

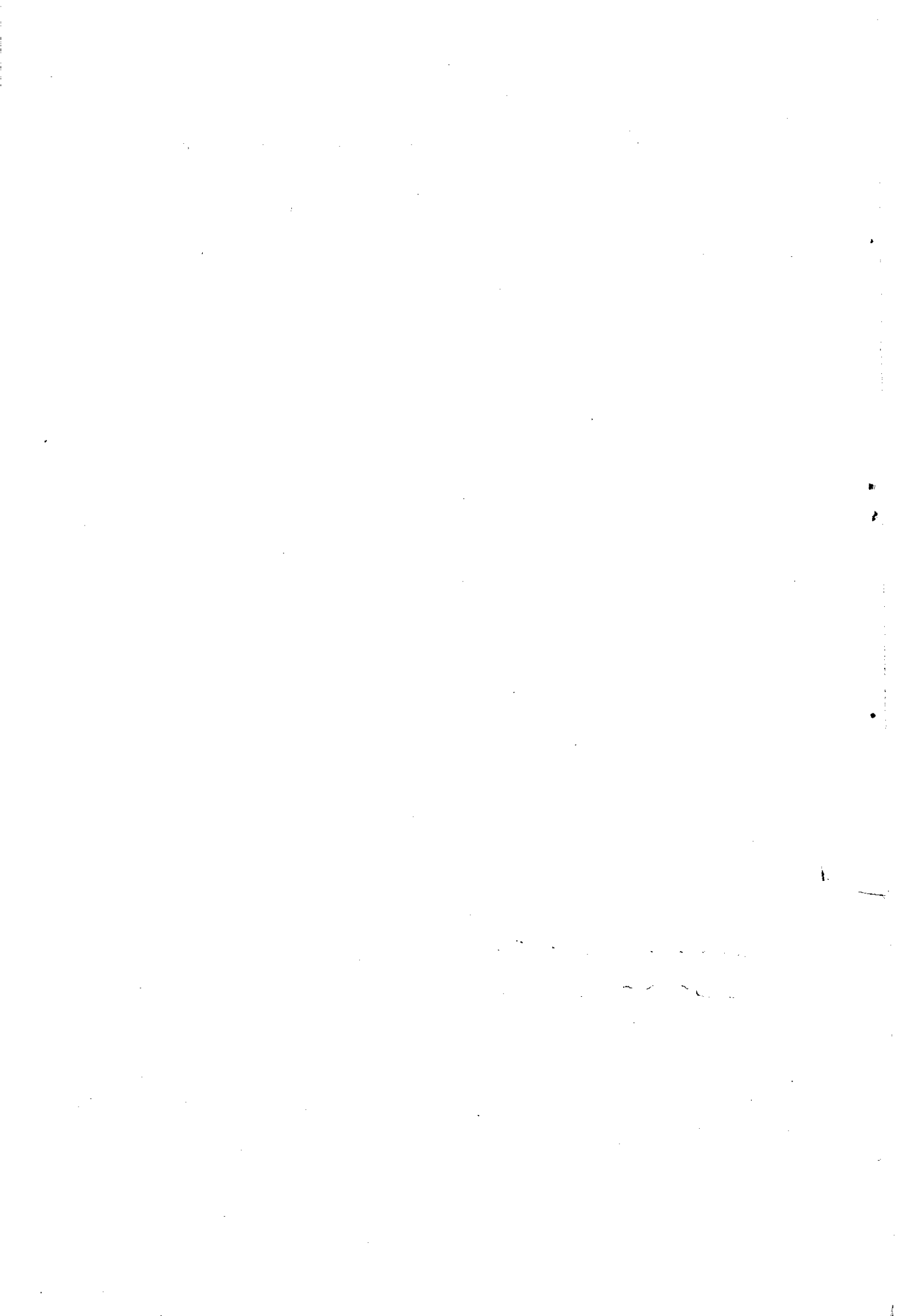
**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO**  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS  
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

**PROJETO DE EXPERIMENTAÇÃO DE PÓRTICOS  
PLANOS DE MADEIRA**

Eng.º FABIO A. B. CORDOVIL



SÃO CARLOS, 1977



## AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que contribuíram para a realização desse trabalho, em especial:

Ao Prof. Dr. João Cesar Hellmeister, pela orientação efetiva e apoio inestimável.

Aos funcionários do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da E.E.S.C., pela dedicação e boa vontade na elaboração das diversas etapas dos ensaios experimentais.

Aos colegas dos cursos de Pós-Graduação da EESC, pela importante contribuição na realização dos ensaios no LAMEM.

Aos professores dos cursos de Pós-Graduação da EESC, pelos ensinamentos transmitidos.

Ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela ajuda financeira.

Ao Centro de Processamento de Dados da EESC, pela utilização de seus equipamentos.

Ao Sr. José Francisco do Nascimento Filho, pela excelente datilografia observada neste trabalho.

Aos amigos, as pessoas da minha família, a minha mãe, pela permanente demonstração de confiança e afeto.



## RESUMO

É objetivo deste trabalho o estudo de pórticos planos de madeira, de acordo com o roteiro em uso no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira, seguindo: do cálculo aproximado para o cálculo exato, do dimensionamento da estrutura ao do modelo estrutural para ensaios em laboratório, da análise de resultados à redação didática do estudo realizado.

O desenvolvimento deste trabalho, evidencia a viabilidade da utilização de peças de madeira, através de colagem com adesivos apropriados, constituindo elementos estruturais adequados.

O emprego de cavilhas especiais de madeira foi estudado para a eventualidade da utilização da estrutura em ambiente sujeito ao ataque de agentes agressivos, dispensando-se o emprego de elementos metálicos sujeitos à corrosão nesses ambientes.

## ABSTRACT

The main purpose of ~~this~~ <sup>A</sup> paper is the study of plane frames<sup>X</sup> following a particular routine (usual) at the Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira; from the approximate calculus to the precise calculus of the stresses, from the design of the structure to the design of the experimental model, from the analysis of the theoretical and experimental results to the didactic report of the work realized.

The results obtained give <sup>V</sup> good idea of the reliability of the utilization of glued wooden laminae as adequate structural members.

The <sup>application</sup> usage of special designed spikes permit the utilization of the structure in surroundings favorable to corrosion of the connectors, bolts or metallic screws.



## INDICE

INTRODUÇÃO.....	1
1 - ANTE PROJETO DA ESTRUTURA.....	3
1.1 - Dados da estrutura.....	3
1.2 - Cálculos geométricos complementares.....	3
1.3 - Estimativas dos elementos para efeito de cargas....	4
1.4 - Solicitação das terças no pórtico.....	4
1.5 - Prê-dimensionamento do pórtico.....	5
2 - INFLUÊNCIA DO VENTO NA ESTRUTURA.....	12
2.1 - Carga de vento.....	12
2.2 - Possibilidade de ocorrência de vento na estrutura..	12
2.3 - Combinações mais desfavoráveis.....	13
3 - PROGRAMA EM LINGUAGEM "FORTRAN".....	15
3.1 - Considerações gerais.....	15
3.2 - Fluxograma do programa principal.....	15
3.3 - Função IDIAG.....	25
3.4 - Subrotina CIMQ.....	25
3.5 - Subrotina MRIGE.....	27
3.6 - Subrotina EEP.....	28
3.7 - Caracterização dos dados a serem fornecidos.....	30
3.8 - Listagem do programa.....	32
4 - CÁLCULO DA ESTRUTURA POR COMPUTADOR.....	45
4.1 - Introdução.....	45
4.2 - Estudo de cargas.....	45
4.3 - Situações de carregamento.....	46
4.4 - Dados da estrutura e propriedades das barras.....	48
4.5 - Cartões de dados para o computador.....	49
4.6 - Resultados do computador.....	51
4.7 - Estudo dos resultados.....	63
4.8 - Diagrama de esforços.....	65
4.9 - Verificação do dimensionamento.....	67
5 - PROJETO PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA.....	72
5.1 - Introdução.....	72
5.2 - Escolha da seção transversal das tábuas.....	73
5.3 - Plano de corte das tábuas.....	74
5.4 - Montagem da estrutura.....	79
5.5 - Detalhes construtivos.....	81
5.6 - Contra deslocamentos para a carga permanente.....	87





6	- ESTUDO DO MODELO EXPERIMENTAL.....	94
6.1	- Introdução.....	94
6.2	- Dimensões.....	94
6.3	- Previsão de carregamento.....	94
6.4	- Carregamento máxima admissível.....	96
6.5	- Construção de modelo experimental.....	96
6.6	- Montagem do modelo experimental.....	97
7	- PLANEJAMENTO DO ENSAIO DO MODELO EXPERIMENTAL.....	99
8	- ENSAIO E DADOS EXPERIMENTAIS.....	102
8.1	- Dados gerais.....	102
8.2	- Cargas permanentes de ensaio.....	103
8.3	- Cálculos auxiliares.....	112
8.4	- Sequência de ensaios.....	116
8.5	- Cartões de dados para os diversos carregamentos..	116
8.6	- Sequência de carregamentos.....	120
8.7	- Observações verificadas durante o carregamento da estrutura.....	127
8.8	- Decomposição das cargas dos macacos.....	128
9	- ENSAIOS POSTERIORES AO COLAPSO DA ESTRUTURA.....	143
9.1	- Introdução.....	143
9.2	- Módulo de elasticidade à flexão (E).....	143
9.3	- Limite de compressão paralela às fibras ( $\sigma_c$ ).....	143
9.4	- Limite de resistência da ligação das barras incli- nadas.....	144
9.5	- Limite de resistência das ligações das barras ver- ticais com as barras inclinadas.....	144
9.6	- Ensaio dos corpos de prova alheios à estrutura..	144
10	- CÁLCULO DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL COM OS DIVERSOS CARRE- GAMENTOS.....	146
10.1	- Introdução.....	146
10.2	- Cálculo dos esforços nas extremidades das barras..	146
10.3	- Cálculo das tensões nos pontos notáveis.....	193
-11	- ANÁLISE E CONCLUSÕES SOBRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS..	206
11.1	- Introdução.....	206
11.2	- Valores lidos e calculados.....	206
11.3	- Considerações sobre as diferenças de resultados...	213
11.4	- Considerações sobre o colapso da estrutura.....	215
11.5	- Conclusões.....	215
	BIBLIOGRAFIA.....	216
	FOTOGRAFIAS.....	218



## INTRODUÇÃO

Considerando que a madeira é o único material de construção cuja fonte é recuperável, torna-se indispensável que uma nação com as características do Brasil desperte, em escala progressiva, a atenção para o seu estudo. É relevante a observação que em todos os países desenvolvidos, a tecnologia referente às madeiras, encontra-se em estágio grandiosamente evoluído.

A utilização da madeira como material estrutural, no Brasil, deverá receber grande impulso através dos trabalhos realizados no Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Engenharia de São Carlos. Os estudos em andamento estão se desdobrando em uma grande variedade de opções para o uso da madeira como componente estrutural. Um dos frutos dessa atividade é apresentado nestas paginas.

Este trabalho encontra-se dividido em duas partes. A primeira se refere ao projeto de um pórtico plano construído de peroba rosa. A segunda parte aborda a experimentação, em modelo reduzido, do pórtico projetado.

Na primeira parte, o estudo se fez desde o pré-dimensionamento da estrutura, através de fórmulas aproximadas e vai até as soluções construtivas para a execução da obra. O dimensionação definitivo do pórtico se efetua tomando-se como dados, os valores resultantes do cálculo da estrutura através de computador em pregando técnicas matriciais de análise de estruturas, pelo método dos deslocamentos. Apresenta-se o programa completo para a resolução de pórticos planos, compilado dos assuntos lecionados na disciplina "Análise Matricial de Estruturas", dos programas de Pós-Gra-duação da E.F.S.C.

Verifica-se, também, que as fórmulas aproximadas, apresentam valores resultantes bastante satisfatórios, parecendo compatível seu emprego nos cálculos, com a precaução de verificar tam-bém as deformações da estrutura.

A segunda parte deste trabalho, que se inicia no capítulo 6, apresenta a experimentação da estrutura em modelo reduzido na proporção 1:3. Os ensaios experimentais foram efetuados no laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da E.F.S.C., de ma-neira a se aproveitar a potencialidade técnica de seu corpo funcional e de seus equipamentos.

A experimentação, é sempre bastante proveitosa, pois evidencia fenômenos relevantes no comportamento da estrutura

em função dos carregamentos. Constatou-se que, na estrutura estudada, as tábuas devem ser plenamente coladas, sem o que, permite-se a flambagem prematura das bordas comprimidas da peça estrutural.

Evidenciou-se, também, o satisfatório desempenho da cola utilizada, permitindo que a ruptura acontecesse fora das ligações coladas.

Foram realizados ensaios comparativos de peças elaboradas com as mesmas características dos elementos da estrutura, uma vez que se percebeu que o pórtico depois de atingir o colapso, ofereceu uma desagregação dos seus elementos estruturais.

Infelizmente, dois aspectos não ficaram suficientemente estudados; as cavilhas e a resistência do adesivo, porque, cada um deles, poderia ser assunto para outro trabalho das dimensões deste. No que se refere a resistência do adesivo, pode-se dizer no entanto, que o seu desempenho é muito superior às estimativas de cálculo da estrutura, perfazendo uma ligação quase que perfeita, restando, porém, uma efetiva avaliação. Quanto as cavilhas, pode-se afirmar que, na presença da estrutura colada, a sua resistência é insignificante, sendo, porém, importante na substituição de elementos metálicos.

A conclusão deste trabalho poderia ser mais minuciosa, envolvendo todos os dados referentes aos diversos carregamentos aplicados, fato que ocasionaria um aumento substancial, talvez cansativo para o leitor, do volume desta dissertação. Então optou-se pela solução apresentada, ficando no entanto, inseridos neste trabalho, todos os dados que por ventura venham a ser interessantes para uma análise mais apurada.

# 1 - ANTE - PROJETO DA ESTRUTURA

## 1.1. - Dados da Estrutura

Cálculo de um pórtico plano, de madeira, com momento de inércia constante, para estrutura industrial, com as seguintes características:

- vão teórico = 24,00 m
- espaçamento entre pórticos = 4,00 m
- inclinação das hastes de cobertura = 15° (aproximadamente)
- espécie de madeira: peroba rosa
- tipo de telhas: fibro - cimento com terças espaçadas de 1,69 m
- pé - direito mínimo = 4,00 m

A figura 1 elucida os dados:

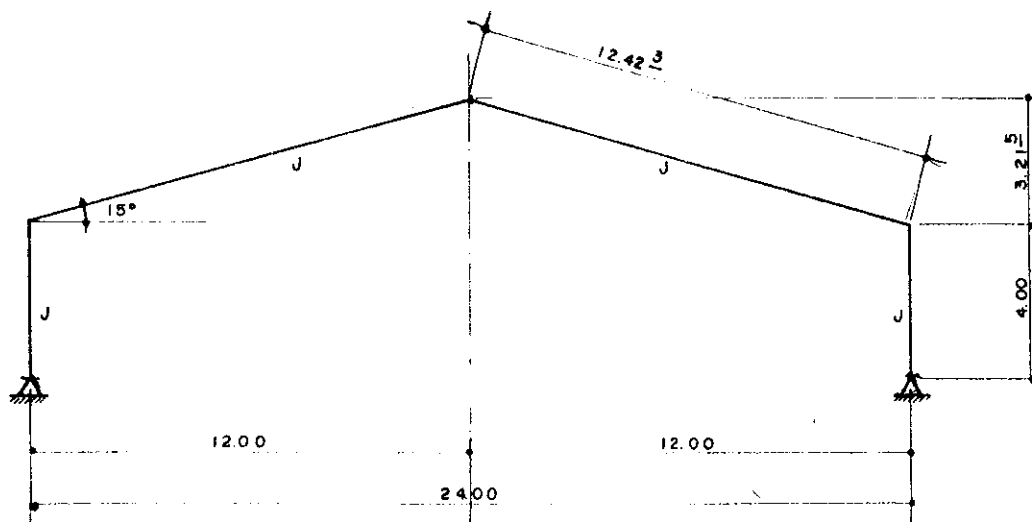


FIG. 1

### DADOS DA ESTRUTURA

## 1.2. - Cálculos Geométricos Complementares

A figura 2 possibilita o cálculo da altura da cumeeira (f) e do comprimento da barra inclinada do pórtico (d)

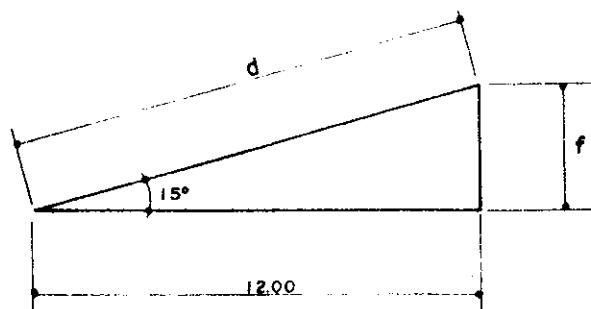


FIG. 2

### CÁLCULO DA CUMEEIRA

- altura da cumeeira (f)

$$f = \operatorname{tg} 15^\circ \cdot 12,00 = 0,26795 \cdot 12 = 3,215 \text{ m}$$

- comprimento da barra inclinada (d)

$$d = \frac{12,00}{\cos 15^\circ} = \frac{12,00}{0,9659} = 12,423 \text{ m}$$

### 1.3. - Estimativa dos elementos para efeito de carga

#### 1.3.1 - Estimativa de cargas

- Telhas: Peso próprio =  $25 \text{ Kg/m}^2$ , portanto, o peso por metro quadrado na projeção horizontal, será este valor dividido por  $\cos. 15^\circ$ :

$$25 \cdot \frac{1}{\cos. 15^\circ} = 26 \text{ Kg/m}^2$$

- Terças: Peso próprio estimado, supondo um perfil de peroba rosa de  $6 : 16 \text{ cm}$ , considerando o peso específico do material igual a  $900 \text{ Kg/m}^3$ .

$$0,06 \cdot 0,16 \cdot 900 = 8,64 \text{ Kg/m}$$

#### 1.3.2 - Carregamento nas terças

- Carga permanente: Peso próprio  $8,64 \text{ kg/m}$   
reação das telhas =  $26 \cdot 1,69 = 43,94 \text{ Kg/m}$

$$\text{total} = 8,64 + 43,94 = 52,58 \text{ Kg/m aproximadamente} \\ 53 \text{ Kg/m}$$

- Carga acidental: Podemos considerar, com satisfatória segurança, uma sobrecarga de  $50 \text{ Kg}$  por metro linear de terça.

- Carga total: Permanente mais acidental

$$53 \text{ Kg/m} + 50 \text{ Kg/m} = 103 \text{ Kg/m}$$

### 1.4. - Solicitação das terças no pórtico

- Da carga permanente:  $53 \cdot 4,00 = 212 \text{ kg}$

- Da carga acidental:  $50 \cdot 4,00 = 200 \text{ Kg}$

- Total..... 412 Kg

### 1.5 - Pré-Dimensionamento do Pórtico

Para o pré-dimensionamento do pórtico, lançou-se mão das fórmulas de Simon Goldenhorn, levando-se em consideração o momento de inércia constante em todas as barras.

A utilização das fórmulas de Simon Goldenhorn, requer a consideração de uma carga uniformemente distribuída, aplicada verticalmente nas barras inclinadas da estrutura. Este método é aproximado, pois despreza as solicitações axiais das peças, porém, o autor verificou que a aproximação é satisfatória quando se confrontam os resultados obtidos com os calculados pelo método mais rigoroso inserido neste trabalho. Então, pode-se, para um pré-dimensionamento, aplicar as fórmulas citadas, prevendo que o cálculo dos esforços internos obtidos através de processos mais exatos, não vão diferir muito dos estimados, neste estágio de cálculo.

#### 1.5.1. - Cálculo das cargas

- Reação das terças:

Para cada terça há uma reação vertical de 412 Kg conforme o item 1.4. mas, para as fórmulas de Simon Goldenhorn, devemos representar esta carga por metro linear do pórtico.

Considerando o espaçamento de 1,69 m entre as terças, esta distância, em projeção horizontal, será de  $1,69 \cdot \cos 15^\circ$ , por causa da inclinação da barra do telhado, ficando então:

$$1,69 \cdot \cos 15^\circ = 1,69 \cdot 0,966 = 1,632 \text{ m.}$$

Então, para traduzir a reação das terças em carga distribuída, devemos dividir a carga pelo espaçamento entre terças em sua projeção horizontal, como segue:

$$412 \div 1,632 = 253 \text{ Kg/m}^2 \text{ X}$$

- Peso próprio do pórtico:

Para a estimativa do peso próprio do pórtico, há necessidade de se tentar uma dimensão satisfatória, então, o autor julgou "a priori", a dimensão de 20 : 50 cm como razoável para uma inicial tentativa.

Considerando o peso específico da madeira...  $900 \text{ Kg/m}^3$

$$0,20 \cdot 0,50 \cdot 900 = 90 \text{ Kg/m}$$

Na projeção horizontal:

$$90 \div \cos 15^\circ = 90 \div 0,959 = 94 \text{ Kg/m}$$

- Carga total: *por projeção das vigas*

$$q = 253 + 94 = 347 \text{ Kg/m}$$

1.5.2. - Aplicação das fórmulas de Simon Goldenhorn

Para a utilização destas fórmulas, há necessidade da identificação dos elementos, como mostra a figura 3.

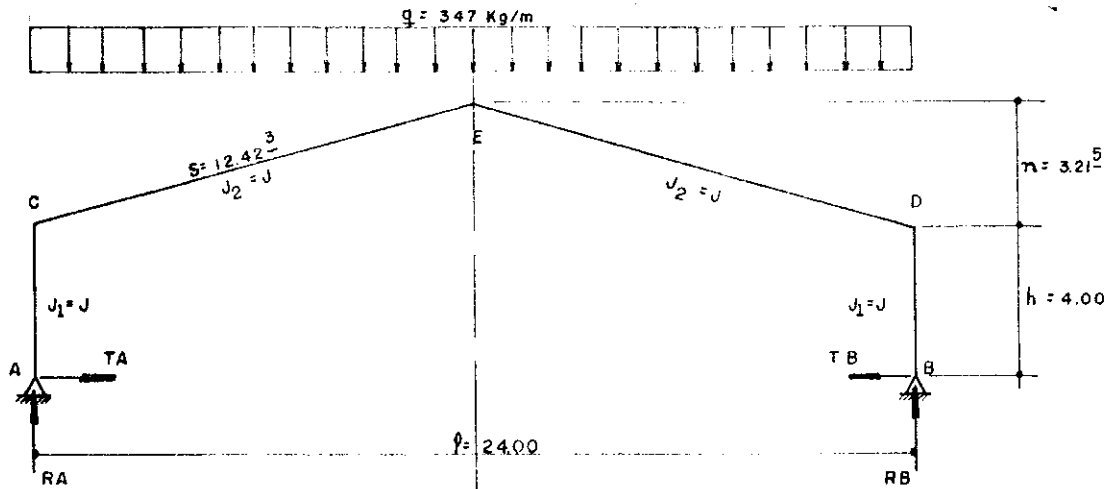


FIG. 3

CARREGAMENTO INICIAL

$J$  = Momento de inércia (constante),  $J_1 = J_2 = J$

Fórmulas de Simon Goldenhorn:

$$K = \frac{J_2}{J_1} \cdot \frac{h}{s}$$

$RA = RB = 0,5 \cdot q \cdot l$  - reações verticais nos pontos A e B

$$TA = TB = \frac{q \cdot l^2}{32} \cdot \frac{8h + 5n}{h^2(k + 3) + n(3h + n)}$$

reações horizontais nos pontos A e B

$MC = MD = - TA \cdot h$  : momentos fletores nos pontos C e D

$$ME = + \frac{q \cdot l^2}{8} - TA (h + n) : \text{momento fletor no ponto E}$$



Substituição dos valores:

$$K = \frac{J}{J} \cdot \frac{4}{12,423} = 0,322$$

$$RA = RB = 0,5 \cdot 347 \cdot 24 = 4164 \text{ Kg}$$

$$TA = TB = \frac{347 \cdot 24^2}{8} \cdot \frac{8 \cdot 4 + 5 \cdot 3,215}{4^2(0,322 + 3) + 3,215(3 \cdot 4 + 3,215)} = 2942 \text{ Kg}$$

$$MC = MD = - 2942 \cdot 4 = - 11768 \text{ Kg.m}$$

$$ME = \frac{347 \cdot 24^2}{8} - 2942(4 + 3,215) = 3757 \text{ Kg.m}$$

1.5.3. - Dimensionamento para a seção 20 : 50 m

Para o momento fletor máximo, em valor absoluto, de 11.768 Kg.m.

Considerando o módulo de resistência  $W = \frac{b d^2}{6}$  no caso desta seção retangular onde  $b$  é a largura da peça e  $d$  é a altura da mesma, temos:

$$W = \frac{b d^2}{6} = \frac{20 \cdot 50^2}{6} = 8333,3 \text{ cm}^3$$

A tensão na peça será  $\sigma = \frac{M}{W}$ , onde  $M$  é o momento fletor

$$\sigma = \frac{1176800}{8333,3} = 141,216 \text{ Kg/cm}^2$$

Este valor é superior ao especificado na NB-11 para a peroba rosa que é 135 Kg/cm<sup>2</sup>.

Concluiu-se, então, que a seção 20 : 50 cm é insuficiente para os esforços calculados.

1.5.4. - Aumento da seção para 20 : 60 cm.

Este aumento de seção se evidencia pelos resultados calculados no item 1.5.3., considerando-se que o momento fletor é excessivo para a dimensão anteriormente considerada.

Hã necessidade de uma nova estimativa de peso próprio, agora para dimensões 20 : 60 cm.

$$\text{Peso próprio} = 0,20 \cdot 0,60 \cdot 900 = 108 \text{ Kg/m}$$

Na projeção horizontal:

$$108 \div \cos 15^\circ = 108 \div 0,959 = 112 \text{ Kg/m}$$

Com o acréscimo de peso próprio, a nova carga total  $q$  será:

$$q = 253 + 112 = 365 \text{ Kg/m}$$

1.5.5. - Cálculo com a nova carga  $q$

$$RA = RB = 0,5 \cdot 365 \cdot 24 = 4380 \text{ Kg}$$

$$TA = TB = \frac{365 \cdot 24^2}{32} \cdot \frac{8,4 + 5,3,215}{4^2(0,322+3) + 3,215(3,4+3,215)} = 3094,5 \text{ Kg}$$

$$MC = MD = - 3094,5 \cdot 4 = - 12378 \text{ Kg.m}$$

$$ME = \frac{365 \cdot 24^2}{8} - 3094,5 \cdot (4+3,215) = 3953,2 \text{ Kg.m}$$

1.5.6. - Dimensionamento para a seção 20 : 60

1.5.6.1 - Momento fletor:

O momento fletor máximo, em valor absoluto é .....

12378 Kg.m, maior que o anteriormente calculado, porém, o módulo de resistência, sofreu considerável aumento, como se nota a seguir

$$W = \frac{b d^2}{6} = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000 \text{ cm}^3$$

A tensão  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1237800}{12000} = 103,15 \text{ Kg/cm}^2$ , menor que a admitida pela NB-11.

1.5.6.2 - Força cortante:

Para o cisalhamento máximo causado pela carga de 4380 Kg, temos o cálculo da seguinte maneira:

$$\tau_F = \frac{Q \cdot Ms}{b \cdot J}, \text{ sendo } \frac{Ms}{J} = \frac{3}{2d} \text{ na seção retangular.}$$

10/10/52

$\tau_F = \frac{3Q}{2bd}$ , onde:  $\tau_F$  = tensão de cisalhamento.

$Q$  = esforço cortante (carga de 4380 Kg, no caso).

$M_s$  = momento estático.

$J$  = momento de inércia.

$b$  = largura da peça.

$d$  = altura da peça.

$\tau_F = \frac{3.4380}{2.20.60} = 5,475 \text{ Kg/cm}^2$ , esta tensão é menor que a admitida pela NB-11,  $12,1 \text{ Kg/cm}^2$  para a peroba rosa.

### 1.5.6.3 - Flexão composta:

Para a flexão composta da peça vertical nas seções próximas aos nós C e D, sujeitas ao momento fletor de 12378 Kg.m e ao esforço axial de 4380 Kg, temos o seguinte cálculo para a tensão  $\sigma_{fc}$ .

- Raio de giração da peça retangular no sentido do momento:  $i = \frac{d}{\sqrt{12}}$ , sendo  $d$  a altura da seção transversal.

$$i = \frac{60}{\sqrt{12}} = \frac{60}{3,464} = 17,32 \text{ cm}$$

- Índice de esbeltez  $\lambda$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ sendo } l_f \text{ o comprimento de flambagem.}$$

Considerando o comprimento de flambagem  $l$  a altura da barra vertical de 4,00 m temos:

$$\lambda = \frac{400}{17,32} = 23,09$$

- De acordo com o parágrafo 57 da NB-11, a flexão composta na borda comprimida, para peças com  $\lambda < 40$ , o  $\bar{\sigma}_{fc}$  limite não deverá ultrapassar a seguinte expressão:

$$\bar{\sigma}_{fc} = \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \bar{\sigma}_c) \epsilon$$

onde:  $\bar{\sigma}_c$  é a tensão admissível na compressão simples, que, para a peroba rosa é de  $85 \text{ kg/cm}^2$ ;  $\bar{\sigma}_f$  é a tensão admissível para a flexão simples de peças com seção retangular, no caso,  $135 \text{ Kg/cm}^2$ , e  $\epsilon$  é dado pela expressão:

$$\epsilon = \frac{6 e}{d + 6 e}, \text{ para peças de seção retangular, onde:}$$

$e = \frac{M}{N}$ , com M e N os valores do momento fletor e da carga axial, em valores absolutos, respectivamente.

$$e = \frac{1237800}{4380} = 282,6 \text{ cm}$$

$$\epsilon = \frac{6 \cdot 282,6}{60 + 6 \cdot 282,6} = \frac{1695,6}{1755,6} = 0,9658$$

$\bar{\sigma}_{fc} = 85 + (135 - 85) \cdot 0,9658 = 133,29 \text{ Kg/cm}^2$ , sendo este o valor máximo que a tensão de flexão composta poderá atingir.

- Conforme a NB-11, a tensão admissível de compressão paralela às fibras na borda comprimida, neste caso, é calculada da seguinte maneira:

$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{\bar{\sigma}_f}{\epsilon}$ , onde  $\bar{\sigma}_f$  é a tensão atuante por flexão simples na mesma seção, que conforme o item 1.5.6.1. é de  $103,15 \text{ Kg/cm}^2$ , então:

$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{103,15}{0,9658} = 106,8 \text{ Kg/cm}^2$ , valor menor que o limite de  $133,29 \text{ Kg/cm}^2$ .

- As bordas tracionadas não ultrapassam os limites estabelecidos na NB-11, pela simples observação dos cálculos já efetuados.

#### 1.5.6.4. - Flambagem.

- Flambagem da barra vertical na direção de menor inércia:

As considerações de cálculo deste fenômeno serão feitas sem a consideração do momento fletor porque, nesta direção não há atuação desta espécie de esforço.

Raio de giração:  $i = \frac{20}{\sqrt{12}}$ , sendo 20 a largura da seção transversal.

$$i = 5,773 \text{ cm}$$

$$\text{Índice de esbeltez: } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{400}{5,773} = 69,29$$

$$\lambda_0 = 64 \text{ para peroba rosa}$$

$64 < 69,29 < 140$  por este motivo é considerada peça longa a tensão de flambagem, conforme a equação de Euler:

$\bar{\sigma}_{fe} = \frac{\Pi^2 \cdot E}{4 \lambda^2}$ , sendo  $E = 94250 \text{ Kg/cm}^2$  o módulo de elasticidade da peroba  $\lambda$  rosa.

$$\bar{\sigma}_{fe} = \frac{3,14^2 \cdot 94250}{4 \cdot 69,29^2} = 48,44 \text{ Kg/cm}^2$$

a área da seção transversal da peça é  $20 : 60 \text{ cm} = 1200 \text{ cm}^2$ .

a carga total que a peça pode suportar é de:

$$P_{fe} = \bar{\sigma}_{fe} \cdot S, \text{ sendo } S \text{ a área da seção transversal.}$$

$P_{fe} = 48,44 \cdot 1200 = 58128 \text{ Kg}$ , carga esta bem superior a atuante, de  $4380 \text{ Kg}$ .

#### 1.5.7 - Conclusão:

Sendo as tensões calculadas, compatíveis com os limites normativos, conclui-se que o pórtico pode ser executado com a seção de  $20 : 60 \text{ cm}$ .

Considerando que o método utilizado é aproximado, o autor julgou conveniente executar os cálculos por um método rigoroso, com auxílio de computadores, principalmente para possibilitar um estudo de efeito do vento, que, no pré-dimensionamento, não foi considerado.



## 2 - INFLUÊNCIA DO VENTO NA ESTRUTURA

### 2.1. - Carga de vento:

Conforme o parágrafo 8 da NB-5, a carga de vento, para uma estrutura com altura equivalente à estudada neste trabalho, é de  $60 \text{ Kg/m}^2$ . Considerando o parágrafo 11.f da NB-11, podemos dividir esta carga na metade, ficando a estrutura sujeita a uma solicitação de  $30 \text{ Kg/m}^2$  para efeito do cálculo da influência do vento.

Levando em conta o espaçamento entre pórticos de  $4,00 \text{ m}$  ficamos com a atuação de uma carga de  $q_v = 120 \text{ Kg/m}$  na estrutura.

### 2.2. - Possibilidades de ocorrência de vento na estrutura:

#### 2.2.1. Considerações iniciais:

Considerando as sugestões de Hembel - Freisgespaunte Holzbinder - 1959 - Berlim, adaptadas às recomendações do Prof. João Cesar Hellmeister, o autor estudou o problema de vento nesta estrutura, de modo a verificar as posições mais críticas de carregamento, levando em consideração as combinações possíveis de ocorrência deste fenômeno durante o uso da edificação prevista para a estrutura.

#### 2.2.2. Considerações eventuais da edificação:

##### 2.2.2.1. Edifício fechado (Figura 4)

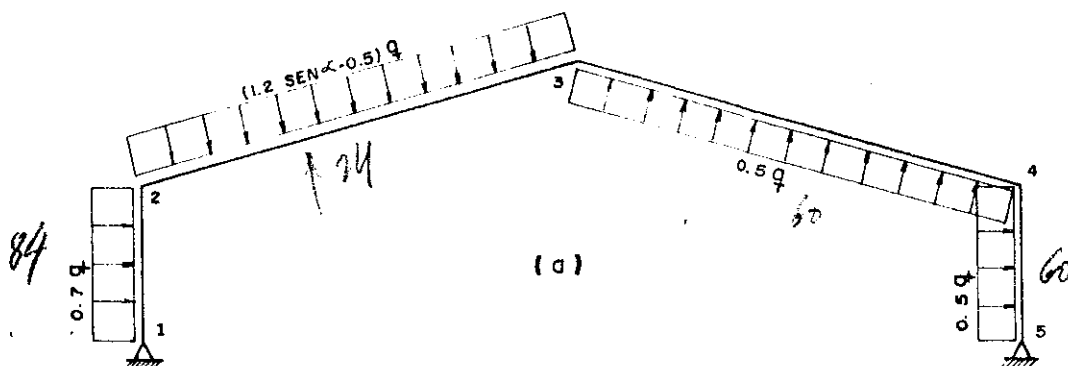


FIG. 4

- Na barra 1-2, o esforço  $0,7q = 0,7.120 = 84 \text{ Kg/m}$

- Na barra 2-3, o esforço  $(1,2 \text{ sen } \alpha - 0,5)q$ , sendo  $\alpha = 15^\circ$ , ficará  $(1,2 \cdot 0,259)q = (0,31 - 0,5)q = -0,2q$ , significa que o esforço nesta barra é de cima para baixo, devido a pou-

baixo / cima

ca inclinação do telhado. Portanto, no sentido contrário ao indicado na figura 4, fica  $0,2q = 0,2 \cdot 120 = 24 \text{ Kg/m}$ .

- Na barra 3-4, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$
- Na barra 4-5, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$

2.2.2.2. Edifício aberto à esquerda: (Figura 5)

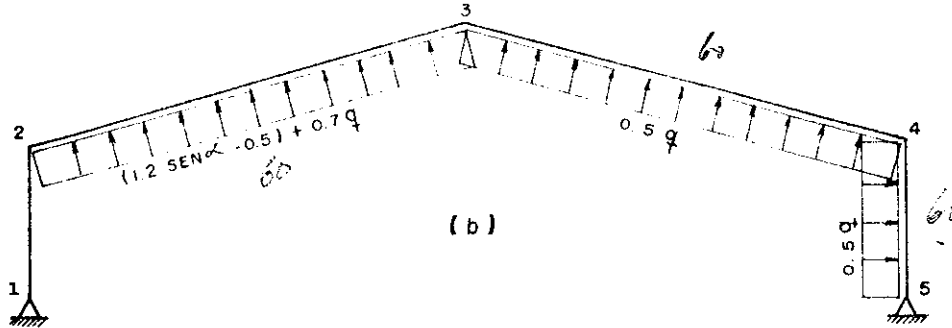


FIG. 5

- Na barra 1-2, não ocorre nenhum esforço.
- Na barra 2-3, o esforço fica  $(1,2 \text{ sen } \alpha - 0,5)q + 0,7q = -0,2q + 7q = 0,5q$ .  $\therefore 0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$ .
- Na barra 3-4, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$
- Na barra 4-5, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$

2.2.2.3. Edifício aberto à direita: (Figura 6)

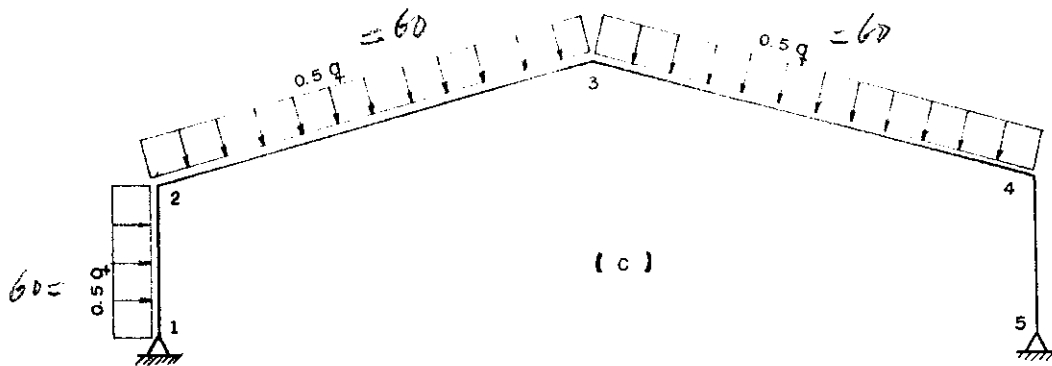


FIG. 6

- Na barra 1-2, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ kg/m}$
- Na barra 2-3, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$
- Na barra 3-4, o esforço  $0,5q = 0,5 \cdot 120 = 60 \text{ Kg/m}$
- Na barra 4-5, não ocorre esforço.

