carga de protensão (t_i) foi retirada, registrando-se os efeitos residuais.

7.5.3.2 - Segunda Etapa - Viga Protendida

Descrição do Ensaio

A estrutura foi ensaiada para vários níveis de protensão, mas em nenhum deles permitiu-se contra-flecha e flecha superior à flecha admissível.

a)- Primeira Fase - Nivelamento da Estrutura

Procedimento descrito no item 7.5.2.1.a

b)- Segunda Fase - Aplicação da Protensão (t_i)

Terminada a fase de nivelamento, a protensão (t_i) foi aplicada, registrando-se os deslocamentos e as deformações.

c)- Terceira Fase - Atuação da Carga Permanente (w_g)

Procedimento idêntico ao descrito no item 7.5.1.1.b

d)- Quarta Fase - Aplicação da Carga Externa (w_q)

Nesta fase fêz-se a aplicação do carregamento necessário para provocar na estrutura flecha admissível (f_1), contada a partir da contra-flecha ($-\bar{f}$), devido à protensão (t_i), figura 7.37. O carregamento prosseguiu até ser atingida a flecha admissível (f_2), contada a partir do nivelamento da estrutura, figura 7.38.

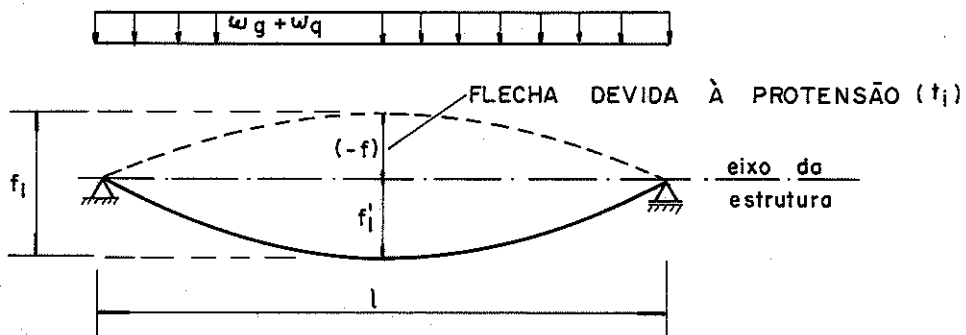


FIG. 7.37 - ESTRUTURA SOLICITADA POR TODOS OS CARREGAMENTOS

sendo:

$$f_1 = \text{flecha admissível} = \frac{l}{350} = f'_1 - (-f)$$

$(-f)$ = contra flecha devida à protensão.

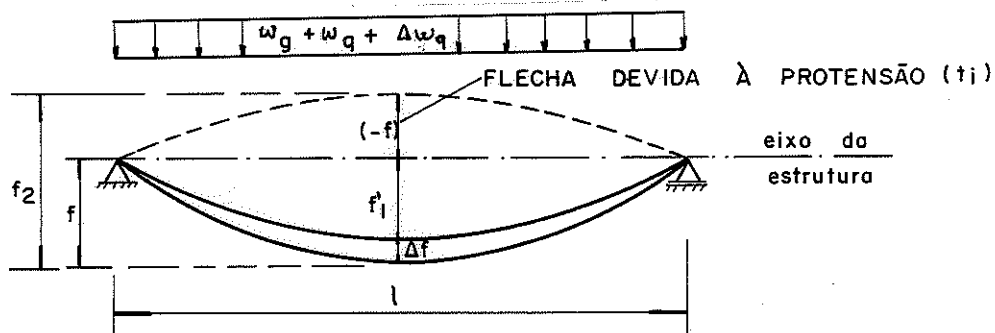


FIG. 7.38 - ESTRUTURA SOLICITADA POR TODOS OS CARREGAMENTOS

sendo:

$$\bar{f} = \text{flecha admissível} = \frac{l}{350} = f'_1 + \Delta f, \text{ logo:}$$

$$f_2 = \bar{f} - (-f)$$

$(-f)$ = contra flecha devida à protensão

Terminada a terceira fase, a estrutura foi carregada com uma carga externa w_q , uniformemente distribuída, até se atingir a flecha f_1 .

Esta carga foi mantida constante até a leitura dos deslocamentos, deformações e alteração no esforço de protensão, devido a w_q .

Terminada a leitura, a carga w_q foi incrementada de Δw_q até se atingir a flecha f_2 , registrando-se os novos deslocamentos, deformações e a nova alteração no esforço de protensão devido ao incremento de carga Δw_q .

A seguir a estrutura foi aliviada do carregamento externo ($w_g + \Delta w_q$), permanecendo apenas o esforço de protensão e o peso próprio do sistema estrutural.

7.6 - Determinação das Equações para o Cálculo das Cargas, Tensões e Deslocamentos Experimentais

7.6.1 - Carga Permanente (ω_g)

a)- Primeiro Ensaio

$$\omega_g = \omega_{g_v} + \omega_{g_a} + \omega_{g_c} \dots\dots\dots (7.2)$$

sendo:

ω_{g_v} = peso próprio da viga de madeira

ω_{g_a} = peso próprio das peças e acessórios utilizados para se obter a simulação de um carregamento uniformemente distribuído.

ω_{g_c} = peso próprio do contraventamento

b)- Segundo e Terceiro Ensaio

$$\omega_g = \omega_{g_v} + \omega_{g_b} + \omega_{g_a} + \omega_{g_c} \dots\dots\dots (7.3)$$

sendo:

ω_{g_b} = peso próprio das barras de aço

7.6.2 - Carga Total (ω_e)

a)- Primeiro Ensaio e segundo Ensaio

$$\omega_e = \omega_g + \omega_q \dots\dots\dots (7.4)$$

sendo:

ω_q = carga externa, uniformemente distribuída, que leva a estrutura à flecha admissível.

b)- Terceiro Ensaio

Segunda Etapa - Carga Total

$$\omega_e = \omega_g + \omega_q \dots\dots\dots (7.5)$$

sendo:

ω_q = carga externa uniformemente distribuída, que leva a estrutura à flecha admissível, contada a partir da contra-flecha (-f), figura 7.37.

$$\omega'_e = \omega_g + \omega_q + \Delta\omega_q \dots\dots\dots (7.6)$$

sendo:

$\Delta\omega_q$ = incremento de carga que somado a ω_q , leva a estrutura a uma flecha admissível, mas contada a partir da horizontal, figura 7.38.

7.6.3 - Carga de Protensão (T_e)

$$T_{e_i} = k \cdot t_i \dots\dots\dots (7.7)$$

sendo:

T_{e_i} = esforço de protensão, experimental, aplicado nas barras de aço, para cada nível (i) de protensão.

k = constante da célula de carga = 54,84 N/div.

t_i = número de divisões, devido ao esforço de protensão, lido no "strain-indicador", para cada nível (i) de protensão.

logo:

$$T_{e_i} = 54,84 t_i \text{ N} \dots\dots\dots (7.8)$$

7.6.4 - Flechas Experimentais

$$f_{e_i} = f_i \cdot k_i \dots\dots\dots (7.9)$$

sendo:

f_{e_i} = flecha experimental, na posição do transdutor indutivo (i).

f_i = deslocamento vertical, lido no "Digital Voltmeter" para cada transdutor indutivo (i).

k_i = constante do transdutor indutivo (i), fornecida na tabela 7.1.

7.6.5 - Tensões Experimentais

$$\sigma_{e_i} = \frac{k}{2,0} \cdot E \cdot \epsilon_i \dots\dots\dots (7.10)$$

sendo:

σ_{e_i} = tensão experimental atuante na posição do extensômetro elétrico (i).

k = constante do "strain-gage".

E = módulo de elasticidade dos materiais, obtidos experimentalmente.

ϵ_i = deformação lida no "strain-indicador" (10^{-6}), para o extensômetro elétrico (i).

Para a madeira:

k = 1,91

E = obtido no primeiro ensaio.

logo:

$$\sigma_{m_{e_i}} = 0,955 \cdot 10^{-6} \cdot E \cdot \epsilon_i \dots\dots\dots (7.11)$$

Para o aço:

k = 2,14

E = 2100000 kgf/cm² = 206010 M Pa

$$\sigma_{b_{c_i}} = 206010 \cdot 1,07 \cdot 10^{-6} \cdot \epsilon_i = 0,22043 \epsilon_i \dots (7.12)$$

7.7 - Determinação da Equação da Elástica

Uma das dificuldades encontradas no desenvolvimento teórico, foi a determinação do grau do polinômio, da equação da elástica da estrutura em estudo. Para se determinar a equação da elástica, verificou-se a necessidade da realização da uma experimentação preliminar da viga de madeira protendida com cabos curvos.

Embora a elástica de uma viga simples, simplesmente apoiada, solicitada por uma carga uniformemente distribuida, seja definida por uma equação polinomial do quarto grau, as características especiais da viga protendida sugeriram a conveniência de não se adotar de imediato esta hipótese. Com os dados obtidos experimentalmente (tabelas 7.6 a 7.11), foi realizado pelo Prof. Dr. José Ferreira de Carvalho, do Departamento de Computação e Estatística da Universidade Federal de São Carlos, uma análise estatística para a determinação da elástica da estrutura (ANEXO 1). Neste estudo obteve-se, para cada nível de protensão, a equação da elástica de melhor ajustamento aos dados obtidos através dos trans

dutores indutivos, adaptados ao longo da estrutura (item 7.4.4) , com sucessivas regressões polinomialis de segundo, terceiro, quarto e quinto graus.

Na figura 7.39, a título de exemplo, apresentam-se para o nível de $6 \cdot 10^4$ N, os dados experimentais (flechas) e as curvas que melhor se adaptam a eles.

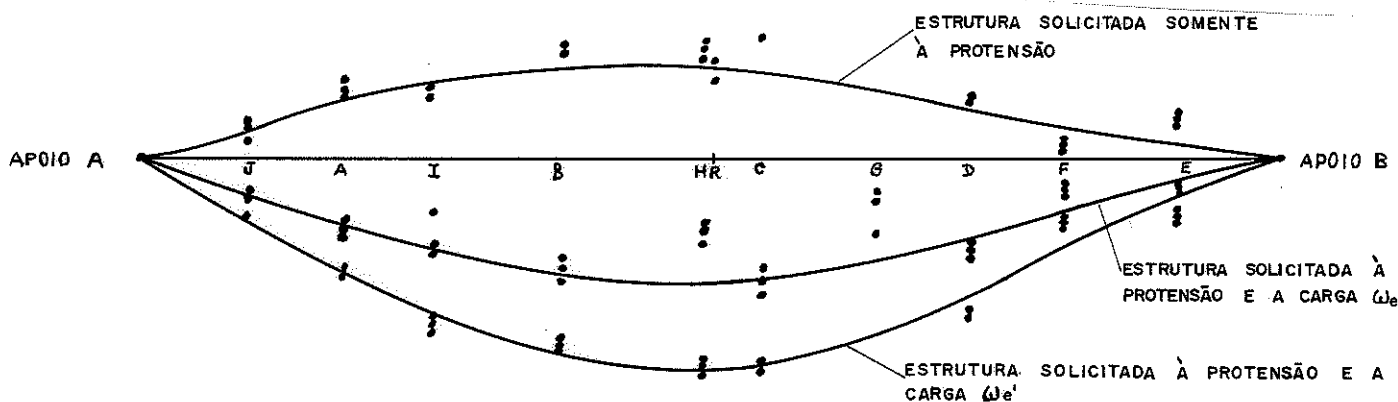


FIG. 7.39 -

As tabelas 7.4 a 7.11, apresentam os valores das flechas para cada ensaio com respectivas fases de ensaio.

- Primeiro Ensaio - Tabela 7.4, sendo:

ω_g - carga permanente, equação 7.2

ω_e - carga total, equação 7.4

f_{e_i} - flecha experimental, equação 7.9

- Segundo Ensaio - Tabela 7.5, sendo:

ω_g - carga permanente, equação 7.3

ω_e - carga total, equação 7.5.

f_{e_i} - flecha experimental, equação 7.9.

-Terceiro Ensaio - Viga Protendida - Tabelas 7,6 a 7.11, sendo:

f_e - flecha da estrutura obtida experimentalmente para cada nível inicial (T_e) de protensão, sem contribuição dos demais carregamentos, equações 7.8 e 7.9.

f'_e - flecha da estrutura obtida experimentalmente de vida a ω_g e T'_e , sendo: ω_g - carga devida ao peso próprio do sistema estrutural e T'_e nível de protensão alterado pela carga ω_g , equação 7.3, 7.8 e 7.9.

f''_e = flecha da estrutura obtida experimentalmente de vida a carga ω_e e T''_e , sendo: ω_e carga externa, que leva a estrutura a uma flecha f_1 (figura 7.37), alterando a protensão de T'_e para T''_e , equação 7.3, 7.8 e 7.9.

f'''_e - flecha da estrutura obtida experimentalmente de vida a carga ω'_e e T'''_e , sendo: ω'_e carga externa, que leva a estrutura a uma flecha f_2 (figura 7.38), alterando a protensão de T''_e para T'''_e , equação 7.3, 7.8 e 7.9.

A tabela 7.13 apresenta as equações das elásticas para cada nível de protensão, obtidas pela análise estatística a partir dos dados experimentais, onde:

ESTÁGIO I: Estrutura solicitada somente à protensão (T_e).

ESTÁGIO II: Estrutura Solicitada pela protensão (T''_e), e pela carga ω_e , até atingir a flecha f''_e .

ESTÁGIO III: Estrutura solicitada pela protensão (T'''_e) e pela carga ω'_e , até atingir a flecha f'''_e

x : distância do apoio A, até uma seção genérica (x).

Os valores de x a serem substituídos nas equações apresentadas na tabela 7.13, devem ser divididos por 500.

TABELA 7.4 - VALORES DAS FLECHAS (f_i) PARA VIGAS SIMPLES

CARGA ATUANTE N/mm			PERMANENTE $\omega_g = 0,732$	TOTAL $\omega_e = 5,545$
TRANSDUTOR INDUTIVO			FLECHA INICIAL	FLECHA DEVIDA A CARGA TOTAL
Nº	POSIÇÃO (cm)		f_{e_i} (cm)	f_{e_i} (cm)
	x i	y i		
J	48,8	20,16	0,058	0,375
A	90,0	20,16	0,129	0,799
I	139,0	20,16	0,185	1,116
B	185,0	20,16	0,231	1,370
H	236,0	20,16	0,253	1,485
C	271,0	20,16	0,227	1,510
G	321,0	20,16	0,230	1,267
D	361,7	20,16	0,157	1,072
F	411,6	20,16	0,121	0,197
E	452,0	20,16	0,054	0,395
RELÓG. COMP.	250,0	20,16	0,216	1,430

Substituindo os dados das flechas $f_{e_i}(x)$ e o valor de $J = 16843,11 \text{ cm}^4$ na equação:

$$E_i = \frac{\omega_e \cdot x(\ell^3 - 2\ell x^2 + x^3)}{24Jf_{e_i}(x)}$$

obtem-se o valor do módulo de elasticidade de flexão da viga em -
saiada:

$$E_{\text{médio}} \cong 109043 \text{ MPa}$$

TABELA 7.5 - VALORES DAS FLECHAS (f_{ei}) PARA VIGA ARMADA

CARGA ATUANTE			PERMANENTE	TOTAL
N/mm			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 6,027$
TRANSDUTOR INDUT.			FLECHA INICIAL	FLECHA DEVIDA A CARGA TOTAL
Nº	POSIÇÃO (cm)		f_{ei} (cm)	f_{ei} (cm)
	x i	y i		
I	48,8	20,16	0,036	0,257
A	90,0	20,16	0,182	0,547
I	139,0	20,16	0,161	1,183
B	185,0	20,16	0,301	1,101
A	236,0	20,16	0,217	1,558
C	271,0	20,16	0,297	1,642
G	321,0	20,16	0,181	1,295
D	361,7	20,16	0,196	1,156
F	411,6	20,16	0,088	0,579
E	452,0	20,16	0,110	0,433
RELOG. COMP.	250,0	20,16	0,199	1,430

TABELA 7.6 - VALORES DAS FLECHAS (f_i) PARA VIGA PROTENDIDA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 9871$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 6,137$	$\omega'_e = 6,902$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 11607$	$T''_e = 21570$	$T'''_e = 24129$	
TRANSDUTOR INDUT:			f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
Nº	POSIÇÃO (cm)					
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,054	0,023	0,324	0,424
A	90,0	20,16	- 0,088	0,081	0,715	0,901
I	139,0	20,16	- 0,144	0,050	0,934	1,201
B	185,0	20,16	- 0,164	0,108	1,179	1,530
H	236,0	20,16	- 0,188	0,071	1,236	1,615
C	271,0	20,16	- 0,183	0,093	1,288	1,706
G	321,0	20,16	- 0,111	0,053	0,978	1,329
D	316,7	20,16	- 0,133	0,055	0,929	1,191
F	411,6	20,16	- 0,090	0,071	0,230	0,583
E	452,0	20,16	- 0,046	0,010	0,350	0,450
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,183	0,294	1,430	1,603

TABELA 7.7 - VALORES DAS FLECHAS (f_i) PARA VIGA PROTENDIDA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 17818$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 7,1576$	$\omega'_e = 8,142$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 27327$	$T''_e = 36372$	$T'''_e = 38661$	
TRANSDUTOR INDUTIVO			f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
Nº	POSIÇÃO (cm)					
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,084	0,020	0,277	0,341
A	90,0	20,16	- 0,108	0,057	0,756	0,865
I	139,0	20,16	- 0,210	0,076	0,817	1,094
B	185,0	20,16	- 0,341	0,058	1,084	1,277
H	236,0	20,16	- 0,273	0,110	1,062	1,266
C	271,0	20,16	- 0,343	0,092	1,246	1,388
G	321,0	20,16	- 0,114	0,108	0,613	0,705
D	361,7	20,16	- 0,400	0,174	0,691	0,842
F	411,6	20,16	- 0,272	0,338	0,400	0,507
E	452,0	20,16	- 0,098	0,028	0,329	0,383
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,280	0,250	1,430	1,663

TABELA 7.8 - VALORES DAS FLECHAS (f_i) PARA VIGA PROTENDIDA

PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 29067$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 7,704$	$\omega'_e = 8,543$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 30434$	$T''_e = 46885$	$T'''_e = 49446$	
TRANSDUTOR INDUTIVO			f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
Nº	POSIÇÃO (cm)					
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,038	- 0,023	0,347	0,398
A	90,0	20,16	- 0,161	- 0,020	0,749	0,849
I	139,0	20,16	- 0,122	- 0,055	1,003	1,155
B	185,0	20,16	- 0,345	- 0,124	1,163	1,331
H	236,0	20,16	- 0,253	- 0,124	1,292	1,491
C	271,0	20,16	- 0,390	- 0,168	1,257	1,450
G	321,0	20,16	- 0,061	- 0,022	0,637	0,788
D	361,7	20,16	- 0,287	- 0,115	0,942	1,125
F	411,6	20,16	- 0,118	- 0,040	0,645	0,725
E	452,0	20,16	- 0,132	- 0,059	0,324	0,372
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,177	- 0,159	143,0	1,607

TABELA 7.9 - VALORES DAS FLECHAS (f_1) PARA VIGA PROTENDIDA
 PROTENSÃO INICIAL. $T_e = 38936$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 7,668$	$\omega'_e = 9,345$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 40859$	$T''_e = 57948$	$T'''_e = 63248$	
TRANSDUTOR INDUTIVO			f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
Nº	POSIÇÃO (cm)					
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,130	- 0,040	0,267	0,562
A	90,0	20,16	- 2,269	- 0,074	0,715	0,896
I	139,0	20,16	- 0,289	- 0,142	0,887	1,164
B	185,0	20,16	- 0,512	- 0,061	1,108	1,426
H	236,0	20,16	- 0,441	- 0,237	1,126	1,496
C	271,0	20,16	- 0,582	- 0,296	1,184	1,543
G	321,0	20,16	- 0,078	- 0,063	0,372	0,533
D	361,7	20,16	- 0,474	- 0,268	0,739	0,966
F	411,6	20,16	- 0,333	- 0,142	0,512	0,655
E	452,0	20,16	- 0,191	- 0,094	0,306	0,402
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,347	- 0,130	1,430	1,584

TABELA 7.10 - VALORES DAS FLECHAS (f_1) PARA VIGA PROTENDIDA PROTENSÃO
 INICIAL: $T_e = 4871$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 8,142$	$\omega'_e = 10694$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 50178$	$T''_e = 66904$	$T'''_e = 74304$	
TRANSDUTOR INDUTIVO			f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
Nº	POSIÇÃO (cm)					
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,127	- 0,110	0,270	0,415
A	90,0	20,16	- 0,328	- 0,190	0,574	0,835
I	139,0	20,16	- 0,376	- 0,296	0,800	1,220
B	185,0	20,16	- 0,604	- 0,354	0,920	1,382
H	236,0	20,16	- 0,613	- 0,449	1,007	1,557
C	271,0	20,16	- 0,704	- 0,442	0,996	1,518
G	321,0	20,16	- 0,063	- 0,055	0,276	0,539
D	361,7	20,16	- 0,404	- 0,314	0,708	1,083
F	411,6	20,16	- 0,086	- 0,056	0,239	0,435
E	452,0	20,16	- 0,220	- 0,121	0,257	0,393
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,477	- 0,072	1,430	1,947

TABELA 7.11 - VALORES DAS FLECHAS (f_1) PARA VIGA PROTENDIDA
 PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 58948$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 8,215$	$\omega'_e = 11,059$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 60047$	$T''_e = 76407$	$T'''_e = 85092$	
Nº	POSICÃO (cm)		f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
	x i	y i				
J	48,8	20,16	- 0,162	- 0,163	0,225	0,389
A	90,0	20,16	- 0,414	- 0,228	0,490	0,801
I	139,0	20,16	- 0,484	- 0,424	0,569	1,166
B	185,0	20,16	- 0,750	- 0,526	0,815	1,351
H	236,0	20,16	- 0,768	- 0,621	0,867	1,502
C	271,0	20,16	- 0,866	- 0,611	0,811	1,478
G	321,0	20,16	- 0,042	- 0,040	0,265	0,533
D	361,7	20,16	- 0,384	- 0,331	0,648	1,084
F	411,6	20,16	- 0,098	- 0,081	0,215	0,431
E	452,0	20,16	- 0,269	- 0,162	0,238	0,399
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,627	- 0,020	1,430	2,057

TABELA 7.12 - VALORES DAS FLECHAS (f_1) PARA VIGA PROTENDIDA
 PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 68645$ N

CARGA ATUANTE (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 8,324$	$\omega'_e = 11,715$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 69779$	$T''_e = 84724$	$T'''_e = 93082$	
Nº	POSICÃO (cm)		f_e (cm)	f'_e (cm)	f''_e (cm)	f'''_e (cm)
	y(i)	x (i)				
J	48,8	20,16	- 0,195	- 0,182	0,227	0,384
A	90,0	20,16	- 0,438	- 0,367	0,403	0,758
I	139,0	20,16	- 0,591	- 0,541	0,574	1,136
B	185,0	20,16	- 0,809	- 0,682	0,633	1,245
H	236,0	20,16	- 0,911	- 0,787	0,721	1,455
C	271,0	20,16	- 0,976	- 0,832	0,667	1,351
G	321,0	20,16	- 0,065	- 0,069	0,180	0,483
D	361,7	20,16	- 0,427	- 0,391	0,470	0,972
F	411,6	20,16	- 0,126	- 0,115	0,159	0,385
E	452,0	20,16	- 0,295	- 0,226	0,179	0,365
RELOG COMP.	250,0	20,16	- 0,750	- 0,115	1,430	2,180

TABELA 7.13

PROT.	ESTAGIO	EQUAÇÃO DA ELÁSTICA, EXPERIMENTAL, DA ESTRUTURA
$9,81 \cdot 10^{-3}$	I	$v(x) = - 0,5456 x - 0,1986 x^2 + 1,6086 x^3 - 0,8643 x^4$
	II	$v(x) = 2,9593 x + 7,7013 x^2 - 23,4138 x^3 + 12,7531 x^4$
	III	$v(x) = 4,9103 x - 0,1747 x^2 - 11,1176 x^3 + 6,3820 x^4$
$1,962 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 0,6862 x - 0,9772 x^2 + 3,0838 x^3 - 1,4205 x^4$
	II	$v(x) = 3,7944 x + 1,7083 x^2 - 13,1243 x^3 + 7,6217 x^4$
	III	$v(x) = 5,0785 x - 2,4538 x^2 - 7,9163 x^3 + 5,2916 x^4$
$2,943 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 0,7525 x - 0,2392 x^2 + 1,7691 x^3 - 0,7774 x^4$
	II	$v(x) = 4,3996 x - 0,9152 x^2 - 8,3913 x^3 + 4,9069 x^4$
	III	$v(x) = 4,9325 x - 0,4350 x^2 - 10,5694 x^3 + 6,0719 x^4$
$3,924 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 2,0149 x + 3,8112 x^2 - 3,9066 x^3 + 2,1103 x^4$
	II	$v(x) = 3,6268 x + 2,5213 x^2 - 15,2706 x^3 + 9,1225 x^4$
	III	$v(x) = 4,8364 x - 2,9072 x^2 - 20,2872 x^3 + 12,5436 x^4$
$4,950 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 1,7762 x - 0,6661 x^2 + 6,1709 x^3 - 3,7286 x^4$
	II	$v(x) = 2,9372 x + 3,7869 x^2 - 16,0465 x^3 + 9,3224 x^4$
	III	$v(x) = 4,1706 x + 6,5113 x^2 - 24,2523 x^3 + 13,5704 x^4$
$5,886 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 2,3731 x - 0,3401 x^2 + 7,6051 x^3 - 4,8919 x^4$
	II	$v(x) = 1,8903 x + 6,5316 x^2 - 18,4466 x^3 + 10,0246 x^4$
	III	$v(x) = 3,6760 x + 8,4461 x^2 - 26,6903 x^3 + 14,5682 x^4$
$6,867 \cdot 10^{-2}$	I	$v(x) = - 2,5508 x - 1,2907 x^2 + 10,0665 x^3 - 6,2250 x^4$
	II	$v(x) = 2,0322 x + 3,7375 x^2 - 13,8228 x^3 + 8,0531 x^4$
	III	$v(x) = 3,7017 x + 7,5648 x^2 - 25,7023 x^3 + 14,4358 x^4$

PROT. → N

7.8 - Ensaio de Tração das Barras de Aço

Para o dimensionamento e análise do perfeito comportamento da estrutura ensaiada, necessitou-se determinar as características mecânicas das barras de aço utilizadas na viga de madeira protendida com cabos curvos.

Retirada a amostra, encaminhou-se ao Departamento de Materiais da Escola de Engenharia de São Carlos-USP, obtendo-se os seguintes resultados:

Tipo de aço: CA-60

Dureza: 190 HB

Módulo de Elasticidade: $E = 206010,00 \text{ MPa}$

Tensão de Ruptura: $\sigma_{r_b} = 684,74 \text{ MPa}$

Tensão de Escoamento: $\sigma_{es_b} = 619,00 \text{ MPa}$

A figura 7.40, mostra o corpo de prova ensaiado à tração, após a ruptura.