2.3. Combinações mais desfavoráveis:



2.3.1 Justificativa:

Conforme o Prof. João Cesar Hellmeister, podemos admitir como condições mais desfavoráveis de ocorrência de esforço de vento, neste caso, a situação do carregamento (a) do item 2.2.2.1, a combinação dos carregamentos (a) e (b) dos itens 2.2.2.1. e 2.2.2.2., respectivamente, e a combinação dos carregamentos (a) e (c) dos itens 2.2.2.1 e 2.2.2.3, respectivamente.

2.3.2 Carregamentos mais desfavoráveis:

(Figuras 7, 8 e 9)

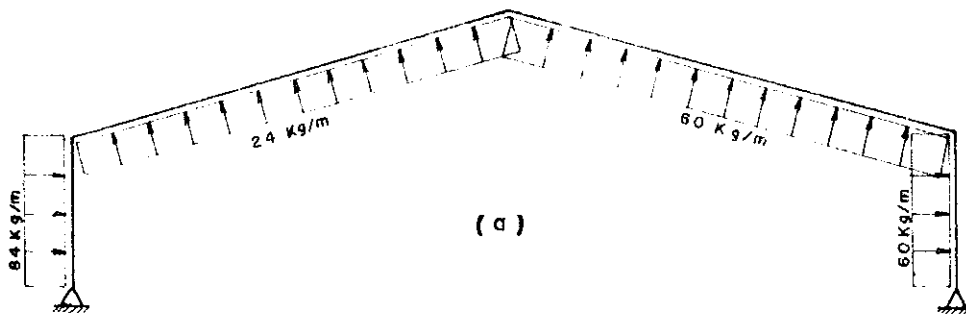


FIG. 7

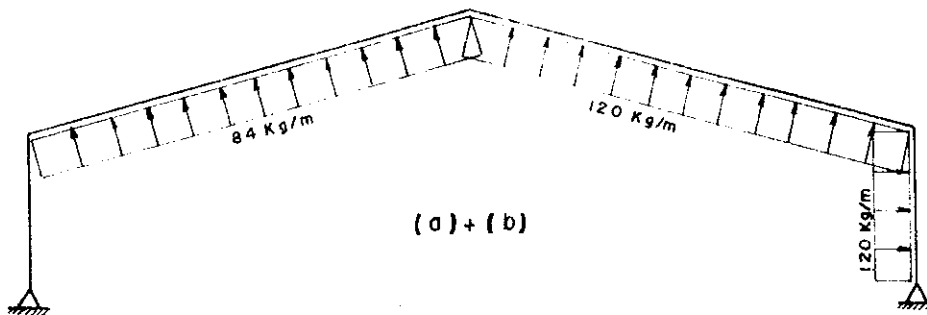


FIG. 8

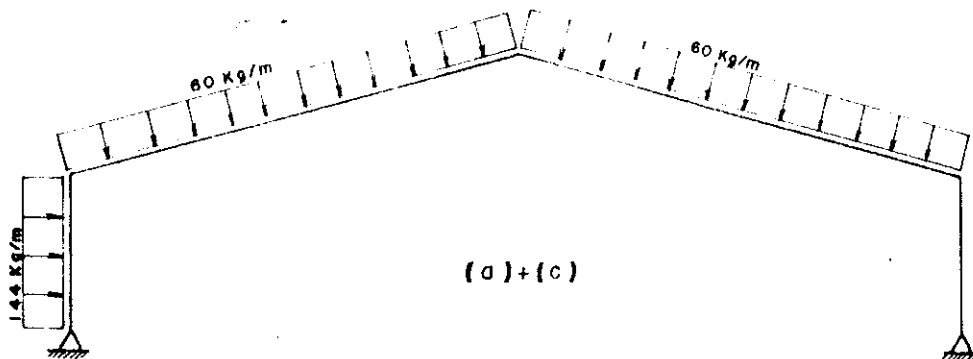


FIG. 9



### 3 - PROGRAMA EM LINGUAGEM "FORTRAN"

#### 3.1 - Considerações Iniciais:

O presente programa foi elaborada com técnica matricial de análise de estruturas, utilizando o "Processo dos Deslocamentos".

O objetivo do programa é uma solução geral para pórticos planos lineares com o cálculo dos esforços e dos deslocamentos nas extremidades das barras da estrutura.

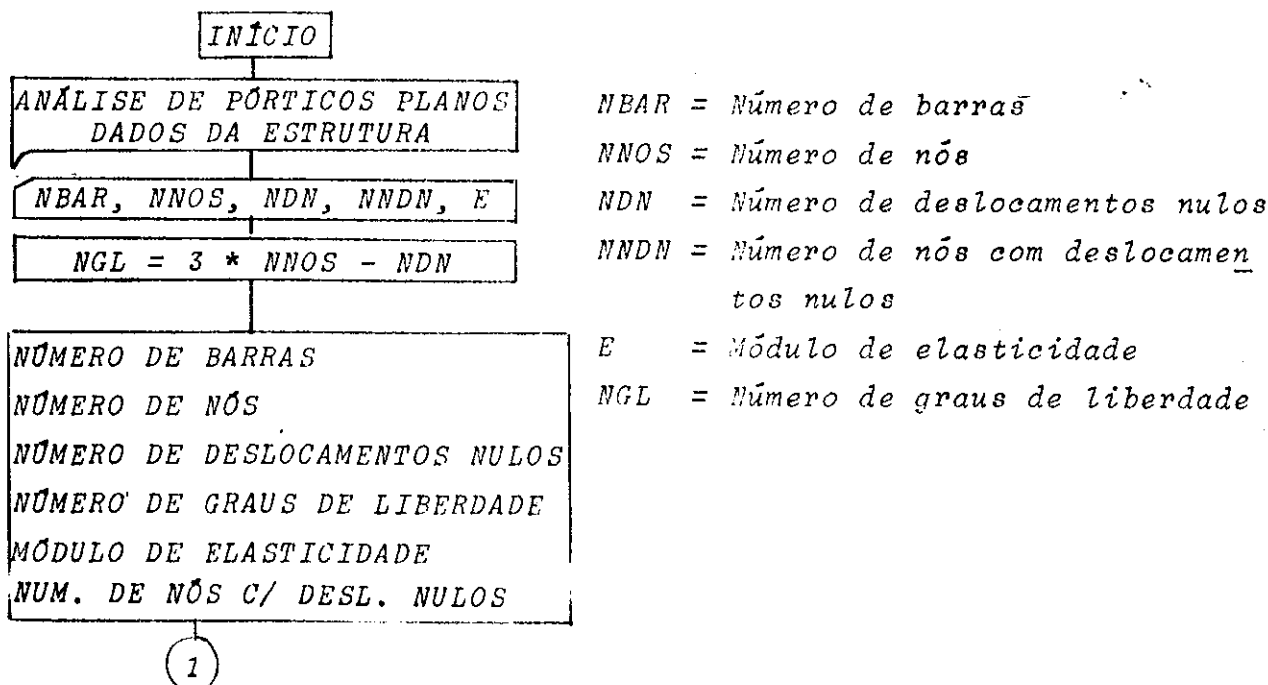
A codificação do programa objetiva, principalmente, a utilização dos computadores IBM-1130 e BURROUGHS - 3500.

A montagem do programa foi objeto da disciplina "Análise Matricial de Estruturas", dos cursos de pós-graduação da EESC sendo que o autor promoveu sua otimização com a utilização da subrotina para resolver o sistema de equações lineares pelo método de "Gauss", com a conseqüente modificação das matrizes de rigidez dos elementos e da estrutura, em virtude de haver necessidade da transformação destas matrizes em vetores armazenados por linhas, considerando apenas os elementos acima da diagonal e nesta, haja visto a simetria das matrizes de rigidez.

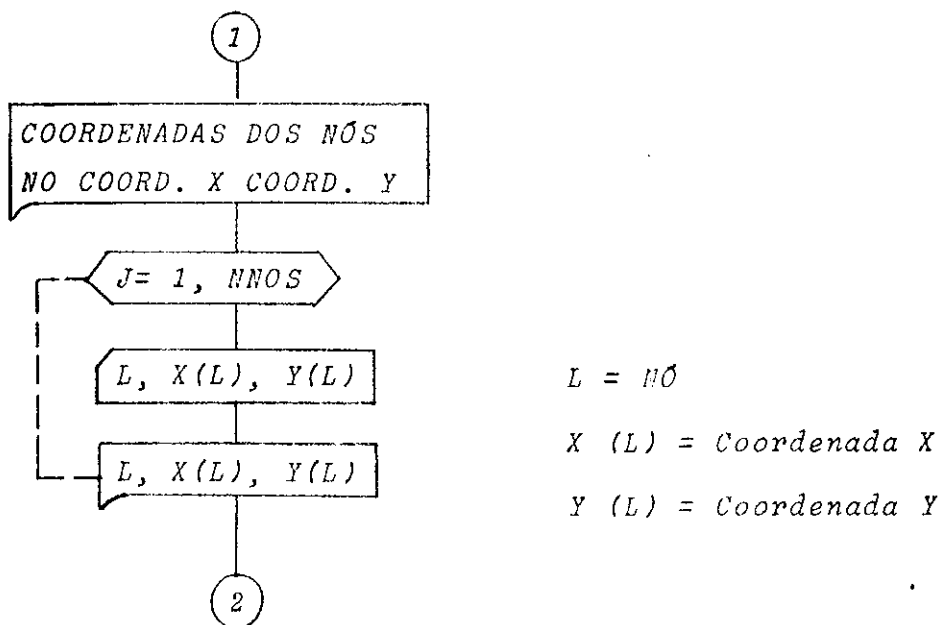
#### 3.2 - Fluxograma do Programa Principal:

##### 3.2.1 - Entrada e impressão dos dados:

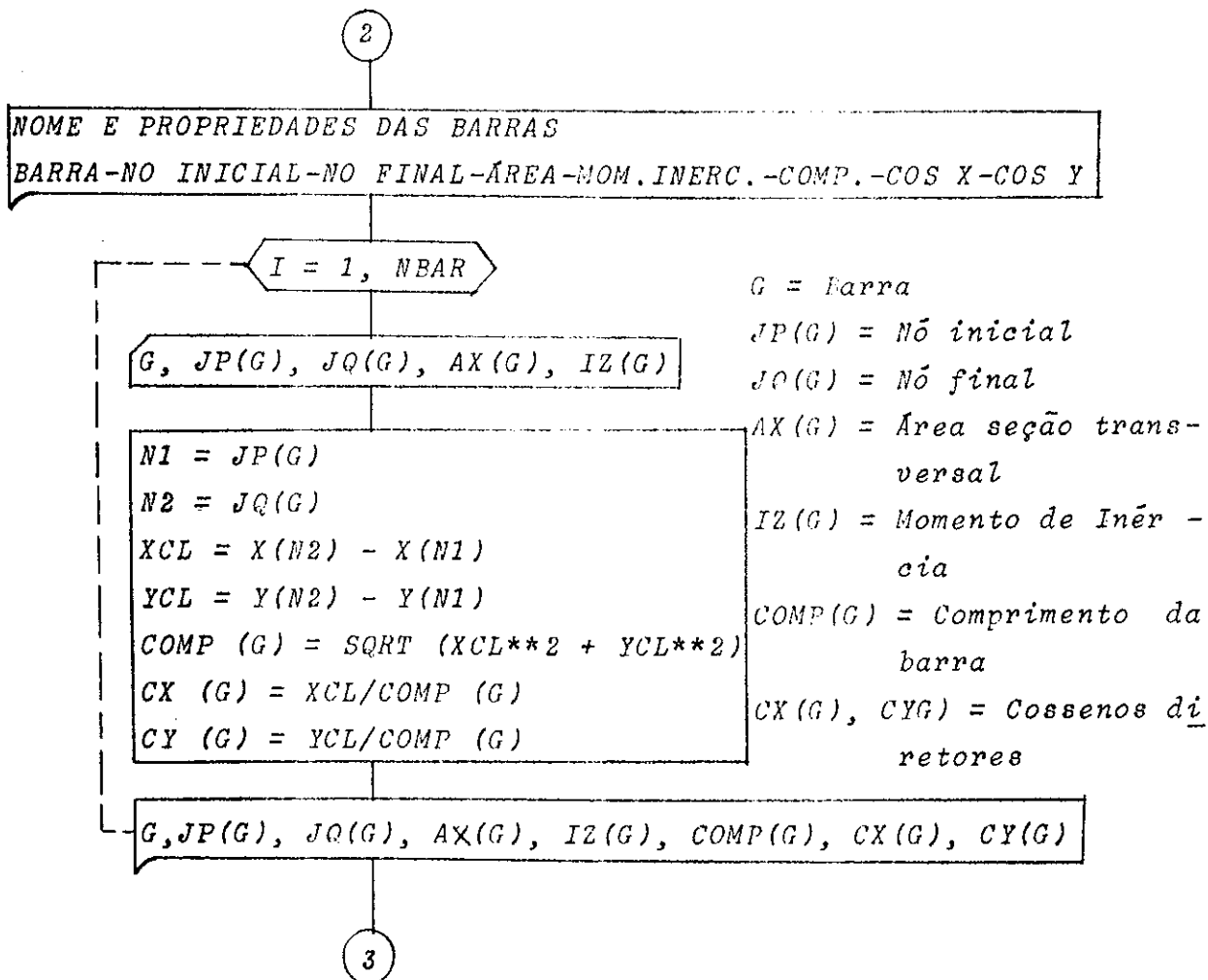
##### 3.2.1.a - Parâmetros da estrutura e módulo de elasticidade.



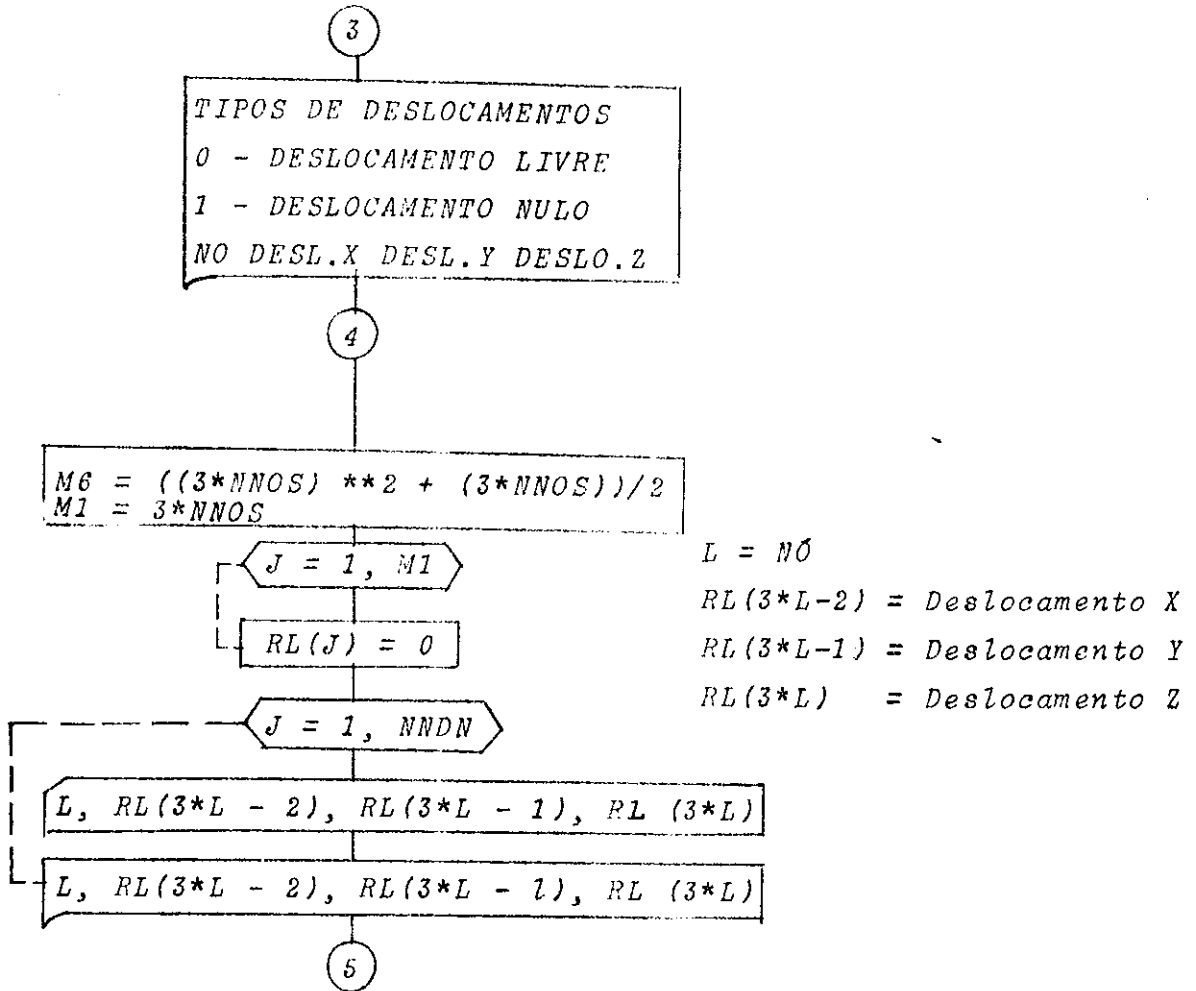
3.2.1.b Coordenadas dos nós



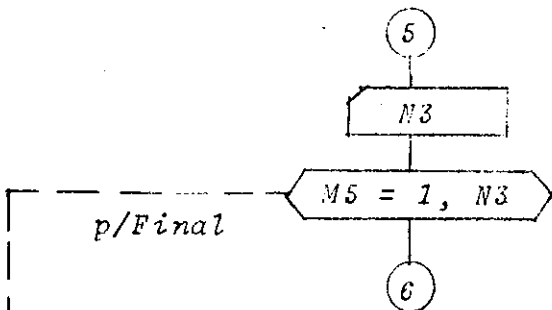
3.2.1.c Nome e propriedade das barras



### 3.2.1.d Lista dos deslocamentos nulos

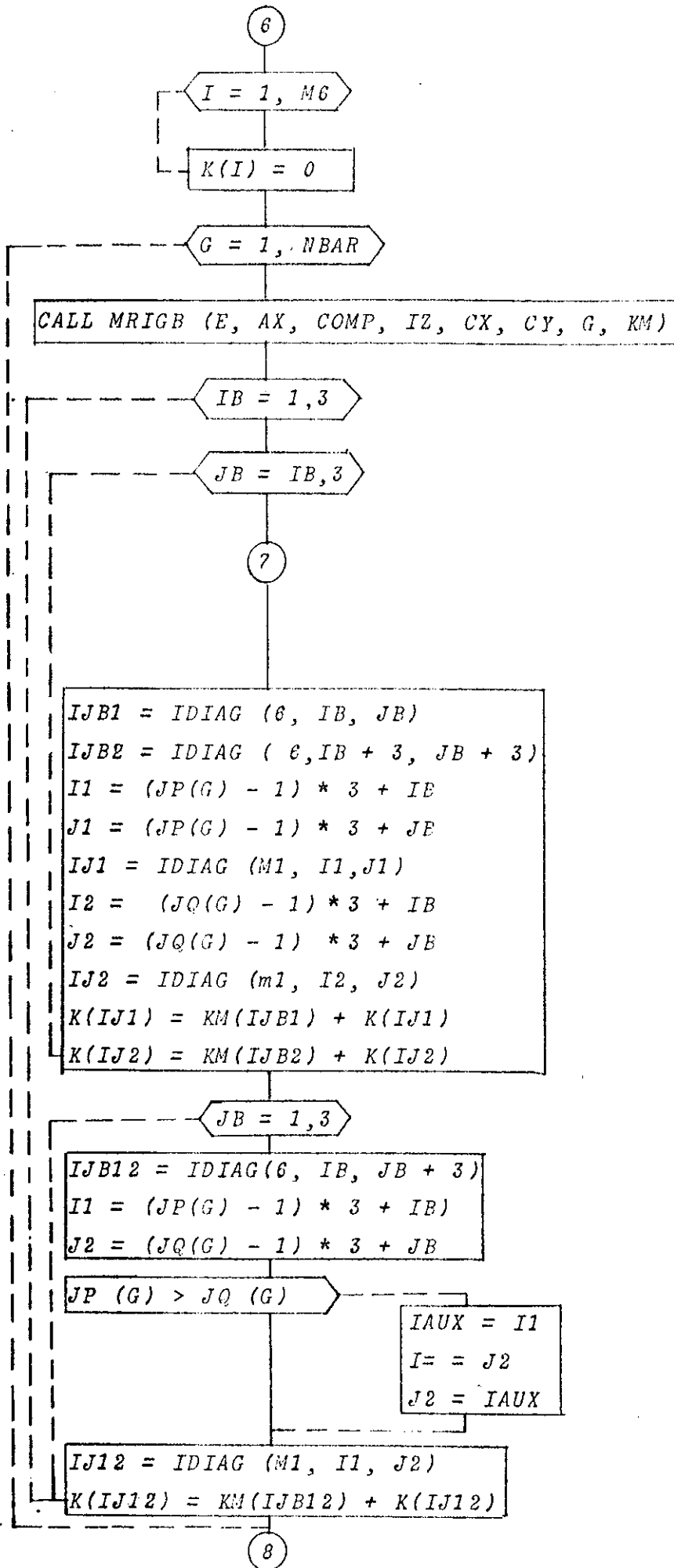


### 3.2.2. Número de estruturas a resolver: N3



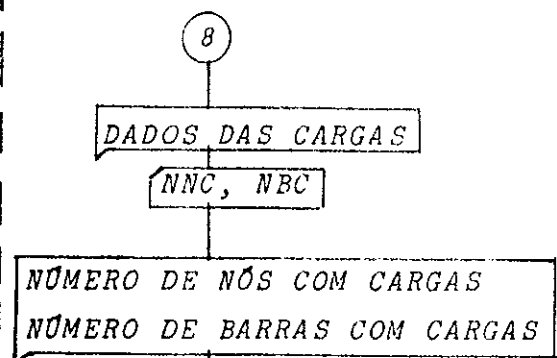
### 3.2.3. Matriz de rigidez da estrutura

#### 3.2.3.a Montagem



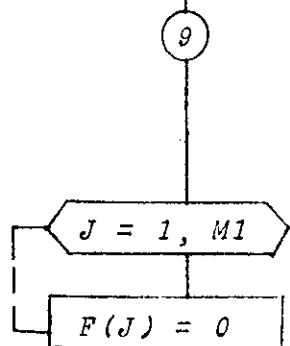
### 3.2.4 Entrada e impressão

#### 3.2.4.a. Barras e nós carregados



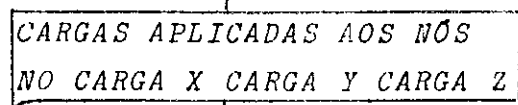
*NNC = Número de nós carregados*

*NBC = Número de barras carregadas*



10

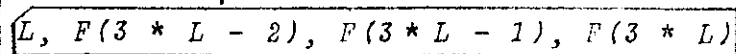
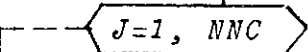
#### 3.2.4.b Cargas aplicadas aos nós



*L = NO*

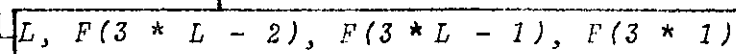
*F(3 \* L - 2) = carga na coordenada X*

*F(3 \* L - 1) = carga na coordenada Y*



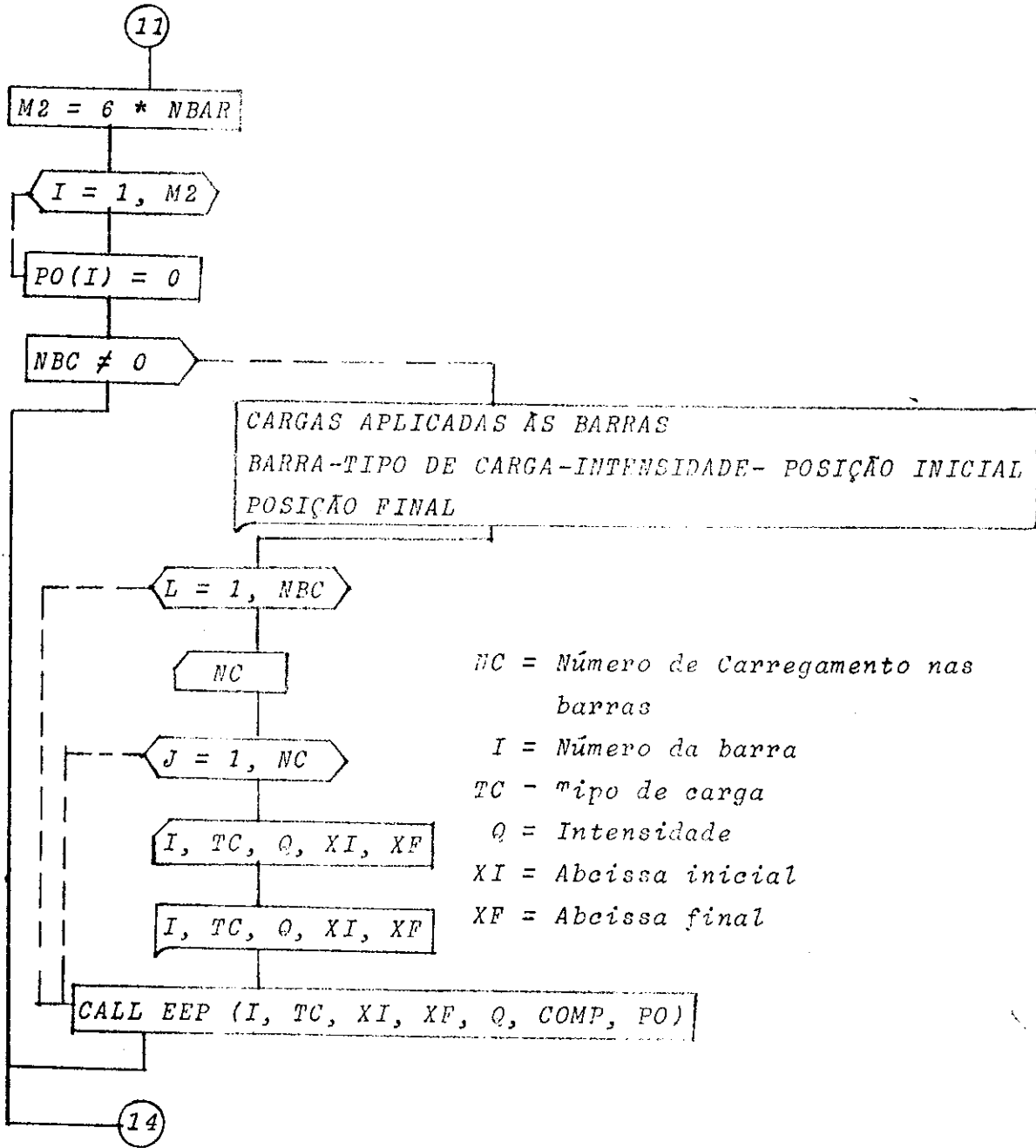
*F(3 \* L) =*

*carga na coordenada Z*



11

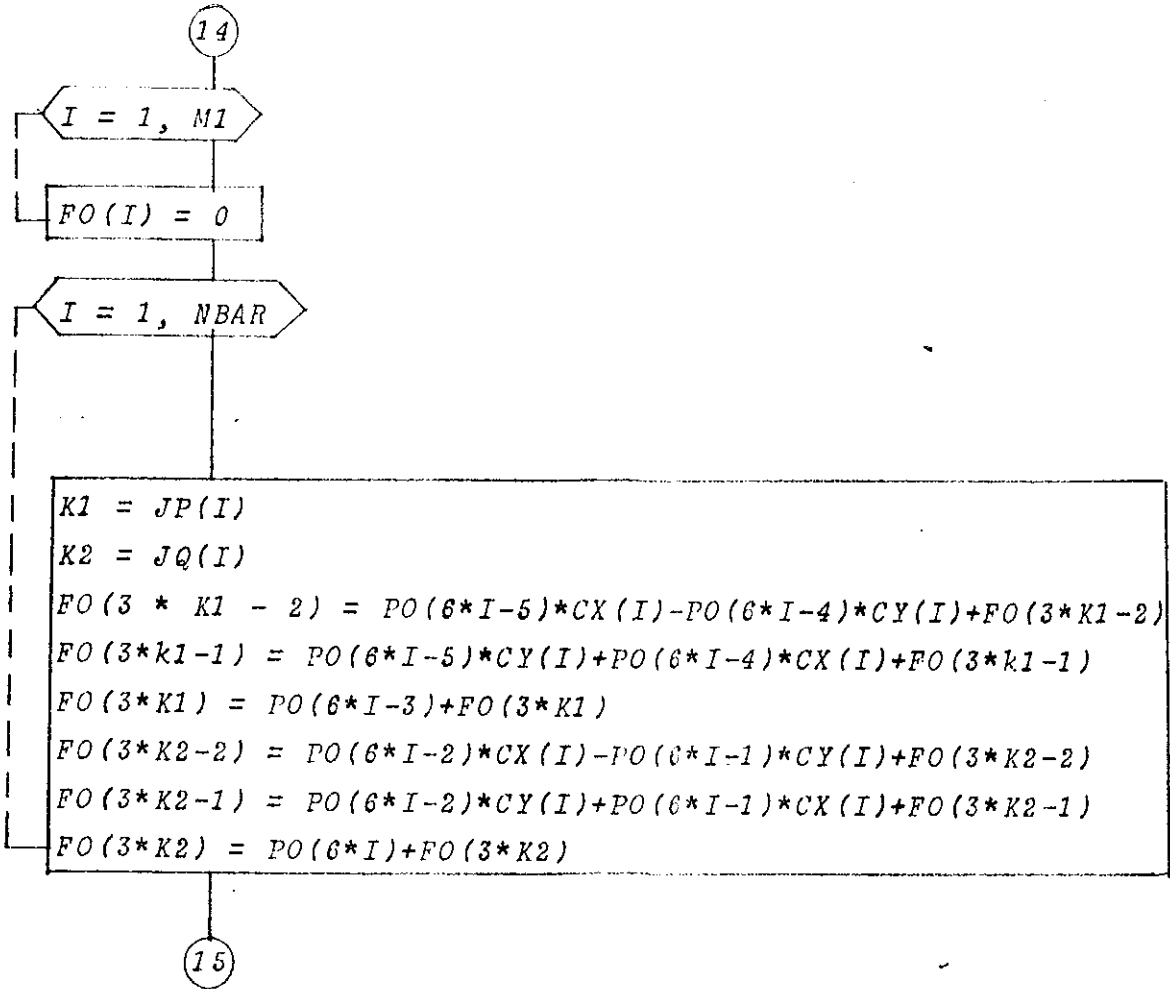
3.2.4.c. Cargas aplicadas nas barras



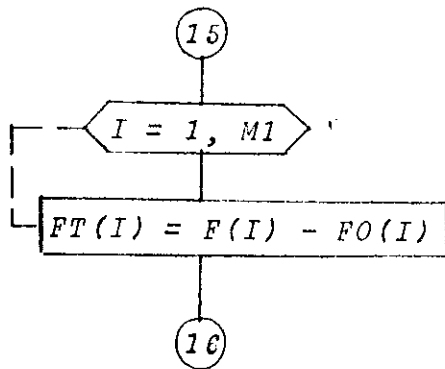


3.2.5. Cargas nos nós

3.2.5.a. Equivalente às cargas nas barras

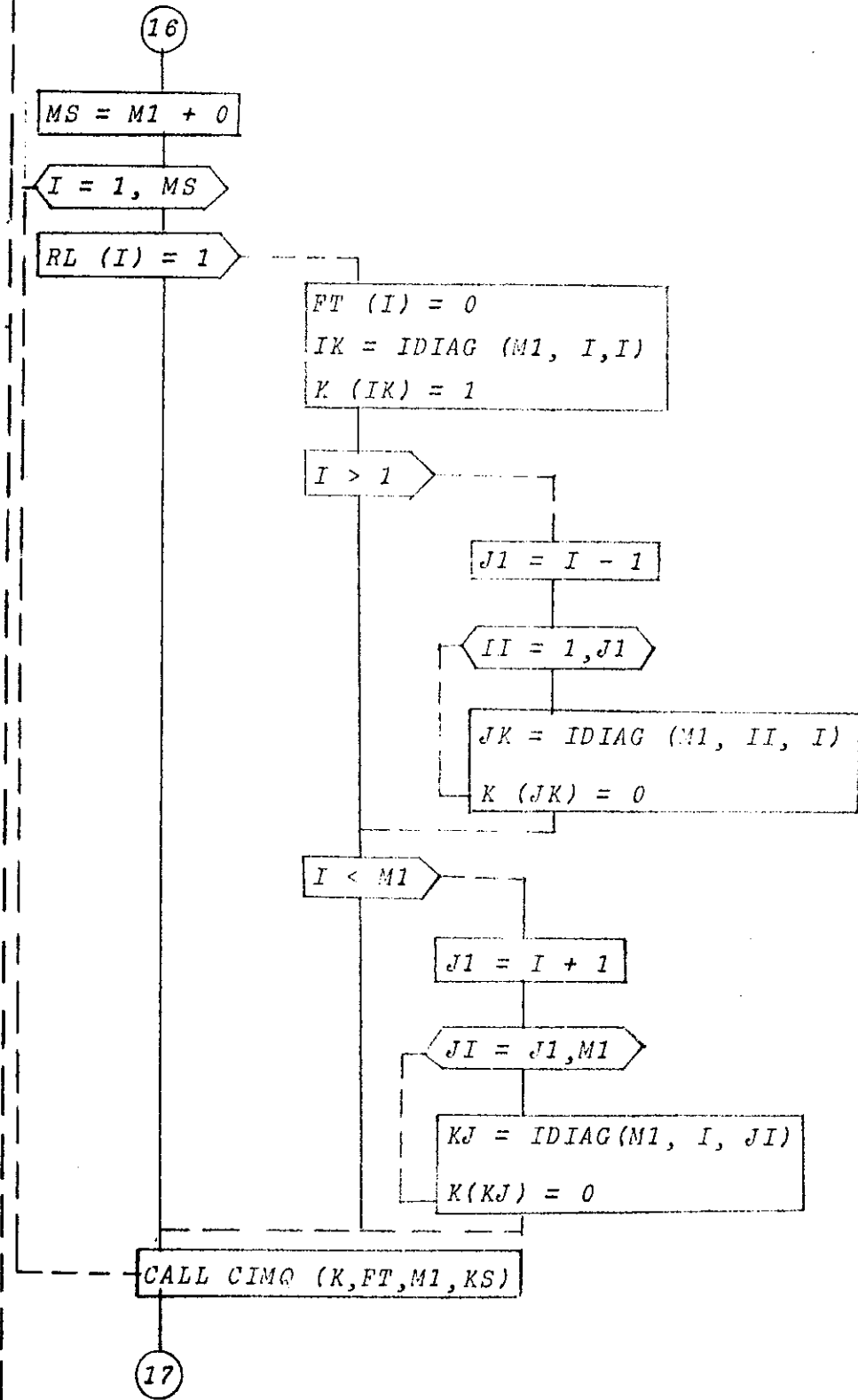


3.2.5.b. Carga total

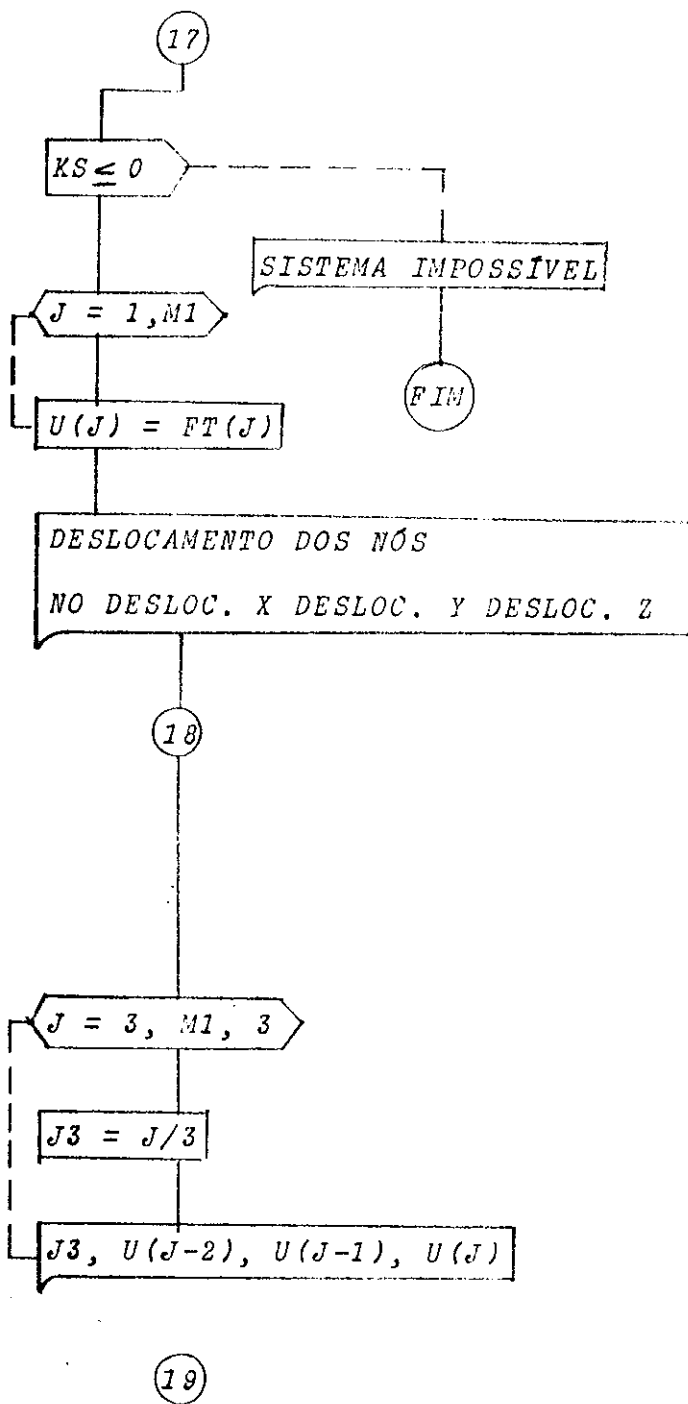


3.2.6. Cálculo e impressão dos resultados

3.2.6.a Deslocamentos dos nós



3.2.6.b. Teste da resolução do sistema



$J3$  = Número do nó

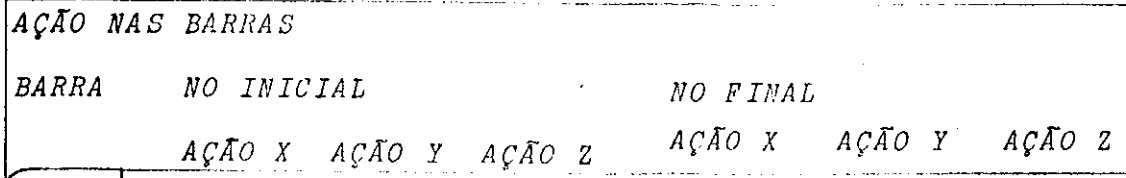
$U(J-2)$  = Deslocamento X

$U(J-1)$  = Deslocamento Y

$U(J)$  = Deslocamento Z

3.2.6.c. Esforços nas extremidades das barras

19



I = 1, NBAR

```

J1 = 3* JP (I) - 2
J2 = 3* JP (I) - 1
J3 = 3* JP (I)
K1 = 3* JQ (I) - 2
K2 = 3* JQ (I) - 1
K3 = 3* JQ (I)