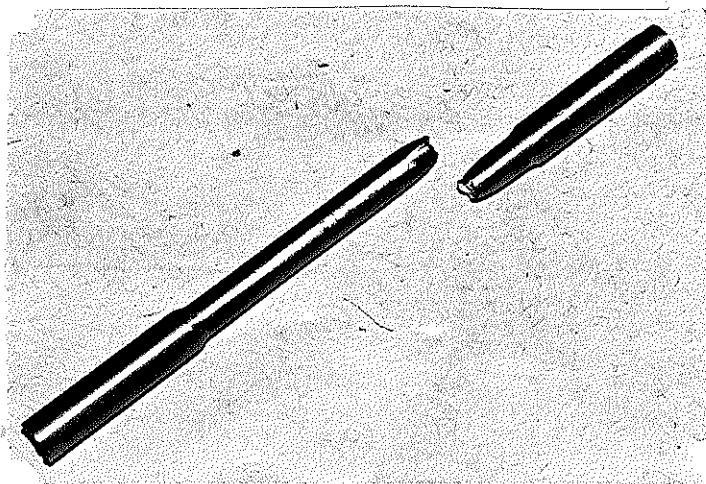


FIG. 7.40 - CORPO DE PROVA ROMPIDO

7.9 - Tensões Experimentais

Através das equações (7.11) e (7.12) e com os resultados obtidos experimentalmente calcularam-se as tensões atuantes na madeira ensaiada.

TABELA 7.14 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - VIGA SIMPLES

CARGA EXTERNA			$\omega_g = 0,732 \text{ N/mm}$	$\omega_e = 5,455 \text{ N/mm}$
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO			TENSÕES ATUANTES NA MADEIRA	
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e} (M Pa)	$\sigma_{m'_e}$ (M Pa)
	y i	x i		
1	30,25	250	- 1,49	- 10,00
2	20,16	250	0,0	0,0
3	1,50	250	2,06	15,00
4	0,0	250	2,49	17,79
5	30,25	300	- 1,15	- 7,18
6	20,16	300	0,0	- 0,52
7	0,0	300	2,39	16,73
8	30,25	375	- 1,03	- 6,79
9	20,16	375	0,0	- 0,33
10	1,50	375	1,70	11,64
11	0,0	375	2,03	13,09
12	20,16	495	0,0	0,0
13	1,50	495	- 0,64	- 0,45
14	30,25	200	- 1,91	- 10,24
15	20,16	200	0,33	0,06
16	1,50	200	2,94	15,28
17	0,0	200	2,49	14,76
18	30,25	100	- 1,24	- 7,70
19	20,16	100	0,12	0,36
20	1,50	100	2,03	9,73
21	20,16	5	0,0	- 0,09
22	1,50	5	- 0,27	- 1,06

TABELA 7.15 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - VIGA ARMADA

CARGA ATUANTE			$\omega_g = 0,777 \text{ N/mm}$	$\omega_e = 6,027 \text{ N/mm}$
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO			TENSÃO ATUANTE NA MADEIRA	
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e} (MPa)	σ'_{m_e} (MPa)
	y i	x i		
1	30,25	250	- 1,79	- 10,82
2	20,16	250	0,0	- 0,21
3	1,50	250	2,85	16,09
4	0,0	250	3,43	18,85
5	30,25	300	- 1,30	- 7,82
6	20,16	300	0,0	- 0,58
7	0,0	300	2,94	18,58
8	30,25	375	- 1,21	- 7,46
9	20,16	375	0,0	- 0,39
10	1,50	375	1,97	12,09
11	0,0	375	2,21	13,46
12	20,16	495	- 0,33	- 3,43
13	1,50	495	- 0,09	- 0,36
14	30,25	200	- 2,18	- 11,28
15	20,16	200	0,23	- 0,12
16	1,50	200	3,40	15,52
17	0,0	200	3,15	15,70
18	30,25	100	- 1,82	- 8,79
19	20,16	100	0,27	0,21
20	1,50	100	2,15	10,28
21	20,16	5	- 0,06	- 0,15
22	1,50	5	- 0,42	- 1,03

EXTENS. ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NO AÇO	
Nº	POSIÇÃO cm	σ_{b_e} (MPa)	σ'_{b_e} (MPa)
	x i		
23	38	3,30	39,67
24	38	5,87	38,19
26	250	5,89	29,00
27	250	13,71	61,33
29	462	9,12	18,74
30	462	9,12	18,85

Obs: Os extensômetros 25 e 28, apresentaram defeito durante os ensaios.

TABELA 7.16 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 9871N$

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 6,137$	$\omega'_e = 6,902$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 11607$	$T''_e = 21570$	$T'''_e = 24129$	
EXTENS. ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO cm		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
	y i	x i				
1	30,25	250	0,94	- 0,61	- 9,52	- 11,71
2	20,16	250	0,0	0,0	- 0,85	- 1,05
3	1,50	250	- 1,85	0,0	12,21	15,52
4	0,0	250	- 2,45	0,36	13,82	17,85
5	30,25	300	0,82	- 0,42	- 6,58	- 8,18
6	20,16	300	- 0,09	- 0,35	- 1,15	- 1,35
7	0,0	300	- 2,06	0,18	13,25	16,88
8	30,25	375	0,82	- 0,33	- 6,06	- 7,79
9	20,16	375	- 0,18	- 0,24	- 1,21	- 1,45
10	1,50	375	- 1,55	- 0,05	8,97	12,49
11	0,0	375	- 2,55	0,91	10,73	13,50
12	20,16	495	- 0,53	- 0,78	- 28,36	- 1,79
13	1,50	495	0,12	- 0,09	- 0,36	- 0,42
14	30,25	200	1,03	- 1,05	- 9,82	- 12,37
15	20,16	200	0,0	0,0	- 0,79	- 1,03
16	1,50	200	- 1,91	- 0,76	11,45	14,45
17	0,0	200	- 1,79	0,58	- 11,79	14,88
18	30,25	100	0,13	- 1,18	- 8,18	- 9,64
19	20,16	100	- 0,59	- 1,05	- 0,88	- 1,06
20	1,50	100	- 1,24	- 0,70	8,14	9,88
21	20,16	5	-	-	-	-
22	1,50	5	- 0,03	- 0,58	- 1,06	- 1,21

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NO AÇO (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)	σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i				
23	38	44,82	46,65	67,96	77,89
24	38	44,82	51,79	84,87	97,36
26	250	20,94	27,56	52,91	65,05
27	250	26,82	35,27	70,54	81,95
29	462	27,19	34,18	57,68	68,35
30	462	23,15	34,90	66,13	80,85

TABELA 7.17 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 17818 \text{ N}$

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 7,1576$	$\omega'_e = 8,142$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 27327$	$T''_e = 36372$	$T'''_e = 38661$	
EXTENSÔMETRO ELÉTR.		TENSÕES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO cm		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
1	30,25	250	1,58	- 0,06	- 9,79	- 11,25
2	20,16	250	- 0,36	- 0,52	- 1,39	- 1,52
3	1,50	250	- 3,58	- 1,36	11,37	13,25
4	0,0	250	- 4,49	- 2,00	12,82	14,82
5	20,25	300	0,70	0,06	- 6,82	- 7,76
6	20,16	300	- 0,30	- 0,52	- 1,67	- 1,85
7	0,0	300	- 3,94	- 1,64	12,25	14,31
8	30,25	375	1,49	0,48	- 6,18	- 7,21
9	20,16	375	- 0,58	- 0,63	- 1,70	- 1,88
10	1,50	375	- 3,00	- 1,42	8,15	11,98
11	0,0	375	- 3,09	- 1,42	9,28	14,53
12	20,16	495	- 0,73	- 0,93	- 1,03	- 1,89
13	1,50	495	- 0,09	- 0,18	- 0,64	- 0,70
14	30,25	200	1,39	- 0,70	- 10,55	- 12,00
15	20,16	200	- 0,45	- 0,45	- 1,42	- 1,61
16	1,50	200	- 3,33	- 0,97	10,79	12,52
17	0,0	200	- 3,33	- 0,73	11,19	12,67
18	30,25	100	0,85	- 1,06	- 8,46	- 9,49
19	20,16	100	- 0,61	- 0,85	- 1,61	- 1,67
20	1,50	100	- 2,03	- 1,62	7,58	8,67
21	20,16	5	- 0,69	- 0,99	- 1,02	- 1,43
22	1,50	5	- 0,91	- 1,22	- 1,34	- 1,49

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NO AÇO (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)	σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i				
23	38	56,21	64,32	104,02	109,87
24	38	58,43	69,81	115,37	123,44
26	250	40,02	48,55	90,58	97,35
27	250	29,76	41,53	86,69	94,45
29	462	59,51	68,34	114,61	120,89
30	462	53,63	65,01	111,70	113,89

TABELA 7.18 - TENSÕES EXPERIMENTAIS PARA PROTENSÃO INICIAL: 29067 N

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 7,704$	$\omega'_e = 8,543$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 30434$	$T''_e = 46885$	$T'''_e = 49446$	
EXTENSOMETRO ELETR.			TENSOES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
	y i	x i				
1	30,25	250	1,27	0	- 10,67	- 11,91
2	20,16	250	- 0,58	- 0,93	- 1,85	- 1,90
3	1,50	250	- 3,94	- 2,49	- 13,58	17,70
4	0,0	250	- 4,82	- 4,02	14,73	18,76
5	30,25	300	1,09	0,0	- 7,49	- 8,46
6	20,16	300	- 0,64	- 0,99	- 2,15	- 2,24
7	0,0	300	- 4,30	- 4,70	15,03	19,94
8	30,25	375	1,27	0,15	- 7,12	- 8,10
9	20,16	375	- 0,73	- 0,85	- 2,21	- 2,31
10	1,50	375	- 3,24	- 3,27	9,94	14,40
11	0,0	375	- 3,46	- 2,09	10,18	15,73
12	20,16	495	- 0,15	- 0,85	- 1,59	- 1,64
13	1,50	495	- 0,23	- 1,15	- 1,49	- 1,15
14	30,25	200	1,06	- 0,45	- 11,19	- 12,52
15	20,16	200	- 0,70	- 0,82	- 2,03	- 2,05
16	1,50	200	- 3,24	- 2,49	10,31	15,88
17	0,0	200	- 3,36	- 4,23	12,85	16,46
18	20,25	100	0,42	- 0,85	- 9,15	- 10,18
19	20,16	100	- 1,15	- 1,48	- 2,39	2,41
20	1,50	100	- 2,06	- 1,96	7,09	11,06
21	20,16	5	- 0,52	- 1,22	- 1,35	- 1,92
22	1,50	5	- 0,42	- 1,63	- 1,52	- 1,61

EXTENSOMETRO ELÉTRICO		TENSOES ATUANTES NO AÇO (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i					
23	38		62,46	69,06	109,84	115,33
24	38		69,81	85,94	124,19	131,16
26	250		48,13	95,30	112,42	119,03
27	250		22,79	30,87	83,03	86,72
29	462		59,87	70,21	132,63	141,07
30	462		62,10	71,25	126,35	134,10

TABELA 7.19 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 38936$ N

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_e = 0,777$	$\omega_e = 7,668$	$\omega_e' = 9,345$	
PROTENSÃO (N)			$T_e' = 40859$	$T_e'' = 57948$	$T_e''' = 65248$	
EXTENS. ELÉTRICO			TENSÕES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
	y i	x i				
1	30,25	250	1,94	0,58	- 10,27	- 12,79
2	20,16	250	- 0,97	- 1,76	- 2,39	- 2,64
3	1,50	250	- 5,97	- 4,24	9,40	12,75
4	0,0	250	- 7,24	- 5,12	11,03	14,88
5	30,25	300	1,53	0,30	- 7,21	- 9,12
6	20,16	300	- 0,97	- 1,24	- 2,58	- 2,88
7	0,0	300	- 6,52	- 4,70	10,25	- 14,85
8	30,25	375	1,70	0,64	- 6,82	- 8,85
9	20,16	375	- 1,09	- 1,32	- 2,59	- 7,78
10	1,50	375	- 4,97	- 3,76	6,30	8,83
11	0,0	375	- 5,27	- 3,94	10,58	14,32
12	20,16	495	- 1,37	- 1,42	- 2,49	- 2,97
13	1,50	495	- 0,97	- 1,22	- 1,53	- 1,69
14	30,25	200	1,64	- 0,27	- 11,15	- 13,85
15	20,16	200	- 1,06	- 1,18	- 2,42	- 2,75
16	1,50	200	- 5,30	- 2,45	9,12	12,25
17	0,0	200	- 5,18	- 2,97	9,70	13,85
18	30,25	100	0,73	- 1,03	- 9,27	- 11,45
19	20,16	100	- 1,55	- 1,73	- 2,76	- 2,97
20	1,50	100	- 3,46	- 1,94	6,55	8,46
21	20,16	5	- 1,03	- 1,23	- 1,82	- 1,97
22	1,50	5	0,67	0,52	- 0,50	- 0,68

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NO AÇO (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)	σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i				
23	38	92,61	101,37	148,07	159,80
24	38	81,55	93,33	151,37	153,23
26	250	72,40	83,42	146,59	159,80
27	250	42,25	51,47	109,51	122,72
29	462	94,05	105,07	175,24	190,67
30	462	80,80	89,63	155,75	169,35

TABELA 7.20 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 48713$ N

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 8,142$	$\omega_e = 10694$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 50178$	$T''_e = 66904$	$T'''_e = 74304$	
EXTENSÔMETRO ELÉTRICO			TENSÕES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)			
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
	y i	x i				
1	30,25	250	2,42	1,33	- 9,61	- 13,43
2	20,16	250	- 1,36	- 1,58	- 2,73	- 3,09
3	1,50	250	- 7,73	- 6,40	7,18	12,15
4	0,0	250	- 8,71	- 7,61	8,89	14,11
5	30,25	300	1,82	0,88	- 6,91	- 9,70
6	20,16	300	- 1,27	- 1,49	- 3,03	- 3,52
7	0,0	300	- 8,49	- 7,00	7,91	13,37
8	30,25	375	1,94	0,88	- 6,58	- 9,49
9	20,16	375	- 1,55	- 1,76	- 3,21	- 3,70
10	1,50	375	- 6,58	- 3,64	5,03	8,77
11	0,0	375	- 7,09	- 5,70	8,52	14,88
12	20,16	495	- 0,70	- 1,12	- 4,70	- 5,94
13	1,50	495	- 0,48	- 0,44	- 0,27	- 0,30
14	30,25	200	1,97	0,70	-10,28	- 14,06
15	20,16	200	- 1,55	- 1,58	- 3,03	- 3,43
16	1,50	200	- 6,24	- 4,67	7,00	11,61
17	0,0	200	- 6,73	- 5,21	7,43	12,68
19	30,25	100	0,73	- 0,45	- 8,97	- 11,85
19	20,16	100	- 2,18	- 2,32	- 3,55	- 3,86
20	1,50	100	- 4,09	- 3,09	5,18	8,12
21	20,16	5	- 0,09	- 0,41	- 0,50	- 0,59
22	1,50	5	- 1,96	- 2,34	- 2,53	- 2,59

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSÕES ATUANTES NO AÇO (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i					
23	38		109,48	117,23	167,16	186,62
24	38		105,78	118,28	167,91	187,37
26	250		87,44	95,88	163,50	185,51
27	250		66,51	74,95	138,16	160,20
29	462		114,61	122,72	171,18	211,60
30	462		119,78	125,63	195,42	207,19

TABELA 7.21 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 58948N$

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_e = 8,215$	$\omega'_e = 11,059$	
PROTENSÃO (N)			$T'_e = 60047$	$T''_e = 76407$	$T'''_e = 85092$	
EXTENSÔMET. ELÉTRICO		TENSOES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e}	σ'_{m_e}	σ''_{m_e}	σ'''_{m_e}
	y i	x i				
1	30,25	250	3,03	2,03	- 9,06	- 13,67
2	20,16	250	- 1,73	- 1,82	- 3,09	- 3,49
3	1,50	250	- 9,79	- 8,34	5,49	11,31
4	0,0	250	-11,34	- 9,73	7,91	14,79
5	30,25	300	2,27	1,33	- 6,55	- 9,85
6	20,16	300	- 1,49	- 1,76	- 3,39	- 3,82
7	0,0	300	-10,61	- 8,94	- 8,46	- 16,97
8	30,25	375	2,52	1,49	- 6,18	- 9,58
9	20,16	375	- 1,70	- 1,94	- 3,49	- 4,00
10	1,50	375	- 8,03	- 6,76	5,82	11,15
11	0,0	375	- 8,49	- 7,09	6,70	12,64
12	20,16	495	- 0,21	- 0,64	- 4,55	- 5,82
13	1,50	495	- 2,03	- 2,31	- 2,98	3,41
14	30,25	200	8,52	1,30	- 9,85	- 14,37
15	20,16	200	- 1,85	- 1,97	- 3,33	- 3,79
16	1,50	200	- 7,27	- 6,33	5,55	10,85
17	0,0	200	- 8,30	- 7,37	6,88	13,46
18	30,25	100	0,91	- 0,06	- 8,52	- 11,15
19	20,36	100	- 2,76	- 2,82	- 3,94	- 3,64
20	1,50	100	- 5,15	- 4,24	4,03	8,00
21	20,16	5	- 0,15	- 0,21	- 0,67	- 0,48
22	1,50	5	- 2,192	- 2,197	- 2,81	- 2,99

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSOES ATUANTES NO AÇO (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{b_e}	σ'_{b_e}	σ''_{b_e}	σ'''_{b_e}
	x i					
23	38		137,40	145,12	196,55	223,00
24	38		127,85	136,67	195,08	224,84
26	250		107,56	117,56	186,63	213,82
27	250		84,13	93,32	162,38	190,31
29	462		141,44	151,00	225,94	249,09
30	462		136,67	146,22	216,02	238,43

TABELA 7.22 - TENSÕES EXPERIMENTAIS - PARA PROTENSÃO INICIAL: $T_e = 68645 \text{ N}$

CARGA EXTERNA (N/mm)			$\omega_g = 0,777$	$\omega_c = 8,324$	$\omega_e' = 11,715$	
PROTENSÃO (N)			$T_e' = 69779$	$T_e'' = 84724$	$T_e''' = 93082$	
EXTENSÔMET. ELÉTRICO		TENSOES ATUANTES NA MADEIRA (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{m_e}	σ_{m_e}'	σ_{m_e}''	σ_{m_e}'''
	y i	x i				
1	30,25	250	3,50	2,14	- 8,18	- 13,78
2	20,16	250	- 2,14	- 2,27	- 3,50	- 3,91
3	1,50	250	- 11,68	- 10,01	7,86	14,91
4	0,0	250	- 12,78	- 10,78	1,45	16,82
5	30,25	300	2,68	- 1,41	- 5,87	- 9,91
6	20,16	300	- 1,77	- 2,14	- 3,68	- 4,32
7	0,0	300	- 12,50	- 10,87	5,86	15,96
8	30,25	375	2,91	2,09	- 5,50	- 9,64
9	20,16	375	- 2,14	- 2,27	- 3,82	- 4,41
10	1,50	375	- 10,00	- 8,18	1,77	7,14
11	0,0	375	- 10,50	- 8,55	2,59	8,73
12	20,16	495	- 1,05	- 0,77	0,64	1,23
13	1,50	495	- 0,81	- 1,06	- 2,41	- 2,86
14	30,25	200	2,73	1,77	- 8,91	- 14,37
15	20,16	200	- 2,18	- 2,32	- 3,82	- 4,41
16	1,50	200	- 8,32	- 7,41	3,14	9,50
17	0,0	200	- 9,96	- 8,96	3,77	10,64
18	30,25	100	0,91	0,14	- 8,09	- 12,05
19	20,16	100	- 3,14	- 3,32	- 4,55	- 4,86
20	1,50	100	- 6,14	- 5,23	2,50	6,50
21	20,16	5	- 0,14	- 0,23	- 1,41	- 1,64
22	1,50	5	2,88	- 3,59	- 3,55	- 3,77

EXTENSÔMETRO ELÉTRICO		TENSOES ATUANTES NO AÇO (M Pa)				
Nº	POSIÇÃO (cm)		σ_{b_e}	σ_{b_e}'	σ_{b_e}''	σ_{b_e}'''
	x i					
23	38		166,98	173,04	221,53	243,58
24	38		149,89	157,06	214,37	239,17
26	350		128,40	136,67	202,80	234,21
27	250		105,81	116,28	182,41	211,06
29	462		169,73	175,79	245,23	270,58
30	462		167,53	174,14	261,21	264,52

7.10 - Ensaio de Ruptura

a) Cálculo da Relação entre as Fases

TABELA 7.23 - ENSAIO DE RUPTURA - RELAÇÃO ENTRE ΔH e $\Delta \omega$

ω (N/mm)	H (N)	$\Delta \omega$ (N/mm)	ΔH (N)	$\Delta \omega_{ac.}$ (N/mm)	$\Delta H_{ac.}$ (N)	$\Delta H_{ac.}$ (N)	$\Delta H_{ac.}$ (N)	$d = \Delta H_{ac.}$ esp. - $\Delta H_{ac.}$
0,777	33159	0	0	0	0	0	0	0
1,656	37086	0,879	3927	0,879	3927	3525	-402	-402
2,535	40140	0,879	3054	1,758	3054	7050	69	69
3,414	42322	0,879	2182	2,637	2182	10574	1411	1411
4,293	45812	0,879	3490	3,516	3490	14099	1446	1446
4,732	47993	0,439	2181	3,955	2181	15860	1026	1026
5,611	52793	0,879	4800	4,834	4800	19384	-250	-250
6,271	55411	0,660	2618	5,494	2618	22031	-221	-221
7,369	59774	1,098	4363	6,592	4363	26615	-181	-181
8,248	63264	0,879	3490	7,471	3490	30105	-146	-146
9,127	67627	0,879	4363	8,350	4363	34468	-984	-984
10,006	70245	0,879	2618	9,225	2618	37086	-78	-78
10,665	73299	0,659	3054	9,888	3054	40140	-489	-489
11,764	77662	1,099	4363	10,987	4363	44503	-445	-445
12,432	80716	0,668	3054	11,655	3054	47557	-820	-820
12,643	82025	0,211	1309	11,866	1309	48866	-1283	-1283
13,083	82898	0,440	873	12,306	873	49739	-392	-392
13,962	87261	0,879	4363	13,185	4363	54102	-1230	-1230
14,841	20315	0,879	3054	14,064	3054	57156	-759	-759
16,159	95987	1,318	5672	15,382	5672	62828	-1146	-1146

$$\bar{b} = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta H_{ac}}{n} = 4010$$

$$s_{\bar{b}} = 183,39$$

$$-641,83 \leq \mu_D \leq 128,78$$

$$\bar{d} = -256,53$$

$$n = 19 \rightarrow t_{0,05} = 2,101$$

HIPÓTESE NULA ACEITA

$$s_d = 799,37$$

COM NÍVEL DE SIGNIFICÂNCIA

$$0,10 < \alpha < 0,20$$

$$t = \frac{\bar{d}}{s_{\bar{d}}} = 1,398$$

Na tabela 7.23, são apresentados os resultados do ensaio de ruptura, onde são listados os valores de ω e H até o limite de proporcionalidade. A análise estatística entre a variação de H e ω (ΔH e $\Delta\omega$) mostrou-se ser válida a seguinte expressão:

$$\Delta H = 4010 \Delta\omega \dots\dots\dots 7.13$$

Sendo:

$\Delta\omega$, dado em N/mm

ΔH , resulta em N

b) Sequência de Ruptura

A sequência de ruptura é apresentada pelas fotos a seguir:

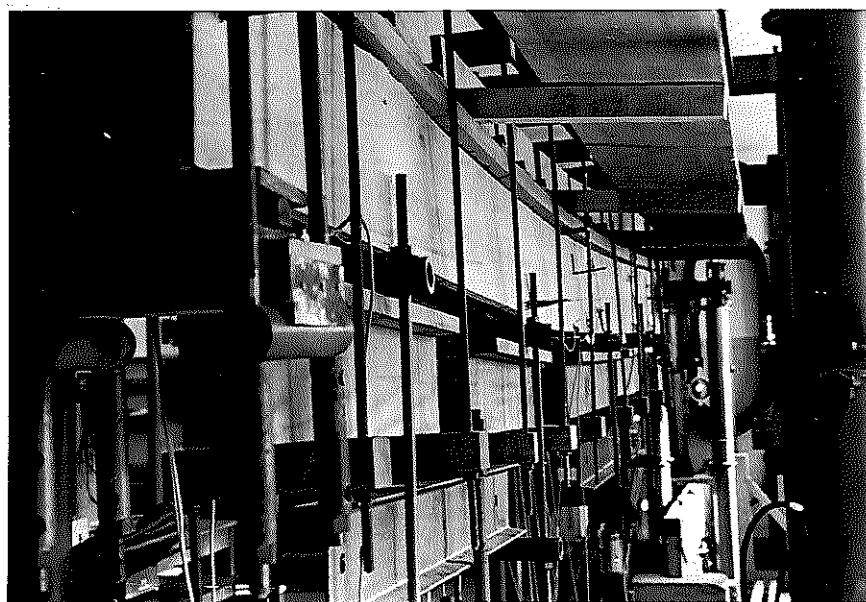


FIG. 7.41 - DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS NA IMINÊNCIA DE RUP_TURA.

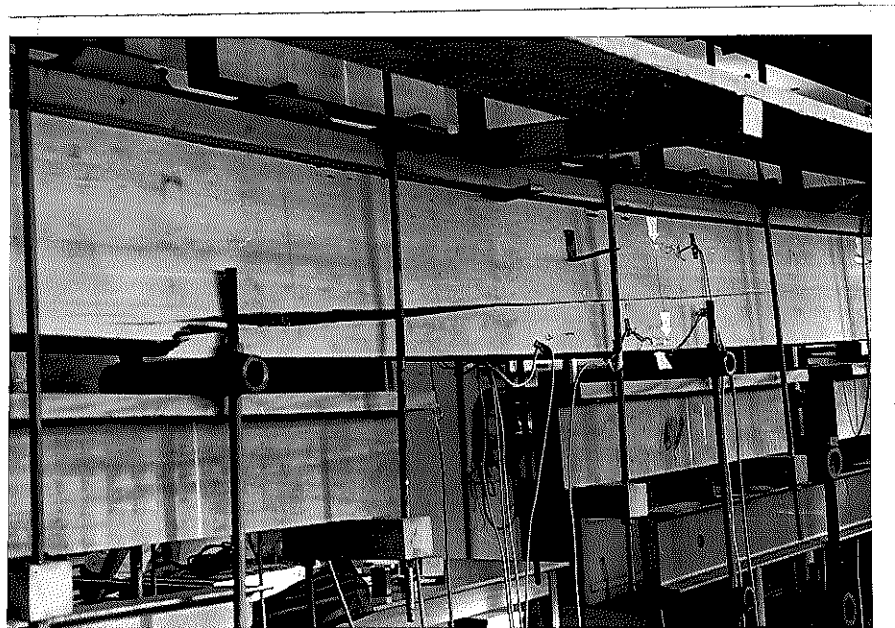


FIG. 7.42 - RUPTURA POR TRAÇÃO NA BORDA INFERIOR.

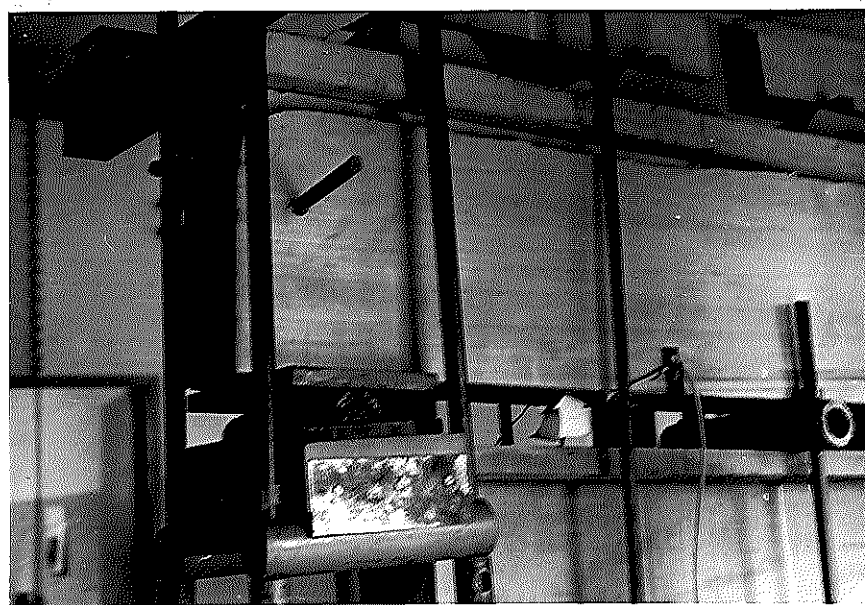


FIG. 7.43 - RUPTURA POR CISALHAMENTO NA LINHA NEUTRA.