```

```
CALL MRIGE (E, AX, COMP, IZ, CX, CY, I, KM)
```

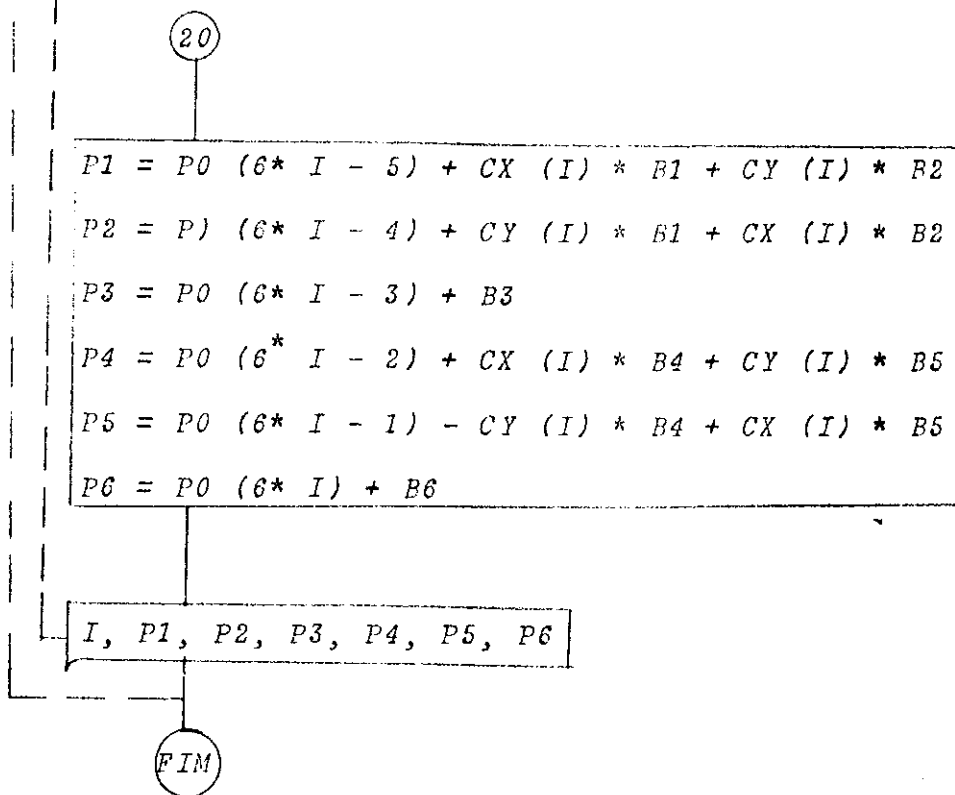
```

A1 = U (J1) - U (K1)
A2 = U (J2) - U (K2)
A3 = U (J3) + U (K3)
A4 = U (J3) + U (K3)/2
A5 = U (J3) + 2.* U (K3)
B1 = KM (1) * A1 + KM (2) * A2 + KM (3) * A3
B2 = KM (2) * A1 + KM (7) * A2 + KM (7) * A3
B3 = KM (3) * A1 + KM (8) * A2 + KM (12) * A4
B4 = KM (4) * A1 + KM (9) * A2 + KM (13) * A3
B5 = KM (5) * A1 + KM (10) * A2 + KM (14) * A3
B6 = KM (6) * A1 + KM (11) * A2 + KM (15) * A5

```

*I = Número da barra*  
*P1 = Ação X não inicial*  
*P2 = Ação Y não inicial*  
*P3 = Ação Z não inicial*  
*P4 = Ação X no final*  
*P5 = Ação Y no final*  
*P6 = Ação Z no final*

20



### 3.3. Função IDIAG

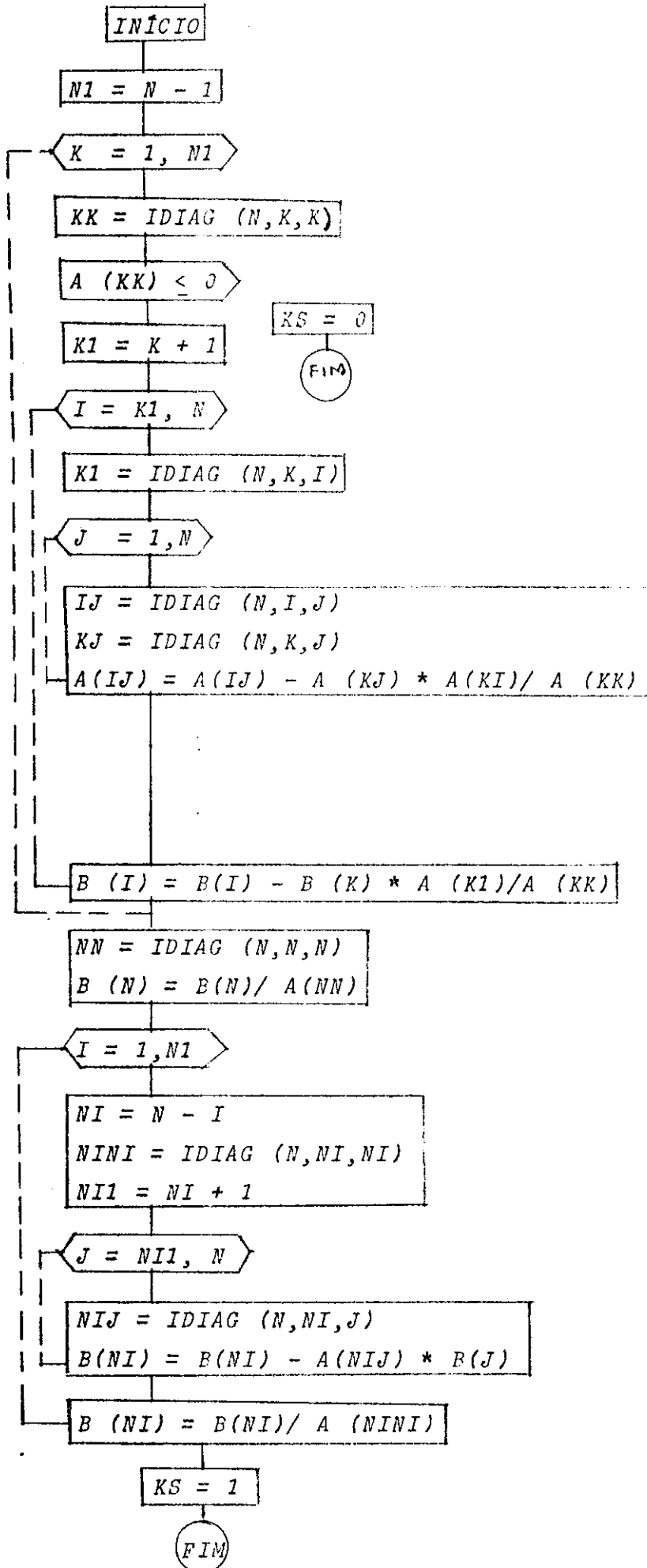
Função que determina a posição do elemento (I,J) da matriz simétrica (N,N), seleccionando apenas os elementos que se encontram na diagonal e acima desta, armazenados por linha em identificação vetorial.

$$IDIAG = (I - 1) * (2 * N - I) / 2 + J$$

### 3.4. Sub rotina CIMQ (A, P, N, KS)

Resolve um sistema de equações pelo método de "Gauss" com a matriz dos coeficientes simétrica.

3.4.1. Fluxograma



3.5. Sub-rotina MRIGB (E, AX, COMP, IZ, CX, CY, L, KM)

Cálculo da matriz de rigidez de uma barra no sistema de coordenada da estrutura, considerando os elementos acima da diagonal e nesta como vetores armazenados por linha.

E = Módulo de elasticidade

AX = Área da seção transversal da barra

COMP = comprimento da barra

IZ = Momento de inércia da barra

CX, CY = Cossenos diretores

L = Número da barra, consta no programa principal

KM = Elementos da matriz de rigidez, somente os 21 elementos da matriz (6,6), localizados na diagonal e acima desta.

3.5.1. Fluxograma

INICIO

```
T1 = E * AX(L) / COMP (L)
T2 = 12. * E * IZ (L) / COMP (L) **3
T3 = 6. * E * IZ (L) / COMP (L) **2
T4 = 4. * E * IZ (L) / COMP (L)
```

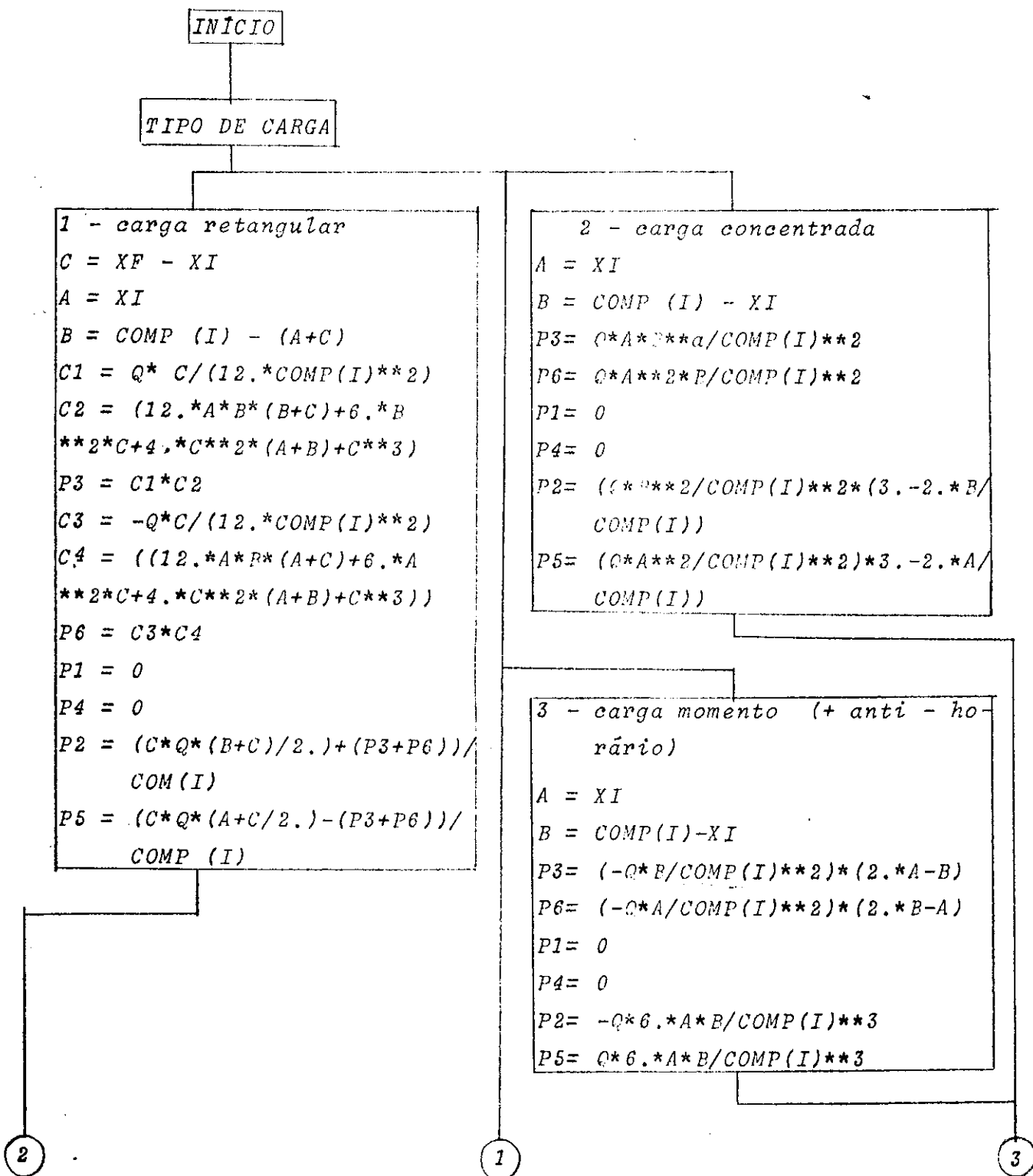
```
KM ( 1) = T1 * (CX(L) **2) + T2 * (CY(L) **2)
KM ( 2) = (T1 - T2) * CX(L) * CY(L)
KM ( 3) = -T3 * CY(L)
KM ( 4) = -(T1 * (CX(L) **2) + T2 * (CY(L) **2))
KM ( 5) = -(T1 - T2) * CX(L) * CY(L)
KM ( 6) = -T3 * CY(L)
KM ( 7) = T1 * (CY(L) **2) + T2 * (CX(L) **2)
KM ( 8) = T3 * CX(L)
KM ( 9) = -(T1 - T2) * CX(L) * CY(L)
KM (10) = -T1 * (CY(L) **2) + T2 * (CX(L) **2)
KM (11) = T3 * CX(L)
KM (12) = T4
KM (13) = T3 * CY(L)
KM (14) = -T3 * CX(L)
KM (15) = T4/2.
KM (16) = T1 * (CX(L) **2) + T2 * (CY(L) **2)
KM (17) = (T1 - T2) * CX(L) * CY(L)
KM (18) = T3 * CY(L)
KM (19) = T1 * (CY(L) **2) + T2 * (CX(L) **2)
KM (20) = -T3 * CX(L)
KM (21) = T4
```

FIM

3.6. Sub-rotina EEP (I, TC, XI, XF, Q, COMP, PO)

Cálculo dos esforços de engastamento perfeito nas extremidades de uma barra.

3.6.1. Fluxograma:





2

4 - Carga Axial

$A = XI$   
 $B = COMP(I) - XI$   
 $P3 = 0$   
 $P6 = 0$   
 $P1 = -Q * A / COMP(I)$   
 $P4 = -Q * B / COMP(I)$   
 $P2 = 0$   
 $P5 = 0$

1

5 - Carga Triangular Descendente

$A = XI$   
 $C = XF - XI$   
 $B = COMP(I) - (A + B)$   
 $C1 = Q * C / (60 * COMP(I) ** 2)$   
 $C2 = (10 * E * C * (E + C) + 15 * A * (2 * B ** 2 + C ** 2) + 40 * A * B * C + 3 * C ** 3)$   
 $P3 = C1 * C2$   
 $C3 = -Q * C / (60 * COMP(I) ** 2)$   
 $C4 = (20 * A * C * (A + B) + 5 * C ** 2 * (2 * A + B) + 30 * A ** 2 * B + 2 * C ** 3)$   
 $P6 = C3 * C4$   
 $P1 = 0$   
 $P4 = 0$   
 $P2 = (Q * C / 2.) * (B + 2 * C / 3.) + (P3 + P6) / COMP(I)$   
 $P5 = (Q * C / 2.) * (A + C / 3.) - (P3 + P6) / COMP(I)$

3

6 - Carga Triangular Ascendente

$A = XI$   
 $C = XF - XI$   
 $B = COMP(I) - (A + C)$   
 $C1 = Q * C / (60 * COMP(I) ** 2)$   
 $C2 = (20 * E * C * (A + B) + 5 * C ** 2 * (A + 2 * B) + 30 * A * E ** 2 + 2 * C ** 3)$   
 $P3 = C1 * C2$   
 $C3 = Q * C / (60 * COMP(I) ** 2)$   
 $C4 = (10 * A * C * (A + C) + 15 * B * (2 * A ** 2 + C ** 2) + 40 * A * B * C + 3 * C ** 3)$   
 $P6 = C3 * C4$   
 $P1 = 0$   
 $P4 = 0$   
 $P2 = (Q * C / 2.) * (B + C / 3.) + (P3 + P6) / COMP(I)$   
 $P5 = (Q * C / 2.) * (A + 2 * C / 3.) - (P3 + P6) / COMP(I)$

$P0(6 * I - 5) = P0(6 * I - 5) + P1$   
 $P0(6 * I - 4) = P0(6 * I - 4) + P2$   
 $P0(6 * I - 3) = P0(6 * I - 3) + P3$   
 $P0(6 * I - 2) = P0(6 * I - 2) + P4$   
 $P0(6 * I - 1) = P0(6 * I - 1) + P5$   
 $P0(6 * I) = P0(6 * I) + P6$

3.7. Caracterização dos dados a serem fornecidos:

3.7.1. *Dados das cargas:*

3.7.1.a. *Cargas e Coordenadas dos Nós.*

Orientação do sentido positivo das cargas aplicadas, dos esforços internos e dos deslocamentos.

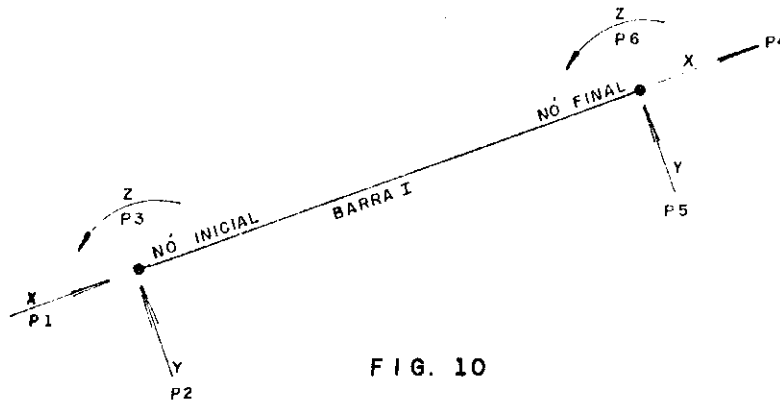


FIG. 10  
COORDENADAS DAS BARRAS

3.7.1.b. *Cargas aplicadas às barras*

Convenção para sub-rotina E E P

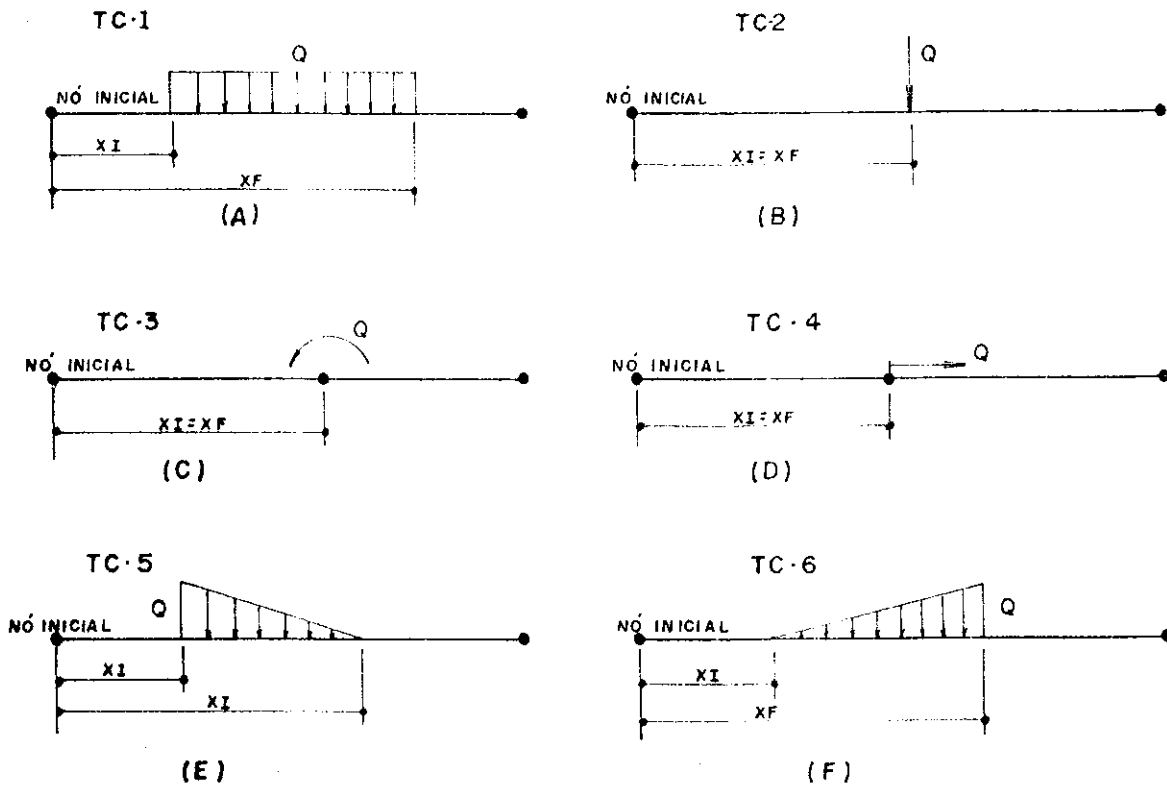


FIG. 11  
CARGAS NAS BARRAS

3.7.2. Cartões de Dados:

<u>DADOS NO CARTÃO</u>	<u>FORMATO</u>	<u>Nº DE CARTÕES</u>	<u>RESERVAÇÃO</u>
NBAR, NNOS, NDN, NNDN, E	4I3, F10.2	1	DADOS DA ESTRUTURA
L, X(L), Y(L)	I3, 2 F10.2	NNOS	COORDENADAS DOS NÓS
G, JP(G), JO(G), AX(G), IZ(G)	3I3, F7.2, F10.2	NBAR	PROPRIEDADE DAS BARRAS
L, RL(3*L-2), RL(3*L-1), RL(3*L)	4I3	NNDN	DESLOCAMENTO NULO
N3	I3	1	NUMERO DE ESTRUTURAS
NNC, NBC	2I3	1	BARRAS E NÓS CARREGADOS
L, F(3*L-2), F(3*L-1), F(3*L)	I3, 3F8.2	NNC	CARGA NOS NÓS
NC	I3	1	CARGA NAS BARRAS
I, TC; Q, XJ, XF	2I3, 3F10.4	NBC	CARGA NAS BARRAS



```

(0016) 7 FORMAT(I3,2F10.2)
(0017) 15 WRITE(5,50)L,X(L),Y(L)
(0018) 50 FOMMAT(/,A8X,I3,5X,F10.2,7X,F10.2,/)
(0019) WRITE(5,8)
(0020) 8 FORMAT(/,/,21X,ONOME E PROPRIEDADES DAS BARRASB,/,11X,GBARRAB,3X,
*ONO INICIALO,3X,ONO FINALO,10X,GAPEAO,7X,OMOMENTO INERCIAO,5X,OCOM
*PRIMENTO,4X,OCOSSENO XG,3X,OCUSSENO YG)
(0021) DO 20 I=1,NBAR
(0022) READ(2,9)G,JP(G),JG(G),JZ(G),AX(G),IZ(G)
(0023) 9 FOMMAT(3I3,F7.2,F10.2)
(0024) N1=JP(G)
(0025) N2=JG(G)
(0026) XCL=X(N2)-X(N1)
(0027) YCL=Y(N2)-Y(N1)
(0028) COMP(G)=SQRT(XCL**2+YCL**2)
(0029) CX(G)=XCL/COMP(G)
(0030) CY(G)=YCL/COMP(G)
(0031) 20 WRITE(5,55)G,JP(G),JG(G),AX(G),IZ(G),COMP(G),CX(G),CY(G)
(0032) 55 FOMMAT(/,12X,I3,8X,I3,8X,I3,10X,F7.2,9X,F10.2,9X,F7.2,7X,F7.4,4X,F
*7.4,/)

(0033) WRITE(5,10)
(0034) 10 FOMMAT(/,21X,5TIPOS DE DESLOCAMENTOSB,/,21X,60 - DESLOCAMENTO LI
*VREO,/,21X,61 - DESLOCAMENTO NULCO,/,51X,6NOB,4X,ODESLUCAMENTO XG,
*4X,ODESLUCAMENTO YG,4X,ODESLUCAMENTO ZG)
(0035) M6=((3*NNOS)**2+(3*NNOS))/2
(0036) M1=3*NNOS
(0037) DO 25 J=1,M1
(0038) 25 RL(J)=0
(0039) DO 30 J=1,NNDV
(0040) READ(2,11)L,RL(3*L-2),RL(3*L-1),RL(3*L)
(0041) 11 FOMMAT(4I3)
(0042) 30 WRITE(5,60)L,RL(3*L-2),RL(3*L-1),RL(3*L)
(0043) 60 FOMMAT(/,51X,I3,7X,I3,15X,I3,15X,I3,/)
(0044) READ(2,143)N3
(0045) 143 FOMMAT(I3)

```

```

C 000480
C 000480
C 000684
C 000684
C 000712
C 000712
C 000712
C 000712
C 000730
C 001014
C 001014
C 001056
C 001098
C 001188
C 001278
C 001426
C 001534
C 001642
C 002126
C 002126

C 002126
C 002154
C 002154
C 002154
C 002154
C 002330
C 002372
C 002390
C 002476
C 002494
C 002884
C 002884
C 003306
C 003306
C 003354

```



```

(0081) DO 45 J=1,M1
(0082) 45 F(J)=0
(0083) IF(NNC)28,28,16
(0084) 16 WRITE(5,17)
(0085) 17 FORMAT(//,21X,OCARGAS APLICADAS AOS NUSE,/,51X,ONOS,4X,OCARGA X
*6,12X,OCAPCA Y3,10X,OCARGA Z5)
(0086) DO 41 J=1,NNC
(0087) READ(2,18)L,F(3*L-2),F(3*L-1),F(3*L)
(0088) 18 FORMAT(I3,3F8.2)
(0089) 41 WRITE(5,42)L,F(3*L-2),F(3*L-1),F(3*L)
(0090) 42 FORMAT(,51X,I3,3X,F7.2,12X,F7.2,10X,F7.2,/)
(0091) 28 CONTINUE
(0092) 42=6*NBAR
(0093) DO 110 I=1,M2
(0094) 110 PO(I)=0
(0095) IF(NBC)200,200,77
(0096) 77 WRITE(5,78)
(0097) 78 FORMAT(//,21X,OCARGAS APLICADAS AS PARRASO,/,41X,OBAPRAS,2X,STIPO
* DE CARGA,5X,DINTENSIDADE,4X,OPOSICAO INICIAL,4X,OPUSICAO FINAL
*8)
(0098) DO 120 L=1,NBC
(0099) READ(2,79)NC
(0100) 79 FORMAT(I3)
(0101) DO 120 J=1,NC
(0102) READ(2,81)I,TC,Q,XI,XF
(0103) FORMAT(2I3,3F10.4)
(0104) 81 WRITE(5,82)I,TC,Q,XI,XF
(0105) 82 FORMAT(,41X,I3, 4X,I3,15X,F10.4,5X,F10.4,9X,F10.4,/)
(0106) 120 CALL EEP(I,TC,XI,XF,Q,COMP,PU)
(0107) 200 CONTINUE
(0108) DO 84 I=1,M1
(0109) 84 FO(I)=0
(0110) DO 86 I=1,NBAR
(0111) K1=JP(I)
(0112) K2=JW(I)
005578 C
005596 C
005706 C
005740 C
005768 C
005768 C
005768 C
005786 C
006176 C
006176 C
006598 C
006598 C
006598 C
006640 C
006658 C
006768 C
006802 C
006830 C
006830 C
006830 C
006848 C
006896 C
006896 C
006914 C
006994 C
006994 C
007074 C
007074 C
007216 C
007216 C
007234 C
007344 C
007362 C
007404 C

```

```

(0113) FD(3*K1-2)=PO(5*I-5)*CX(I)-PO(6*I-4)*CY(I)+FO(3*K1-2)
(0114) FD(3*K1-1)=PO(5*I-5)*CY(I)+PO(6*I-4)*CX(I)+FO(3*K1-1)
(0115) FO(3*K1)=PO(6*I-3)+FO(3*K1)
(0116) FO(3*K2-2)=PO(5*I-2)*CX(I)-PO(6*I-1)*CY(I)+FO(3*K2-2)
(0117) FO(3*K2-1)=PO(5*I-2)*CY(I)+PO(6*I-1)*CX(I)+FO(3*K2-1)
(0118) 86 FO(3*K2)=PO(6*I)+FO(3*K2)
(0119) DO 87 I=1,M1
(0120) 87 FT(I)=FO(I)
(0121) MS=M1+0
(0122) DO 560 I=1,MS
(0123) IF(RL(I))560,560,500
(0124) 500 FT(I)=0.
(0125) IK=IDIAG(M1,I,I)
(0126) K(IK)=1.
(0127) IF(I)530,530,510
(0128) 510 J1=I-1
(0129) DO 520 II=1,J1
(0130) JK=IDIAG(M1,II,I)
(0131) 520 K(JK)=0.
(0132) 530 IF(I-M1)540,560,560
(0133) 540 J1=I+1
(0134) DO 550 JI=J1,M1
(0135) KJ=IDIAG(M1,I,JI)
(0136) 550 K(KJ)=0.
(0137) 560 CONTINUE
(0138) CALL CIMW(K,FT,M1,KS)

(0139) IF(KS)570,570,590
(0140) 570 WRITE(5,580)
(0141) 580 FORMAT(/,SISTEMA IMPOSSIVEL)
(0142) GO TO 401
(0143) 590 CONTINUE
(0144) DO 325 J=1,M1
(0145) 325 UC(J)=FT(J)
(0146) WRITE(5,92)
(0147) 92 FORMAT(/,/,21X,DESLOCAMENTOS DOS NDS,/,50X,ON00,5X,DESLOCAMENTO

```

```

C 007446
C 007944
C 008442
C 008700
C 009198
C 009696
C 009980
C 009998
C 010156
C 010180
C 010198
C 010256
C 010298
C 010346
C 010406
C 010446
C 010470
C 010488
C 010536
C 010640
C 010680
C 010704
C 010722
C 010770
C 010874
C 010918
C 010954
C 010988
C 011016
C 011016
C 011024
C 011024
C 011042
C 011152
C 011180

```



```

(0148) * X0,4X,0DESLOCAMENTO Y0,4X,0DESLOCAMENTO Z0)
(0149) DO 93 J=3,NI,3
(0150) J3=J/3
(0151) 93 WRITE(5,94)J3,J(J-2),U(J-1),U(J)
(0152) 94 FORMAT(/,50X,I3,4X,E12.5,5X,E12.5,5X,F12.5,/)
(0153) WRITE(5,97)
(0154) 97 FORMAT(/,21X,0ACOES NAS BARRAS0,/,37X,0BARRAS0,4X,0N00,17X,0ACAO
(0155) *X0,11X,0ACAO Y0,11X,0ACAO Z0,/,46X,0NU INICIAL0,9X,0P1=0,14X,0P2=0
(0156) **,14X,0P3=0,/,45X,0ND FINAL0,11X,0P4=0,14X,0P5=0,14X,0P6=0)
(0157) DO 103 I=1,NBAR
(0158) J1=3*JP(I)-2
(0159) J2=3*JP(I)-1
(0160) J3=3*JP(I)
(0161) K1=3*JW(I)-2
(0162) K2=3*JW(I)-1
(0163) K3=3*JW(I)
(0164) CALL MKGR(E,AX,COMP,IZ,CX,CY,I,KY)
(0165) A1=U(J1)-U(K1)
(0166) A2=U(J2)-U(K2)
(0167) A3=U(J3)+U(K3)
(0168) A4=U(J3)+U(K3)/2.
(0169) A5=U(J3)+2.*U(K3)
(0170) B1=KM(I)*A1+KM(2)*A2+KM(3)*A3
(0171) B2=KM(2)*A1+KM(7)*A2+KM(8)*A3
(0172) B3=KM(3)*A1+KM(6)*A2+KM(12)*A4
(0173) B4=KM(4)*A1+KM(9)*A2+KM(13)*A3
(0174) B5=KM(5)*A1+KM(10)*A2+KM(14)*A3
(0175) B6=KM(6)*A1+KM(11)*A2+KM(15)*A5
(0176) P1=PO(6*I-5)+CX(I)*B1+CY(I)*B2
(0177) P2=PO(6*I-4)-CY(I)*B1+CX(I)*B2
(0178) P3=PO(6*I-3)+B3
(0179) P4=PO(6*I-2)+CX(I)*B4+CY(I)*B5
(0180) P5=PO(6*I-1)-CY(I)*B4+CX(I)*B5
(0181) P6=PO(6*I)+B6
(0182) 103 WRITE(5,104)I,P1,P2,P3,P4,P5,P6
(0183) 104 FORMAT(/,37X,I3,25X,E12.5,5X,E12.5,/,65X,E12.5,5X,E12.5,

```

```

C 011180
C 011180
C 011198
C 011240
C 011548
C 011548
C 011576
C 011576
C 011576
C 011576
C 011594
C 011684
C 011774
C 011840
C 011930
C 012020
C 012086
C 012146
C 012236
C 012326
C 012416
C 012530
C 012626
C 012746
C 012866
C 012986
C 013106
C 013226
C 013346
C 013574
C 013802
C 013910
C 014138
C 014366
C 014456
C 014596

```

C 014596  
C 014596  
C 014640  
C 014648

\*5X,E12.5,//)  
(0181) 401 CONTINUE  
(0182) STDP  
(0183) END

11/08/76 2241 P.M. XFORN COMPILER (75/140)  
RELEASE NUMBER≥ ASR 5.6 0 FLAGS 0 ERRORS  
ELAPSED TIME 38 SECS 217 CARDS AT 342 C.P.M.  
COMMON = 21600 DATA = 8595 TEMPORARIES = 88  
CODE = 14566 DIGITS

(0001) IDENT IDIAG  
(0002) C FUNCAO QUE CALCULA A POSICAO DO ELEMENTO (I,J) DA MATRIZ  
(0003) C BIDIMENSIONAL (M,N) SIMETRICA, SOMENTE OS ELEMENTOS QUE ESTAO  
(0004) C ACIMA DA DIAGONAL E NESTA, ARMAZENADOS POR LINHA  
FUNCTIUN IDIAG(N,I,J)  
IDIAG=(I-1)\*(2\*N-I)/2+J  
RETURN  
END

C 000000  
C 000000  
C 000000  
C 000000  
C 000000  
C 000280  
C 000472  
C 000510

11/08/76 2241 P.M. XFORN COMPILER (75/140)  
RELEASE NUMBER≥ ASR 5.6 0 FLAGS 0 ERRORS  
ELAPSED TIME 3 SECS 8 CARDS AT 160 C.P.M.  
COMMON = 0 DATA = 30 TEMPORARIES = 38  
CODE = 510 DIGITS

C	000000
C	000000
C	000208
C	000208
C	000208
C	000232
C	000250
C	000340
C	000482
C	000500
C	000520
C	000544
C	000562
C	000652
C	000670
C	000760
C	000850
C	001332
C	001814
C	001858
C	001984
C	002242
C	002260
C	002284
C	002374
C	002398
C	002416
C	002500
C	002880
C	003138
C	003182
C	003200
C	003220

```

IDENT CIMO
SUBROUTINE CIVO(A,B,N,KS)
DIMENSION A(1),R(1)
ARMAZENADA LIVRAS VETOR CONTEM ELEMENTOS DIAGONAL E ACIPA
NI=N-1
DO 50 K=1,NI
KK=IDIAG(N,K,K)
IF(ABS(A(KK))-0.000001)10,10,20
10 KS=0
RETURN
20 KI=K+1
DO 40 I=KI,N
KI=IDIAG(N,K,I)
DO 30 J=I,N
IJ=IDIAG(N,I,J)
KJ=IDIAG(N,K,J)
30 A(IJ)=A(IJ)-A(KJ)*A(KI)/A(KK)
40 B(I)=B(I)-B(K)*A(KI)/A(KK)
50 CONTINUE
NI=IDIAG(N,N,N)
B(N)=B(N)/A(NN)
DO 70 I=1,NI
NI=N-I
NINI=IDIAG(N,NI,NI)
NI1=NI+1
DO 60 J=NI1,N
NIJ=IDIAG(N,NI,J)
60 B(NI)=B(NI)-A(NIJ)*B(J)
70 CONTINUE
KS=1
RETURN
END

```

(0001)
(0002)
(0003)
(0004)
(0005)
(0006)
(0007)
(0008)
(0009)
(0010)
(0011)
(0012)
(0013)
(0014)
(0015)
(0016)
(0017)
(0018)
(0019)
(0020)
(0021)
(0022)
(0023)
(0024)
(0025)
(0026)
(0027)
(0028)
(0029)
(0030)
(0031)



```

(0017)
(0018)
(0019)
(0020)
(0021)
(0022)
(0023)
(0024)
(0025)
(0026)
(0027)
(0028)
(0029)
(0030)

KM(10) =-(T1*(CY(L)**2)+T2*(CX(L)**2))
KM(11) =T3*CX(L)
KM(12) =T4
KM(13) =T3*CY(L)
KM(14) =-T3*CX(L)
KM(15) =T4/2.
KM(16) =T1*(CX(L)**2)+T2*(CY(L)**2)
KM(17) =(T1-T2)*CX(L)+CY(L)
KM(18) =T3*CY(L)
KM(19) =T1*(CY(L)**2)+T2*(CX(L)**2)
KM(20) =-T3*CX(L)
KM(21) =T4
RETURN
END