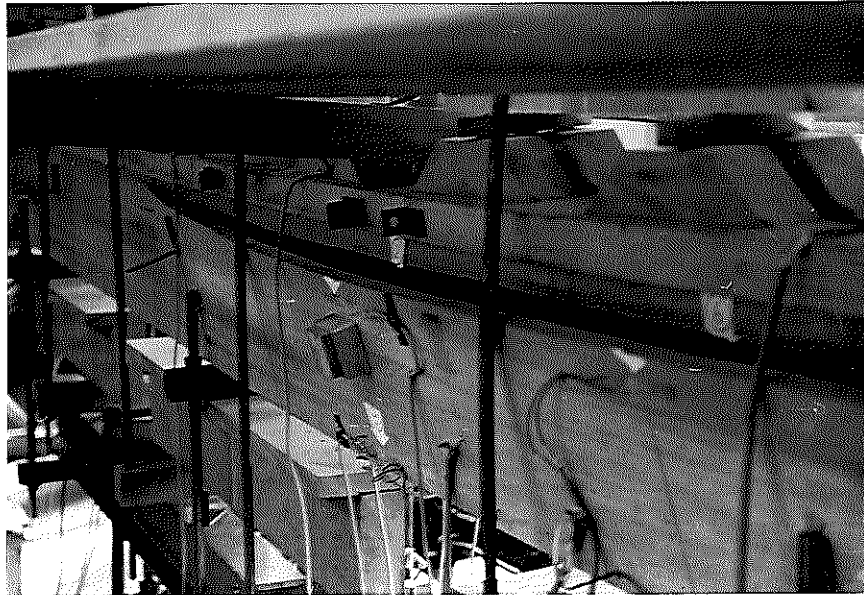


FIG. 7.44 - FLAMBAGEM DA ALMA APÓS A RUPTURA POR CISCALHAMENTO.

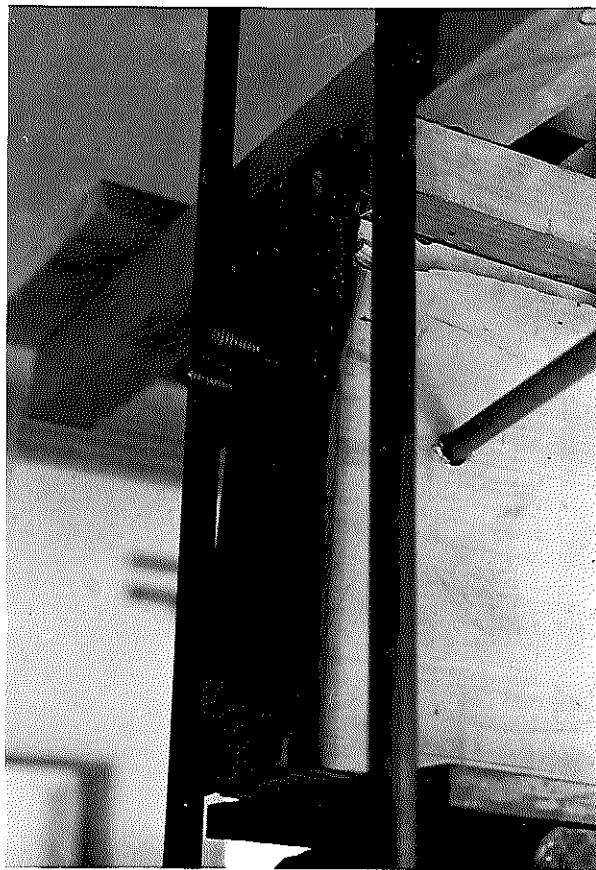


FIG. 7.45 - DEFORMAÇÃO NA CHAPA DE ANCORAGEM

c) Conclusões

O sistema de contraventamento adotado foi bastante eficiente, tornando-se possível um ensaio levando a estrutura até a ruptura sem perda de estabilidade lateral.

As cargas obtidas na iminência da ruptura, para uma pro-
tensão inicial de $T_e = 39240$ N, foram:

$$\omega_{\text{máx}} = 33,739 \text{ N/mm}$$

$$H_{\text{máx}} = 174522 \text{ N}$$

Uma rápida avaliação da capacidade de carga de uma vi-
ga simples na iminência de ruptura, revela o seguinte valor:

$$M = \frac{\omega \ell^2}{8} = 3,125 \cdot 10^6 \omega$$

$$\sigma_f = \frac{M}{J} y_i = 3,7395 \omega$$

Como na NB-11 é adotada para o cálculo da tensão de ruptu-
ra a expressão $\sigma = \frac{M}{J} y$, o valor de ω resultará:

$$3,7395 \omega = \sigma_F \cong 5 \times \bar{\sigma}_f = 44,65 \text{ MPa}$$

$$\text{Logo: } \omega = 11,94 \text{ N/mm}$$

Estes resultados, revelam que a viga de madeira com ca-
bos curvos, apresenta uma capacidade de carga bastante superior
a da viga simples. Para o ensaio realizado, a viga de madeira pro-
tendida apresentou uma capacidade de carga da ordem de 2,83 ve-
zes maior do que a capacidade de carga de uma viga de madeira sim-
ples.

8 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

8.1. - Cálculo do Momento Fletor

Na tabela 8.1, são apresentadas as equações dos momentos fletores, para cada nível de protensão com respectivas fases.

Estas equações foram obtidas, substituindo-se nas equações (4.9), (4.16), os valores de:

$$e = 200 \text{ mm}$$

$$e' = 1,55 \text{ mm}$$

$$\ell = 5000 \text{ mm}$$

H_j = projeção horizontal do esforço de protensão, para cada nível de protensão e para cada fase: j ($j = 1, 2$ e 3):

Cálculo do Esforço H_j

Através da figura (7.36), pode-se notar que os extensômetros elétricos, de números 26 e 27, estão adaptados na região central, onde as barras tem curvatura zero, ou seja, nesta região as barras estão horizontais. Portanto, multiplicando-se as tensões, atuantes na região central das barras de aço pela área das mesmas, obtém-se o esforço normal de tração (H_j), logo:

$$H_j = \sigma_{\text{exp}} \cdot A_b$$

Para $A_b = 395,865 \text{ mm}^2$, tem-se:

$$H_j = 395,865 \sigma_{\text{exp}}$$

TABELA 8.1 - EQUAÇÃO DE MOMENTO FLETOR ATUANTE NA ESTRUTURA PARA CADA NÍVEL DE PROTENSÃO E PARA CADA FASE.

T_e (N)	CARGA ATUANTE (N/mm)	COMPONENTE HORIZONTAL DE (T) (N)	EQUAÇÕES DE MOMENTO FLETOR
9871	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 6,902$	$H_1 \cong 9453$ $H_2 \cong 12436$ $H_3 \cong 29088$	$M_1(x) = 0,3025x^2 - 1512,48x - 1,4652 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,0095x^2 - 47,26x - 1,9276 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -2,5202x^2 + 1,260 \cdot 10^4x - 4,5086 \cdot 10^4$
17818	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 8,142$	$H_1 \cong 13812$ $H_2 \cong 17826$ $H_3 \cong 37963$	$M_1(x) = 0,442x^2 - 2209,92x - 2,1409 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,1819x^2 - 909,66x - 2,763 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -2,8562x^2 + 1,4281 \cdot 10^4x - 5,8843 \cdot 10^4$
29067	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 8,543$	$H_1 \cong 14037$ $H_2 \cong 24973$ $H_3 \cong 40725$	$M_1(x) = 0,4492x^2 - 2245,92x - 2,1757 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,4106x^2 - 2053,18x - 3,8708 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -2,9683x^2 + 1,4842 \cdot 10^4x - 6,2134 \cdot 10^4$
38936	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 9,345$	$H_1 \cong 22693$ $H_2 \cong 26699$ $H_3 \cong 55920$	$M_1(x) = 0,7262x^2 - 3630,88x - 3,5174 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,4659x^2 - 2329,34x - 4,1383 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -2,8831x^2 + 1,4415 \cdot 10^4x - 8,6676 \cdot 10^4$
48713	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 10,694$	$H_1 \cong 30472$ $H_2 \cong 33813$ $H_3 \cong 68427$	$M_1(x) = 0,9751x^2 - 4875,52x - 4,7232 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,6935x^2 - 3467,58x - 5,2410 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -3,1573x^2 + 1,5787 \cdot 10^4x - 1,0606 \cdot 10^5$
58948	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 11,059$	$H_1 \cong 37958$ $H_2 \cong 41740$ $H_3 \cong 79991$	$M_1(x) = 1,2147x^2 - 6073,28x - 5,8835 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 0,9472x^2 - 4735,90x - 6,4697 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -2,9698x^2 + 1,4849 \cdot 10^4x - 1,2399 \cdot 10^5$
68645	- $\omega_{\sigma} = 0,777$ $\omega'_e = 11,715$	$H_1 \cong 46358$ $H_2 \cong 50067$ $H_3 \cong 88133$	$M_1(x) = 1,4835x^2 - 7417,28x - 7,1855 \cdot 10^4$ $M_2(x) = 1,2136x^2 - 6068,22x - 7,7604 \cdot 10^4$ $M_3(x) = -3,0372x^2 + 1,5186 \cdot 10^4x - 1,3661 \cdot 10^5$

8.2 - Cálculo das Tensões Teóricas

a) Tensões Atuantes na Borda Superior

Substituindo-se os valores de:

$$A_m = 21100 \text{ mm}^2$$

$$y_s = 101 \text{ mm}$$

$$J = 16843,11 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$$

$N = H_j$
 $M = M_j(x)$ } valores apresentados na tabela 8.1, na equação (4.23), obtem as tensões atuantes, $\sigma_{s_j}(x)$, para as fases, 1, 2, 3, para os diversos níveis de protensão.

b) Tensões Atuantes na Linha Neutra

Substituindo-se os valores de:

$$A_m = 21100 \text{ mm}^2$$

$$N = H_j \rightarrow \text{valores apresentados na tabela 8.1}$$

Com $y=0$, na equação (4.23), obtem-se as equações das tensões atuantes na linha neutra, $\sigma_{ln_j}(x)$, tabela 8.2.

c) Tensões Atuantes na Borda Inferior

Substituindo-se os valores de:

$$A_m = 21100 \text{ mm}^2$$

$$y_i = 201,6 \text{ mm}$$

$$J = 16843,11 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$N = H_j$
 $M = M_j(x)$ } valores apresentados na tabela 8.1, nas equações (4.24), obtem-se as tensões atuantes, σ_{ij} , para as fases 1, 2 e 3, para os diversos níveis de protensão.

c) Tensões Atuantes a uma Distância $x = 10,5$ mm da Borda Inferior

Substituindo-se os valores de:

$$A_m = 21100 \text{ mm}^2$$

$$J = 16843,11 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$y_i = 191,10 \text{ mm}$$

$N = H_j$
 $M = M_j(x)$ } valores apresentados na tabela 8.1, nas equações (4.24), obtem-se as tensões atuantes, $\sigma_{10,5_j}(x)$, para as fases, 1, 2 e 3, para os diversos níveis de protensão.

Na tabela 8.2, são apresentadas as equações das tensões teóricas, para cada nível de protensão com respectivas fases.

T _e	FASE	TABELA 8.2 -- EQUAÇÕES DAS TENSÕES ATUANTES
T _e = 9871 N	1	$\sigma_{s_1}(x) = -1,8140 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0009x - 0,4392$ $\sigma_{ln_1}(x) = -0,4480$ $\sigma_{i_1}(x) = 3,6207 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0018x - 0,4655$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 3,43 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0017x - 0,465$
	2	$\sigma_{s_2}(x) = -5,6967 \cdot 10^{-9}x^2 + 2,834 \cdot 10^{-5}x - 0,5778$ $\sigma_{ln_2}(x) = -0,5894$ $\sigma_{i_2}(x) = 1,1371 \cdot 10^{-8}x^2 - 0,0001x - 0,6125$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 1,078 \cdot 10^{-8}x^2 - 0,0001x - 0,611$
	3	$\sigma_{s_3}(x) = 1,5113 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0076x - 1,3515$ $\sigma_{ln_3}(x) = -1,3786$ $\sigma_{i_3}(x) = 3,0165 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0151x - 1,4325$ $\sigma_{10,5_3}(x) = -2,859 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,143x - 1,430$
T _e = 17818 N	1	$\sigma_{s_1}(x) = -2,6505 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0013x - 0,6418$ $\sigma_{ln_1}(x) = -0,6546$ $\sigma_{i_1}(x) = 5,2904 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0026x - 0,6802$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 5,015 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0025x - 0,679$
	2	$\sigma_{s_2}(x) = -1,0908 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0005x - 0,8283$ $\sigma_{ln_2}(x) = -0,8448$ $\sigma_{i_2}(x) = 2,1772 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0011x - 0,8779$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 2,064 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,001x - 0,876$