```

```

C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C
C

```

```

004098
004554
004728
004812
004986
005228
005354
005742
006030
006204
006592
006834
006918
006938

```

```

11/08/76 2>41 P.M. XFORTH COMPILER (75/140)
RELEASE NUMBER> ASR 5.6 0 FLAGS 0 ERRORS
ELAPSED TIME 10 SECS 47 CARDS AT 282 C.P.M.
COMMON = 0 DATA = 240 TEMPORARIES = 78
CODE = 6938 DIGITS

```

```

(0001) IDENT EEP
(0002) SUBROUTINE EEP(I,TC,XI,XF,Q,COMP,PD)
(0003) INTEGER TC
(0004) DIMENSION PD(60),COMP(10)
(0005) GO TO(1,2,3,4,5,6),TC
(0006) **SUBROTINA PARA CALCULAR OS ESFORÇOS DE ESGASTAMENTO PERFEITO
(0007) **XI=DISTANCIA DO NO INICIAL AO INICIO DO CARREGAMENTO
(0008) **XF=DISTANCIA DO NO INICIAL AO TERMINO DO CARREGAMENTO
(0009) **Q= INTENSIDADE DE CARGA
(0010) **PD= ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DA BARRA
(0011) 1 C=XF**XI
(0012) **CARGA PENTAGULAR
(0013) A=XI
(0014) B=COMP(I)-(A+C)
(0015) C1=Q*C/(12.*COMP(I)**2)
(0016) C2=(12.*A*B*(B+C)+6.*B**2*C+4.*C**2*(A+B)+C**3)
(0017) P3=C1*C2
(0018) C3=-Q*C/(12.*COMP(I)**2)
(0019) C4=((12.*A*B*(A+C)+6.*A**2*C+4.*C**2*(A+B)+C**3))
(0020) P1=0.
(0021) P4=0.
(0022) P2=(C*Q*(B+C/2.)+(P3+P6))/COMP(I)
(0023) P5=(C*Q*(A+C/2.)-(P3+P6))/COMP(I)
(0024) GO TO 16
(0025) 2 A=XI
**CARGA CONCENTRADA
B=COMP(I)-XI
P3=Q*A*B**2/COMP(I)**2
P6=-Q*A**2*B/COMP(I)**2
P1=0.
P4=0.
P2=(Q*B**2/COMP(I)**2)*(3.**2.*B/COMP(I))

```

```

C 000000
C 000000
C 000424
C 000424
C 000424
C 000550
C 000550
C 000550
C 000550
C 000550
C 000574
C 000574
C 000592
C 000706
C 000912
C 001314
C 001356
C 001648
C 002050
C 002092
C 002110
C 002128
C 002416
C 002704
C 002712
C 002730
C 002730
C 002820
C 003058
C 003382
C 003400
C 003418

```

```

(0026) P5=(Q*A**2/COMP(I)**2)*(3.*2.*A/COMP(I))
(0027) GO TO 16
(0028) 3 A=XI
C **CARGA MOMENTO (SENTIDO ANTI-HORARIO)
(0029) H=COMP(I)-XI
(0030) P3=(-Q*B/COMP(I)**2)*(2.*A*B)
(0031) P6=(-Q*A/COMP(I)**2)*(2.*E*A)
(0032) P1=0.
(0033) P4=0.
(0034) P2=-Q*6.*A*B/COMP(I)**3
(0035) P5=Q*6.*A*B/COMP(I)**3
(0036) GO TO 16
(0037) 4 A=XI
C **CARGA AXIAL
(0038) B=COMP(I)-XI
(0039) P3=0.
(0040) P6=0.
(0041) P1=-Q*A/COMP(I)
(0042) P4=-Q*B/COMP(I)
(0043) P2=0.
(0044) P5=0.
(0045) GO TO 16
(0046) 5 A=XI
C **CARGA TRIANGULAR DESCENDENTE
(0047) C=XF-XI
(0048) B=COMP(I)-(A+C)
(0049) C1=Q*C/(60.*COMP(I)**2)
(0050) C2=(10.*B*C*(B+C)+15.*A*(2.*B**2+C**2))+10.*A*B*C+3.*C**3)
(0051) P3=C1*C2
(0052) C3=-U*C/(60.*COMP(I)**2)
(0053) C4=(20.*A*C*(A+B)+5.*C**2*(2.*A+B)+30.*A**2*B+2.*C**3)
(0054) P6=C3*C4
(0055) P1=0.
(0056) P4=0.
(0057) P2=(Q*C/2.)*(B+2.*C/3.)+(P3+P6)/COMP(I)
003830
004242
004250
004268
004268
004358
004698
005038
005056
005074
005390
005620
005628
005646
005646
005736
005754
005772
005990
006208
006226
006244
006252
006270
006270
006294
006408
006614
007084
007130
007422
007872
007914
007932
007950

```

```

(0058) P5=(Q*C/2.)*(A+C/3.)-(P3+P6)/COMP(I)
(0059) GO TO 16
(0060) 6 A=XI
C
**CARGA TRIANGULAR ASCENDENTE
C=XF*XI
B=COMP(I)-(A+C)
C1=Q*C/(60.*COMP(I)**2)
C2=(20.*B*C*(A+B)+5.*C**2*(A+2.*B)+30.*A*B**2+2.*C**3)
P3=C1*C2
C3=-Q*C/(60.*COMP(I)**2)
C4=(10.*A*C*(A+C)+15.*B*(2.*A**2+C**2)+40.*A*B*C+3.*C**3)
P6=C3*C4
P1=0.
P4=0.
P2=(Q*C/2.)*(B+C/3.)+(P3+P6)/COMP(I)
P5=(Q*C/2.)*(A+2.*C/3.)-(P3+P6)/COMP(I)
16 PD(6*I-5)=PD(5*I-5)+P1
PD(6*I-4)=PD(5*I-4)+P2
PD(6*I-3)=PD(5*I-3)+P3
PD(6*I-2)=PD(5*I-2)+P4
PD(6*I-1)=PD(5*I-1)+P5
(0078) PD(6*I)=PD(6*I)+P6
(0079) RETURN
(0080) END

```

```

C 008286
C 008598
C 008606
C 008624
C 008624
C 008648
C 008762
C 008968
C 009418
C 009460
C 009752
C 010226
C 010268
C 010286
C 010304
C 010616
C 010952
C 011246
C 011540
C 011834
C 012128
C 012422
C 012680
C 012700

```

```

11/0P/76 2242 P.M. XFORIN COMPILER (75/140)
RELEASE NUMBER2 ASR 5.6 0 FLAGS 0 ERRORS
ELAPSED TIME 20 SECS 92 CARDS AT 276 C.P.M.
COMMON = 0 DATA = 408 TEMPORARIES = 108
CODE = 12700 DIGITS

```



#### 4. CÁLCULO DA ESTRUTURA POR COMPUTADOR

##### 4.1. Introdução:

O pórtico será calculado levando em consideração a dimensão 20 X 60 cm admitida em vista dos resultados do pré-dimensionamento.

As cargas serão estudadas de modo a se verificar a situação mais desfavorável de esforços e deformações; para isto consideraremos a carga permanente calculada no pré-dimensionamento, bem como o carregamento accidental admitido como satisfatório em confronto com as diversas posições críticas de carregamento oriundos da ação do vento.

O carregamento accidental que produziu condições mais desfavoráveis de esforços e deformações, será somado ao carregamento permanente, sendo que esta composição será a adotada para a verificação do dimensionamento do pórtico.

##### 4.2. Estudo de Cargas:

###### 4.2.1. Carga permanente nas barras inclinadas:

###### 4.2.1.1. Solicitação das terças.

Conforme o item 1.4 a reação da terça no pórtico é de 212 Kg, então, para uniformização da carga, dividimos pela distância entre terças em sua projeção horizontal de 1,632, ficando:

$$q_1 = \frac{212}{1,632} = 130 \text{ Kg/m}$$

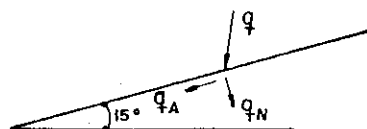
###### 4.2.1.2. Pêso próprio do pórtico:

O pêso próprio do pórtico é 112 Kg, conforme o item 1.5.4., já considerando na projeção horizontal.

###### 4.2.1.3. Carga total permanente:

$$q = 130 + 112 = 242 \text{ Kg.}$$

###### 4.2.1.4. Decomposição nas componentes normal e axial da barra.



$$q_A = 242 \cdot \text{sen } 15^\circ = 63 \text{ Kg/m}$$

$$q_N = 242 \cdot \text{cos } 15^\circ = 243 \text{ Kg/m}$$

FIG. 12

#### 4.2.2. Carga permanente nas barras verticais

A carga permanente nas barras verticais é unicamente o peso próprio da barra aplicada axialmente. Este valor é de 108 Kg/m.

#### 4.2.3. Carga acidentais.

##### 4.2.3.1. Sobrecarga admitida

Este carregamento é oriundo da admissão da sobrecarga de 50 Kg por metro linear de terça, cujo valor foi calculado no item 1.4., sendo de 200 Kg a sua reação nas barras inclinadas do pórtico. Dividindo pelo espaçamento de 1,632 m, entre terça, temos a carga horizontal, como segue:

$$q' = \frac{200}{1,632} = 123 \text{ Kg/m}$$

Decompondo nas componentes normal e axial da barra temos: componente axial  $q_A' = 123 \times \text{sen } 15^\circ = 32 \text{ Kg/m}$

componente normal  $q_N' = 123 \times \text{cos } 15^\circ = 119 \text{ Kg/m}$

##### 4.2.3.2. Ação do vento.

De acordo com o capítulo 2:

#### 4.3. Situações de carregamento

O pórtico será analisado quanto a sua estabilidade, levando em consideração a combinação dos esforços e deformações produzidas pela carga permanente, com o carregamento acidental que causa as situações mais críticas para a segurança da estrutura.

Para efeito de ordem de entrada de dados no computador, passaremos a numerar os carregamentos considerados:

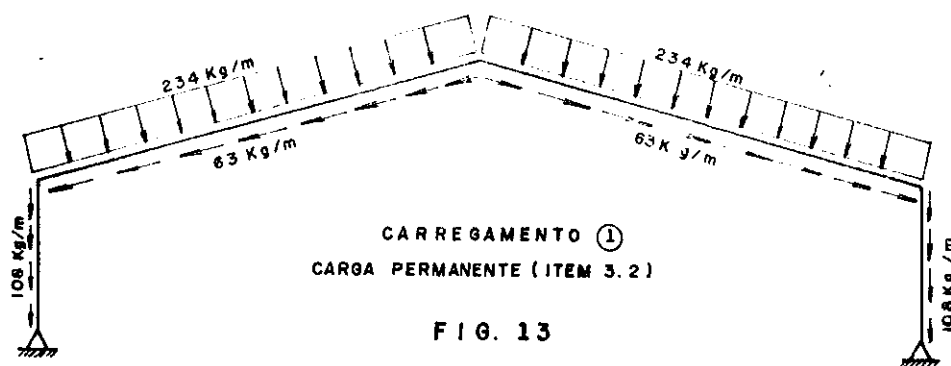




FIG. 14

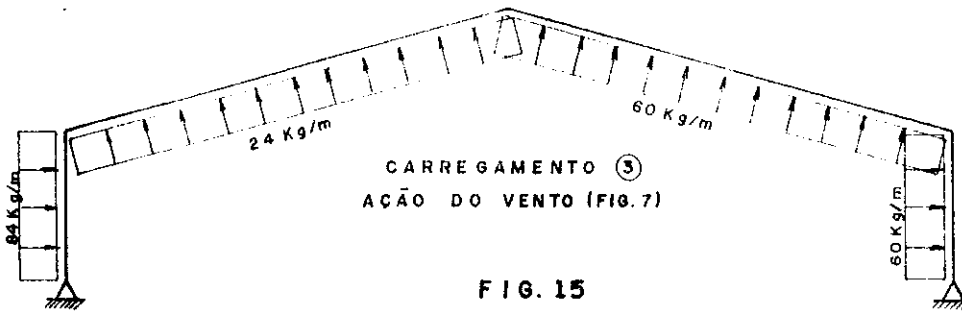


FIG. 15

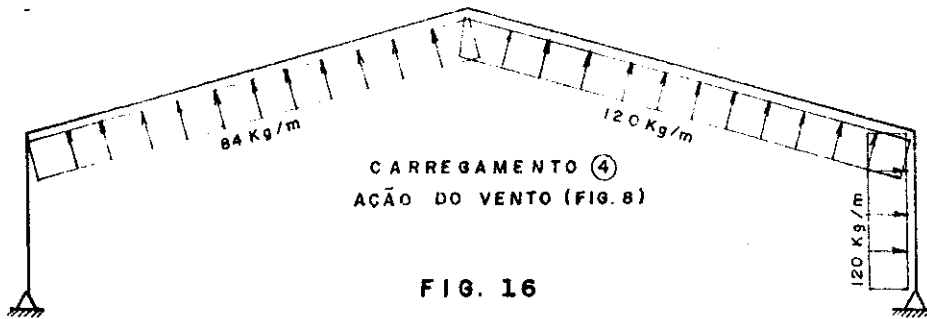


FIG. 16

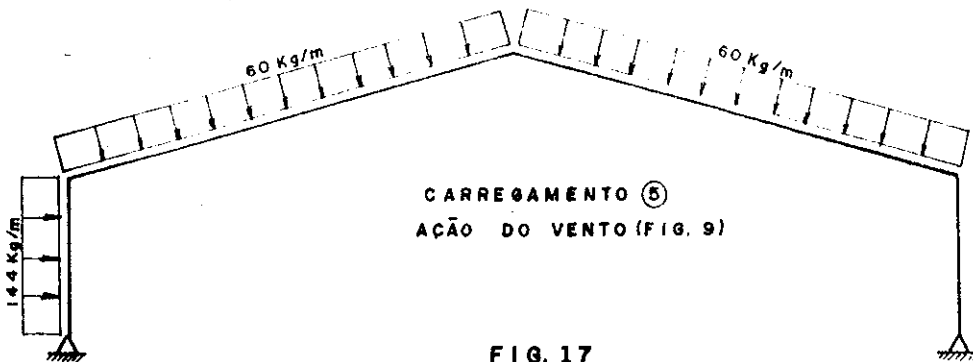


FIG. 17

#### 4.4. Dados da Estrutura e Propriedades das Barras:

##### 4.4.1. Momento de inércia constante

$$J = \frac{20 \times 60^3}{12} = 360.000 \text{ cm}^4$$

##### 4.4.2 Área da seção transversal:

$$A = 20 \times 60 = 1.200 \text{ cm}^2$$

##### 4.4.3. Módulo de elasticidade

Para peroba rosa:  $94.250 \text{ Kg/cm}^2$

##### 4.4.4. Esquematização da estrutura:

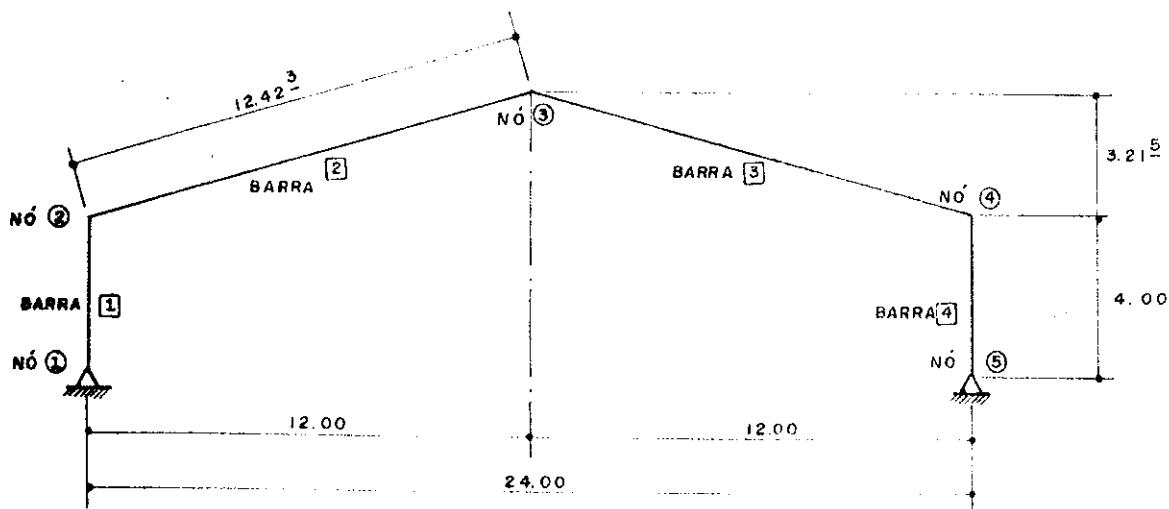


FIG. 18

DADOS DA ESTRUTURA

Obs: As unidades serão Kg e cm





ANALISE MATRICIAL DE ESTRUTURAS

ANALISE DE PORTICOS PLANOS

DADOS DA ESTRUTURA

NUMERO DE BARRAS  
 NUMERO DE NÓS  
 NUMERO DE DESLOCAMENTOS NULOS  
 NUMERO DE NÓS COM DESLOCAMENTOS NULOS  
 NUMERO DE GRAUS DE LIBERDADE  
 MODULO DE ELASTICIDADE

NBAR= 4  
 NNDS= 5  
 NDN= 4  
 NNDN= 2  
 NGL= 11  
 E= 94250.000

COORDENADAS DOS NÓS

NO	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.00	0.00
2	0.00	400.00
3	1200.00	721.50
4	2400.00	400.00
5	2400.00	0.00

NOME E PROPRIEDADES DAS BARRAS

BARRA	NO INICIAL	NO FINAL	AREA	MOMENTO INERCIA	CUMPRIMENTO	COSSENO X	COSSENO Y
1	1	2	1200.00	360000.00	400.00	0.0000	1.0000
2	2	3	1200.00	360000.00	1242.32	0.9659	-0.2588
3	3	4	1200.00	360000.00	1242.32	0.9659	-0.2588
4	4	5	1200.00	360000.00	400.00	0.0000	-1.0000

TIPOS DE DESLOCAMENTOS

- 0 - DESLOCAMENTO LIVRE
- 1 - DESLOCAMENTO NULO

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	1	1	0
5	1	1	0



DADOS DAS CARGAS

NUMERU DE NOS COM CARGAS      NNC= 0  
 NUMERU DE BARRAS COM CARGAS    NBC= 4

CARGAS APLICADAS AS BARRAS	BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	PUSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
1	4		-432.0000	200.0000	200.0000
2	1		2.3400	0.0000	1242.3000
2	4		-782.6490	621.1500	621.1500
3	1		2.3400	0.0000	1242.3000
3	4		782.6490	621.1500	621.1500
4	4		432.0000	200.0000	200.0000

DESLOCAMENTOS DOS NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.45473E-02
2	-0.11508E+01	-0.11411E-01	-0.46357E-03

3 0.22455E+04 -0.44105E+01 0.21353E+07  
 4 0.11509E+01 -0.11411E-01 0.46349E-03  
 5 0.00000E+00 0.00000E+00 -0.45475E-02

ACDES NAS BARRAS  
 BARRA

NO INICIAL  
 NO FINAL

ACAD X ACAD Y ACAD Z  
 P1= P2= P3=  
 P4= P5= P6=

1	2	3	4
0.34425E+04	0.28320E+04	0.20493E+04	0.30105E+04
-0.30105E+04	-0.20493E+04	-0.28319E+04	-0.34425E+04
-0.21253E+04	0.23580E+04	0.54906E+03	0.21253E+04
0.21253E+04	0.54902E+03	0.23579E+04	-0.21253E+04
-0.10000E+00	0.85010E+06	-0.27351E+06	0.85011E+06
-0.85010E+06	0.27351E+06	-0.85011E+06	-0.10000E+00

DADOS DAS CARGAS

NUMERU DE NOS COM CARGAS NNC= 0  
 NUMERU DE BARRAS COM CARGAS NBC= 2

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	4	-397.5360	621.1500	621.1500
2	1	1.1900	0.0000	1242.3000
3	4	397.5360	621.1500	621.1500
3	1	1.1900	0.0000	1242.3000

55

DESLOCAMENTOS DOS NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.23122E-02
2	-0.58514E+00	-0.54142E-02	-0.23578E-03
3	0.11351E-04	-0.22422E+01	0.10761E-07
4	0.58517E+00	-0.54141E-02	0.23574E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.23122E-02

ACDES NAS BARRAS

BARRA	NO ND INICIAL NO FINAL	ACAD X		ACAD Y		ACAD Z	
		P1= P4=	0.15309E+04 -0.15309E+04	P2= P5=	0.10807E+04 0.10807E+04	P3= P6=	-0.30000E+01 -0.43226E+06
1							
2			0.14400E+04 -0.10425E+04	0.11991E+03 0.27929E+03		0.43226E+06 0.13904E+06	
3			0.10425E+04 -0.14400E+04	0.27931E+03 0.11990E+03		-0.13904E+06 -0.43227E+06	
4			0.15308E+04 -0.15308E+04	0.10807E+04 -0.10807E+04		0.43227E+06 0.20000E+01	

DADOS DAS CARGAS

NUMERU DE NOS COM CARGAS . NNC= 0  
 NUMERU DE BARRAS COM CARGAS . NEC= 4

CARGAS APLICADAS AS BARRAS	BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
	1	1	0.2400	0.0000	400.0000
	2	1	-0.2400	0.0000	1242.3000
	3	1	-0.6000	0.0000	1242.3000
	4	1	-0.6000	0.0000	400.0000

DESLOCAMENTOS DOS NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.27418E-02
2	0.89721E+00	0.16659E-02	-0.13116E-02
3	0.71379E+00	0.70717E+00	0.91654E-03

4 0.52935E+00 0.18990E+02 -0.15071E-02

5 0.00000E+00 0.00000E+00 -0.12551E-02

ACOES NAS BARRAS

BARRA

NO INICIAL  
NO FINAL

ACAO X  
P1=  
P6=

ACAO Y  
P2=  
P5=

ACAO Z  
P3=  
P6=

1 -0.47104E+03 0.71859E+03 0.00000E+00  
0.47104E+03 -0.38259E+03 0.22024E+06

2 -0.49146E+03 -0.35598E+03 -0.22024E+06  
0.49146E+03 0.57825E+02 -0.36797E+05

3 -0.39673E+03 -0.29579E+03 0.36797E+05  
0.39673E+03 -0.44959E+03 0.58747E+05

4 -0.53695E+03 -0.26687E+03 -0.58747E+05  
0.53695E+03 0.26687E+02 0.40000E-01

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS NNC= 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS NBC= 3

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	-0.8400	0.0000	1242.3000
3	1	-1.2000	0.0000	1242.3000
4	1	-1.2000	0.0000	400.0000

1  
59  
1

DESLOCAMENTOS DOS NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.33848E-02
2	0.10474E+01	0.41840E-02	-0.10556E-02
3	0.64801E+00	0.15478E+01	0.65798E-03
4	0.24770E+00	0.44737E-02	-0.14986E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.22673E-03

ACDES NAS BARRAS

BARRA  
NO INICIAL  
NO FINAL

ACAU Z

P3=

P6=

ACAU Y

P2=

P5=

ACAU X

P1=

P4=

0.00000E+00  
0.39000E+06

0.97517E+03  
-0.97517E+03

-0.11630E+04  
0.11630E+04

1

-0.39000E+06  
-0.67834E+05

-0.89036E+03  
-0.15317E+03

-0.12481E+04  
0.12481E+04

2

0.67834E+05  
0.24777E+06

-0.49134E+03  
-0.99942E+03

-0.11575E+04  
0.11575E+04

3

-0.24777E+06  
0.40000E-01

-0.85945E+03  
0.37945E+03

-0.12649E+04  
0.12649E+04

4



DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      NNC= 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS    NEC= 3

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
1	1	1.4400	0.0000	400.0000
2	1	0.6000	0.0000	1242.3000
3	1	0.6000	0.0000	1242.3000

DESLOCAMENTOS DOS NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.32014E-03
2	0.17854E+00	-0.23766E-02	-0.81194E-03
3	0.39462E+00	-0.84059E+00	0.35132E-03

4 0.61034E+00 -0.27161E-02 -0.59439E-03

5 0.00000E+00 0.00000E+00 -0.19916E-02

ACDES NAS BARKAS

BARRA

NO INICIAL  
NO FINAL

ACAD X  
F1=  
F4=

ACAD Y  
P2=  
P5=

ACAU Z  
P3=  
P6=

1 0.67199E+03 0.16582E+02 0.10000E-01  
-0.67199E+03 -0.59258E+03 -0.12183E+06

2 0.74630E+03 0.49575E+03 0.12183E+06  
-0.74630E+03 0.24963E+03 0.31038E+05

3 0.77114E+03 0.15691E+03 0.31038E+06  
-0.77114E+03 0.58847E+03 -0.23703E+06

4 0.76798E+03 0.59258E+03 0.23703E+06  
-0.76798E+03 -0.59258E+03 0.30000E-01

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

N	CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:		
	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z
1	0	0	0,0045	0	0	0,0023	0	0	-0,0027	0	0	-0,0024
2	-1,1508	-0,0114	-0,0005	-0,5852	-0,0054	-0,0002	0,8972	0,0017	-0,0013	0,0474	0,0042	-0,0011
3	0	-1,4105	0	0	-2,2422	0	0,7128	0,7072	0,0009	0,6493	1,5478	0,0009
4	1,1508	-0,0114	0,0005	0,5852	-0,0054	0,0002	0,8972	0,0017	-0,0013	0,0474	0,0042	-0,0011
5	0	0	-0,0045	0	0	-0,0023	0	0	-0,0027	0	0	-0,0024

obs: coo.X - coordenada X

ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DAS BARRAS

E	N	CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:		
		COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z
1	2	3442,5	-2125,3	0	1531	-1081	0	-471	718,5	0	-1183	975,2	0
2	2	-3010,5	2125,3	-8501	-1531	1081	-4322,6	471	-382,6	2202,4	1183	-975,2	3900,7
2	2	2832	2358	8501	1440	1199	4322,6	-4915	-356	-2202,4	-1248	-890,4	-3900,7
3	3	-2049,3	549	2735,1	-1042,5	279,3	1390,4	491,5	57,8	-368	1248	-153,2	-678,3
3	3	2049,3	549	-2735,1	1042,5	-279,3	-1390,4	-396,7	-295,8	368	-1157,5	-491,3	678,3
4	4	-2831,9	2358	-8501	-1440	1199	-4322,6	396,7	-449,6	587,5	1157,5	-999,4	2477,8
4	4	3010,5	-2125,3	8501	1531	-1081	4322,7	-537	-266,9	-587,5	-1264,9	-859,4	-2477,8
5	5	-3442,5	-2125,3	0	-1531	-1081	0	537	268,7	0	1264,9	379,4	0

obs: momentos fletores em Kg.m



#### 4.7.3. Combinação mais desfavorável

##### 4.7.3.1. Dados coletados:

Verifica-se que a combinação que ocasiona maiores esforços e deslocamentos é a somatória do carregamento 1 (carga permanente) com o carregamento 2 (carga accidental). Nota-se que a influência do vento não produz efeitos maiores do que aqueles resultantes da adoção de uma carga accidental de 50 Kg/m, (por metro linear nas terças).

Os deslocamentos são admissíveis para a construção do pórtico, aconselhando-se, entretanto, que a estrutura seja moldada de tal maneira que haja contra-deslocamentos iguais aos deslocamentos calculados para a carga permanente.

O carregamento crítico provoca os esforços internos constantes da tabela abaixo:

BARRA		X	Y	Z
1	1	4973,5	- 3206,3	0
	2	- 4541,5	3206,3	- 12823,6
2	2	4272	3557	12823,6
	3	- 3091,8	828,3	4125,5
3	3	3091,8	828,3	- 4125,5
	4	- 4272	3557	- 12823,6
4	4	4272	3206,3	12823,6
	5	- 4973,5	- 3206,3	0
		Kg	Kg	Kg.m

##### 4.7.3.2. Esquema dos esforços nas barras:

Levando em conta a simetria da estrutura e do carregamento crítico, a representação dos esforços nas barras pode ser demonstrada com apenas as duas primeiras barras, como mostra a figura 19.

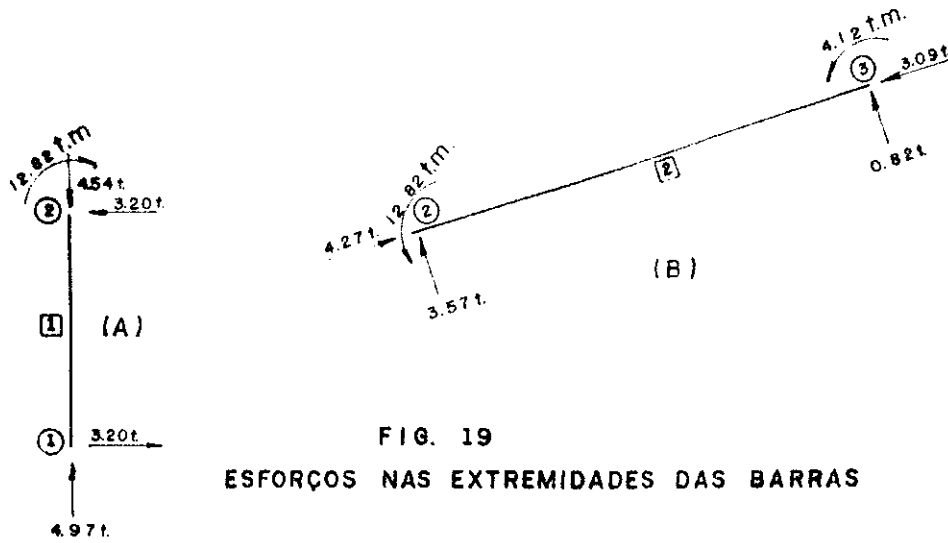


FIG. 19  
ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DAS BARRAS

4.8. Diagramas de esforços:

Para a construção dos diagramas dos esforços, há necessidade da caracterização das solicitações que ocasionam estes esforços.

Por este motivo a composição dos carregamentos críticos, no caso os carregamentos 1 e 2, se faz necessária, como mostra a figura 20.

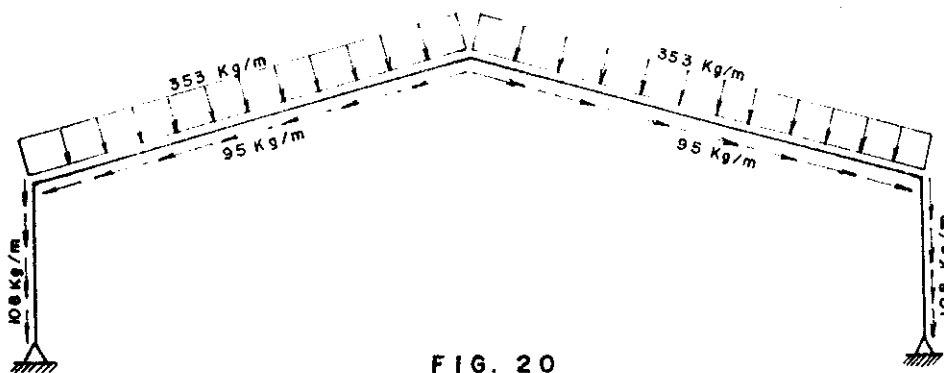


FIG. 20  
COMPOSIÇÃO DE CARREGAMENTOS

4.8.1. Diagrama de momentos fletores:

Equação da curva de momentos para a barra 2, com abscissa do eixo da barra 2.

$$M = 3570x - \frac{q x^2}{2} - 12.820$$

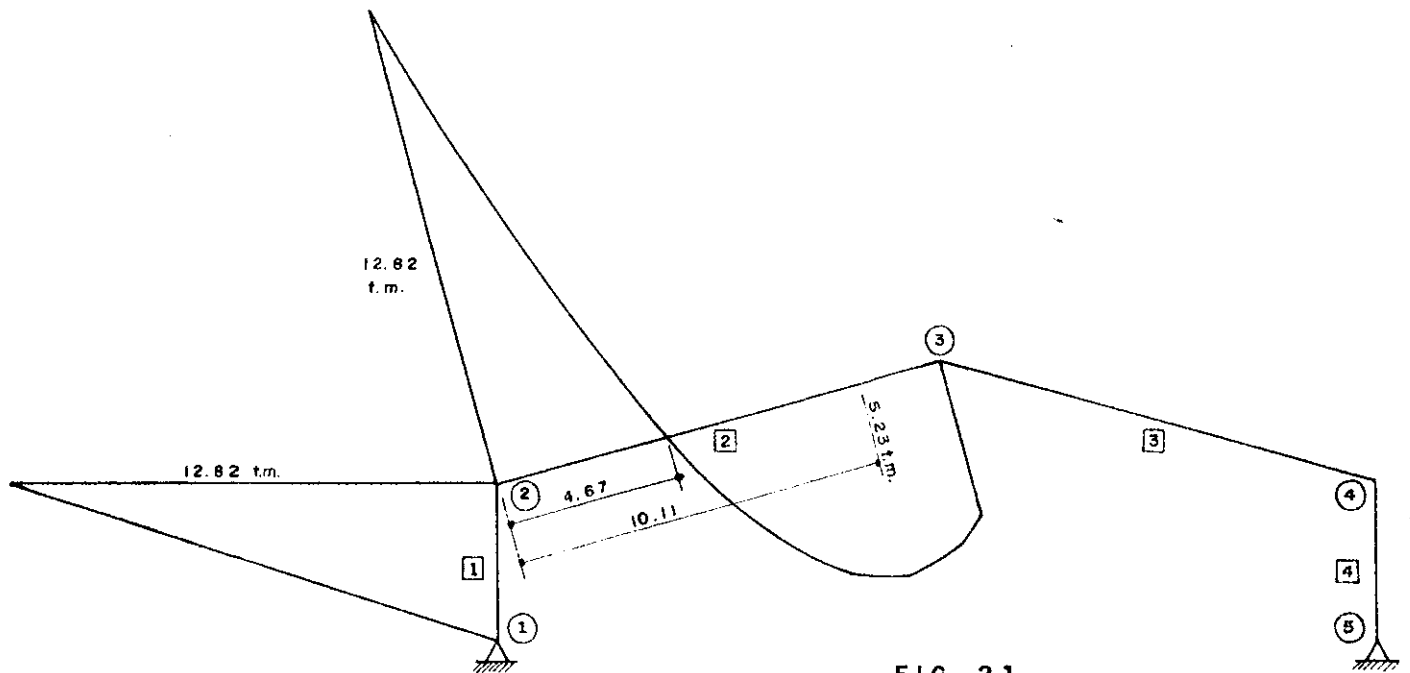


FIG. 21  
DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES

Flexão no centro da barra inclinada

$$f = \frac{q l^2}{4} = \frac{353 \cdot (12,423)^2}{4} = 13619,7 \text{ Kg.m}$$

Ponto de momento nulo na barra inclinada:

$$3570x - \frac{q x^2}{2} - 12.820 = 0$$

$$x = 4,67 \text{ m}$$

Ponto de momento máximo positivo na barra 2

$$3570 - 353x = 0$$

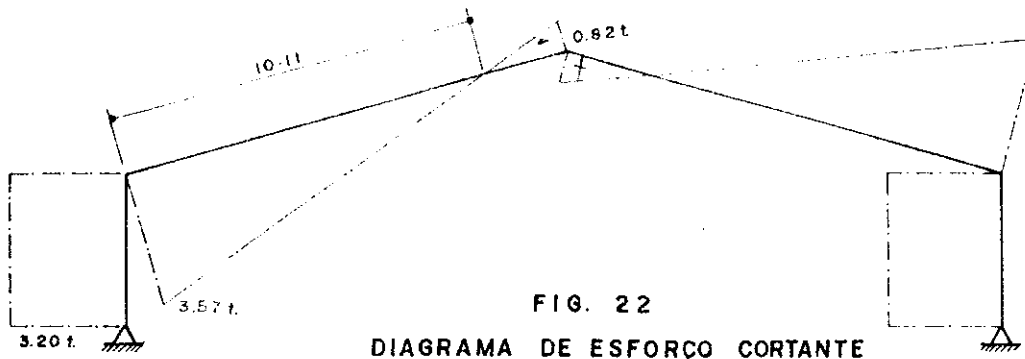
$$x = 10,11 \text{ m}$$

Valor do momento máximo positivo:

$$M = 3570 \cdot 10,11 - \frac{353 \cdot (10,11)^2}{2} - 12,820$$

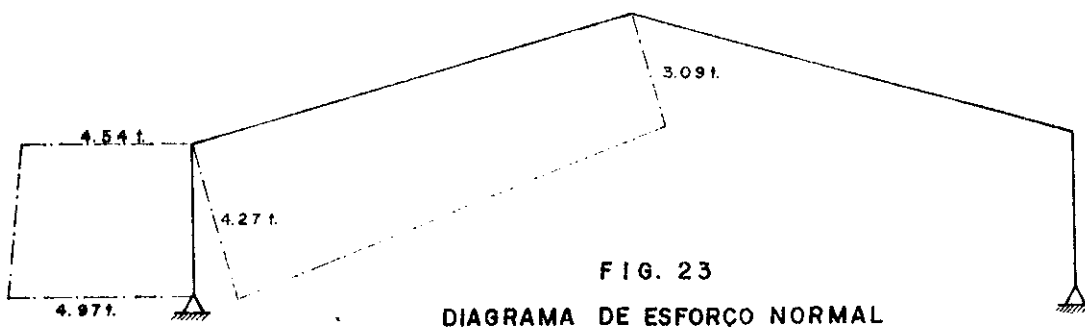
$$M = 5232 \text{ Kg.m}$$

#### 4.8.2. Diagrama de esforços cortantes



Ponto de cortante nulo: equivalente ao ponto de momento máximo positivo.

#### 4.8 4.8.3. Diagrama de esforço normal



#### 4.9. Verificação do dimensionamento

##### 4.9.1. Considerações iniciais

Utilizando a seção 20 X 60 a estimada no cálculo preliminar, necessário se faz a verificação desta seção para os esforços solicitantes calculados com maior rigor, como é o caso presente.