CONTINUAÇÃO - TABELA 8.2

$T_e = 17818 \text{ N}$	<p>3</p>	$\sigma_{s_3}(x) = 1,7127 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0086x - 1,7639$ $\sigma_{\ln_3}(x) = - 1,7992$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,4187 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0171x - 1,8696$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,241 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0162x - 1,866$
$T_e = 29067 \text{ N}$	<p>1</p>	$\sigma_{s_1}(x) = - 2,6937 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0013x - 0,6526$ $\sigma_{\ln_1}(x) = - 0,6653$ $\sigma_{i_1}(x) = 5,3766 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0027x - 0,6913$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 5,097 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0025x - 0,690$
	<p>2</p>	$\sigma_{s_2}(x) = - 2,4622 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0012x - 1,1603$ $\sigma_{\ln_2}(x) = - 1,1836$ $\sigma_{i_2}(x) = 4,9146 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0025x - 1,2299$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 4,659 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0023x - 1,227$
	<p>3</p>	$\sigma_{s_3}(x) = 1,7800 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0087x - 1,8928$ $\sigma_{\ln_3}(x) = - 1,9301$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,5528 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0178x - 2,0045$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,368 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0168x - 2,001$
$T_e = 38936 \text{ N}$	<p>1</p>	$\sigma_{s_1}(x) = - 4,3547 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0022x - 1,0544$ $\sigma_{\ln_1}(x) = - 1,0755$ $\sigma_{i_1}(x) = 8,6921 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0043x - 1,1176$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 8,239 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0041x - 1,115$
	<p>2</p>	$\sigma_{s_2}(x) = - 2,7938 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0014x - 1,2405$ $\sigma_{\ln_2}(x) = - 1,2654$ $\sigma_{i_2}(x) = 5,5765 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0028x - 1,3149$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 5,286 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0026x - 1,312$
	<p>3</p>	$\sigma_{s_3}(x) = 1,7289 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0086x - 2,5983$ $\sigma_{\ln_3}(x) = - 2,6502$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,4509 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0173x - 2,7540$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,271 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0164x - 2,749$

CONTINUAÇÃO - TABELA 8.2

T _e = 48713 N	1	$\sigma_{s_1}(x) = - 5,8472 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0029x - 1,4150$ $\sigma_{ln_1}(x) = - 1,4442$ $\sigma_{i_1} = 1,1671 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0058x - 1,5007$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 1,106 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0055x - 1,494$
	2	$\sigma_{s_2}(x) = - 4,1586 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0021x - 1,5711$ $\sigma_{ln_2}(x) = - 1,60,25$ $\sigma_{i_2}(x) = 8,3007 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0042x - 1,6652$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 7,868 \cdot 10^{-7}x^2 - 0,0039x - 1,662$
	3	$\sigma_{s_3}(x) = 1,8933 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0095x - 3,1794$ $\sigma_{ln_3}(x) = - 3,2430$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,7979 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0189x - 3,3699$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,582 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0179x - 3,363$
T _e = 58948 N	1	$\sigma_{s_1}(x) = - 7,2840 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0036x - 1,7637$ $\sigma_{ln_1}(x) = - 1,7990$ $\sigma_{i_1}(x) = 1,4539 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0073x - 1,8694$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 1,378 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0069x - 1,866$
	2	$\sigma_{s_2}(x) = - 5,6799 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0028x - 1,9394$ $\sigma_{ln_2}(x) = - 1,9782$ $\sigma_{i_2}(x) = 1,1337 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0057x - 2,0556$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 1,075 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0054x - 2,052$
	3	$\sigma_{s_3}(x) = 1,7809 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0089x - 3,7167$ $\sigma_{ln_3}(x) = - 3,7910$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,5546 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0178x - 3,9394$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,3700 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0168x - 3,932$

CONTINUAÇÃO - TABELA 8.2

$T_e = 68645 \text{ N}$	1	$\sigma_{s_1}(x) = - 8,8959 \cdot 10^{-7}x + 0,0044x - 2,1540$ $\sigma_{ln_1}(x) = - 2,1971$ $\sigma_{i_1}(x) = 1,7756 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0089x - 2,2839$ $\sigma_{10,5_1}(x) = 1,683 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0084x - 2,279$
	2	$\sigma_{s_2}(x) = - 7,2774 \cdot 10^{-7}x^2 + 0,0036x - 2,3260$ $\sigma_{ln_2}(x) = - 2,3728$ $\sigma_{i_2}(x) = 1,4526 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0073x - 2,4657$ $\sigma_{10,5_2}(x) = 1,377 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0069x - 2,461$
	3	$\sigma_{s_3}(x) = 1,8213 \cdot 10^{-6}x^2 - 0,0091x - 4,0950$ $\sigma_{ln_3}(x) = - 4,1769$ $\sigma_{i_3}(x) = - 3,6353 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0182x - 4,3404$ $\sigma_{10,5_3}(x) = - 3,446 \cdot 10^{-6}x^2 + 0,0172x - 4,332$

8.3 - Comparação entre os Resultados Experimentais e os Resultados Teóricos

Nas tabelas 8.3 a 8.6, são apresentadas as tensões teóricas determinadas no ítem anterior.

TABELA 8.3 - TENSÕES TEÓRICAS PARA O PRIMEIRO E SEGUNDO NÍVEL DE PROTENSÃO

NÚMERO DO EXT. ELÉTRICO	$T_e = 9871 \text{ N}$			$T_e = 17818 \text{ N}$		
	σ_{m_t}	σ''_{m_t}	σ'''_{m_t}	σ_{m_t}	σ''_{m_t}	σ'''_{m_t}
1	0,677	- 0,54	- 10,91	0,952	- 0,26	- 12,560
2	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
3	- 2,571	- 0,678	15,701	- 3,795	- 0,86	18,378
4	- 2,703	0,75	17,46	- 3,874	- 2,267	19,514
5	0,628	- 0,54	- 10,55	0,873	- 0,310	- 12,150
6	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
7	- 2,607	0,80	16,72	- 3,719	- 2,218	18,662
8	0,385	- 0,55	- 8,60	0,506	- 0,487	- 9,929
9	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
10	- 2,017	- 0,660	- 10,865	- 3,002	- 1,724	- 13,307
11	- 2,124	0,88	12,77	- 2,991	- 1,941	14,180
12	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
13	4,251	- 0,612	- 2,183	- 0,766	- 0,769	- 1,089
14	0,635	- 0,54	- 10,51	0,898	- 0,265	- 12,113
15	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
16	- 2,493	- 0,675	15,134	- 3,673	- 2,05	- 17,570
17	- 2,617	0,71	16,70	- 3,764	- 2,207	18,658
18	0,279	- 0,56	- 7,44	0,393	0,437	- 8,651
19	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
20	- 1,822	- 0,675	9,711	- 2,678	- 1,670	11,093
21	- 0,448	- 0,589	- 1,378	- 0,654	- 0,845	- 1,799
22	- 0,549	- 0,667	- 0,737	- 0,803	- 0,925	- 1,064

σ (MPa)

TABELA 8.4 - TENSÕES TEÓRICAS PARA O TERCEIRO E QUARTO NÍVEL DE PROTENSÃO

NÚMERO DO EXTENS. ELÉTRICO	$T_e = 29067 \text{ N}$			$T_e = 38936 \text{ N}$		
	σ_{m_t}	σ'_{m_t}	σ''_{m_t}	σ_{m_t}	σ'_{m_t}	σ''_{m_t}
1	0,914	0,301	- 12,518	1,724	0,513	- 13,293
2	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
3	- 3,754	- 4,065	18,849	- 6,216	- 4,508	17,807
4	- 4,081	- 4,408	20,291	- 6,435	- 4,830	18,928
5	0,823	0,224	- 11,973	1,626	0,445	- 12,838
6	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
7	- 3,952	- 4,307	19,420	- 6,195	- 4,696	18,088
8	0,434	- 0,123	- 9,487	1,072	- 0,081	- 10,536
9	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
10	- 2,897	- 3,300	13,637	- 4,904	- 3,629	12,753
11	- 3,255	- 3,694	14,784	- 5,019	- 3,973	13,593
12	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
13	- 0,576	- 1,196	- 1,365	- 1,222	- 1,230	- 1,717
14	0,870	0,255	- 12,173	1,604	0,442	- 12,883
15	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
16	- 3,651	- 3,963	18,127	- 6,019	- 4,398	16,967
17	- 3,941	- 4,264	19,384	- 6,241	- 4,694	18,042
18	0,378	- 0,207	- 8,813	0,710	- 0,120	- 9,469
19	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
20	- 2,680	- 3,061	11,431	- 4,391	- 3,383	10,380
21	- 0,6653	- 1,1836	- 1,9301	- 1,0755	- 1,2654	- 2,6502
22	- 0,814	- 1,341	- 1,169	- 1,318	- 1,441	- 1,937

$\sigma(\text{MPa})$

TABELA 8.5 - TENSÕES TEÓRICAS PARA O QUINTO E SEXTO NÍVEL DE PROTENSÃO

NÚMERO DO EXTENS. ELÉTRICO	$T_e = 48713 \text{ N}$			$T_e = 58948 \text{ N}$		
	σ_{n_t}	σ'_{n_t}	σ''_{n_t}	σ_{n_t}	σ'_{n_t}	σ''_{n_t}
1	2,181	1,080	- 15,096	2,684	1,511	- 14,836
2	- 1,4442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
3	- 8,332	- 6,495	19,000	-10,504	- 8,833	17,006
4	- 8,706	- 6,977	20,143	-11,033	- 9,220	18,344
5	- 2,023	0,986	- 14,640	2,481	1,349	- 14,389
6	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
7	- 8,397	- 5,895	- 19,149	-10,684	- 8,952	17,469
8	1,237	0,456	- 12,180	1,493	0,573	- 12,048
9	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
10	- 6,566	- 5,223	13,390	- 8,363	- 7,185	11,677
11	- 6,838	- 5,742	14,097	- 8,799	- 7,488	12,824
12	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
13	- 1,619	- 1,688	- 2,526	- 2,257	- 2,442	- 3,345
14	2,046	0,865	- 14,606	2,523	1,389	- 14,393
15	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
16	- 8,070	- 6,315	18,109	-10,154	- 8,552	16,188
17	- 8,432	- 6,745	19,239	-10,654	- 8,921	17,442
18	0,900	0,113	- 10,786	1,108	0,293	- 10,836
19	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 1,7910
20	- 5,888	- 4,775	10,955	- 7,388	- 6,377	9,498
21	- 1,442	- 1,6025	- 3,2430	- 1,799	- 1,9782	- 3,7910
22	- 1,766	- 1,855	- 2,477	- 2,208	- 2,319	- 3,100

σ (MPa)

TABELA 8.6 - TENSÕES TEÓRICAS PARA O SÉTIMO NÍVEL DE PROTENSÃO

NÚMERO DO EXTENSÔMET. ELÉTRICO	$T_e = 60645 \text{ N}$		
	σ_{m_t}	σ'_{m_t}	σ'''_{m_t}
1	3,286	2,126	15,462
2	- 2,1971	- 2,3828	- 4,1769
3	- 12,760	- 11,105	17,131
4	- 13,436	- 11,637	18,439
5	3,040	1,924	- 15,003
6	- 2,1971	- 2,3728	- 4,1769
7	- 13,003	- 11,292	17,542
8	1,836	0,940	- 12,608
9	- 2,1471	- 2,3728	- 4,1769
10	- 10,112	- 8,972	11,709
11	- 10,689	- 11,292	12,788
12	- 2,1471	- 2,3728	- 4,1769
13	- 2,621	- 2,876	- 3,628
14	3,088	1,963	- 15,010
15	- 2,1471	- 2,3728	- 4,1769
16	- 12,347	- 10,753	- 16,284
17	- 12,981	- 9,414	17,518
18	1,356	0,546	- 11,376
19	- 2,1471	- 2,3728	- 4,1769
20	- 8,996	- 7,984	9,422
21	- 2,1471	- 2,3728	- 4,1769
22	- 2,695	- 2,803	- 3,481

σ (MPa)

σ'_{m_t} (Fase 2)

σ_{m_t} (Fase 1)

σ'''_{m_t} (Fase 3)

8.3.1 - Análise dos Resultados

Comparando-se os resultados teóricos apresentados nas tabelas 8.3 a 8.6, com os resultados experimentais apresentados nas tabelas 7.6 a 7.11, pode-se notar sua compatibilidade.

Para se avaliar a validade do cálculo proposto, fêz-se uma análise das diferenças entre as tensões experimentais e as tensões teóricas, sendo as tensões da borda superior, teóricamente dadas pela equação 4.23 e as tensões da borda inferior, pela equação 4.24, a análise estatística deve ser feita separadamente evitando-se a utilização de universos diferentes.

Esta análise foi realizada para todos os níveis e fases de protensão.

A título de exemplo, apresenta-se a análise para o nível de protensão de 29067 N, apresentando-se a seguir apenas o resumo da análise para os demais níveis.

Cálculo do Intervalo de Confiança, a 95% de Significância, das Diferenças Médias.

a)- Estudo do Nível de Protensão de 29067 N, para Fase 1.

- Análise para os extensômetros localizados na Borda Superior (n = 5).

$$\bar{d} = 0,3382$$

$$s_D = 0,3012$$

$$s_{\bar{d}} = 0,1347$$

$$t_{05} = 2,776$$

$$- 0,248 \leq \mu_D \leq 0,302$$

HIPÓTESE NULA ACEITA

$$t = 0,238 < t_{05} \text{ n.s.}$$

$\alpha =$ (nível de significância)

$$0.80 < \alpha < 0.90$$

- Análise para os extensômetros localizados na linha neutra (n = 7).

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,0267 \\ s_D = 0,2972 \\ s_{\bar{d}} = 0,1123 \\ t_{.05} = 2,447 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,248 \leq \mu_D \leq 0,302 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 0,238 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0,80 < \alpha < 0,90 \end{array}$$

- Análise para os extensômetros localizados na Borda Inferior (n = 4).

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = - 0,1777 \\ s_D = 0,5539 \\ s_{\bar{d}} = 0,2769 \\ t_{.05} = 3,182 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,455 \leq \mu_D \leq 0,7035 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 0,64 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0,50 < \alpha < 0,60 \end{array}$$

- Análise para os extensômetros localizados a uma distância (x = 10,5 mm) da Borda Inferior (n = 6).

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,2070 \\ s_D = 0,3804 \\ s_{\bar{d}} = 0,1553 \\ t_{.05} = 2,571 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,192 \leq \mu_D \leq 0,606 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 1,333 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0,20 < \alpha < 0,80 \end{array}$$

b)- Estudo do Nível de Protensão de 29067 N, para Fa - se 2

- Borda Superior (B.S)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = - 0,320 \\ s_D = 0,3817 \\ s_{\bar{d}} = 0,1752 \\ t_{.05} = 2,776 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,806 \leq \mu_D \leq 0,166 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 1,826 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0,10 < \alpha < 0,30 \end{array}$$

- Linha Neutra (LN)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,1722 \\ s_D = 0,2260 \\ s_{\bar{d}} = 0,0854 \\ t_{.05} = 2,447 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,037 \leq \mu_D \leq 0,381 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 2,016 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.05 < \alpha < 0.10 \end{array}$$

- Borda Inferior (B.I.)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,1233 \\ s_D = 0,3958 \\ s_{\bar{d}} = 0,1979 \\ t_{.05} = 3,182 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,506 \leq \mu_D \leq 0,753 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 0,623 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.50 < \alpha < 0.60 \end{array}$$

- Distante a $x = 10,55$ mm da B.I.

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,656 \\ s_D = 0,8206 \\ s_{\bar{d}} = 0,3350 \\ t_{.05} = 2,571 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,164 \leq \mu_D \leq 1,476 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 1,958 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.10 < \alpha < 0.20 \end{array}$$

c)- Estudo do nível de protensão de 29067 N, para Fase 3.

- Borda Superior (B.S.)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = 0,7588 \\ s_D = 1,8537 \\ s_{\bar{d}} = 0,8290 \\ t_{.05} = 2,776 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 1,5443 \leq \mu_D \leq 3,060 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 0,915 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.30 < \alpha < 0.40 \end{array}$$

- Linha Neutra (L.N.)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = - 0,1682 \\ s_D = 0,1694 \\ s_{\bar{d}} = 0,0692 \\ t_{.05} = 2,447 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 0,337 \leq \mu_D \leq 0,001 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 2,431 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.05 < \alpha < 0.10 \end{array}$$

- Borda Inferior (B.I)

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = - 0,7472 \\ s_D = 1,8097 \\ s_{\bar{d}} = 0,9049 \\ t_{.05} = 3,182 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 3,259 \leq \mu_D \leq 2,132 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 0,8226 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.40 < \alpha < 0.50 \end{array}$$

- Distante a $x = 10,5$ mm da B.I.

$$\left. \begin{array}{l} \bar{d} = - 0,555 \\ s_D = 1,0697 \\ s_{\bar{d}} = 0,4367 \\ t_{.05} = 2,571 \end{array} \right\} \begin{array}{l} - 1,678 \leq \mu_D \leq 0,568 \\ \text{HIPÓTESE NULA ACEITA} \\ t = 1,271 < t_{.05} \text{ n.s.} \\ \alpha = (\text{nível de significância}) \\ 0.20 < \alpha < 0.30 \end{array}$$

d)- Resumo da análise para os níveis de protensão:

9871 N, 17818 N, 38936 N, 48713 N, 58948 N e 68645 N,
tabela 8.7.

TABELA 7.8 - RESUMO DA ANÁLISE

	BORDA SUPERIOR	LINHA NEUTRA	BORDA INFERIOR	DISTANTE a 10,5 mm da B.I.	
ANÁLISE PARA T ₀ = 9871 N	FASE 1	- 0,153 ≤ μ _D ≤ 0,649 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,719 < t _{0.05} n.s. 0.10 < α < 0.20	- 0,047 ≤ μ _D ≤ 0,840 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,01 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10	- 0,556 ≤ μ _D ≤ 1,156 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,116 < t _{0.05} n.s. 0.30 < α < 0.40	- 0,994 ≤ μ _D ≤ 1,711 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,267 < t _{0.05} n.s. α = 0.80
	FASE 2	- 0,553 ≤ μ _D ≤ 0,293 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,163 < t _{0.05} n.s. 0.30 < α < 0.40	- 0,229 ≤ μ _D ≤ 0,614 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,116 < t _{0.05} n.s. 0.30 < α < 0.40	0,733 ≤ μ _D ≤ 0,178 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,937 < t _{0.05} n.s. 0.10 < α < 0.20	- 0,045 ≤ μ _D ≤ 0,647 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,129 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10
	FASE 3	- 2,712 ≤ μ _D ≤ 2,039 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,393 < t _{0.05} n.s. 0.70 < α < 0.80	- 0,208 ≤ μ _D ≤ 0,401 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,774 < t _{0.05} n.s. 0.40 < α < 0.50	- 1,961 ≤ μ _D ≤ 1,448 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,272 < t _{0.05} n.s. 0.80 < α < 0.90	- 0,705 ≤ μ _D ≤ 1,435 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,837 < t _{0.05} n.s. 0.40 < α < 0.50
PARA T ₀ = 17818 N	FASE 1	- 0,043 ≤ μ _D ≤ 0,9981 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,547 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10	- 0,031 ≤ μ _D ≤ 0,275 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,947 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10	- 0,656 ≤ μ _D ≤ 0,405 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,60 < t _{0.05} n.s. 0.60 < α < 0.70	- 0,044 ≤ μ _D ≤ 0,636 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,236 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10
	FASE 2	- 0,699 ≤ μ _D ≤ 0,892 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,334 < t _{0.05} n.s. 0.70 < α < 0.80	- 0,061 ≤ μ _D ≤ 0,361 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,727 < t _{0.05} n.s. 0.30 < α < 0.40	- 0,130 ≤ μ _D ≤ 1,551 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,345 < t _{0.05} n.s. 0.20 < α < 0.30	- 0,109 ≤ μ _D ≤ 0,927 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,029 < t _{0.05} n.s. 0.05 < α < 0.10

CONTINUA

TABELA 8.7 - CONTINUAÇÃO

	BORDA SUPERIOR	LINHA NEUTRA	BORDA INFERIOR	DISTANTE A 10,5mm da B.I.
ANÁLISE FASE 3	- 1,040 $\leq \mu_D \leq$ 4,117 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,656 < t ₀₅ n.s. 0.10 < $\alpha <$ 0.20	- 0,096 $\leq \mu_D \leq$ 0,307 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,284 < t ₀₅ n.s. 0.20 < $\alpha <$ 0.30	- 8,079 $\leq \mu_D \leq$ 0,738 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,649 < t ₀₅ n.s. 0.05 < $\alpha <$ 0.10	- 4,778 $\leq \mu_D \leq$ 0,123 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,442 < t ₀₅ n.s. 0.05 < $\alpha <$ 0.10
	ANÁLISE PARA T _e = 38936 N	- 0,299 $\leq \mu_D \leq$ 0,541 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,799 < t ₀₅ n.s. 0.10 < $\alpha <$ 0.20	- 0,280 $\leq \mu_D \leq$ 0,133 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,866 < t ₀₅ n.s. 0.40 < $\alpha <$ 0.50	- 1,352 $\leq \mu_D \leq$ 1,192 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,20 < t ₀₅ n.s. 0.80 < $\alpha <$ 0.90
ANÁLISE PARA T _e = 38936 N	- 0,966 $\leq \mu_D \leq$ 0,510 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,858 < t ₀₅ n.s. 0.40 < $\alpha <$ 0.50	- 0,372 $\leq \mu_D \leq$ 0,137 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,129 < t ₀₅ n.s. 0.3 < $\alpha <$ 0.40	- 1,020 $\leq \mu_D \leq$ 1,842 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,913 < t ₀₅ n.s. 0.40 < $\alpha <$ 0.50	- 0,060 $\leq \mu_D \leq$ 1,892 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,383 < t ₀₅ n.s. 0.70 < $\alpha <$ 0.80
ANÁLISE PARA T _e = 48713 N	- 2,175 $\leq \mu_D \leq$ 3,367 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,597 < t ₀₅ n.s. 0.50 < $\alpha <$ 0.60	- 2,571 $\leq \mu_D \leq$ 1,243 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,852 < t ₀₅ n.s. 0.40 < $\alpha <$ 0.50	- 6,370 $\leq \mu_D \leq$ 0,995 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,322 < t ₀₅ n.s. 0.10 < $\alpha <$ 0.20	- 5,010 $\leq \mu_D \leq$ 0,226 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,236 < t ₀₅ n.s. 0.05 < $\alpha <$ 0.10
ANÁLISE PARA T _e = 48713 N	- 0,374 $\leq \mu_D \leq$ 0,571 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,579 < t ₀₅ n.s. 0.50 < $\alpha <$ 0.60	- 0,422 $\leq \mu_D \leq$ 0,820 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,786 < t ₀₅ n.s. 0.40 < $\alpha <$ 0.50	- 1,117 $\leq \mu_D \leq$ 1,794 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,739 < t ₀₅ n.s. 0.50 < $\alpha <$ 0.60	- 0,015 $\leq \mu_D \leq$ 1,736 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,404 < t ₀₅ n.s. 0.05 < $\alpha <$ 0.10

CONTINUA

	BORDA SUPERIOR n = 5	LINHA NEUTRA n = 7	BORDA INFERIOR n = 4	DISTANTE A 10,5 mm do B.I. n = 6
ANÁLISE PARA T _e = 58948 N	FASE 2	- 0,542 ≤ μ _D ≤ 0,439 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,291 < t _{.05} n.s. 0,80 < α < 0,90	- 1,871 ≤ μ _D ≤ 1,791 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,07 < t _{.05} n.s. < α < 0,90	- 0,012 ≤ μ _D ≤ 1,935 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,54 < t _{.05} n.s. 0,05 < α < 0,10
	FASE 3	- 1,055 ≤ μ _D ≤ 4,558 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,733 < t _{.05} n.s. 0,10 < α < 0,10	- 9,915 ≤ μ _D ≤ 1,122 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,535 < t _{.05} n.s. 0,05 < α < 0,10	- 6,908 ≤ μ _D ≤ 0,677 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,112 < t _{.05} n.s. 0,10 < α < 0,20
	FASE 1	1 1,865 ≤ μ _D ≤ 4,558 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,187 < t _{.05} n.s. 0,30 < α < 0,40	- 1,667 ≤ μ _D ≤ 1,284 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,317 < t _{.05} n.s. 0,70 < α < 0,80	- 9,915 ≤ μ _D ≤ 1,122 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,020 < t _{.05} n.s. 0,30 < α < 0,40
ANÁLISE PARA T _e = 58948 N	FASE 2	- 0,442 ≤ μ _D ≤ 0,832 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,85 < t _{.05} n.s. 0,40 < α < 0,50	- 1,03 ≤ μ _D ≤ 1,755 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,829 < t _{.05} n.s. 0,40 < α < 0,50	- 0,113 ≤ μ _D ≤ 1,957 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,290 < t _{.05} n.s. 0,05 < α < 0,10
	FASE 3	- 0,885 ≤ μ _D ≤ 4,038 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,778 < t _{.05} n.s. 0,10 < α < 0,20	- 5,221 ≤ μ _D ≤ 1,112 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,065 < t _{.05} n.s. 0,10 < α < 0,20	- 4,956 ≤ μ _D ≤ 0,618 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,00 < t _{.05} n.s. 0,10 < α < 0,20

TABELA 8.7 - CONTINUAÇÃO

	BORDA SUPERIOR n = 5	LINHA NEUTRA n = 7	BORDA INFERIOR n = 4	DISTANTE A 10,5 mm de B.I. n = 6
ANÁLISE PARA $T_e = 68645 \text{ N}$	FASE 1	- 0,773 $\leq \mu_D \leq$ 0,823 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,086 < t _{0.05} n.s. $\alpha >$ 0,90	- 0,515 $\leq \mu_D \leq$ 1,249 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,018 < t _{0.05} n.s. 0,30 < α < 0,40	- 0,977 $\leq \mu_D \leq$ 3,161 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,679 < t _{0.05} n.s. 0,10 < α < 0,20
	FASE 2	- 0,820 $\leq \mu_D \leq$ 0,840 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 0,034 < t _{0.05} n.s. $\alpha >$ 0,90	- 0,499 $\leq \mu_D \leq$ 1,439 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,186 < t _{0.05} n.s. 0,20 < α < 0,30	- 0,631 $\leq \mu_D \leq$ 2,869 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,034 < t _{0.05} n.s. 0,10 < α < 0,20
	FASE 3	- 0,807 $\leq \mu_D \leq$ 4,689 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,961 < t _{0.05} n.s. 0,10 < α < 0,20	- 0,722 $\leq \mu_D \leq$ 1,996 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 1,147 < t _{0.05} n.s. 0,20 < α < 0,30	- 7,531 $\leq \mu_D \leq$ 0,463 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,813 < t _{0.05} n.s. 0,10 < α < 0,20
				- 0,005 $\leq \mu_D \leq$ 3,239 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,439 < t _{0.05} n.s. 0,05 < α < 0,10
				- 0,033 $\leq \mu_D \leq$ 3,050 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,517 < t _{0.05} n.s. 0,05 < α < 0,10
				- 5,599 $\leq \mu_D \leq$ 0,199 HIPÓTESE NULA ACEITA t = 2,394 < t _{0.05} n.s. 0,05 < α < 0,10

Nas figuras 8.4, 8.5 e 8.6, são apresentados os diagramas de distribuição de resíduos, para o nível de protensão de 48713 N.