Comparando-se os resultados obtidos através do computador com os cálculos pelas fórmulas de Simon Goldenhorn, nota-se uma diferença muito pequena nos valores, tais como:

- momento fletor, erro de 4,5%
- outros esforços, erro médio aproximado de 4,5%

A conclusão que se chega é que as fórmulas de Simon Goldenhorn são perfeitamente válidas para o cálculo de um pórtico



desta natureza, faltando apenas que se verifique os deslocamentos da estrutura.

4.9.2. Cálculo das tensões:

4.9.2.1. Momentos fletor

O momento fletor máximo em valor absoluto, é 12820 Kg.m

$$W = \frac{bd^2}{6} = \frac{20 \cdot 60^2}{6} = 12000 \text{ cm}^3$$

$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{1282000}{12000} = 106,8 \text{ Kg/cm}^2$ , menor que o limite admitido pela NB - 11.

4.9.2.2. Força cortante.

A força cortante máximo é de 3570 Kg

$$\tau_F = \frac{Q \cdot Ms}{b \cdot J}, \text{ sendo } \frac{Ms}{J} = \frac{3}{2d} \text{ para seção retangular.}$$

$$\tau_F = \frac{3Q}{2bd}, \quad Q = 3570 \text{ Kg}$$

$$\tau_F = \frac{3 \cdot 3570}{2 \cdot 20 \cdot 60} = 4,46 \text{ Kg/cm}^2, \text{ satisfaz a NB-11}$$

4.9.2.3. Flexão composta para a barra vertical

O esquema de carregamento desta barra é o indicado na figura 24, sendo que o ponto mais solicitado é o extremo superior, com o momento fletor  $M = \frac{12820}{12378} \text{ Kg.m}$ , e o esforço normal  $N = \frac{4540}{1380} \text{ Kg}$

O raio de giração, no sentido do momento fletor é:

$$i = \frac{d}{\sqrt{12}} = \frac{60}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$$

O índice de esbeltez, com  $lf = 4,00 \text{ m}$  é

$$\lambda = \frac{lf}{i} = \frac{400}{17,32} = 23,09 < 40$$

A tensão de flexão composta na borda comprimida não deve ultrapassar  $\bar{\sigma}_{fc}$ , sendo

$$\sigma_{fc} = \sigma_c + (\sigma_f - \sigma_c) \epsilon$$

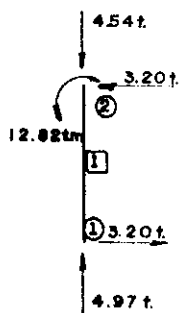


FIG. 24

Conforme o item 1.5.6.3.,  $\sigma_c = 85 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_f = 135 \text{ Kg/cm}^2$

$$\epsilon = \frac{6 e}{d + 6e}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1282000}{4540} = 282,37$$

$$\epsilon = \frac{6 \cdot 282,37}{60 + 6 \cdot 282,37} = \frac{1694,22}{1754,22} = 0,9657$$

$\bar{\sigma}_{fc} = 85 + (135-85) \cdot 0,9657 = 133,28 \text{ Kg/cm}^2$ , este é o valor máximo, conforme a NB-11, para  $\lambda = 23,09$ , que a tensão de flexão com - posta pode atingir. A tensão na peça é:

$\sigma_{fc} = \sigma_f / \epsilon$ , onde  $\sigma_f$  é a tensão atuante por flexão simples, que, con - forme o item 3.9.2.1 é igual a  $106,8 \text{ Kg/cm}^2$ , então:

$\sigma_{fc} = \frac{106,8}{0,9657} = 110,58 \text{ Kg/cm}^2$  menor que o limite máximo de  $133,28 \text{ Kg/cm}^2$ .

A borda tracionada não é solicitada além dos limites da NB-11, conclusão esta obtida por simples observação dos cálcu - los já efetuados.

#### 4.9.2.4. Flambagem

A peça inclinada não terá problemas de flambagem por - que haverá sempre o contraventamento oferecido pelas terças do te - lhado, restando, então se verificar este fenômeno com barra verti - cal.

Pela figura 24, podemos admitir uma força axial maxi - ma de  $4970 \text{ Kg}$  atuando na peça vertical, sendo que vamos verificar a flambagem lateral para esta solicitação, como segue:

Raio de giração:  $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$ , sendo  $b$  a largura da barra

$$i = \frac{20}{\sqrt{12}} = 5,773 \text{ cm}$$

Índice de esbeltez:  $\lambda = \frac{f}{i} = \frac{400}{5,773} = 69,29$

$64 < 69,29 < 140$ , por este motivo é considerada peça longa, e tensão de flambagem, conforme a equação de Euler:

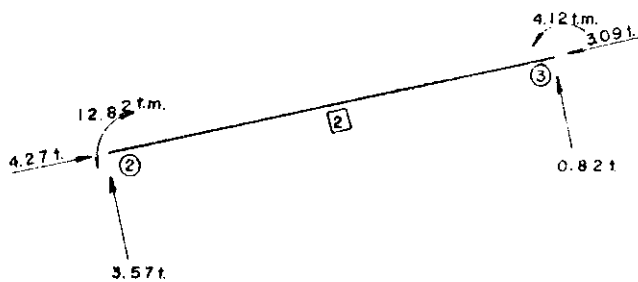
$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{E}{\lambda^2}, \text{ sendo } E = 94250 \text{ Kg/cm}^2, \text{ de acordo com a NB-11.}$$

$$\bar{\sigma}_{fl} = \frac{3,14^2}{4} \cdot \frac{94250}{69,29^2} = 48,44 \text{ Kg/cm}^2$$

A carga máxima para esta peça de seção transversal de  $S = 1200 \text{ cm}^2$  é:  $P_{fe} = 48,44 \times 1200 = 58128 \text{ Kg}$ , bem superior a solicitação de  $4970 \text{ Kg}$ .

#### 4.9.2.5. Flexão composta na barra inclinada

O esquema de carregamento desta barra é o indicado na figura 25, sendo que o ponto mais solicitado o inicial, com o momento fletor  $M = 12820 \text{ Kg/m}$ , e o esforço normal  $N = 4270 \text{ Kg}$ .



*no ponto final*  
 $N = 4102$   
 $M = 12818$

FIG. 25

#### ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DA BARRA

O raio de giração no sentido do momento fletor é

$$i = \frac{d}{\sqrt{12}} = \frac{60}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$$

O índice de esbeltez, com  $l_f = 12,423 \text{ m}$  é

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1242,3}{17,32} = 71,72$$

Conforme a NB - 11, onde  $\lambda > \lambda_0 = 64$ , para a peroba rosa

$$\epsilon_0 = 1 - \left(\frac{\lambda_0}{\lambda}\right)^2 = 1 - \left(\frac{64}{71,72}\right)^2 = 1 - 0,8 = 0,2$$

$$\epsilon = \frac{6 e}{d + 6 e}, \quad e = \frac{M}{N} = \frac{1282000}{4270} = 300,23 \text{ cm}$$

$$\epsilon = \frac{6 \cdot 300,23}{60 + 6 \cdot 300,23} = \frac{1801,4}{1861,4} = 0,967$$

$\epsilon > \epsilon_0$ , então a tensão na borda comprimida não deverá ultrapassar o valor:

$$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c + (\bar{\sigma}_f - \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c) \cdot (\epsilon - \epsilon_0), \bar{\sigma}_c = 85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = \frac{2}{3} \cdot 85 + (135 - \frac{2}{3} \cdot 85) \cdot (0,967 - 0,2), \bar{\sigma}_f = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{fc} = 56,67 + 78,33 \cdot 0,767 = 116,75 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (valor limite para } \bar{\sigma}_{fc}\text{)}.$$

Cálculo de  $\sigma_{fc}$ :

$\sigma_{fc} = \frac{\sigma_f}{\epsilon}$ , sendo  $\sigma_f = 106,8 \text{ Kg/cm}^2$ , de item 3.9.2.1, quando a peça é calculada com apenas flexão simples.

$$\sigma_{fc} = \frac{106,8}{0,967} = 110,45 \text{ Kg/cm}^2, \text{ valor menor que o limite}$$

$$\sigma_{fc} = 116,75 \text{ Kg/cm}^2$$

4.9.2.6. Conclusão:

A seção transversal estimada no cálculo pelas fórmulas de Simon Goldenhorn, satisfaz a todos os esforços obtidos pelo método rigoroso através de computador.

## 5. PROJETO PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA

### 5.1. Introdução:

A execução de estruturas de madeira oferece dificuldades inerentes a natureza do material, dificuldades estas que variam de acordo com a espécie de madeira a ser usada.

O pórtico em estudo, foi programado para ser executado com tábuas de peroba rosa, coladas e encavilhadas, com cavilhas de eucalipto citriodora.

A colagem das tábuas <sup>foi</sup> será executada com o adesivo "cascophen", cuja resistência tem demonstrado ser excelente nos ensaios de corpos de prova no "Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira" da E.E.S.C.-U.S.P. A utilização das cavilhas seria no sentido de oferecer a opção de uso da estrutura em ambientes agressivos.

As cavilhas de eucalipto citriodora foram estudadas pelo autor em ensaios de laboratório, quando se verificou que a sua resistência é exercida contra o cisalhamento da peça de madeira.

A combinação cavilha-cola na estrutura ocasiona uma resistência para a colagem muito superior à oferecida pela cavilha, chegando-se a conclusão, porém, que o encavilhamento é muito útil quando se deseja excluir a utilização de acessórios metálicos, como, por exemplo pregos e parafusos para a junção e prensagem das superfícies coladas.

As ligações das hastes de uma estrutura de madeira, são sempre os pontos mais delicados e que requerem uma especial atenção do engenheiro projetista. No caso, estas ligações, também devem ser executadas por cola e encavilhamento do mesmo modo da junção das tábuas.

O estudo da ligação colada é objeto deste trabalho em capítulo especial, ressaltando desde já que não existe um processo de cálculo estabelecido para a avaliação da resistência de uma ligação desta natureza. A maneira de cálculo destas ligações, neste capítulo, são empíricas e intuitivas, seguindo sugestões do Prof. João Cesar Hellmeister, havendo, porém, a constatação com os resultados experimentais que serão estudados em capítulo especial.

As dimensões das tábuas serão projetadas de acordo com as bitolas comerciais, com emendas previstas como satisfató -

rias, de acordo com as estimativas de resistências das seções enfraquecidas pela descontinuidade das tábuas. Isto se faz necessário no intuito de haver uma perfeita viabilidade de execução da estrutura sem que haja encomenda de tábuas especiais para este fim.

O pórtico calculado com inércia constante em todas as suas barras, poderá parecer super-dimensionado nas seções próximas aos apoios e no fecho das hastes inclinadas, porém, há justificativa para esta alternativa, considerando as emendas das tábuas nas hastes inclinadas e a possibilidade de agressão, nas regiões próximas aos apoios, por agentes diversos, tais como umidade, cortes, choques, etc...

As hastes verticais, por opção de projeto, deverão ser repartidas em duas lâminas iguais, contraventadas por pontos convenientemente estudados, considerando que há necessidade de uma ligação satisfatória com as hastes inclinadas, sem prejuízo da quantidade de tábuas que trabalham para combater os esforços calculados. Esta solução proporciona, também uma maior inércia lateral para os pilares do pórtico, ficando, assim, remota a possibilidade de flambagem da estrutura.

#### 5.2. Escolha da seção transversal das tábuas

As dimensões comerciais das tábuas de peroba rosa mais comuns, são as de 2,5 cm de espessura, ficando, de início, caracterizado que para a espessura do pórtico, de 20 cm, usar-se-á, uma camada de 8 tábuas juntadas.

As alturas da seção transversal variam entre dois valores: 20 cm e 30 cm, motivo pelo qual se optou para a utilização simultânea destas duas dimensões, isto é, a altura da seção do pórtico, de 60 cm, poderia ser conveniente, tanto 2 tábuas de 30 cm ou 3 tábuas de 20 cm, ficando, porém estipulado, o uso das duas opções contrafiadas alternadamente, a fim de que haja uma satisfatória rigidez da peça, como mostra a figura 26-A.

A configuração da figura 26-A é válida, entretanto somente para as barras inclinadas, sendo que as barras verticais serão repartidas como na figura 26-B.

A separação, no meio da barra vertical, permite o encaixe da inclinada.

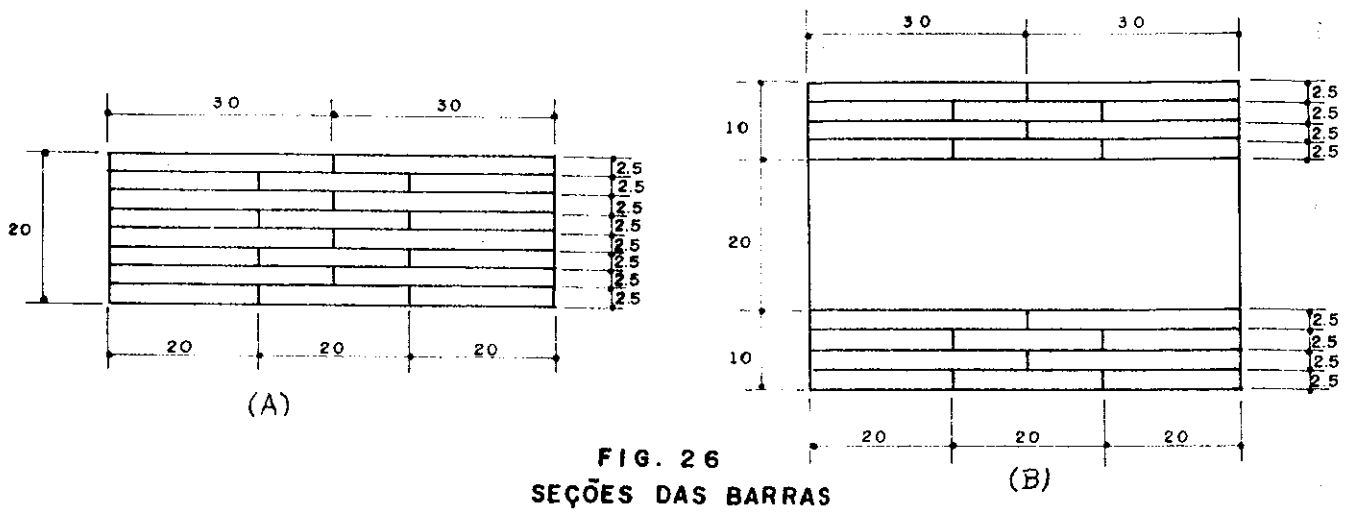


FIG. 26  
SEÇÕES DAS BARRAS

5.3. Plano de corte das tábuas:

O corte das tábuas será planejado, levando em consideração as dimensões do pórtico de acordo com a figura 27, onde se nota a dimensão da haste inclinada com mais de 12 m de comprimento sendo inevitável a utilização de duas emendas, haja vista não ser comercial o comprimento de tábuas maior que 6 metros.

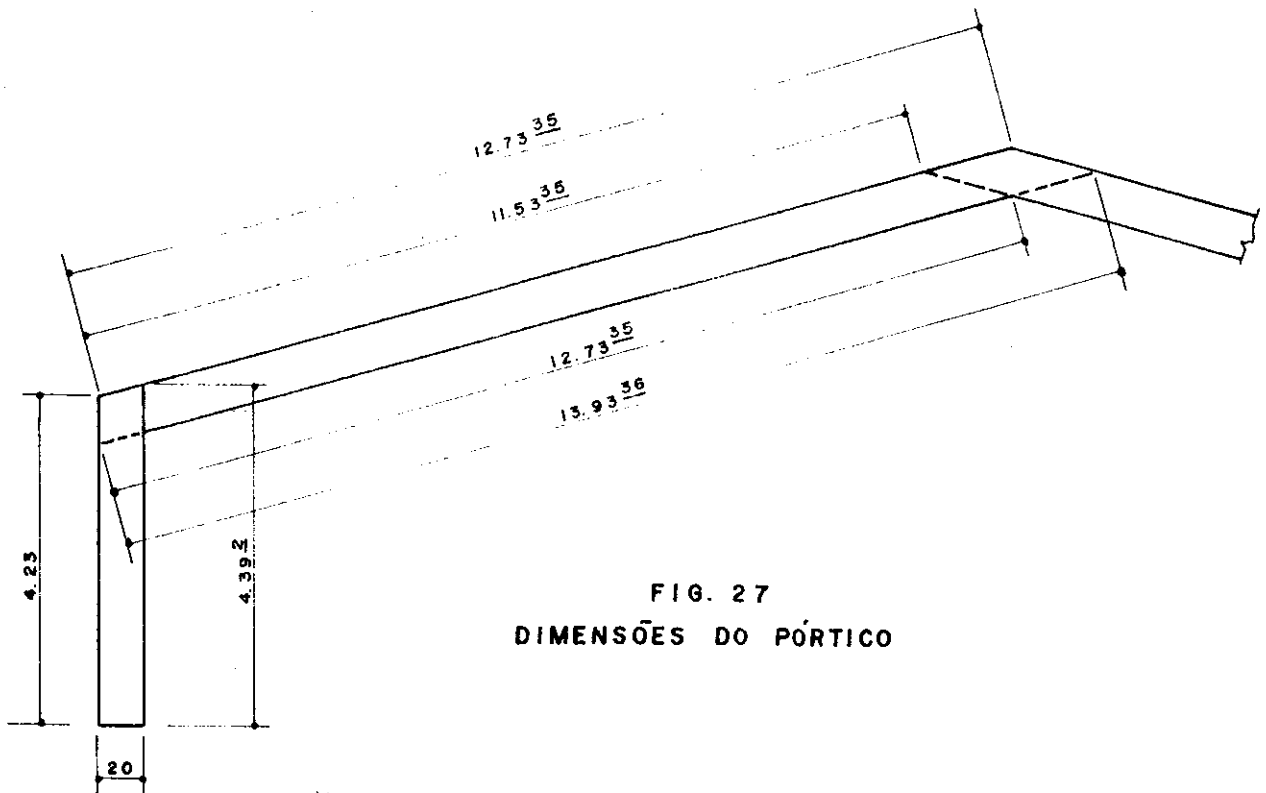


FIG. 27  
DIMENSÕES DO PÓRTICO

### 5.3.1. Corte das tábuas da haste vertical

Para a haste vertical não há necessidade de emendas, devido sua maior dimensão 4,392 m, uma medida dentro dos limites comerciais de peroba rosa.

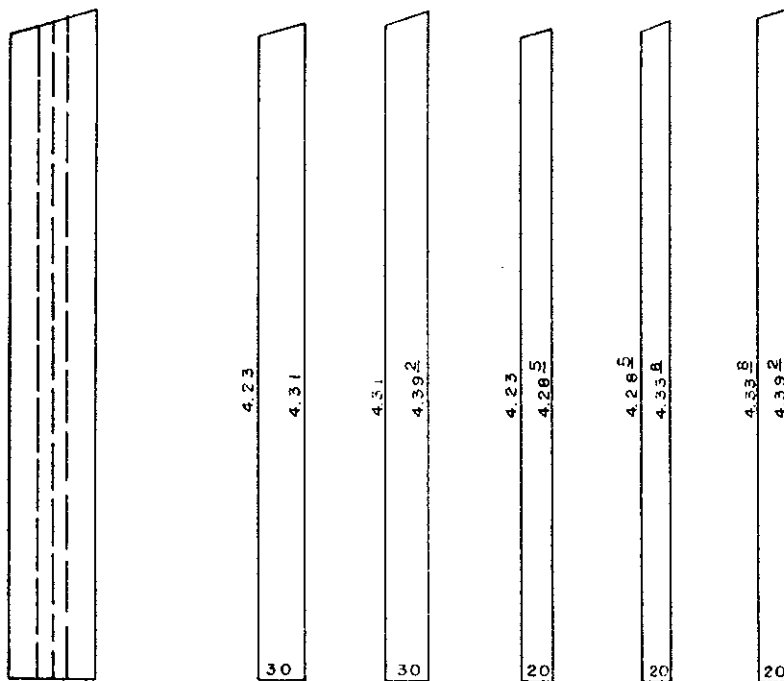


FIG. 28  
CORTE DAS TÁBUAS DA BARRA VERTICAL

A figura 28 mostra as dimensões das tábuas, sendo que para as duas hastes verticais serão necessárias 8 peças de cada um dos 5 tipos especificados.

### 5.3.2. Corte das tábuas das hastes inclinadas

As tábuas de hastes inclinadas serão compostas de três peças com duas emendas no sentido longitudinal, a fim de que possa atender os comprimentos comerciais das tábuas.

A ligação do fecho das duas hastes inclinadas será feita com tábuas contrafiadas alternadamente de modo a não alterar a espessura de 20 cm. Este detalhe causa um enfraquecimento das hastes nesta ligação, fazendo com que a estrutura, neste ponto trabalhe com a metade das tábuas que a compõe, isto é, 4 tábuas somente. Mas, para o momento fletor de 4120 Kg.m que atua no fecho, 4 tábuas são suficientes para resistir este esforço. Para elucidar na figura 29 nota-se que 4 tábuas têm seu limite na linha A-B e as



outras, na linha C-D. Naturalmente, a haste da direita têm suas tábuas limitando nas linhas A-C e B-D.

Em toda a extensão da haste, tomou-se o cuidado de que nas emendas das tábuas, a seção contínua seja suficiente para resistir os esforços solicitantes.

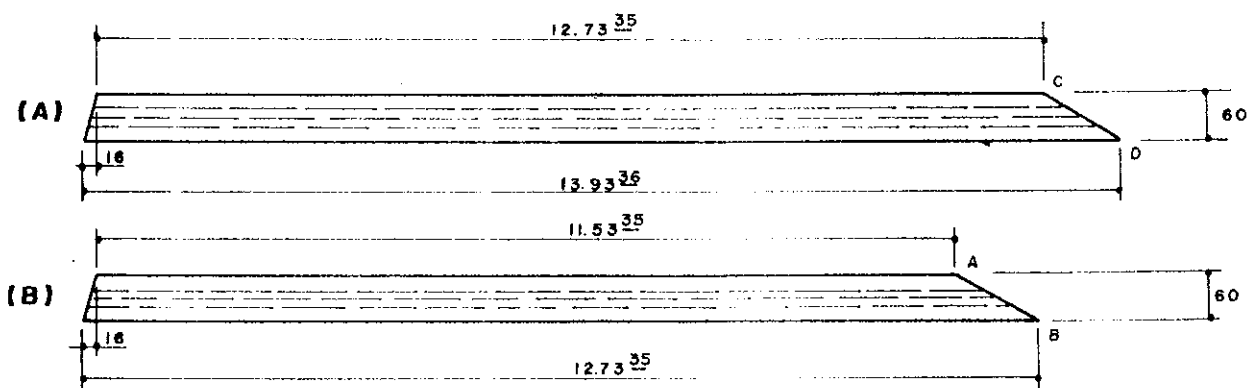


FIG. 29  
TÁBUAS DAS BARRAS INCLINADAS

A figura 29 mostra as dimensões dos dois conjuntos de tábuas que devem ser juntadas alternadamente no intuito de haver perfeito entrosamento entre as duas hastes.

Na figura 30, observa-se o plano de emendas da tábuas notando-se também, que o momento fletor nos pontos de emendas nunca ultrapassa a capacidade de resistência das tábuas contínuas no ponto em questão.

Escolheu-se 4 seções, (fig.30), onde houve emendas, para a verificação do momento fletor solicitante em comparação com a quantidade de tábuas contínuas em cada ponto.

Seção  $S_1$

- tábuas contínuas: 6
- momento fletor : ( $x = 2,40$  m)

$$M = 3570x - \frac{q x^2}{2} - 12820$$

$$q = 353 \text{ Kg/m}$$

$$M = 3570 \times 2,40 - \frac{353 \cdot 2,4^2}{2} - 12820 =$$

$$= -5268 \text{ Kg.m}$$

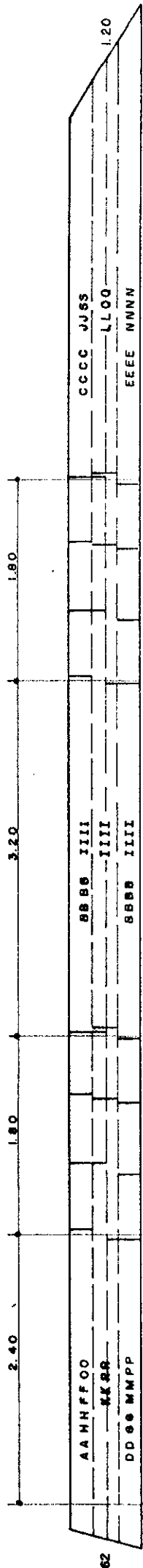


FIG. 30

MONTAGEM DAS BARRAS INCLINADAS

para este momento negativo de valor absoluto 5268 Kg.m, tracionando as fibras superiores, 6 tábua são suficientes para a estabilidade da peça.

Seção S<sub>2</sub>:

- tábua contínuas: 6, no meio, 4
- momento fletor : (x = 4,20 m)

$$M = 3570x - \frac{q \cdot x^2}{2} - 12820$$

$$M = 3570 \times 4,2 - \frac{353 \cdot 4,2^2}{2} - 12820$$

$$= - 940 \text{ Kg.m}$$

para este momento negativo de valor absoluto de 940 Kg.m, tracionando as fibras superiores, 6 ou 4 tábua são suficientes.

Seção S<sub>3</sub>:

- tábua: 6
- momento fletor: (x = 7,40 m)

$$M = 3570x - \frac{q \cdot x^2}{2} - 12820$$

$$M = 3570 \times 7,4 - \frac{353 \cdot 7,4^2}{2} - 12820$$

$$= 3932 \text{ Kg.m}$$

para este momento positivo de 3932 Kg.m tracionando as fibras inferiores, 6 tábua são suficientes.

Seção S<sub>4</sub>:

- tábua: 6, 4 no meio, acima da linha neutra.
- momento fletor: (x = 9,20 m)

$$M = 3570x - \frac{q \cdot x^2}{2} - 12820$$

$$M = 3570 \times 9,2 - \frac{353 \cdot 9,2^2}{2} - 12820$$

$$= 5085 \text{ Kg.m}$$

para este momento positivo de 5085 Kg.m, tracionando as fibras inferiores, 6 ou 6 tábuas são suficientes.

A figura 31 mostra as peças de madeiras que compõe as hastes inclinadas do pórtico, com as medidas exatas em que devem ser recortadas as tábuas.

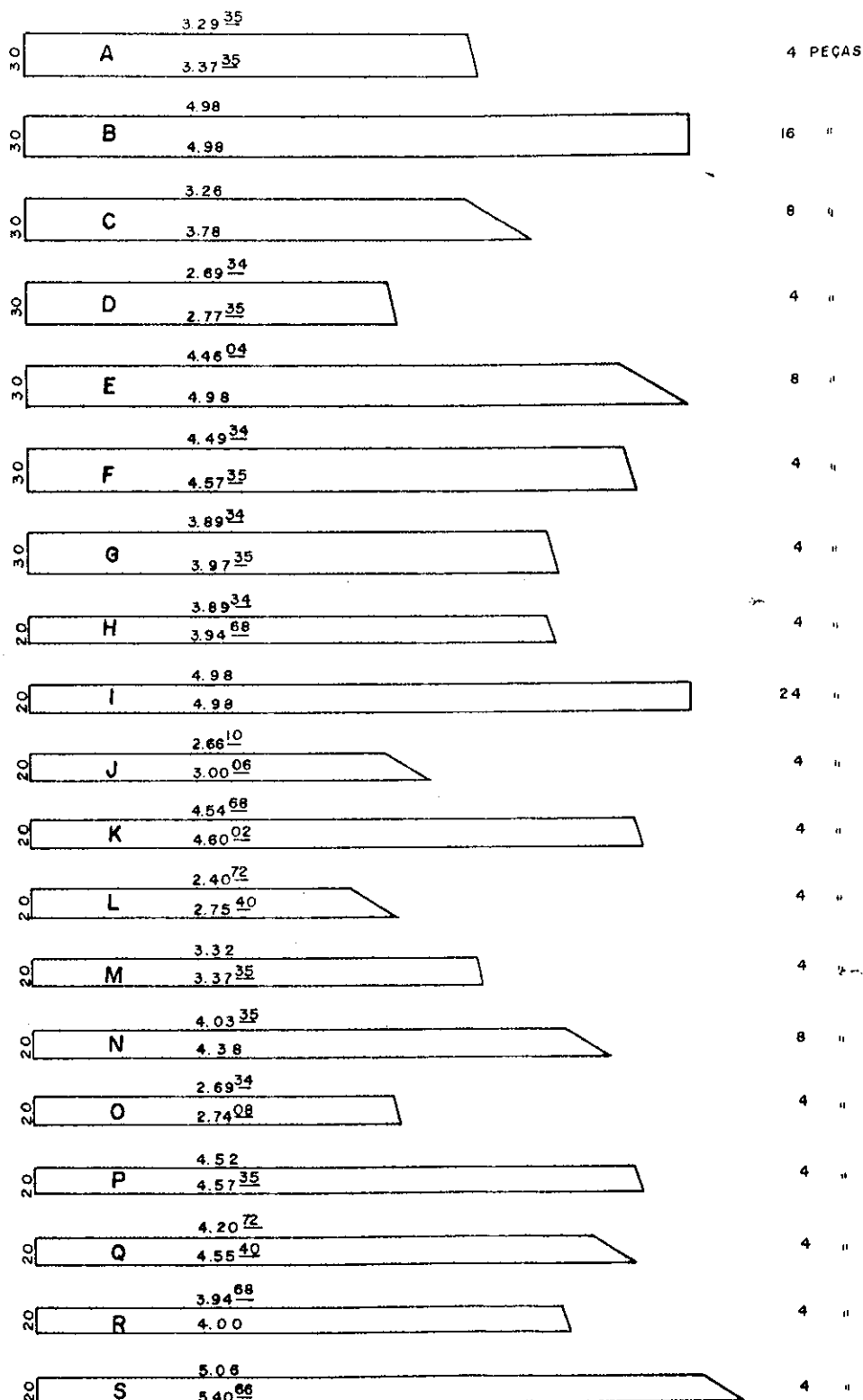


FIG. 31  
TÁBUAS PARA AS BARRAS INCLINADAS

As letras das tábuas da figura 31 foram aproveitadas na figura 30 de maneira a mostrar o esquema de montagem e junção das tábuas.

#### 5.4. Montagem da estrutura:

A estrutura montada deverá ficar como na figura 32. Para alcançar este objetivo há necessidade de colar as tábuas com adesão de toda sua superfícies de contato.

A colagem deve ser feita de acordo com as especificações do fabricante de adesivo.

O encavilhamento foi adotado por simples intuição do autor, sem grandes preocupações de cálculo em virtude da cola funcionar com satisfatória segurança na madeira.

A ligação do fecho das hastes inclinadas fica, em comparação às outras, super resistente em virtude de haver 7 superfícies de contato para a colagem.

As ligações das hastes verticais e inclinadas possui apenas duas superfícies de contato em cada uma e além disso são as ligações que suportam maiores solicitações de esforços. Estas ligações serão testadas experimentalmente.

A haste vertical deve ser separada em duas lâminas de 10 cm, com 4 tábuas de 2,5 cm, encaixando a haste inclinada. As barras, nestas circunstâncias, funcionam como peça de composição múltipla, havendo necessidade de um cálculo da distância do contraventamento entre as duas lâminas. Este cálculo será feito em virtude de da flambagem lateral de cada lâmina da haste, como segue:

carga atuante: 4970 Kg

seção da peça simples: 10 X 60 cm,  $S = 600 \text{ cm}^2$

raio de giração  $i = \frac{10}{\sqrt{12}} = 2,88 \text{ cm}$

$$P_{fl} = 4070 \text{ Kg}$$

$$P_{fl} = \sigma_f \cdot S \quad \therefore \quad \sigma_f = \frac{4970}{600} = 8,28 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot \lambda^2} \quad \therefore \quad \lambda^2 = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot 8,28} \quad \therefore \quad \lambda = \frac{\pi^2 \cdot E}{4 \cdot 8,28}$$

$$\lambda = \frac{3,14^2 \cdot 94250}{4 \cdot 8,28} \quad \therefore \quad \lambda = 167,5$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \quad l_f = \lambda \cdot i, \quad l_f = 167,5 \cdot 2,88 = 482,4 \text{ cm}$$

$l_f = 4,82 \text{ m}$  - A rigor não haveria necessidade de contraventamento intermediário, porém como medida de segurança, vamos utilizar 4 pontos de contrav., um no pé do pórtico e os outros três ao longo da haste vertical.

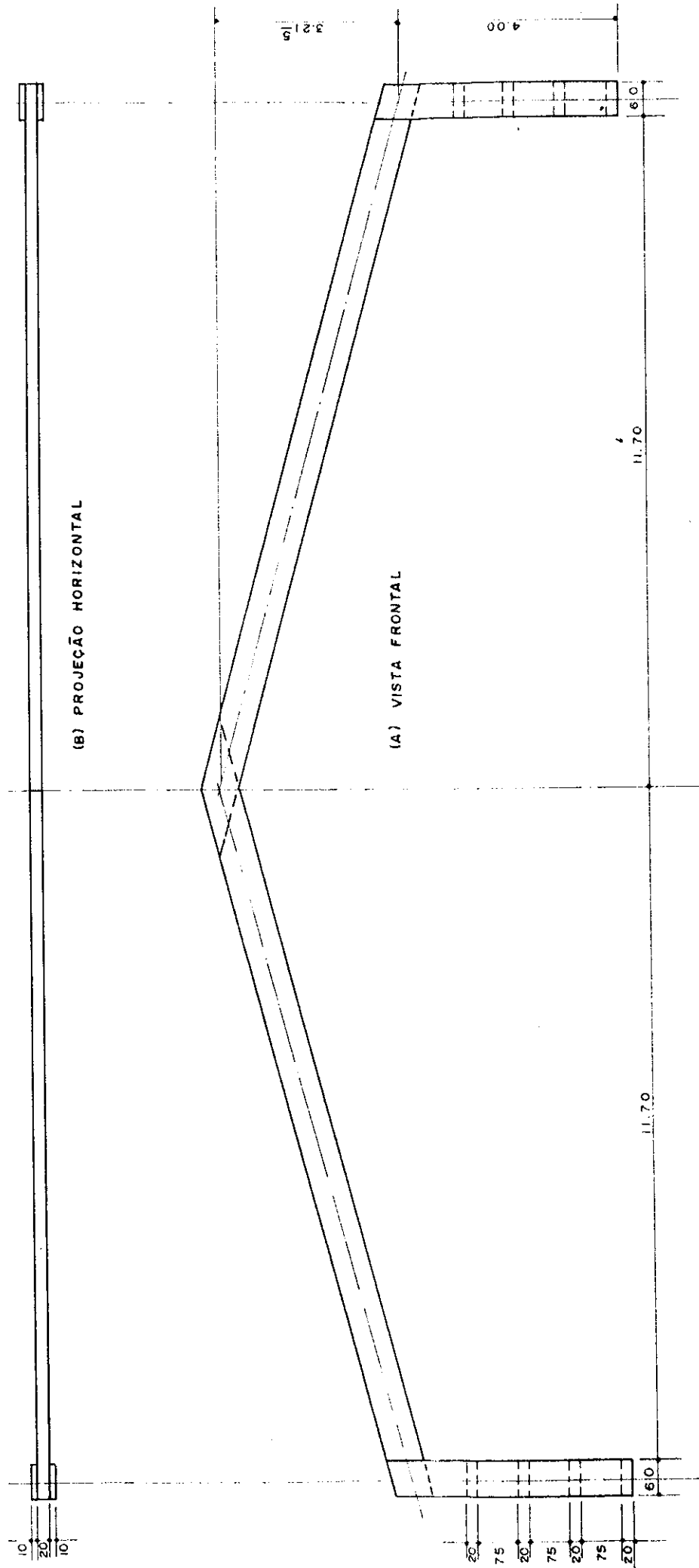


FIG. 32  
 PROJETO DO PÓRTICO

### 5.5. Detalhes construtivos:

#### 5.5.1. Cavilhas

As cavilhas serão de eucalipto, em forma cilíndrica com 3,80 cm de diâmetro, dimensão esta que é adequada a espessura das tábuas e com o feixe a ser ajustado.

As cavilhas por concepção do autor e aprovação do Prof. João Cesar Hellmeister, serão partidas longitudinalmente (figura 33) em diagonal para permitir o aperto nos orifícios destinados a elas.

O comprimento das cavilhas deve ser superior a espessura do feixe de tábuas a juntar a fim de que haja um ajuste perfeito entre as duas partes. Os excessos serão recortados depois da secagem da cola.

As cavilhas devem ser embebidas na mesma cola destinada às tábuas, isto favorece o ajuste no orifício do feixe, permitindo, também, a correção de eventuais diferenças de medida dos diâmetros, tanto das cavilhas, como dos orifícios.

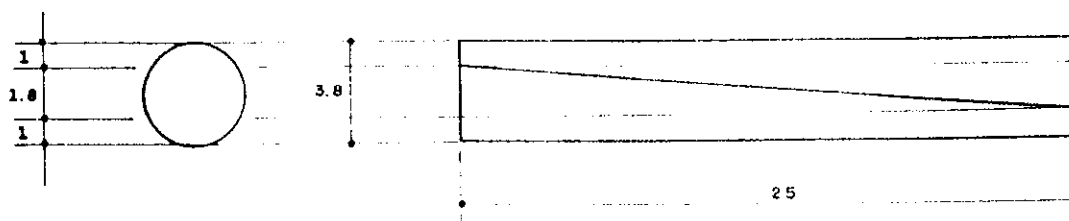


FIG. 33

#### CAVILHAS

O corte da cavilha pode ser como mostra a figura 35 com 1 cm na parte mais delgada de cada borda. O comprimento de 25 cm satisfaz para a junção das tábuas das barras inclinadas, com espessuras de 20 cm, sobrando 5 cm para eventuais apertos.

Para as barras verticais, com espessura total de 40 cm, o comprimento aconselhado é de 45 cm.

As duas partes da cavilha devem ser enfiadas, uma de cada lado do orifício e ajustadas até o aperto ser julgado conveniente.

### 5.5.2. Contraventamento da barra vertical

A barra vertical, como já foi visto, foi dividida em duas lâminas paralelas contraventadas intervalarmente. Estes contraventamentos distantes 75 cm um do outro (figura 32.A), serão executados com tábuas de dimensões 2,5 X 20 X 60 cm, da mesma espécie de material do pórtico e também em camadas de oito tábuas juntas como a figura 34.

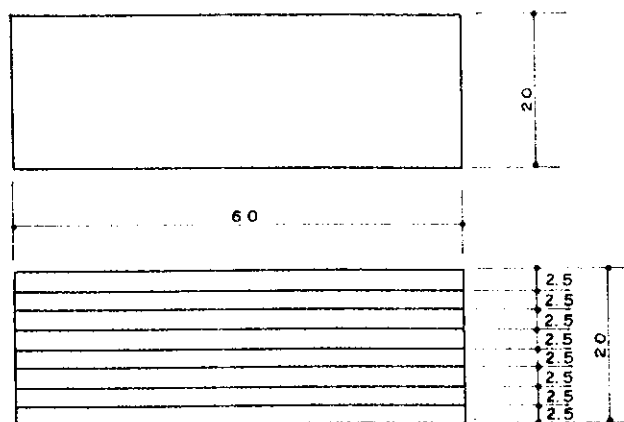


FIG. 34  
CONTRAVENTOS

Em virtude dos pontos de contraventamento estarem relativamente próximos o encavilhamento da barra vertical será somente nesses pontos. O detalhe de encavilhamento consta na figura 35.

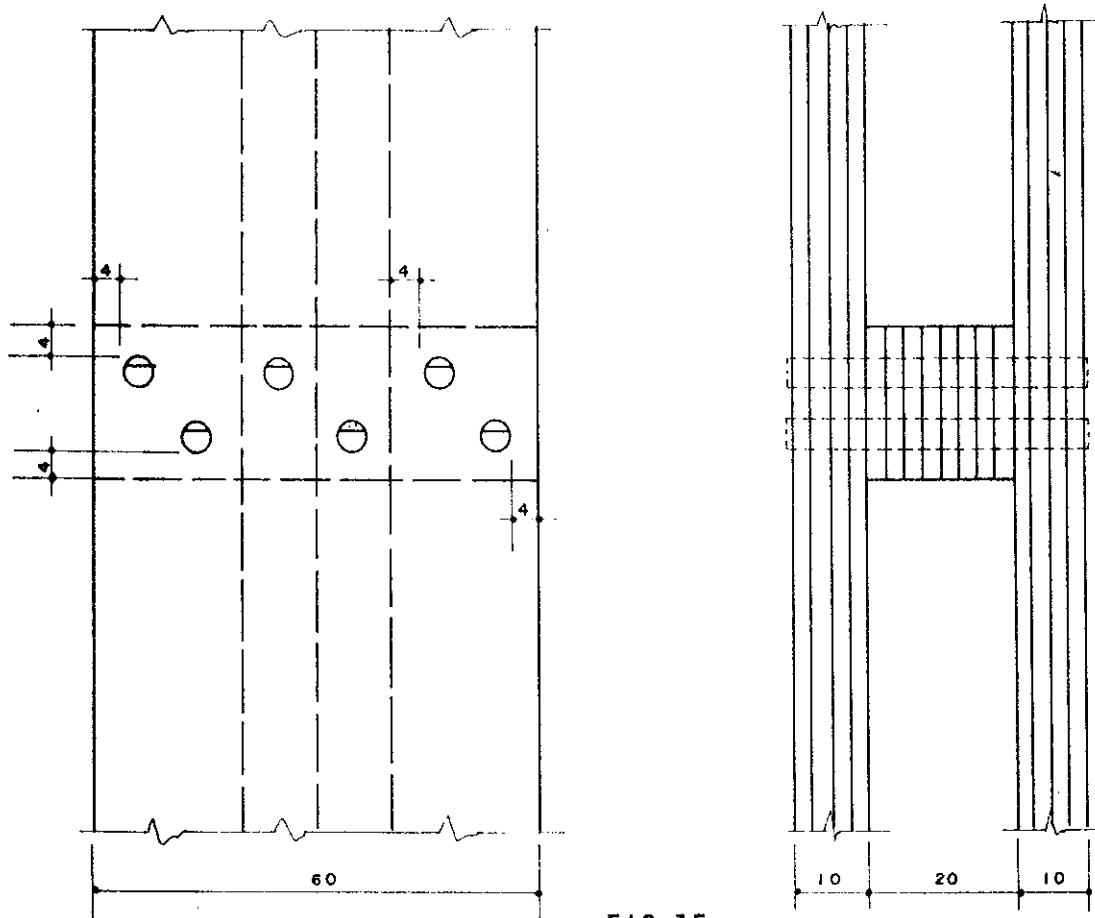


FIG. 35  
DETALHES DE LIGAÇÃO

### 5.5.3. Ligação barra vertical - barra inclinada-

A barra inclinada será encaixado entre as duas lâminas da barra vertical. O encavilhamento deve ser executado imediatamente após a passagem do adesivo nas superfícies de contacto entre as duas barras. Durante o encavilhamento e até a secagem da cola, deve-se montar a ligação prensada por grampos ou outras ferramentas.



O cuidado principal que se deve tomar é no sentido de haver perfeito contacto entre as superfícies que irão transmitir os esforços de uma barra para outra.

O esquema geral é mostrado na figura 36

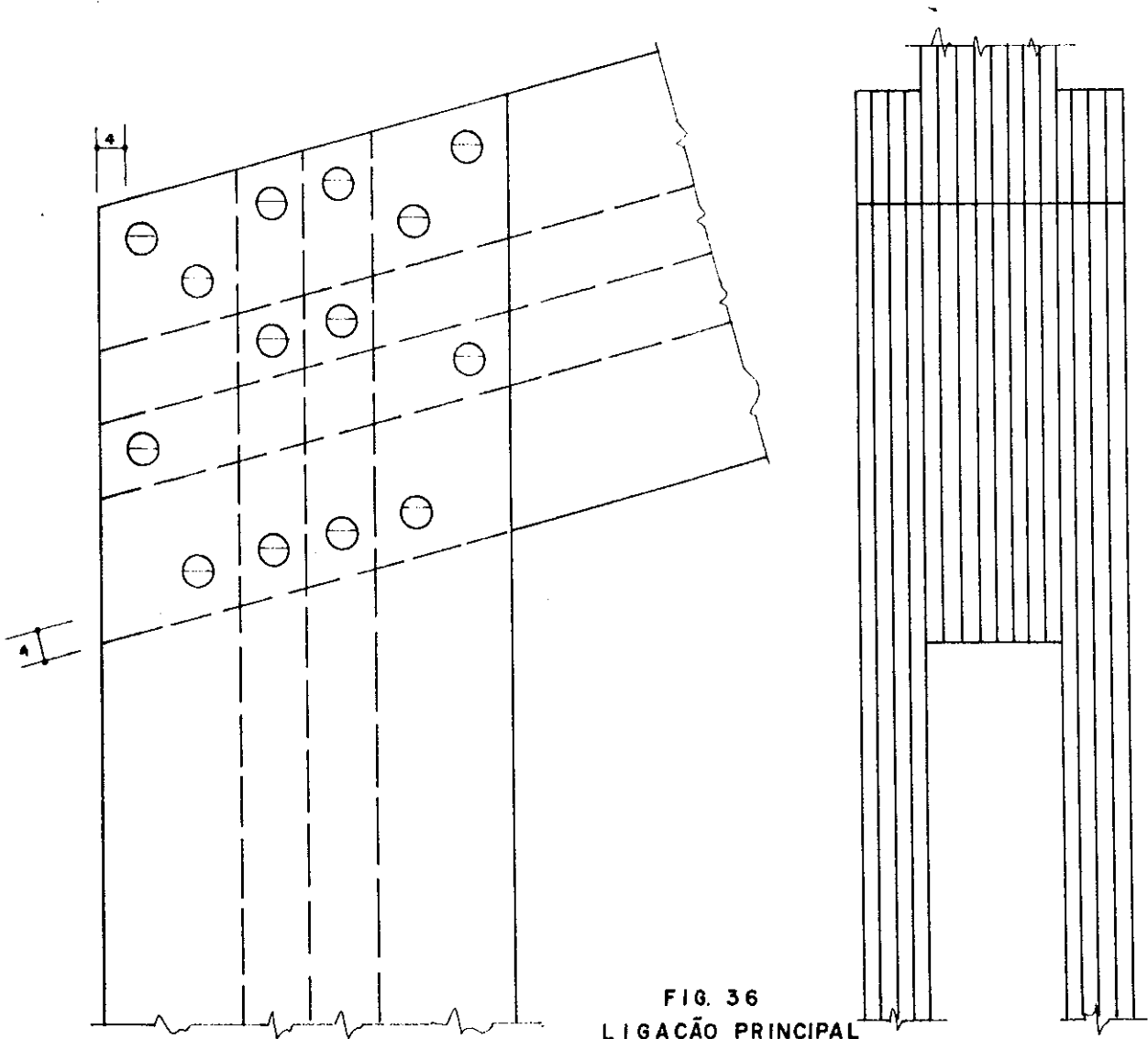


FIG. 36  
LIGAÇÃO PRINCIPAL

#### 5.5.4. Ligação no fecho das barras inclinadas

Esta ligação é muito favorecida em comparação as estudadas no item anterior. Isto se deve ao encaixe entre todas as tábuas, permitindo maior área de contato rara a colagem.

A figura 37 mostra os detalhes.

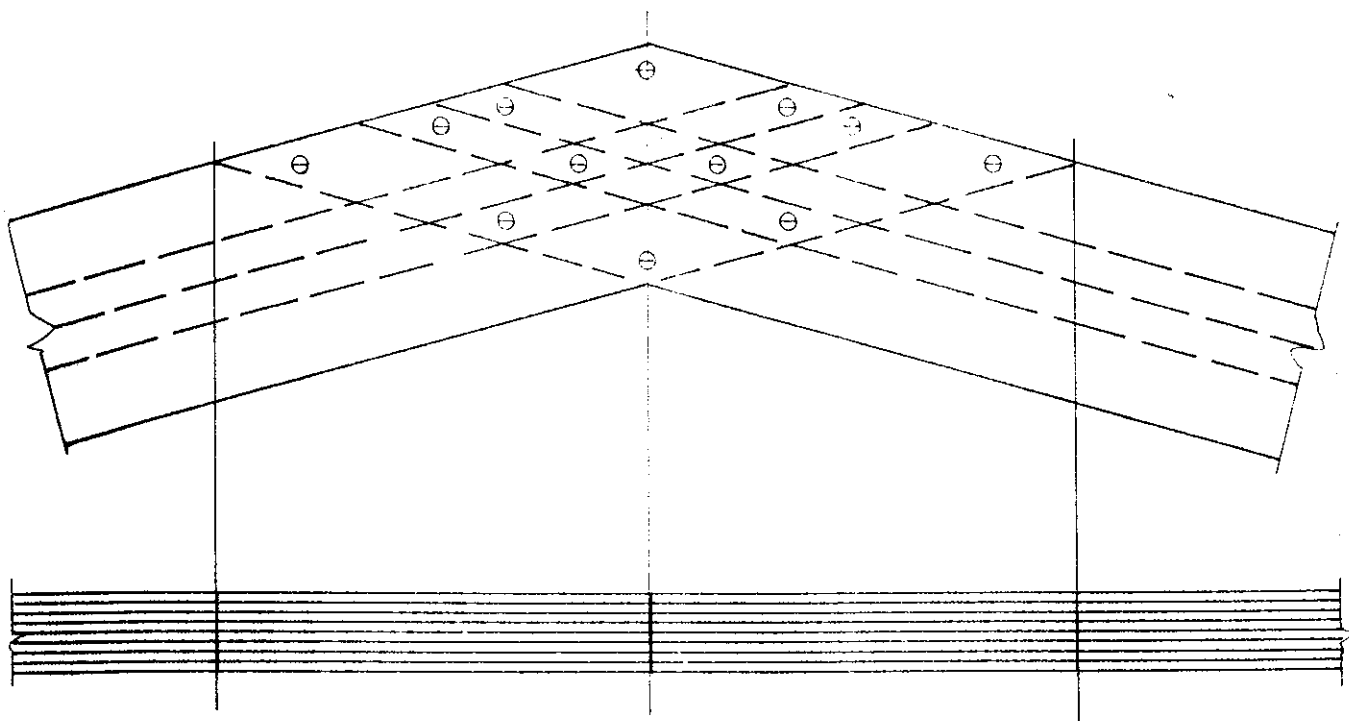


FIG. 37  
LIGACÃO DO FECHO

#### 5.5.5. Encavilhamento das barras inclinadas

A posição e a quantidade de cavilhas nas barras inclinadas foram arbitradas levando em consideração as emendas das tábuas, principalmente das tábuas externas da seção transversal.

Tomou-se o cuidado de não permitir o enfraquecimento da estrutura causada pelo número exagerado de cavilhas.

Como mostra a figura 38, a posição dos pontos encavilhados estão a uma distância razoável um do outro.

### 5.5.6. Consumo do material

O material empregado, peroba rosa, eucalipto citriodora para a execução de um pórtico em estudo, foi estimado levando em consideração as perdas por recorte da madeira, com aproximação julgada satisfatória.

Considerou-se, no consumo de todos os materiais, uma perda de 10% do total utilizado.

- peroba rosa:  $4,5 \text{ m}^5$

- adesivo: 40 latas de 1 Kg

Devem ser utilizadas 152 cavilhas, sendo 76 de 25 cm de comprimento e 76 com 45 cm, perfazendo um consumo aproximado de eucalipto citriodora de  $0,07 \text{ m}^3$ .



FIG. 38  
ENCAVILHAMENTO DAS BARRAS INCLINADAS

### 5.8. Contra deslocamento para a carga permanente

Um pórtico desta natureza deve ser executado com contradeslocamentos nos nós, equivalentes aos deslocamentos calculados para a carga permanente, permitindo, assim, que haja uma acomodação da estrutura coincidente com as linhas de projeto, ficando as deformações ocasionadas pelas cargas acidentais isentas de somatórias com as produzidas pela carga permanente, durante o uso da estrutura.

É importante a observância do artigo 69 da NB-11, onde se recomenda a adoção, para o cálculo das flechas devidas à carga permanente do módulo de elasticidade equivalente a 2/3 do módulo de elasticidade da madeira verde, como segue:

$$E = \frac{2}{3} E_m, \text{ sendo } E_m = 94250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = \frac{2}{3} \cdot 94250 = 62833 \text{ Kg/cm}^2$$

Este valor do módulo de elasticidade (E) será o utilizado neste caso, para o cálculo das deformações do pórtico.

Para o cálculo destas deformações, utiliza-se o carregamento 1 do item 3.3, colecionado no item 3.5, com os dados da estrutura, considerando o módulo de elasticidade acima calculado, para atendimento da NB-11.



5.6.2. Resultados do computador

ANALISE MATRICIAL DE ESTRUTURAS  
ANALISE DE PORTICOS PLANOS

DADOS DA ESTRUTURA

NUMERO DE BARRAS = 4  
 NUMERO DE NUDOS = 5  
 NUMERO DE ELEMENTOS = 2  
 NUMERO DE ESCALARES = 1  
 NUMERO DE GRAUS DE LIBERTADE = 12  
 NOME DO ARQUIVO = 2933.000

NUMERO DE BARRAS = 4  
 NUMERO DE NUDOS = 5  
 NUMERO DE ELEMENTOS = 2  
 NUMERO DE ESCALARES = 1  
 NUMERO DE GRAUS DE LIBERTADE = 12  
 NOME DO ARQUIVO = 2933.000

COORDENADAS DOS NUDOS

NO	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0.00	0.00
2	0.00	400.00
3	1200.00	721.50
4	2400.00	900.00
5	2400.00	0.00

NUMERO DE PROPIEDADES CAS DAREAS

AREA	NO INICIAL	NO FINAL	AREA	MOMENTO INICIAL	CUMPRIMENTO	COSSEMU X	COSSEMU Y
1	1	2	1200.00	300000.00	400.00	0.0000	1.0000
2	2	3	1200.00	300000.00	1242.32	0.9659	-0.2568
3	3	4	1200.00	300000.00	1242.32	0.9659	-0.2568
4	4	5	1200.00	300000.00	400.00	0.0000	-1.0000

TIPUS DE DESLOCAMENTOS

0 - DESLOCAMENTO LIVRE  
 1 - DESLOCAMENTO NULO

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	1	1	0
5	1	1	0

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      NNC= 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      NBC= 4

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	PUSICAO INICIAL	PUSICAO FINAL
1	4	432.0000	200.0000	200.0000
2	1	2.3400	0.0000	1242.3000
2	4	782.6490	621.1500	621.1500
3	1	2.3400	0.0000	1242.3000
3	4	782.6490	621.1500	621.1500
4	4	432.0000	200.0000	200.0000



DESLOCAMENTOS '00S NOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.68211E+02
2	-0.17263E+01	-0.17117E+01	-0.69527E+03
3	0.13366E+01	-0.66158E+01	0.12631E+07
4	0.17263E+01	-0.17117E+01	0.69527E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.68212E+02

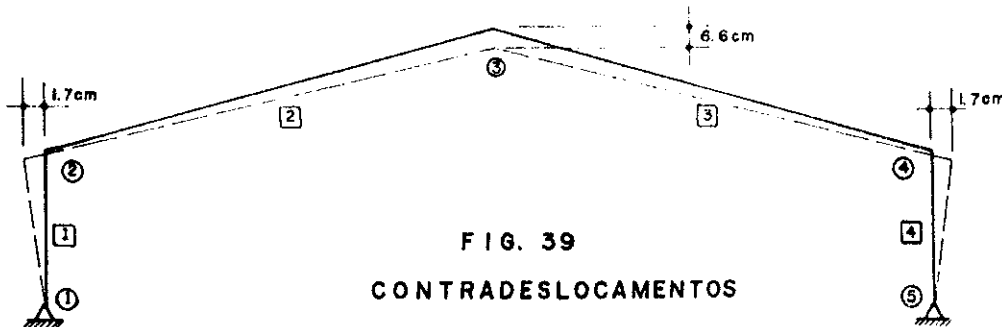
5.6.3. Análise dos resultados:

Deslocamentos dos nós (cm, rd)

CARREGAMENTO 1

Nº	X	Y	Z
1	0	0	0,0068
2	-1,7262	-0,0171	-0,0006
3	0	-6,6158	0
4	1,7262	-0,0171	0,0006
5	0	0	-0,0068

Estes valores permitem a elaboração da figura 39, com os deslocamentos exagerados para maior clareza, onde se pode observar os valores dos contra-deslocamentos com os quais se devem construir o pórtico, naturalmente no sentido inverso dos apresentados.



Resumindo:

Nó 2. : 1,7 cm

Nó 3 : 6,6 cm

Nó 4 : 1,7 cm

## 6 . ESTUDO DO MODELO EXPERIMENTAL

### 6.1. Introdução:

O modelo experimental foi idealizado, levando-se em consideração as condições oferecidas pelo "Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira" da EESC-USP.

Preferiu-se a proporção 1 : 3 da dimensão da estrutura projetada, permitindo, assim, um pórtico com as características da figura 40.

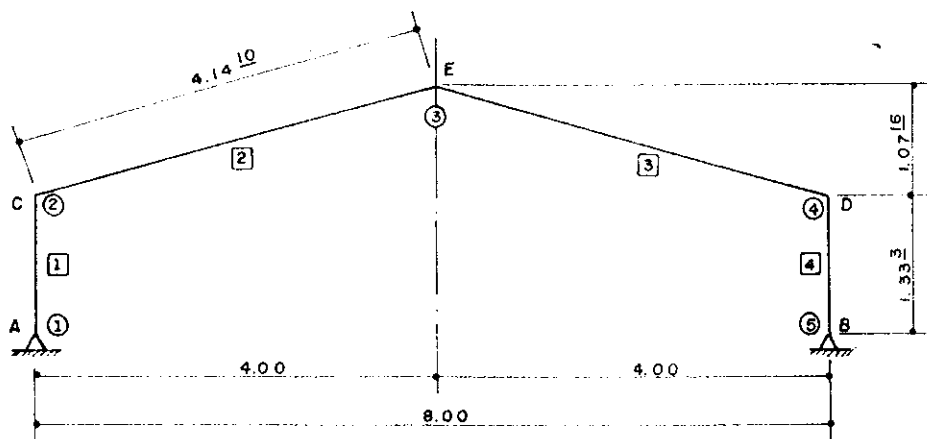


FIG. 40

### DADOS DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL

#### 6.2. Dimensões:

Considerando a proporção 1:3, a seção transversal do modelo experimental será de 6,66 X 20 cm, perfazendo os seguintes valores para o momento de inércia e a área da seção transversal.

Momento de inércia:  $4444,44 \text{ cm}^4$

Área da seção transversal:  $=33,33 \text{ cm}^2$

#### 6.3. Previsão de carregamento:

Como já foi verificado no item 3.9.1, as fórmulas de Simon Goldenhorn, ofereceu valores de esforços muito próximos dos calculados pelo método rigoroso. Em vista disso, vamos fazer uma primeira previsão de cargas, tomando como válidas as fórmulas citadas.

Para uma proporção equivalente de carregamento, tomaremos a tensão calculada para o momento fletor da estrutura, do item, 1.5.6.1., a fim de que haja coerência de raciocínio, pois

objetiva-se o trabalho da estrutura experimental com tensões iguais às da estrutura projetada.

$$\sigma = 103,15 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{do item 1.5.6.1})$$

$$W = \frac{b d^2}{6} = \frac{6,66 \cdot 20^2}{6} = 444,444 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{M}{W}, \quad M = \sigma \cdot W = 103,15 \cdot 444,444 \text{ Kg.cm} = \\ = 458,4 \text{ Kg.cm}$$

Nota-se que o momento de 458,4 Kg.cm do modelo experimental equivale a 27 vezes menor ao da estrutura projetada, de 12378 Kg.m. Este fato é perfeitamente lógico, porque na proporção 1 : 3 adotada, o número 27 é o cubo do fator de redução 3.

Partindo do valor do momento fletor 458,4 Kg.m, utilizando as fórmulas, alcançaremos os outros esforços internos e o carregamento solicitante, lembrando que este valor é o  $M_c = M_d$  (momentos nos pontos C e D da figura 40), por analogia à figura 3.

$$M_c = TA \cdot h, \text{ sendo } h = 1,333, \text{ Fica } TA = \frac{M_c}{h} = \frac{458,4}{1,333} = 343,8 \text{ Kg}$$

Valor este coerente, porque é 9 vezes menor para o valor 3094,5 Kg do item 1.5.5., considerando que a relação para carga em Kg é do quadrado do fator de redução 3.

$$TA = \frac{q L^2}{32} \cdot \frac{8h + 5n}{h^2 (K+3) + M(3h + n)}$$

$$\text{Sendo: } L = 8,00 \text{ m} \\ h = 1,333 \text{ m} \\ n = 1,07167 \text{ m}$$

$$K = \frac{h}{s} = \frac{1,333}{4,141} = 0,322$$

$$343,8 = \frac{q \cdot 8^2}{32} \cdot \frac{8 \cdot 1,333 + 5 \cdot 1,07167}{1,333^2 (0,322 + 3) + 1,07167(3 \cdot 1,333 + 1,07167)}$$

$$(q) \quad q = 121 \text{ Kg/m.}$$

Esta carga q proporcional ao carregamento calculado no item 1.5.4. é também coerente porque é um terço do valor 365 Kg/m considerando que a proporcionalidade neste caso é a mesma do fator redutor 3.

#### 6.4. Carregamento máximo admissível:

Da mesma maneira do item anterior, vamos fazer estes cálculos baseados nas fórmulas de Simon Goldenhorn, considerando, agora a tensão máxima permitida pela NB-11, para a peroba rosa, para o cálculo do momento fletor admissível na estrutura.

$$\sigma_{max} = 135 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (NB-11)}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W}, \quad W = 444,444 \text{ cm}^3, \quad M_{max} = \sigma_{max} \cdot W = 135 \cdot 444,444 = \\ = 60000 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{max} = 600 \text{ Kg.m}$$

$$T_{max} = - \frac{M_{max}}{h} = - \frac{600}{1,333} = 450 \text{ Kg}$$

$$TA = \frac{q \cdot l^2}{32} \frac{8h + 5n}{h^2(K+3) + M(3h + n)}$$

$$450 = \frac{q \cdot 8^2}{32} \frac{8 \cdot 1,333 + 5 \cdot 1,07167}{1,333^2(0,322+3) + 1,0767(3 \cdot 1,333+1,07167)}$$

$$q = 159 \text{ Kg}$$

Este valor corresponde ao máximo admissível para o modelo experimental, por analogia ao carregamento da estrutura projetada.

#### 6.5. Construção do modelo experimental:

O modelo experimental será construído rigorosamente na proporção 1:3 da estrutura projetada, de modo que a experimentação representa o máximo possível a estrutura em uso. Partindo - se deste princípio, as tábuas devem ser cortadas na proporção 1:3 com as mesmas emendas e junções previstas para a estrutura. Poderia-se aproveitar o fato do modelo experimental permitir tábuas contínuas para a barra inclinada, mas preferiu-se o corte idêntico, proporcional ao indicado na figura 31.

As espessuras das tábuas foram bitoladas para um terço do original, permitindo do mesmo modo uma representação mais real com o pórtico projetado.

As cavilhas deve ser elaboradas com diâmetro proporcional, igual a 1,25 cm, com as mesmas características da figura 33, com os comprimentos proporcionais, 3 vezes menores.

#### 6.6. Montagem do modelo experimental

O modelo experimental foi montado com os mesmos requisitos oferecidos em um canteiro de obra ou em uma oficina industrial, com uma diferença que veio a se tornar importante no decorrer dos ensaios. Enquanto que na estrutura projetada, previa-se uma colagem plena das superfícies de contato das tábuas, aqui, no modelo experimental, julgou-se conveniente a colagem em determinados pontos, deixando trechos sem a aplicação de adesivo, a fim de que houvesse possibilidade da verificação da ocorrência de flambagem das bordas comprimidas das barras sob flexo-compressão. Esta opção foi concebida, principalmente em virtude de não ocorrer em nenhuma região do pórtico, o esforço por flexão pura, o que já poderia ocasionar flambagem nas bordas comprimidas agravando-se este fenômeno quando se dispõe de todas as barras sujeitas a flexo-compressão, como é o caso aqui estudado.

Os pontos escolhidos para a colagem do modelo experimental encontram-se achuriados na figura 41.

Este artifício, ocasiona uma diminuição do módulo de elasticidade da barra, fato este que será analisado no decorrer dos ensaios.

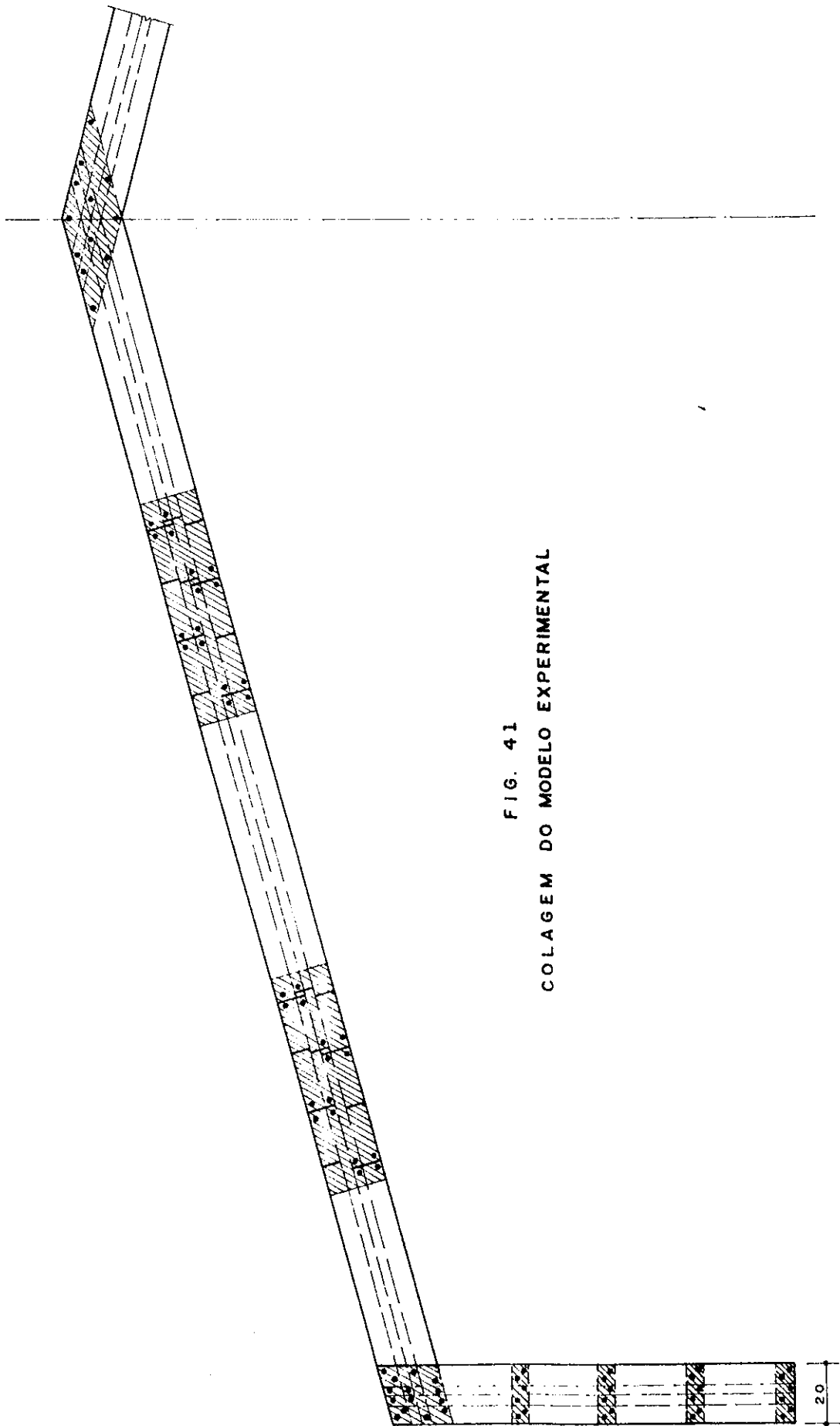
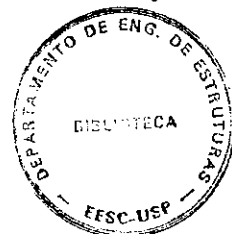


FIG. 41  
COLAGEM DO MODELO EXPERIMENTAL







## 7. PLANEJAMENTO DO ENSAIO DO MODELO EXPERIMENTAL

O planejamento do ensaio do modelo experimental foi elaborado de maneira a utilizar as características da "viga de reação" do Laboratório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da EESC. Esta viga de reação possui pontos de fixação espaçados de 40 cm com um total de 12 metros de comprimento.

Foram utilizados 4 macacos de força, fixados nos pontos de apoio da viga de reação, permitindo um sistema de distribuição de forças, através de tirantes e viga em perfis metálicos, de maneira a oferecer 16 pontos de cargas no pórtico, sendo 4 pontos para cada macaco, como mostra a figura 42.

A medição das deformações no pórtico foram feitas através de extensômetros mecânicos (relógios), adaptados em 3 pontos do pórtico, sendo um na ligação do fecho das barras inclinadas, para medir a deflexão vertical e dois em cada ponto das ligações das barras verticais com as barras inclinadas para medir defleções horizontais.

Para medir as tensões provocadas pelos diversos estágios de ensaios, <sup>fixou-se</sup> fixou-se extensômetros elétricos (strain gage) em 16 pontos do pórtico como mostra a figura 43. A escolha deste 16 pontos foi motivada no intuito de se verificar os diagramas de esforços oriundos das tensões nestes diversos pontos.

Os macacos, adaptados com células de carga, e os extensômetros elétricos foram ligados por cabos condutores de eletricidade ao comando da mesa de operações instalada de acordo com os requisitos técnicos para ensaios desta natureza.

O Prof. João Cesar Hellmeister julgou oportuna a colocação de um medidor da reação horizontal nos apoios do pórtico. Para isto ser satisfeito, adaptou-se um conjunto composto de um anel de aço ligado a extensômetro mecânico, conjunto este aferido em ensaio especial.

O conjunto composto do anel e do extensômetro foi fixado por um tirante duplo nos apoios do pórtico, enquanto que em um dos apoios houve a necessidade de se fazer um apoio móvel para permitir a leitura da deformação do anel. Naturalmente, a adaptação deste apoio móvel poderia modificar os esforços no pórtico calculado com apoio fixo, mas verificou-se que a deformação causada pelo apoio modificado é muito pequena de modo que não permite alterações consideráveis no comportamento do pórtico (da ordem de 3%).

O contraventamento do pórtico foi executado com hastes

metálicas, fixados na viga de reação, que permitiram a adaptação de ripas de madeira que simplesmente se apoiaram no pórtico de madeira a não permitir modificações no comportamento da estrutura na ocasião dos ensaios

*Enumeraram-se*

Para efeito de controle de dados, enumerou-se todos os elementos sujeitos a leitura, adaptadas ao pórtico, como mostram as figuras 42 e 43.

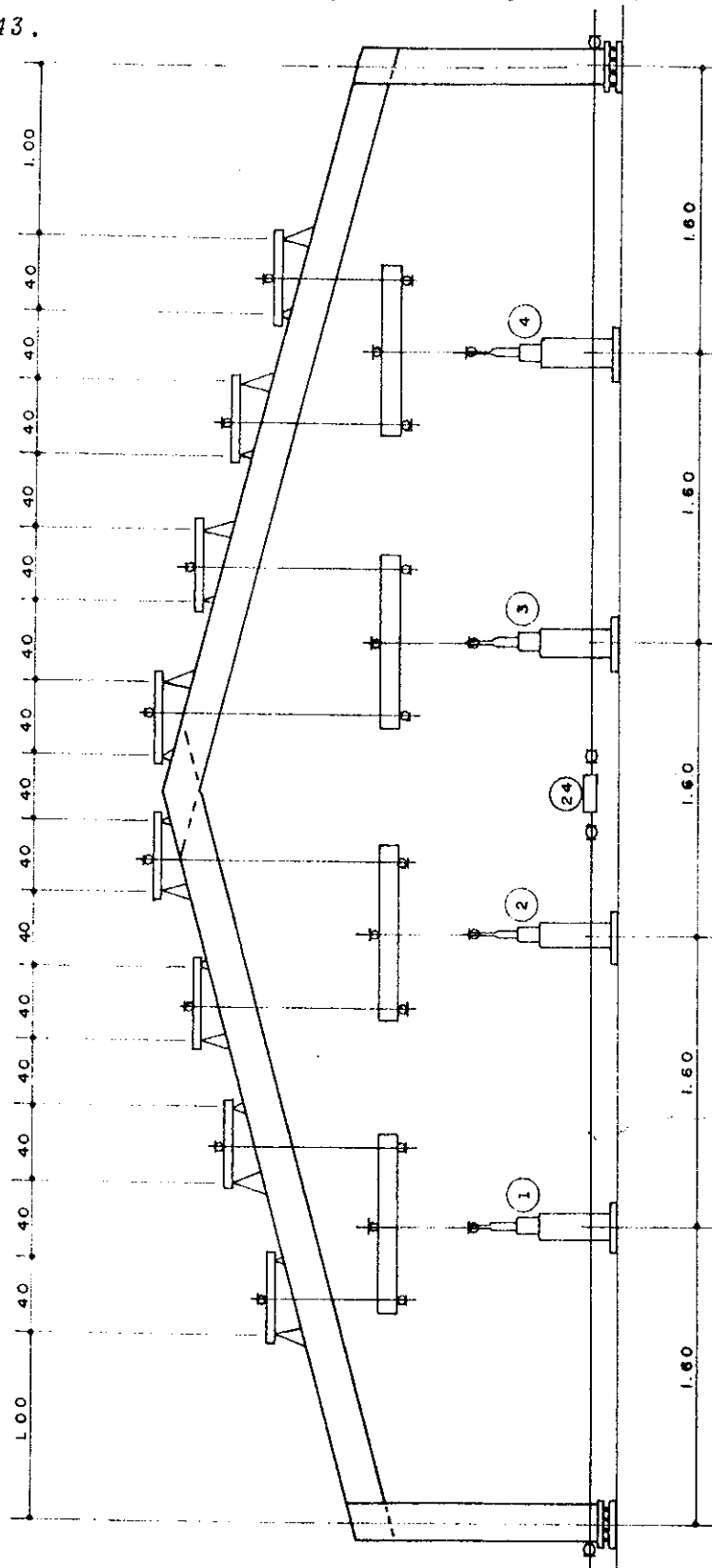


FIG. 42  
ESQUEMA DE ENSAIO

OBS: Pontos 1, 2, 3, 4, : células de carga com as respectivas numerações. Ponto 24: anel de aço com extensômetro mecânico.

Da figura 43:

Pontos 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20:  
extensômetros elétricos.

Pontos 21, 22, 23: extensômetro mecânico.

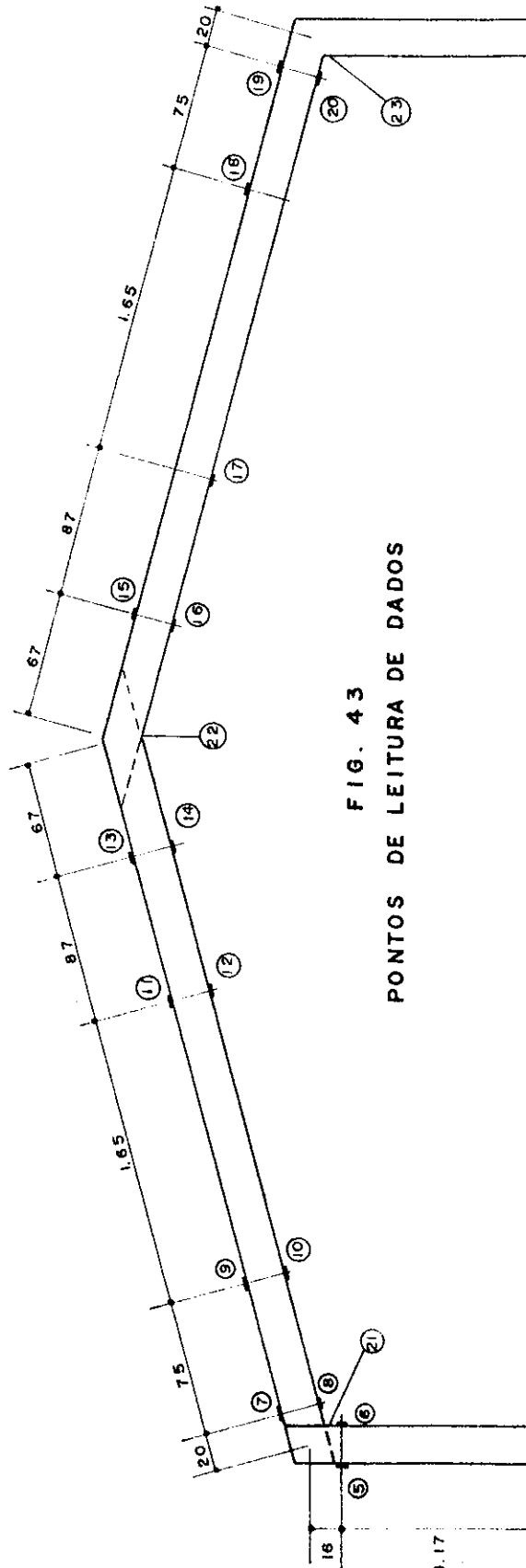


FIG. 43  
PONTOS DE LEITURA DE DADOS



### 8. ENSAIO E DADOS EXPERIMENTAIS

#### 8.1. Dados gerais:

A leitura de tensões (strain meter), marca KYOWA, de fabricação japonesa, adaptada à balanceadora (Switching Balancing Box), também fabricada por Kyowa Eletronic Instruments Co. Ltd., permitiu a leitura dos dados relativos aos extensômetros elétricos e células de carga dos macacos.