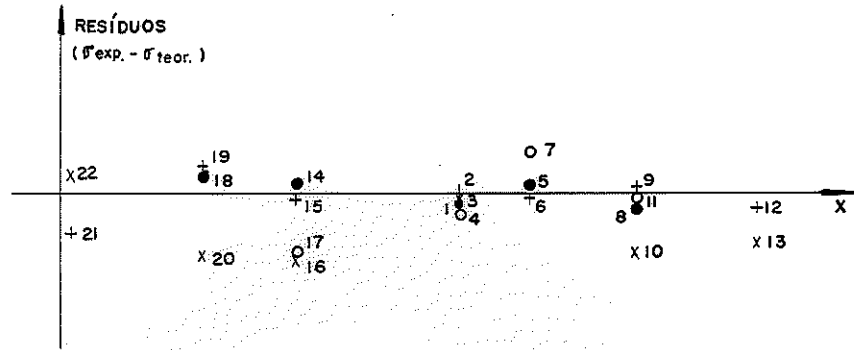


FIG. 8.4 - DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE RESÍDUOS
NÍVEL: 48713 N - FASE 1

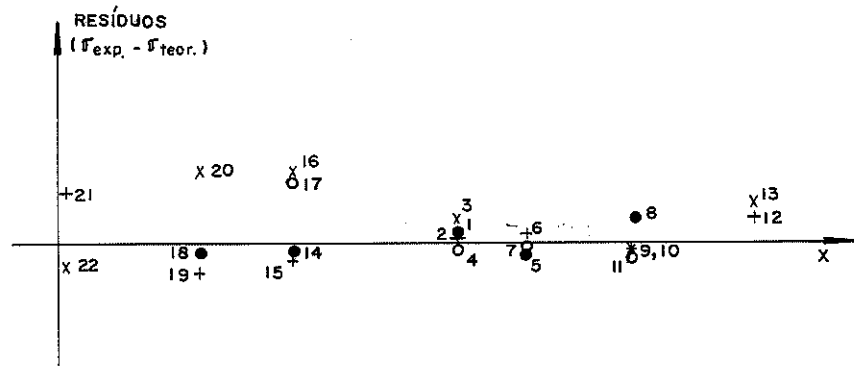


FIG. 8.5 - DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE RESÍDUOS
NÍVEL: 48713 - FASE 2

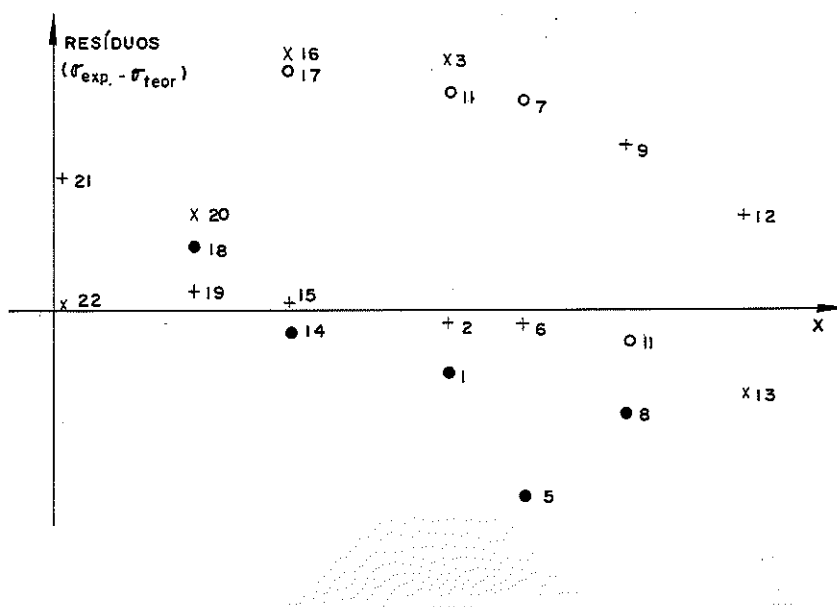


FIG. 8.6 - DIAGRAMA DE DISTRIBUIÇÃO DE RESÍDUOS
NÍVEL: 48713 N - FASE 3

Através dos diagramas apresentados nas figuras 8.4 a 8.6, nota-se a compatibilidade da dispersão de erros com hipótese nula, confirmando-se a validade da aplicação do cálculo proposto.

9 - CONCLUSÕES

Os estudos da viga de madeira protendida com cabos de aço retos, levaram a concluir que o cálculo proposto por Bohaman, usando as hipóteses da teoria de primeira ordem, não se mostraram compatíveis com os resultados experimentais.

Os resultados experimentais quando comparados com o cálculo proposto por Bohaman, apresentaram diferenças altamente significantes para o banzo superior e inferior. Para a linha neutra as diferenças não foram significantes devido ao fato da variação do esforço normal, ser pequeno e não existirem tensões oriundas da flexão.

Para o dimensionamento de vigas de madeira protendida com cabos retos, sugere-se o cálculo utilizando-se as hipóteses da teoria de segunda ordem, podendo-se utilizar, a forma de cálculo apresentada para estas vigas com cabos curvos, fazendo-se nula a distância da linha de ancoragem dos cabos ao seu ponto de tangente nula ($e = 0$).

A forma de cálculo proposta, mostrou-se plenamente compatível com os resultados experimentais, com diferenças não significantes. Podendo-se utilizar esta forma de cálculo proposta para vigas de madeira protendida.

A viga de madeira protendida além de flechas bastante inferiores às da viga simples apresenta uma capacidade de carga bastante superior. Para o modelo estudado, a capacidade de carga na ruptura foi 2,83 vezes maior.

10. SEQUÊNCIA DE ESTUDOS NECESSÁRIOS

O conhecimento completo das vigas de madeira protendida depende de alguns estudos relevantes para esclarecer o seu comportamento.

Entre estes estudos destacam-se:

- a) Determinação das relações teóricas eventualmente existentes entre as fases construtivas da estrutura: protensão no canteiro, protensão no canteiro mais carga permanente, acréscimo de protensão, estrutura em serviço.
- b) Estudo experimental da perda de protensão eventualmente associada à deformação lenta da madeira.
- c) Estudo experimental de possíveis tipos de ancoragem.

BIBLIOGRAFIA

- 1) AMERICAN INSTITUTE OF TIMBER CONSTRUCTION- Timber construction manual. 2. ed. New York, John Wiley and Sons, 1974.
- 2) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS- Cálculo e execução de estruturas de madeira - NB-11. Rio de Janeiro, ABNT, 1951. 23p.
- 3) BARBATO, Roberto A.L.- Introdução ao cálculo de coberturas pênseis. São Carlos, EESC-USP, s.d. (Notas de Aula).
- 4) BARNETT, R.- Prestressed truss-beams. American Society of Civil Engineers. Transactions - Paper nº 2989.
- 5) BILLIG, Kurt- Prestressed concrete. London, Mac Millan, 1952. 470p.
- 6) BOHANNAN, Billy- Prestressed laminated wood beams, USDA-FS-FPL, Mad., Wis., 1964. 32p. (Research Paper, FPL 8).
- 7) CIMAF - Cabos de aço. Catálogo C-5, Jan. 1956.
- 8) DAMIANO, Antonio R.G.- Introdução ao estudo do módulo de elasticidade transversal e suas correlações com outras constantes elásticas da madeira. São Carlos, EESC-USP, 1981/82. (Relatórios nº 1 e 2 - Iniciação Científica).
- 9) FINN, E.- The use of prestressed steel in elevated roaways. The Structural Engineer, Jan.1964.
- 10) FREAS, A.D. & SELBO, M.L.- Fabrication and design of glued laminated wood structural members. Washington, D.C., Feb. 1954. (Technical Bulletin, 1069).
- 11) FUSCO, Péricles Brasiliense- Estrutura de concreto: fundamentos estatísticos da segurança das estruturas. São Paulo, 1976. 27p.

- 12) HELLMEISTER, João Cesar- Estruturas de madeira. 2.ed. 4. reimpr. rev. e corrig. São Carlos, EESC-USP, 1977. 113p. (Notas de aula).
- 13) HOADLY, P.- Behavior of prestressed composite steel beams. Journal of the Structural Division, June, 1963.
- 14) KHACHATURIAN, Warbey & GURFINKEL, German- Prestressed concrete. New York, McGraw-Hill, 1969. 460p.
- 15) LOGSDON, Norman Barros- Contribuição ao estudo das pontes de madeira. Orientador Prof. Dr. João Cesar Hellmeister. São Carlos, EESC-USP, 1982. 386p. Dissertação (Mestre-Eng. de Estruturas).
- 16) MAGNEL, G.- Prestressed steel structures. The Structural Engineer, 28, 1950.
- 17) MOELL, Hans- Hormigón pretensado. Barcelona, Gustavo Gili, 1958. 279p.
- 18) MONTANARI, Ilio- Concreto protendido. São Carlos, EESC-USP, 1976. (Notas de aula).
- 19) OZELTON, M.C. & BAIRD, J.A.- Timber designer's manual. London, Crosby Lockwood Staples, 1976. 51p.
- 20) SAMPAIO JR., C.F.- Dimensionamento econômico de vigas protendidas de aço. São Carlos, EESC-USP, Nov. 1976. Dissertação (Mestre - Eng. de Estruturas).
- 21) SANTOS, Paulo N.- Contribuição ao estudo de coberturas pênséis cilíndricas não protendidas. Orientador Prof. Dr. Dante A.O. Martinelli. São Carlos, EESC-USP, 1975. 129p. Dissertação (Mestre - Eng. de Estruturas).
- 22) SCHIEL, F.- Introdução à resistência dos materiais. São Carlos, EESC-USP, 1976. (Fascículos I, II e III).

- 23) SCHULTE, H. & YAGUI, T.- Estruturas de aço: elementos básicos. São Carlos, EESC-USP, 1977. 347p.
- 24) STAMATO, M.C.- Deslocamento em estruturas lineares. 4.ed. São Carlos, EESC-USP, 1976.
- 25) SZILARAL, R.- Design of prestressed composite steel structure. Journal of the Structural Division, Nov. 1959.



ANEXO I

LEA

AJUSTE DE FUNÇÃO A DADOS DE DEFORMAÇÃO DE UMA ESTRUTURA

PARA: Laboratório de Estruturas e Madeiras
Escola de Engenharia de São Carlos

Apenas uma estrutura foi usada, medindo-se as deformações em onze distintos pontos sobre ela. As extremidades eram fixadas.

Para diversas combinações de protensão e esforços a estrutura foi ensaiada. Deseja-se o ajuste de uma função para cada ensaio, que foi repetido três vezes.

As três "replicações" referem-se à mesma estrutura e, logo, são correlacionadas. Dentro de cada uma delas, os onze pontos observados devem também ser correlacionados.

Além disso, a variação da observação cresce com o afastamento das extremidades fixadas da estrutura. Deve ser notado também que os ajustes devem passar pelo zero nas extremidades.

Como se vê, não há possibilidade de adequado ajuste do ponto de vista estritamente estatístico. Não obstante, procedeu-se o ajuste de diversos polinômios, por mínimos quadrados ponderados, com pesos aumentando quadraticamente do meio para a extremidade da estrutura, visando corrigir as variâncias, e

LABORATÓRIO DE
ESTATÍSTICA
APLICADA

UFSCar - DCEs
São Carlos - SP.
13:560 - CP. 676
Tel. (0162) 71-8111
Ramal 247

LEA

restritos a terem raízes nas extremidades.

Extensa análise de resíduos foi feita com:

- i) gráfico de resíduos;
- ii) cálculo das medidas de influência (DFBETAS, D de Cook e outras);
- iii) análise da colinearidade (sobre ii e iii, ver Belhsley, Kuh e Welsch (1980): Regression Diagnostics - J.Wiley, N.Y.).

Através das análises, pode-se eliminar diversos pontos. O ponto central foi eliminado de todos os ensaios, pois foi utilizado equipamento de leitura diferente dos demais pontos e, pelo que se pode ver da análise de resíduos, introduziu forte tendenciosidade.

Através destas análises concluiu-se que o polinômio do quarto grau representou razoavelmente os resultados.

Os resultados e gráficos para ($F=6$) ($PROT=3$) seguem para exemplo.

Nota sobre ajuste com restrição.

O modelo escolhido foi:

$$d_i = b_1 l_i + b_2 l_i^2 + b_3 l_i^3 + b_4 l_i^4 + e_i$$

com:

$$E(e_i) = 0,$$

$$V(e_i) = \frac{\sigma^2}{p_i}, \text{ com } p_i = (l_i - 0,5)^2 + 0,1$$

$$\text{Cov}(e_i, e_j) = \rho \sigma^2, \quad i \neq j$$

LEA

com $d(0) = d(1) = 0$, onde a estrutura foi convencionada de comprimento unitário.

Para o ajuste, primeiramente os dados foram modificados com pesos p_i , de acordo com as variâncias, e fêz-se:

$$p_i d_i = b_1 p_i l_i + b_2 p_i l_i^2 + b_3 p_i l_i^3 + b_4 p_i l_i^4 + p_i e_i.$$

A seguir, pode-se mostrar que a solução de mínimos quadrados é dada por:

$$\begin{pmatrix} X'X & \tilde{c}' \\ \tilde{c} & \phi \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \tilde{\beta} \\ \lambda \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} X'\tilde{d} \\ 0 \end{pmatrix}$$

onde:

$X'X$: é a matriz de produtos cruzados das potências de l .

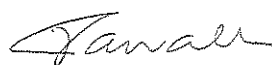
\tilde{c} : é vetor coluna com $c' = (1, 1, 1, 1, 0)$.

$\tilde{\beta}$: é $\tilde{\beta}' = (b_1, b_2, b_3, b_4)$.

λ : é um multiplicador de Lagrange a ser determinado.

\tilde{d} : é o vetor de dados.

São Carlos, 15 de julho de 1982



Dr. José Ferreira de Carvalho

SOURCE	DF	SUM OF SQUARES	MEAN SQUARE	F VALUE	PROB>F
Model	3	4.955674	1.651891	508.967	0.0001
Error	24	0.077894	0.003245578		
U Total	27	5.033568			
ROOT MSE		0.056970	R-SQUARE	0.9845	
DEP MEAN		0.947974	ADJ R-SQ	0.9832	
C.V.		6.009655			

VARIABLE	DF	PARAMETER ESTIMATE	STANDARD ERROR	T FOR HO PARAMETER=0	PROB > T
L	1	3.287777	0.720293	4.564	0.0001
L2	1	9.823045	3.822077	2.570	0.0168
L3	1	-26.451073	6.255378	-4.229	0.0003
L4	1	13.340251	3.168995	4.210	0.0003
RESTRICT	-1	0.009059734	.	.	1.0000

VARIABLE	DF	TYPE II SS	STANDARDIZED ESTIMATE	TOLERANCE	VARIANCE INFLATION
L	1	0.067620	1.844514	0.017516	57.091605
L2	1	0.021438	5.655399	0.000591	1692.884621
L3	1	0.058033	-14.140739	0.000256	3909.842202
L4	1	0.057514	6.514212	0.001194	837.207840
RESTRICT	-1	0	.	.	.