Para cada série de leitura, colocou-se, através do computador, os esforços internos no pórtico no intuito de comparar as tensões calculadas com as fornecidas no ensaio, nos pontos onde foram fixados os extensômetros elétricos.

Para efeito de cálculo através do computador Burrough 3500, houve necessidade da elaboração da figura 44, com os carregamentos de ensaios, naturalmente variáveis de acordo com as cargas nos macacos. O carregamento inicial seria o da carga permanente, calculado a seguir.

Do mesmo modo, houve necessidade da composição da figura 45, que é geral para o conhecimento dos esforços calculados através do computador, nos pontos onde foram fixados extensômetros elétricos.

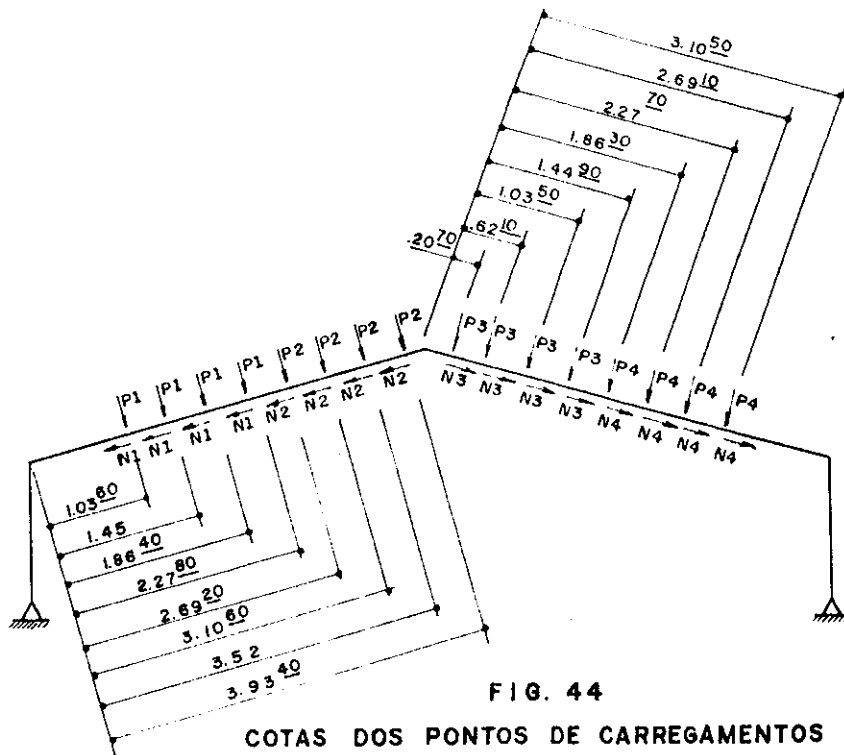


FIG. 44

COTAS DOS PONTOS DE CARREGAMENTOS

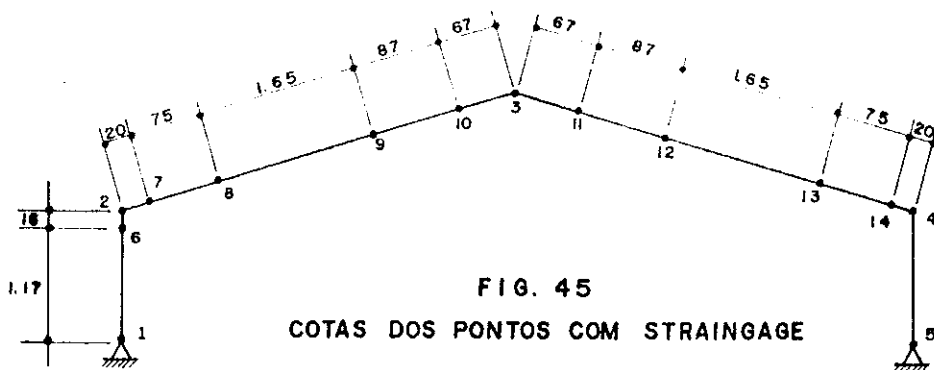


FIG. 45  
COTAS DOS PONTOS COM STRAINGAGE

### 8.2. Cargas permanentes de ensaio:

O modelo experimental possui uma carga permanente oriunda do seu próprio peso e mais as cargas dos equipamentos necessários para a instalação dos macacos. O peso próprio calculado para a seção do modelo 6,66 X 20 cm é de 10,4 Kg/m, considerando a densidade da madeira do modelo, calculada pelo autor em 780 Kg/m<sup>3</sup>.

Os acessórios necessários ao ensaio foram pesados e constatou-se que para cada ponto de carga da figura 44, haveria uma solicitação de 12 Kg, entre tirantes, perfis, etc...

As figuras 46 e 47 elucidam estes dados, sendo a primeira figura relativa ao peso próprio do modelo e a segunda relativa a sobrecarga dos equipamentos.

Para o peso próprio, decompondo a carga distribuída de 10,4 Kg/m, de um componente normal ao eixo da peça será de 10,05 Kg/m e a componente axial será de 2,71 Kg/m.

Para a sobrecarga dos equipamentos a composição proporcional para a componente normal ao eixo da peça, 11,59 Kg e para a componente axial, 3,12 Kg, isto para cada ponto de aplicação deste tipo de carga.

Para efeito de ordem de dados para o computador chamaremos de carregamentos I e II os vistos nas figuras 46 e 47, respectivamente.

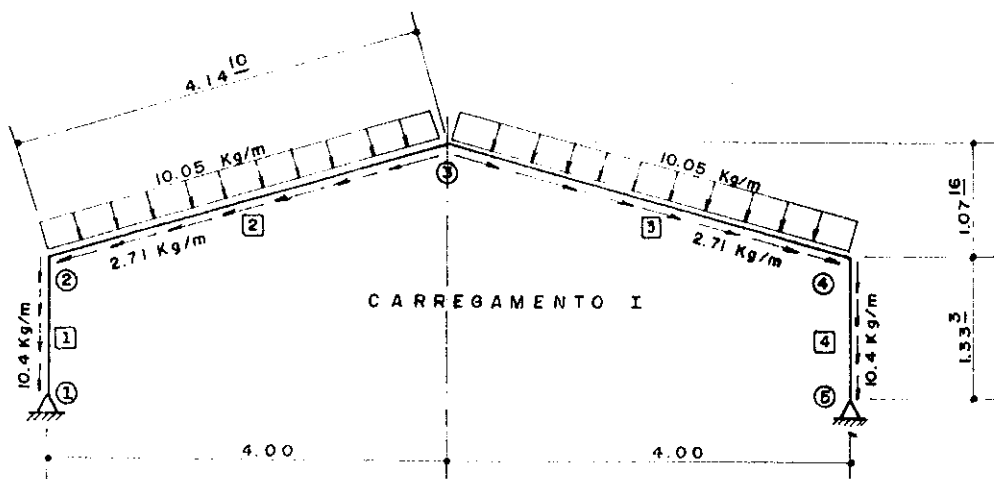


FIG. 46

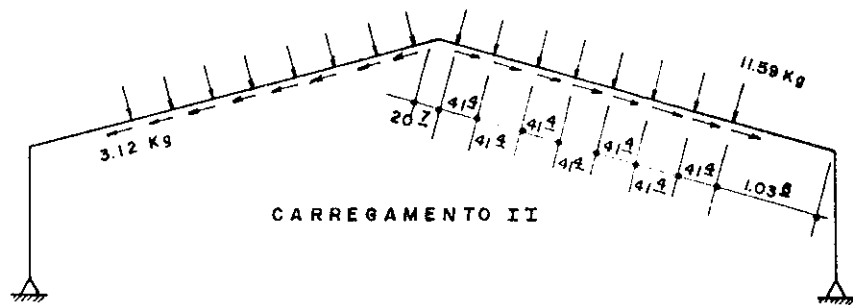


FIG. 47

Nota: Na figura 47: - Todas as cargas, perpendiculares e axiais, iguais a 11,59 Kg e a 3,12 Kg, respectivamente







NUMERO PROPRIEDADES DAS BARRAS

BARRA	NO INICIAL	NO FINAL	AREA	MOMENTO INERCIA	CUMPRIMENTO	COSSENG X	COSSENG Y
1	1	2	133.33	4467.44	133.33	0.6000	1.0000
2	2	3	133.33	4467.44	114.12	0.9000	0.2589
3	3	4	133.33	4467.44	114.12	0.9000	0.2589
4	4	5	133.33	4467.44	133.33	0.6000	1.0000

TABLA DE CONECTIVOS

1 = RESISTENTE A TRACCION  
 2 = RESISTENTE A COMPRESION

BARRA	CONEXION	CONEXION
1	1	0
2	1	0

CARGAS DAS CALÇAS

NUMERO DE NES DE CARGAS REC= 3  
NUMERO DE FALHAS DE CARGAS REC= 6

CARGAS APLICADAS AS BARRAS				
BARRA	TIPO DE CALÇA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
1	4	-13.8000	66.6600	66.6600
2	4	-11.2200	207.0500	207.0500
2	4	-24.9000	268.5000	165.6000
2	1	0.1005	0.0000	414.1000
2	2	11.5900	103.5200	310.5800
2	2	11.5900	144.9300	269.1700
2	2	11.5900	176.3400	227.7600
2	2	11.5900	227.7500	186.3500
2	2	1.5900	269.1600	144.9400
2	2	11.5900	310.5700	103.5300
2	2	11.5900	351.9800	62.1200

2	2	11.5500	393.3900	20.7100
3	4	11.2200	207.0500	207.0500
3	4	24.6000	165.0000	248.5000
3	1	0.1005	0.0000	414.1000
3	2	11.5500	20.7100	393.3900
3	2	11.5500	62.1200	351.9800
3	2	11.5500	103.5300	310.5700
3	2	11.5500	164.9400	269.1600
3	2	11.5500	186.3500	227.7500
3	2	11.5500	227.1600	186.3400
3	2	1.5500	269.1700	144.9300
3	2	11.5500	310.5800	103.5200
4	4	13.8000	66.6600	66.6600

DESLOCAMENTO LO	DESLOCAMENTO X DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.22390E+02
2	-0.19164E+00	-0.13105E+02	-0.18750E+03
3	0.34083E+02	-0.70100E+00	-0.25631E+04
4	0.19750E+00	-0.13806E+02	0.13007E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.22905E+02

ALGUNS FARRA	AS IC IC IC	DADOS I I I I I I I I I	ACAO X P1= P4=	ACAO Y P2= P5=	ACAO Z P3= P6=
1			0.14468E+03 -0.13102E+03	-0.10307E+03 0.10357E+03	-0.20000E+02 -0.13806E+05
2			0.13395E+03 -0.97774E+02	0.99784E+02 0.74593E+02	0.13806E+05 0.49719E+04
3			0.96969E+02 -0.13315E+03	0.27508E+02 0.00730E+02	-0.49719E+04 -0.13806E+05
4			0.12791E+03 -0.14177E+03	0.10307E+03 -0.10357E+03	0.13806E+05 0.20000E+02

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

N	CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:		
	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z
1	0	0	0,0022									
2	-0,1906	-0,0016	-0,0002									
3	0	-0,7416	0									
4	0,1975	-0,0016	0,0002									
5	0	0	-0,0022									

obs: COO.X - coordenada X

ESFORÇOS NAS EXTREMIDADES DAS BARRAS

N	CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:			CARREGAMENTO:		
	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z	COO. X	COO. Y	COO. Z
1	144,9	-103,6	0									
2	-131,0	103,6	-138,0									
2	133,9	99,7	138,0									
3	-97,7	24,6	49,7									
3	97,0	27,6	-49,7									
4	-133,1	96,7	-138,0									
4	127,9	103,6	138,0									
5	-141,8	-103,6	0									

obs: momentos fletores em Kg.m

### 8.3. Cálculos auxiliares:

#### 8.3.1. Introdução:

Em virtude do elevado numero de dados de ensaios, tornou-se indispensável o calculo, através de computador, da decomposição das cargas aplicadas pelos macacos ao pórtico da madeira como se elaboraram os dados da figura 47. Além disso, houve necessidade do cálculo dos esforços internos nos pontos onde foram fixados os extensômetros elétricos, como mostra a figura 45.

Para estes cálculos optou-se pela utilização do computador de mesma marca "Olivetti", modelo "Programa 101", de propriedade do autor.

Foram elaborados 3 programas: o primeiro para decompor as cargas aplicadas pelos macacos nas componentes perpendiculares e axiais aos eixos das barras inclinadas, o segundo para calcular os momentos fletores nos pontos onde houve fixação de extensômetros elétricos no pórtico; e o terceiro para calcular os valores de esforços normais nos mesmos pontos objetivados pelo segundo programa.

No segundo e no terceiro programa, para uniformização de listagem, considerou-se um ponto nº 15 que não interesse para a análise de dados, em virtude deste ponto não constar na figura 45, mas seria um ponto simétrico ao ponto nº 6. Deve-se, também, observar que estes dois programas consideram a simetria da estrutura para a caracterização dos dados fornecidos ao computador, ficando, então convencionado que para a utilização correta dos programas deve-se, para cada um, tomar, separadamente a metade da estrutura, de cada vez, com os respectivos esforços calculados para os pontos extremos das barras, através do programa listado no item 2.8.

Para os dois últimos programas, fica convencionado, também, que os esforços normais são todos de compressão axial.

No segundo programa, o que calcula os momentos fletores nos pontos da figura 45, é convenção que o momento negativo, que traciona as fibras externas, no ponto 6 sai com o valor positivo; enquanto que nos pontos das barras inclinadas, o valor positivo corresponde ao momento que ocasiona tração nas fibras internas.

8.3.2. Decomposição das cargas aplicadas (Programa 1)

Para os 4 macacos, denominou-se para as cargas aplicadas verticalmente, P1, P2, P3, P4, permitindo a decomposição em P1, P2, P3, P4, como cargas perpendiculares ao eixo da barra, sendo 4 vezes cada uma destas parcelas; do mesmo modo, existirá N1, N2, N3, N4, como cargas axiais nos 16 pontos de aplicação no pórtico. Então, haverá quatro P1, quatro P2, quatro P3 e quatro P4, e quatro N1, quatro N2, etc...

A idéia da decomposição aparece na figura 48

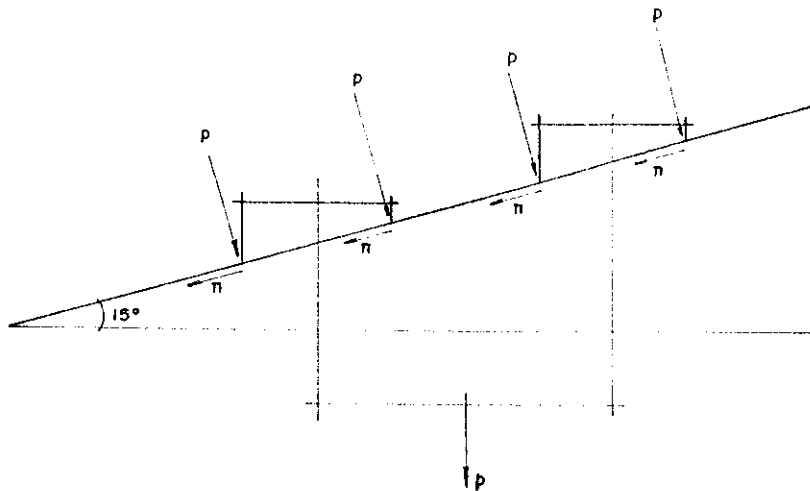


FIG. 48

ordem de entrada de dados: P1, P2, P3, P4

ordem de saída: p1, p2, p3, p4, n1, n2, n3, n4

8.3.3. Cálculo dos momentos fletores (Programa 2)

Para o cálculo destes momentos fletores, há necessidade de caracterização dos dados a serem fornecidos ao computador. A figura 49 mostra uma barra vertical e uma inclinada contínua, onde se pode notar os dados que interessam para alcançar o objetivo deste programa.

Para a compreensão deste programa, deve-se associar, os valores, sempre aos pontos da figura 45.

Fotografado em 1970



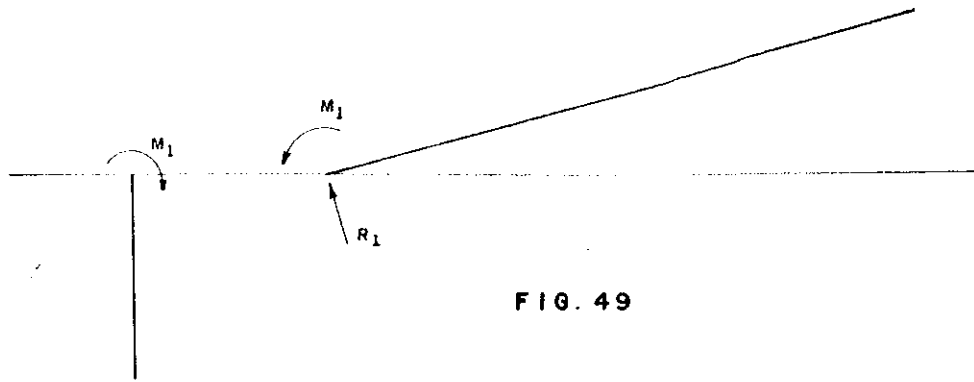


FIG. 49

ordem de entrada dos dados:  $M_1$ ,  $R_1$ ,  $p_1(p_4)$ ,  $p_2(p_3)$

ordem de saída:  $M_6$ ,  $M_7$ ,  $M_8$ ,  $M_9$ ,  $M_{10}$ , (ou  $M_{15}$ ,  $M_{14}$ ,  $M_{13}$ ,  $M_{12}$ ,  $M_{11}$ )

OBS:  $M_1$ ,  $R_1$ : calculados no computador BURROUGHS - 3500

$p_1$ ,  $p_2$ : calculados no computador OLIVETTI P-101

#### 8.3.4. Cálculo dos esforços normais (Programa 3)

Do mesmo modo do programa anterior, a caracterização dos dados a serem fornecidos, são complementados pelos esforços calculados no ponto comum a uma barra vertical e uma barra inclinada, como mostra a figura 50.

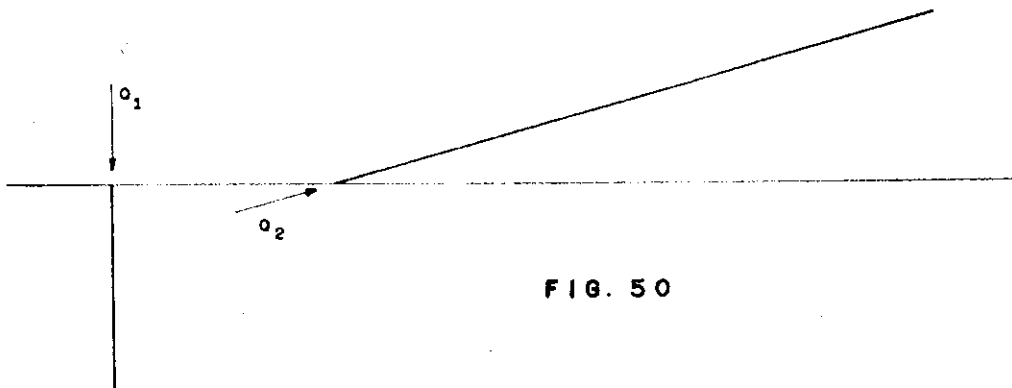


FIG. 50

ordem de entrada de dados:  $Q_1$ ,  $Q_2$ ,  $n_1$ ,  $n_2$

ordem de saída:  $q_6$ ,  $q_7$ ,  $q_8$ ,  $q_9$ ,  $q_{10}$  (ou  $q_{15}$ ,  $q_{14}$ ,  $q_{13}$ ,  $q_{12}$ ,  $q_{11}$ )

Nota-se que os valores de  $q_6$ ,  $q_7$ ,  $q_8$ ,  $q_9$ ,  $q_{10}$ , são os esforços normais nos pontos 6,7,8,9 e 10.

Observa-se que  $Q_1$  e  $Q_2$  são calculados no computador "BURROUGHS-350", e  $n_1$  e  $n_2$  são calculados no computador "OLIVETTI P-101".

8.3.5. - Listagem dos programas do computador  
Olivetti P-101

Programa 1

V dX  
S A0  
pI BI  
S dX  
/I A0  
BI FI  
S dX  
cI A0  
S CI  
CI dX  
aI A0  
R- pI  
RI DX  
R+ A0  
RI BI  
dS DX  
I A0  
dI FI  
aI DX  
R- A0  
RX CI  
RS DX  
dS A0  
I V  
DI S  
bI

Programa 2

V aI  
V RI  
S R±  
pI R±  
S dI  
BI I  
S dX  
dI CI  
S C-  
DI A0  
aI aI  
R± R±  
R± R+  
R± dI  
R0 I  
dS BX  
I p-  
pX CI  
A0 aI  
aI RI  
RI R-  
dS RI  
I d±  
BX I  
b- dX  
A0 CI  
aI C-  
R- CI  
R\* aI  
dS RI  
I R+  
BX RI  
p- dI  
A0 I  
aI DX  
RX CI  
dI C-  
I A0  
pX V  
p- S  
CI

Programa 3

V  
V  
S  
FI  
S  
CI  
S  
dI  
S  
DI  
FI  
A0  
CI  
A0  
A0  
aI  
d+  
I  
dX  
BI  
CI  
B-  
A0  
BI  
aI  
dI  
I  
DX  
BI  
B-  
A0  
V  
S

#### 8.4. Sequencia de ensaios

Os ensaios foram executados em sequências de leituras de dados, de maneira variada, sendo que, para cada leitura elaborou-se a coleta de dados suficientes para os cálculos visando a comparação dos valores obtidos experimentalmente.

Os valores foram manipulados da seguinte ordem:

- Sequências de carregamentos com leitura dos 24 dados
- Cálculo da decomposição das cargas aplicadas pelos 4 macacos, através do computador Olivetti P-101.
- Cálculo dos esforços e dos deslocamentos nas extremidades das barras, através do computador BURROUGHS - 3500.
- Utilização dos programas 2 e 3 do computador de mesa "OLIVETTI P-101".
- Lançamento dos esforços (momentos fletores e esforços normal) no pórtico.

#### 8.5. Cartões de dados para os diversos carregamentos

##### 8.5.1. Considerações:

Observa-se que se utilizarmos o programa de computador BURROUGHS-3500 da maneira como operamos nas vezes anteriores, ocorreria um número muito grande de cartões de dados.

Para cada leitura dos ensaios, nota-se que necessitar-se-ia de cerca de 35 cartões de dados, que multiplicados por várias dezenas de leituras, acarretaria milhares de cartões de dados. Por isso, procurou-se uma minimização de dados, levando em consideração que os cargas de ensaios estão aplicados sempre nos mesmos pontos, isto é, nos 16 pontos de aplicação de esforços divididos pelos 4 macacos. Sendo assim, aproveitou-se este fato para deixar como variáveis fornecidas ao computador, apenas as intensidades de cargas dos 4 macacos. Para isto modificou-se o programa da maneira adequada, como podemos observar no item subsequente.

Esta modificação, permite também a desnecessidade da decomposição, das cargas dos macacos, nos componentes perpendiculares e axiais aos eixos das barras inclinadas do pórtico, justificando assim, a viabilidade da sequência sugerida no item anterior isto é; o programa 1 serve de apoio aos programas 2 e 3.

### 8.5.2. Modificação do programa do item 5.8

Esta modificação não objetivou mudanças no programa principal, porque não há interesse de subtrair a generalidade da solução de pórticos planos, por isso, modificou-se apenas a subtrativa EEP, que calcula os esforços de engastamento perfeito nas extremidades de uma barra sujeita a carregamentos no seu tramo.

Em virtude de se dispor de cargas de ensaio, aplicadas sempre nos 16 pontos do pórtico, julgou-se conveniente deixar como variável apenas as intensidades de cargas oriundas dos 4 macacos utilizados.

A modificação permitiu que a entrada de dados de cargas seja efetuada com as cargas efetivas dos macacos, com a subrotina EEP modificada para permitir a decomposição da carga nos 4 pontos de cada macaco, nas posições fixadas pelo esquema de ensaio.

O tipo de carga ficou relacionado aos 4 macacos, isto é; TC - 1 corresponde ao macaco nº 1, o TC - 2 corresponde ao macaco nº 2, etc...

As distâncias iniciais e finais da aplicação de cargas na barra ficaram sem efeito, mas, para não alterar o programa principal, utilizou-se o número 1 para estes valores, apenas para complementar os dados fornecidos ao programa.

Com estas modificações, verificou-se que os 35 cartões necessários para cada leitura de ensaio, ficaram reduzidos a 7 cartões de dados, havendo uma economia de cartões na ordem de 5 vezes os anteriormente necessários.

Para os cálculos dos esforços causados pelas cargas permanentes de ensaios (peso próprio e acessórios), utilizou-se o programa sem esta modificação.

Efetuuou-se, também, a modificação dos formatos de impressão dos resultados oferecidos pelo computador, visando uma listagem compacta, considerando o grande número de dados compilados, evitando assim, um volume exagerado de páginas neste trabalho.



8.5.4. Utilização do programa do item 2.8 com a modificação:

8.5.4.1. Introdução:

Uma vez que já dispomos dos valores dos esforços causados pelas cargas permanentes de ensaio, resta o cálculo das car  
gas variáveis oferecidas pelos 4 macacos.

Para cada leitura de cargas nos macacos, compilou-se o número de dados necessários ao cálculo dos esforços e deslocamentos na estrutura, ficando organizada as sequências com as diversas leituras nos padrões observados a seguir, observando o disposto no item 7.4.

8.5.4.2. Cartões de dados:

Omitiu-se a escrita dos 12 primeiros cartões de dados, utilizando, os mesmos necessários ao cálculo dos esforços constantes do item 7.2, ficando, apenas, compilados neste estágio, os cartões subsequentes e inerentes às cargas dos macacos, nas diversas sequências de carregamentos.

Sequência 1

Seq. n.º	1a.	2a.	3a.	4a.	5a.
MACACO	-	30,90	77,25	30,90	30,90
	-	15,40	61,60	15,40	30,80
	-	77,75	124,40	46,65	31,10
	-	77,00	123,20	46,20	30,80
	-	255	505	160	150
	-	-	-525	-	-175
	-	260	500	170	140
	-	-	-535	-	-170
	-	150	250	80	-50
	-	-	-285	-	-60
	-	35	-150	-	-70
	-	25	100	35	50
	-	85	-220	-	-85
	-	70	185	65	55
	-	185	-315	110	-85
	-	145	270	95	65
	-	170	260	90	55
	-	45	135	45	60
	-	230	490	155	145
	-	-	-520	-	-170
	2,136	1,940	1,771	2,011	2,046
	1,899	2,052	3,019	2,352	2,431
	1,749	1,730	1,552	1,745	1,720
	471	464	454	465	462

macaco: Kg

Obs: relógios (cm)

Sequência 2

Seq. nº	1a.	2a.	3a.	4a.	5a.	6a.	7a.	8a.
Macaço	-	30,90	61,80	92,70	123,60	154,50	97,70	-
	-	30,80	61,60	92,40	123,20	169,40	77,00	-
	-	46,65	93,30	124,40	125,50	202,15	93,30	-
	-	46,20	92,40	138,60	169,40	215,60	92,40	-
	-	180	390	570	670	935	440	20
	-	-215	-430	-620	-740	-1030	-480	-50
	-	190	400	585	700	930	450	30
	-	-215	-435	-625	-740	-1030	-490	-20
	-	85	180	195	310	480	190	-
	-	-110	-225	-320	-355	-530	-220	-15
	-	70	135	-905	-275	-370	-915	-
	-	55	100	175	240	335	180	15
	-	95	195	-280	-350	-490	-205	-10
	-	75	175	260	320	460	240	30
	-	-125	-245	-345	-300	-570	-255	-25
	-	100	220	310	350	540	230	50
	-	95	190	265	290	420	175	80
	-	60	120	175	215	315	170	15
	-	185	370	560	700	915	440	60
	-	-210	-415	-635	-730	-1015	-490	-30
	2,711	2,637	2,470	2,321	2,172	2,031	2,400	2,752
	2,131	2,220	2,890	3,487	3,914	4,581	3,283	1,945
	2,794	2,713	2,579	2,429	2,292	2,292	2,144	2,741
	478	470	459	449	438	428	449	478

macaco: Kg

Obs: relógios (cm)



Sequência 3

seq nº	1a.	2a.	3a.	4a.	5a.	6a.	7a.	8a.	9a.	10a.
1	115,87	-	30,90	61,80	92,70	123,60	154,50	185,40	216,30	-
2	107,80	-	23,10	46,20	69,30	100,10	130,90	164,00	184,80	-
3	139,95	-	31,10	77,75	108,85	147,72	186,60	217,70	256,57	-
4	177,10	-	30,80	69,30	100,10	130,90	169,40	200,20	241,78	-
5	700	10	150	335	510	700	820	970	1200	50
6	-775	- 10	- 170	- 300	-550	-760	-905	-1105	- 1310	-100
7	750	5	145	340	515	590	840	910	1060	50
8	-780	- 10	- 165	- 370	-545	-730	-900	- 1100	- 1300	- 20
9	340	15	40	160	210	310	345	440	585	20
10	-390	- 20	- 75	- 180	-350	-430	-430	- 515	- 610	- 55
11	-260	- 20	- 80	- 120	-190	-270	-300	- 400	- 475	- 10
12	240	5	55	80	140	195	220	315	390	- 10
13	-300	- 20	- 80	- 120	-230	-330	-390	- 510	- 610	- 10
14	345	10	50	190	270	290	340	440	500	50
15	-420	- 20	- 90	- 210	-280	-400	-460	- 600	- 710	- 50
16	380	10	60	170	260	350	430	500	595	50
17	340	30	70	160	220	250	370	400	510	30
18	330	20	50	175	170	330	270	350	385	30
19	720	60	150	335	500	620	600	940	1100	55
20	-760	- 30	- 200	- 410	-585	-780	-920	- 1060	- 1205	- 70
21	1,500	1,135	1,987		1,728	1,611	1,500	1,397	1,280	2,132
22	5,470	5,140	4,222		3,421	3,179	2,407	2,015	1,440	4,634
23	2,163	2,780	2,608		2,403	2,382	2,151	2,011	1,886	2,684
24	428	476	467		447	438	428	419	409	472

extensômetro elétrico

Macaco

84

8.6.1. Observações sobre o ensaio:

As três sequências anteriores de carregamento se fez no sentido de observar o comportamento da estrutura. A partir de agora a intenção é ultrapassar o carregamento teórico, previsto como de serviço da estrutura a fim de que seja notadas as possíveis manifestações de instabilidade do conjunto.

Neste estágio, torna-se necessário frizar que as leituras estão se apresentando dentro das previsões de cálculos iniciais de verificação.

Aproveitou-se, nesta ocasião para se efetuar os ajustes e verificações da estrutura e dos equipamentos de ensaio.

A próxima sequência de carregamento, ainda será de verificação para se observar o funcionamento dos ajustes do conjunto.

Sequência - 4

Seq. n.º	1a.	2a.	3a.	4a.	5a.	6a.	7a.	8a.	9a.	10a.	11a.
1	-	30,90	61,80	92,70	123,60	154,50	185,40	216,30	247,20	278,10	-
2	-	-	23,10	53,90	77,00	107,80	138,60	154,00	184,80	215,60	-
3	-	31,10	46,65	93,30	116,62	155,50	171,05	202,15	233,25	264,35	-
4	-	15,40	38,50	84,70	107,80	138,60	169,40	200,20	231,00	261,80	-
5	-	95	215	390	530	775	825	1000	1160	1225	10
6	-	115	235	435	560	665	930	1115	1285	1375	45
7	-	90	190	410	560	710	795	960	1135	1200	30
8	-	105	225	465	600	800	950	1100	1275	1350	-
9	-	30	50	160	200	305	360	375	470	520	15
10	-	40	85	205	250	355	410	425	505	600	10
11	-	45	105	175	245	320	400	450	535	585	-
12	-	35	70	135	195	275	325	365	435	495	-
13	-	35	105	210	285	365	465	530	625	685	-
14	-	30	70	165	240	305	400	440	520	550	30
15	-	65	125	225	285	420	485	570	650	750	15
16	-	50	100	200	245	365	430	475	555	640	50
17	-	45	75	160	185	280	315	370	430	515	15
18	-	30	85	150	200	270	320	360	420	490	15
19	-	85	230	425	510	700	835	965	1125	1220	60
20	-	109	285	460	600	800	995	1100	1295	1365	60
21	2,200	2,118	1,997	1,835	1,740	1,620	1,521	1,416	1,321	1,237	1,886
22	4,808	4,975	4,175	3,607	3,207	2,795	2,260	1,776	1,316	0,908	4,720
23	2,695	2,651	2,573	2,435	2,326	2,184	2,059	1,920	1,778	1,650	2,682
24	477	473	465	451	443	431	422	416	397	395	480

extensômetro elétrico

ENCACO

81

Sequência - 5

seq nº	1a.	2a.	3a.	4a.	5a.	6a.	7a.
Macao	-	46,35	92,7	154,5	278,1	339,9	417,15
	-	61,6	92,4	92,4	215,6	308,0	385,0
	-	0	124,4	186,6	248,8	326,55	404,3
	-	61,6	92,4	154,0	231,0	295,6	369,6
	-	185	475	675	1135	1485	1850
	-	210	530	-780	-1460	-1650	-2055
	-	175	470	660	1100	1450	1800
	-	200	530	-750	-1230	-1625	-2025
	-	55	115	275	460	610	795
	-	80	-255	-355	-525	-700	-900
	-	115	-205	-260	-545	-710	-880
	-	95	150	190	480	660	790
	-	115	-255	-335	-625	-840	-1055
	-	90	160	300	530	725	870
	-	60	-295	-420	-625	-825	-1040
	-	50	240	360	535	710	860
	-	40	200	210	390	535	660
	-	65	185	235	455	600	740
	-	175	460	665	1100	1460	1890
	-	200	-540	-750	-1250	-1630	-2055
	1,077	0,948	0,747	0,470	0,255	1,957	1,653
	3,780	3,380	2,257	1,600	0,340	3,566	1,998
	0,464	0,412	0,294	2,889	2,455	2,035	1,620

extensômetro elétrico

ext

37

24

Sequência 6 (até a ruptura)

1a.	2a.	3a.	4a.	5a.	6a.	7a.
1	123,6	200,85	278,1	339,9	494,4	556,6
2	61,6	138,6	200,2	369,6	431,2	616,0
3	93,3	186,6	279,9	373,2	404,3	684,2
4	77,0	184,8	246,4	323,4	338,8	616,0
5	400	820	1100	1676	1950	
6	- 450	- 900	- 1280	- 1856	- 2175	
7	395	610	1025	1590	2050	
8	- 435	- 885	- 1285	- 1835	- 2230	
9	125	325	480	650	700	
10	- 165	- 385	- 565	- 840	- 865	
11	- 200	- 360	- 520	- 800	- 1080	
12	165	300	460	630	810	
13	- 215	- 420	- 620	- 960	- 1110	
14	160	350	510	800	1000	
15	- 210	- 455	- 675	- 900	- 1040	
16	175	380	550	780	860	
17	130	320	450	600	580	
18	160	300	440	670	850	
19	400	800	1140	1650	1980	
20	- 440	- 880	- 1275	- 1850	- 2200	
21	3,120	2,444	2,259			
22	4,960	3,871	1,478			
23	2,121	1,665	0,964			
24						

8.7 - Observações verificadas durante o carregamento da estrutura.

A sequência 4 teve seu limite de carregamento na ocasião em que as bordas comprimidas das barras apresentaram flambagem lateral, fato previsto quando não se efetuou a colagem total das superfícies de contato entre as tábuas. A partir deste estágio se promoveu a correção deste detalhe, pregando-se as tábuas que não foram anteriormente coladas. Verifica-se, com este fato que a estrutura, quando apresentou este fenômeno, estava sujeita a um carregamento de cerca de 1,5 vezes a carga prevista como de trabalho do pórtico. A conclusão imediata que se chega, é que, obrigatoriamente, todas as tábuas devem ser coladas plenamente, permitindo uma perfeita solidariedade entre as peças estruturais.

Na sequência 5, depois da pregação das tábuas não coladas, optou-se pela eliminação do tirante entre apoios do pórtico uma vez que já se tinha leituras suficientes deste aspecto, principalmente porque se desejou deixar o pórtico trabalhar sem o apoio deslizante seguro pelo sistema de tirante. Este equipamento subtraído não era de primordial importância, justamente porque as leituras oferecidas não poderiam ser tomadas como rigorosa, em virtude dos inevitáveis atritos sofridos pelos roletes em contato com as placas de apoio.

Na sequência 6, se promoveu o colapso da estrutura, quando se verificou a rotura por flambagem da barra 3 a 39 cm de distância do nó 4. Notou-se que a carga de colapso se situou na faixa de 3 vezes o carregamento teórico de serviço da estrutura.

Nos itens subsequentes a este, se efetuará a decomposição das cargas aplicadas nos macacos, utilizando-se o Programa 1 (8.3.2) e, em seguida o lançamento em diagrama de cargas destes valores apurados.

Sequência 1:

2a. Leit.

	V
30.90	S
15.40	S
77.75	S
77.00	S
7.46	A0
3.71	A0
18.77	A0
18.59	A0
2.00	A0
1.00	A0
5.05	A0
5.00	A0

4a. Leit.

	V
30.90	S
15.40	S
46.65	S
46.20	S
7.46	A0
3.71	A0
11.28	A0
11.15	A0
2.00	A0
1.00	A0
3.03	A0
3.00	A0

3a. Leit.

	V
77.25	S
61.60	S
124.40	S
123.20	S
18.65	A0
14.87	A0
30.04	A0
29.75	A0
5.02	A0
4.00	A0
8.08	A0
8.00	A0

5a. Leit.

	V
30.90	S
30.80	S
31.10	S
30.80	S
7.46	A0
7.43	A0
7.51	A0
7.43	A0
2.00	A0
2.00	A0
2.02	A0
2.00	A0

Sequência 2

2a. Leit.

V  
30.90 S  
30.80 S  
46.65 S  
46.20 S  
7.46 A0  
7.43 A0  
11.26 A0  
11.15 A0  
2.00 A0  
2.00 A0  
3.03 A0  
3.00 A0

5a. Leit.

V  
123.60 S  
123.20 S  
125.50 S  
169.40 S  
29.84 A0  
29.75 A0  
30.30 A0  
40.91 A0  
8.03 A0  
8.00 A0  
9.15 A0  
11.01 A0

3a. Leit.

V  
61.80 S  
61.60 S  
93.30 S  
92.40 S  
14.92 A0  
14.67 A0  
22.53 A0  
22.31 A0  
4.01 A0  
4.00 A0  
6.06 A0  
6.00 A0

6a. Leit.

V  
154.50 S  
169.40 S  
202.15 S  
215.60 S  
37.31 A0  
40.91 A0  
48.81 A0  
52.06 A0  
10.04 A0  
11.01 A0  
13.13 A0  
14.01 A0

4a. Leit.

V  
92.70 S  
92.40 S  
124.40 S  
138.60 S  
22.38 A0  
22.31 A0  
30.04 A0  
33.47 A0  
6.02 A0  
6.00 A0  
6.06 A0  
9.00 A0

7a. Leit.

V  
92.70 S  
77.00 S  
93.30 S  
92.40 S  
22.38 A0  
18.59 A0  
22.53 A0  
22.31 A0  
6.02 A0  
5.00 A0  
6.06 A0  
6.00 A0



8.8.1 - Observação sobre os números impressos:

- Os números seguidos do símbolo S, representam os da dos introduzidos no computador, no caso, o valor das cargas dos ma cacos.

- Os números seguidos do símbolo A♦, representam os resultados do computador, no nosso caso, representam as cargas de-compostas, sendo, os 4 primeiros valores as cargas normais e os 4 últimos, as cargas axiais dos 4 macados.

Sequência 7

1a. Leit.		5a. Leit.		8a. Leit.	
	V		V		V
115.87	S	92.70	S	105.40	S
107.60	S	69.30	S	154.00	S
139.95	S	108.85	S	217.70	S
177.10	S	100.10	S	200.20	S
27.98	A0	22.38	A0	44.77	A0
26.03	A0	16.73	A0	37.19	A0
33.79	A0	26.28	A0	52.57	A0
42.76	A0	24.17	A0	40.34	A0
7.53	A0	6.02	A0	12.05	A0
7.00	A0	4.50	A0	10.01	A0
9.09	A0	7.07	A0	14.15	A0
11.51	A0	6.50	A0	13.01	A0

3a. Leit.		6a. Leit.		9a. Leit.	
	V		V		V
30.90	S	123.60	S	216.30	S
23.10	S	100.10	S	184.80	S
31.10	S	147.72	S	256.57	S
30.80	S	130.90	S	241.79	S
7.46	A0	29.84	A0	52.23	A0
5.57	A0	24.17	A0	41.62	A0
7.51	A0	35.67	A0	61.96	A0
7.43	A0	31.61	A0	50.38	A0
2.00	A0	8.03	A0	14.05	A0
1.50	A0	6.50	A0	12.01	A0
2.02	A0	9.60	A0	16.67	A0
2.00	A0	8.50	A0	15.71	A0

4a. Leit.		7a. Leit.	
	V		V
61.80	S	154.50	S
46.20	S	130.90	S
77.75	S	186.60	S
69.30	S	189.40	S
14.92	A0	37.31	A0
11.15	A0	31.61	A0
18.77	A0	45.06	A0
16.73	A0	40.91	A0
4.01	A0	10.04	A0
3.00	A0	8.50	A0
5.05	A0	12.12	A0
4.50	A0	11.01	A0

Sequência 4

2a. Leit.

V  
 30.00 S  
 0.00 S  
 31.10 S  
 15.40 S  
 7.46 A0  
 0.00 A0  
 7.51 A0  
 3.71 A0  
 2.00 A0  
 0.00 A0  
 2.02 A0  
 1.00 A0

5a. Leit.

V  
 123.00 S  
 77.00 S  
 116.62 S  
 107.00 S  
 29.84 A0  
 10.59 A0  
 20.16 A0  
 26.03 A0  
 8.03 A0  
 5.00 A0  
 7.58 A0  
 7.00 A0

8a. Leit.

V  
 216.30 S  
 154.00 S  
 202.15 S  
 200.20 S  
 52.23 A0  
 37.19 A0  
 48.81 A0  
 40.34 A0  
 14.05 A0  
 10.01 A0  
 15.13 A0  
 13.01 A0

3a. Leit.

V  
 61.00 S  
 23.10 S  
 46.65 S  
 38.50 S  
 14.92 A0  
 5.57 A0  
 11.26 A0  
 9.29 A0  
 4.01 A0  
 1.50 A0  
 3.03 A0  
 2.50 A0

6a. Leit.

V  
 154.50 S  
 107.00 S  
 155.50 S  
 130.60 S  
 37.31 A0  
 26.03 A0  
 37.55 A0  
 33.47 A0  
 10.04 A0  
 7.00 A0  
 10.10 A0  
 9.00 A0

9a. Leit.

V  
 247.20 S  
 104.60 S  
 233.25 S  
 231.00 S  
 59.69 A0  
 44.62 A0  
 56.32 A0  
 55.78 A0  
 16.06 A0  
 12.01 A0  
 15.16 A0  
 15.01 A0

4a. Leit.

V  
 92.70 S  
 53.90 S  
 93.30 S  
 84.70 S  
 22.30 A0  
 13.01 A0  
 22.53 A0  
 20.45 A0  
 6.02 A0  
 3.50 A0  
 6.00 A0  
 5.50 A0

7a. Leit.

V  
 100.40 S  
 130.00 S  
 171.05 S  
 169.40 S  
 44.77 A0  
 33.47 A0  
 41.30 A0  
 40.91 A0  
 12.05 A0  
 9.00 A0  
 11.11 A0  
 11.01 A0

10a. Leit.

V  
 270.10 S  
 215.60 S  
 264.35 S  
 261.80 S  
 67.16 A0  
 52.06 A0  
 63.84 A0  
 63.22 A0  
 18.07 A0  
 14.01 A0  
 17.18 A0  
 17.01 A0



Sequência 6:

2a. Leit.

1	
123	07
61	56
99	30
77	09
29	56
14	87
22	53
18	51
8	03
10	13
6	16
5	11

5a. Leit.

Y	
339	90
369	00
372	20
323	10
82	08
09	25
96	12
78	10
22	09
24	07
24	25
21	02

3a. Leit.

Y	
250	11
131	11
101	01
134	11
43	37
37	17
45	01
44	12
13	01
9	00
12	17
17	01

6a. Leit.

Y	
494	40
431	20
404	30
338	00
119	34
100	17
97	07
61	17
32	13
28	02
26	27
22	02

4a. Leit.

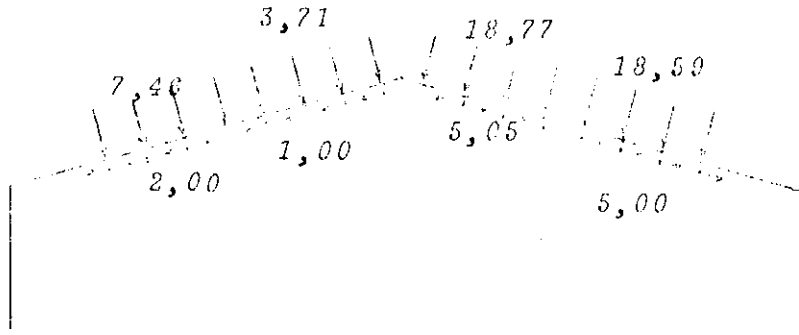
Y	
278	10
200	20
229	90
240	40
67	10
48	34
67	13
59	50
10	07
13	01
18	18
16	01

última Leit.

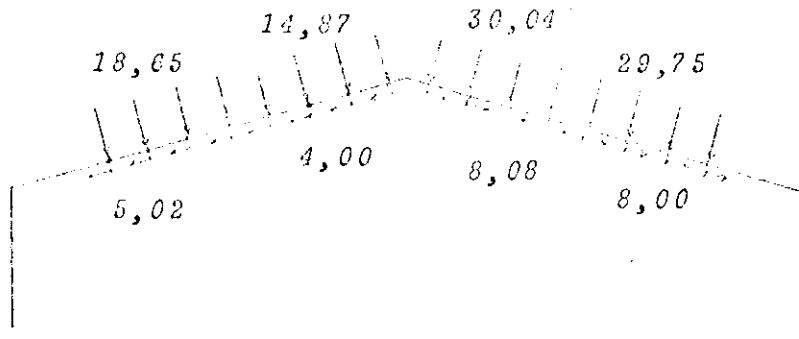
Y	
556	20
616	00
604	20
616	00
134	32
148	76
165	23
148	76
36	18
40	04
44	47
40	04

Sequência 1

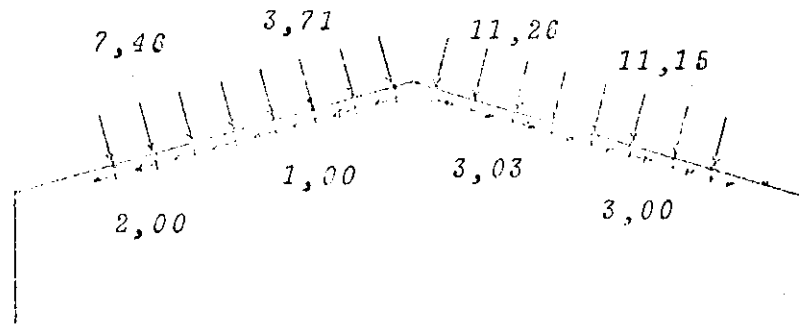
2a. Leitura



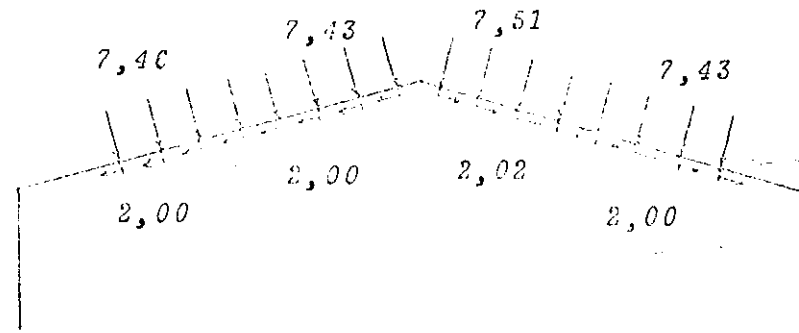
3a. Leitura



4a. Leitura

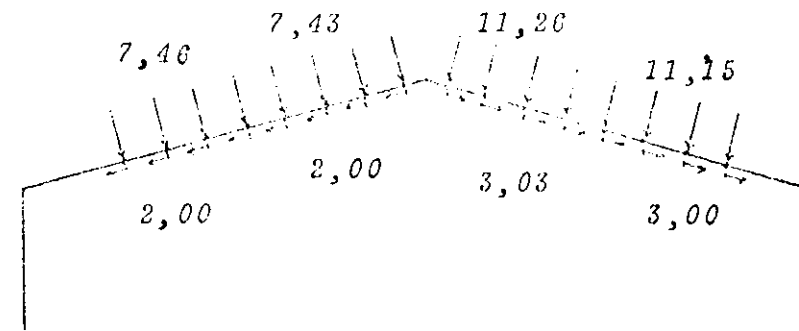


5a. Leitura

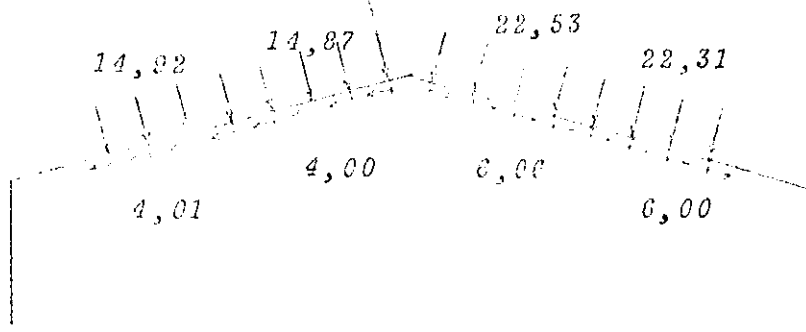


Sequência 2

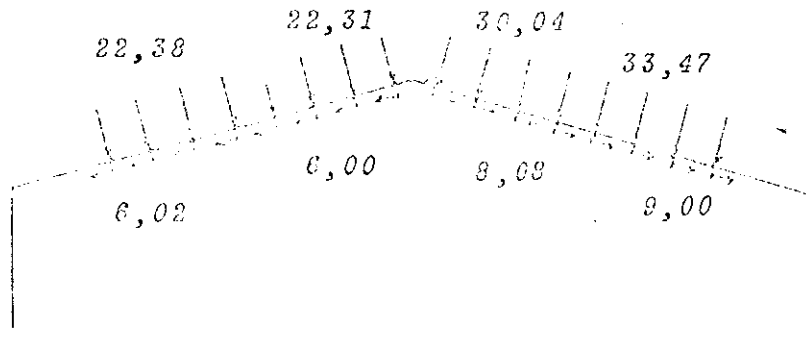
2a. Leitura



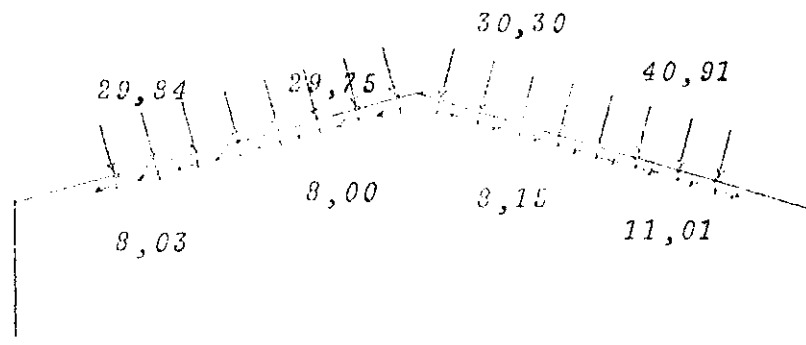
3a. Leitura



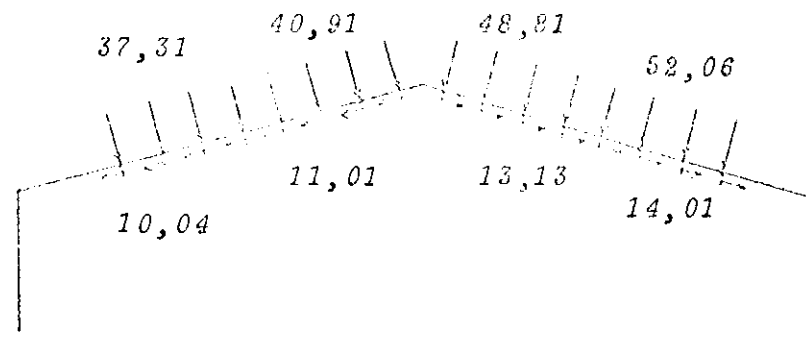
4a. Leitura



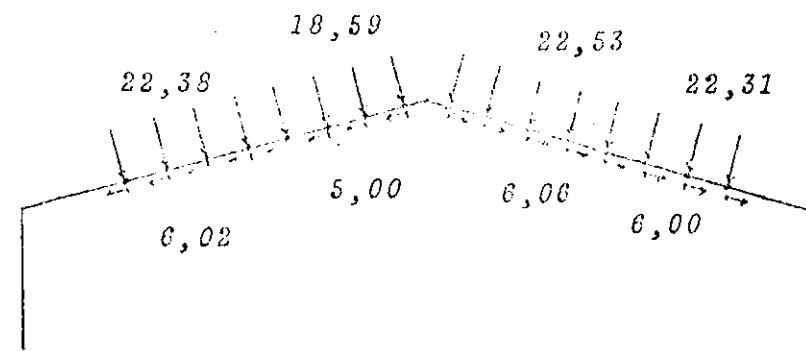
5a. Leitura



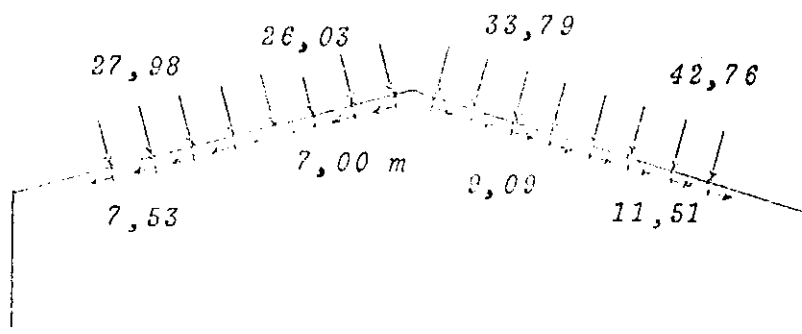
6a. Leitura



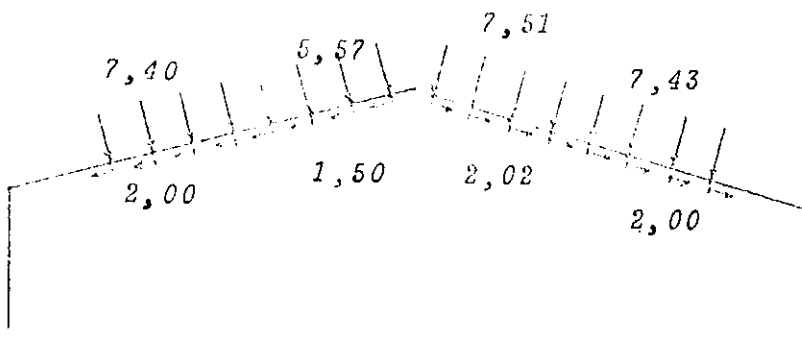
7a. Leitura



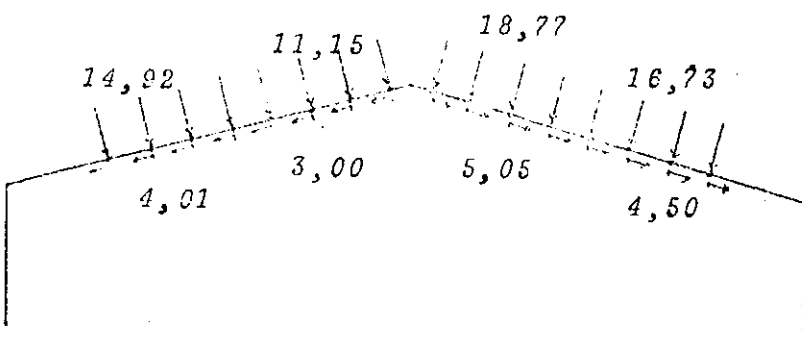
1a. Leitura



2a. Leitura



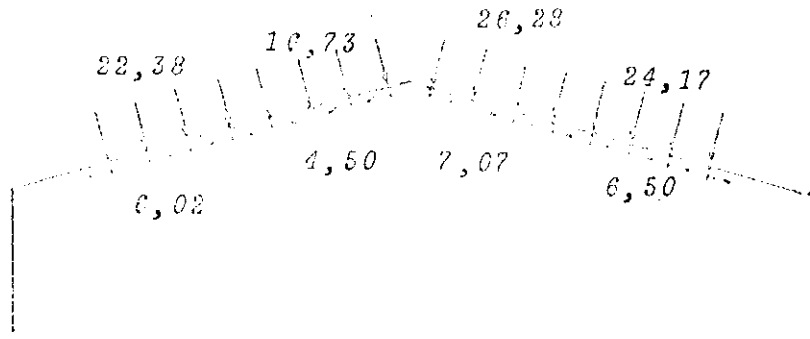
3a. Leitura



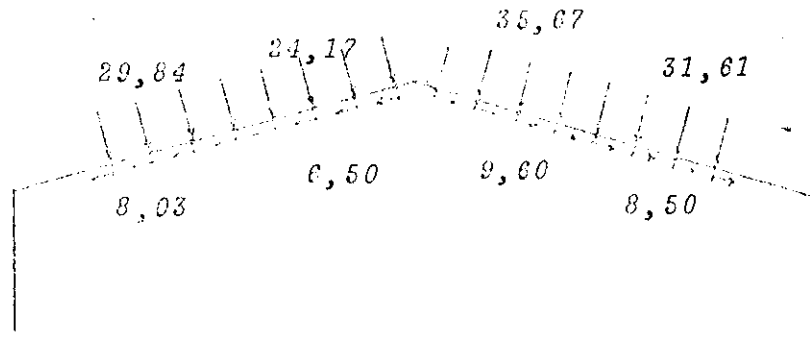


Sequência 3 (continuação)

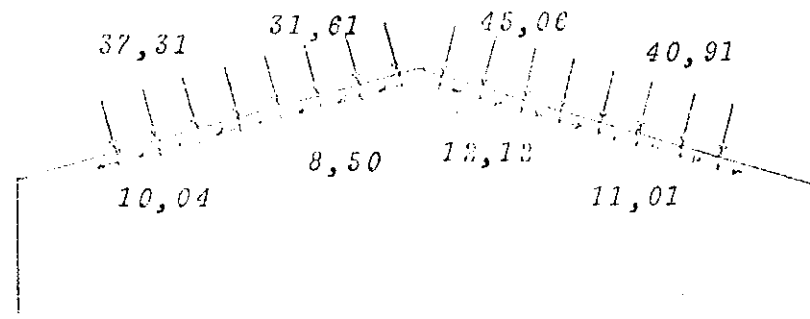
4a. Leitura



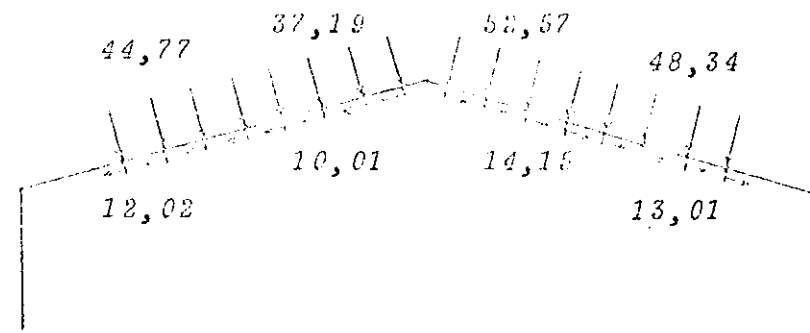
5a. Leitura



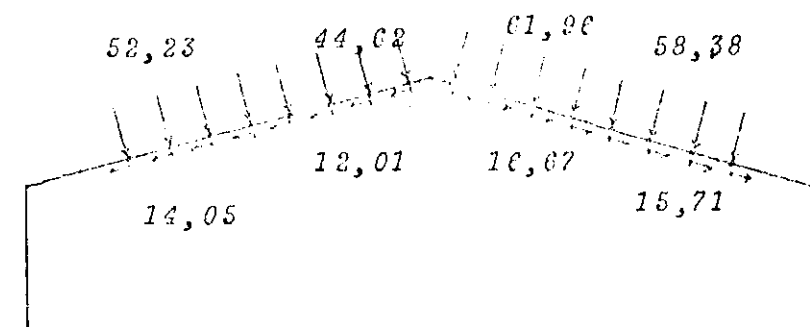
6a. Leitura



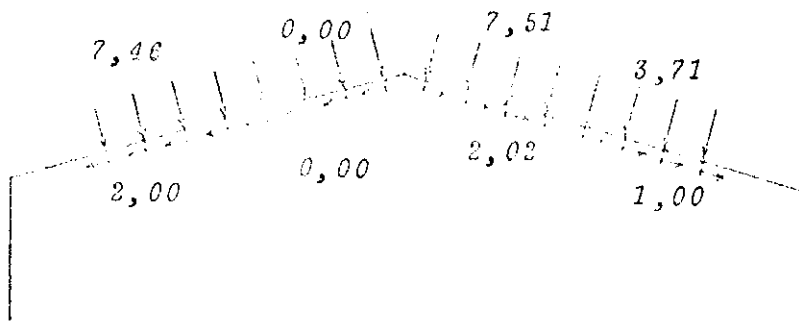
7a. Leitura



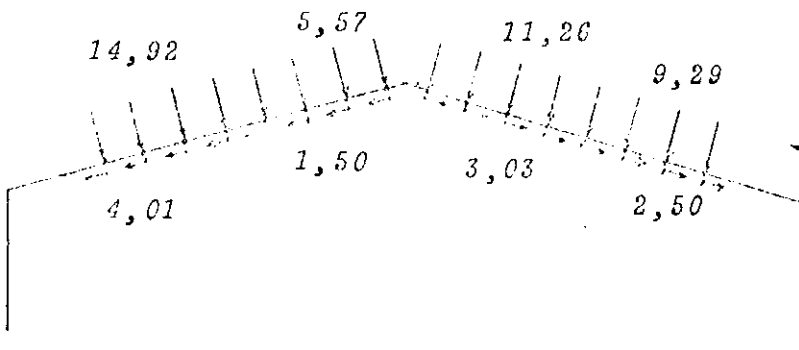
8a. Leitura



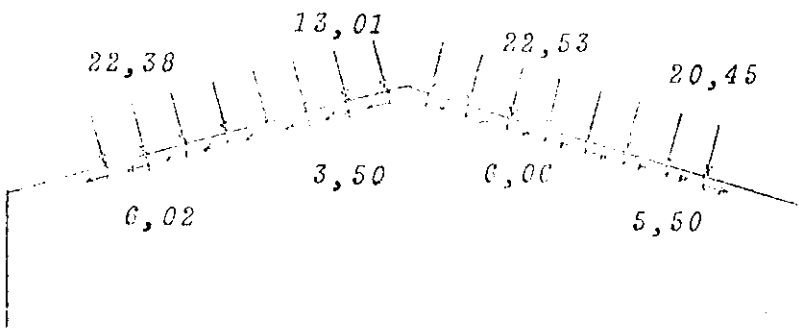
2a. Leitura



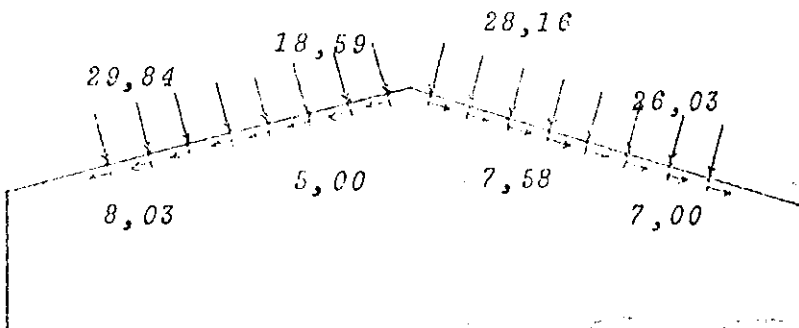
3a. Leitura



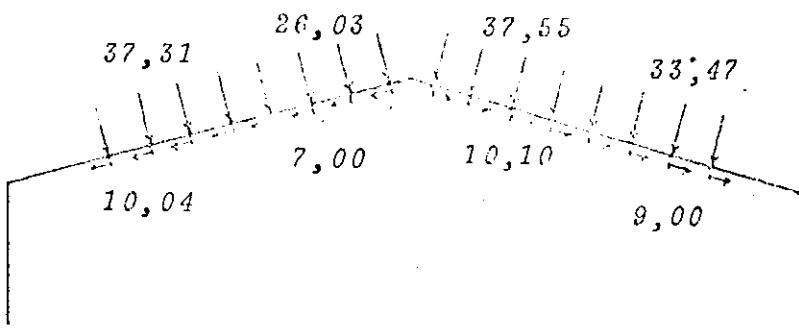
4a. Leitura

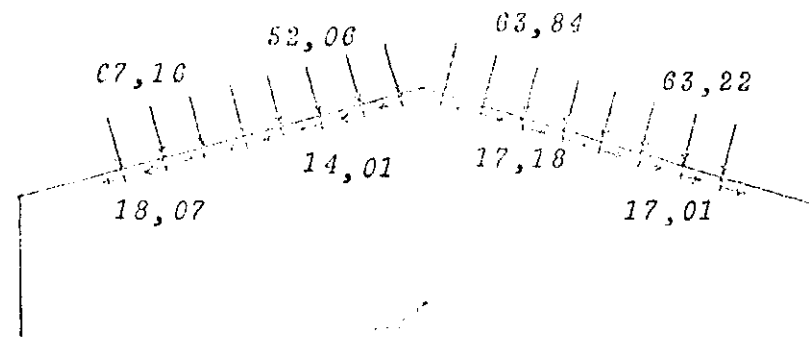
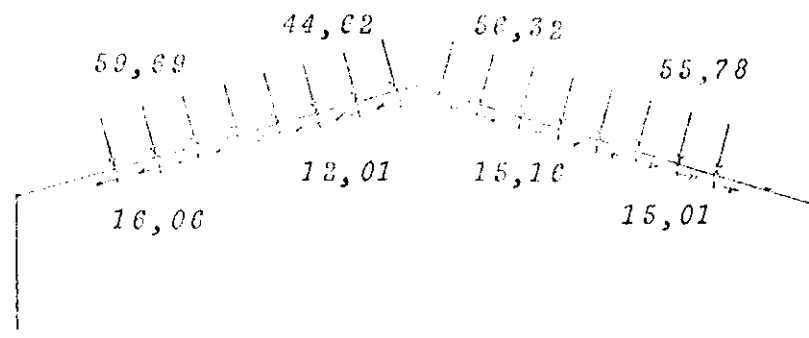
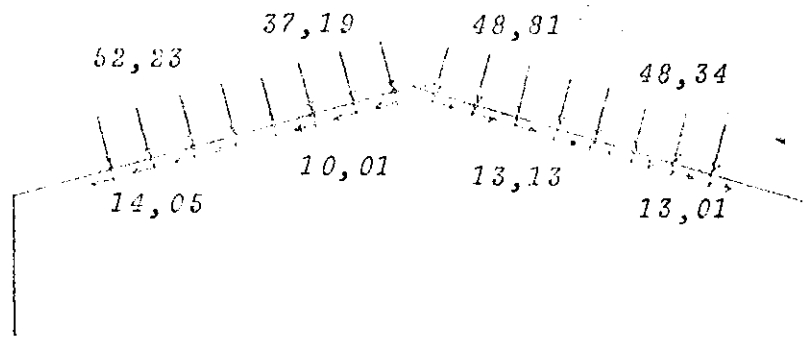
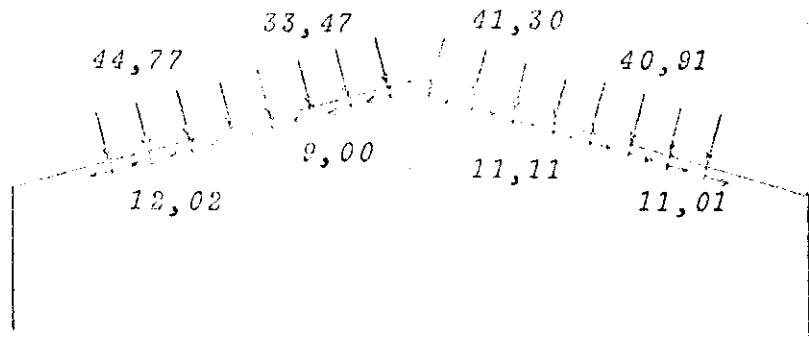


5a. Leitura

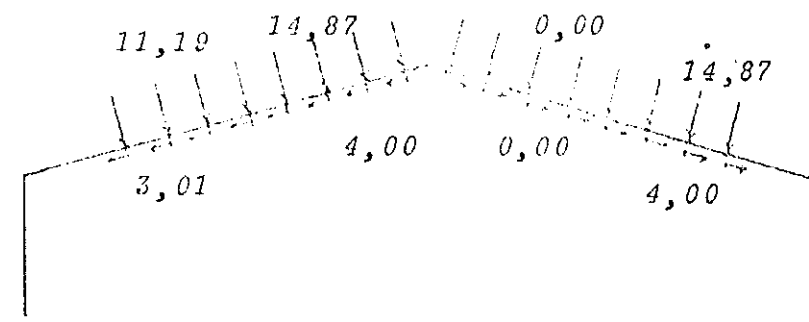


6a. Leitura



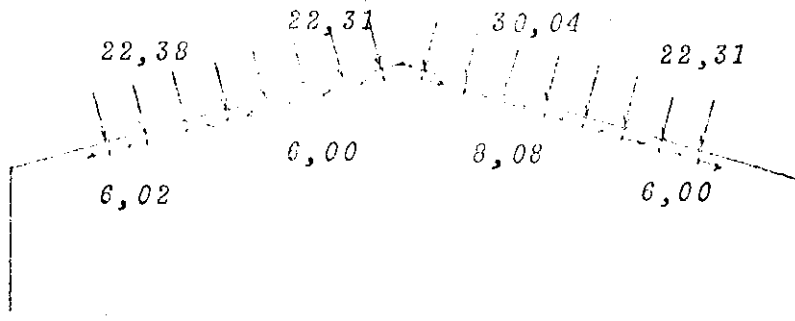


Sequência 5

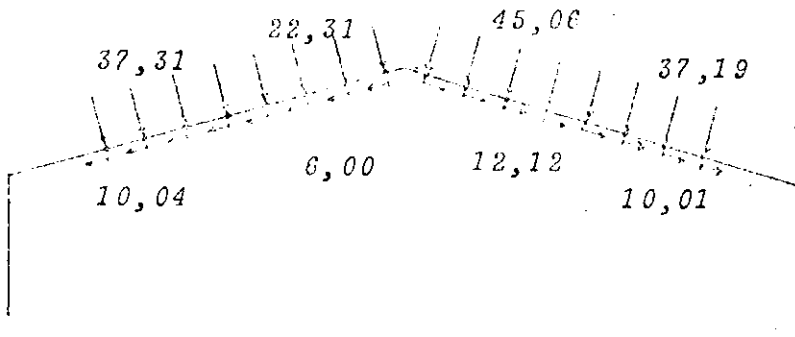


Sequência 5 (continuação)

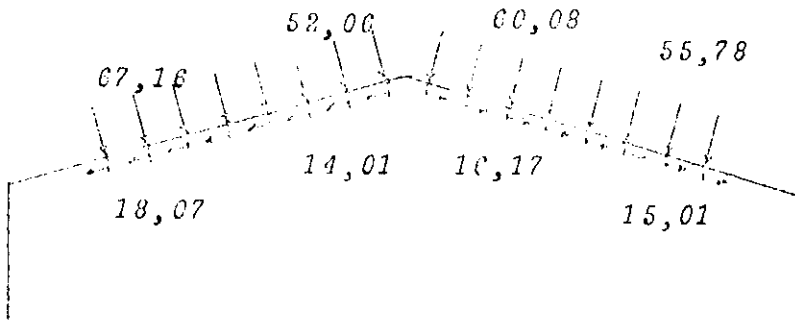
3a. Leitura



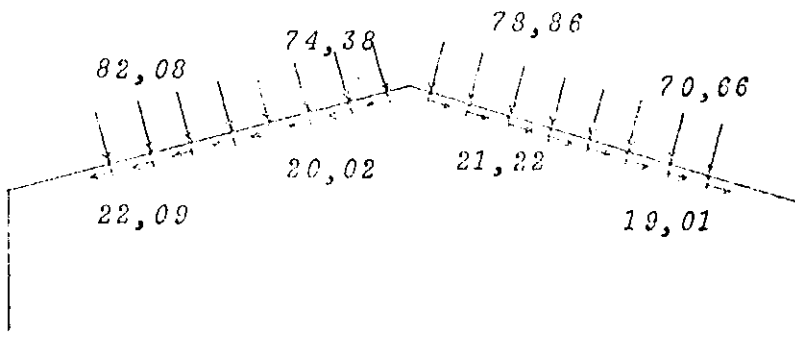
4a. Leitura



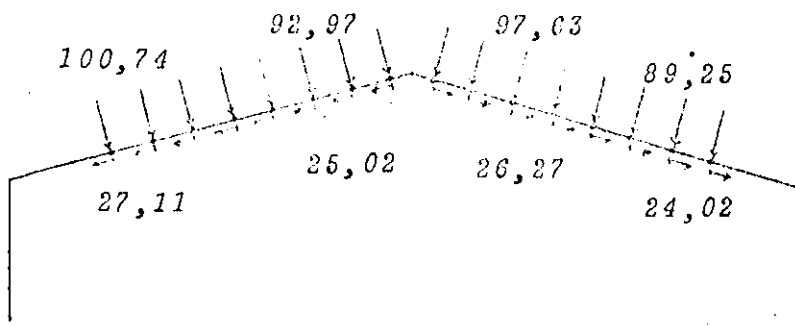
5a. Leitura



6a. Leitura

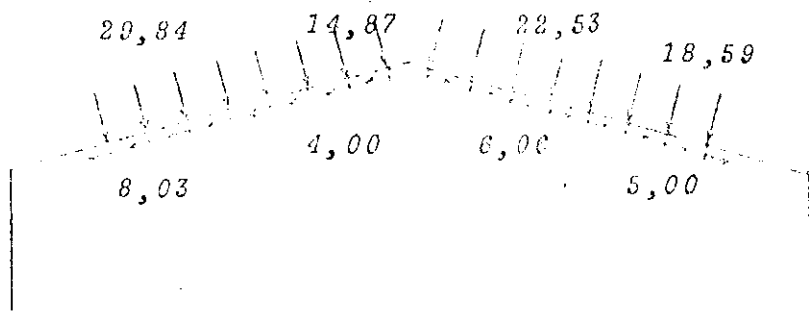


7a. Leitura

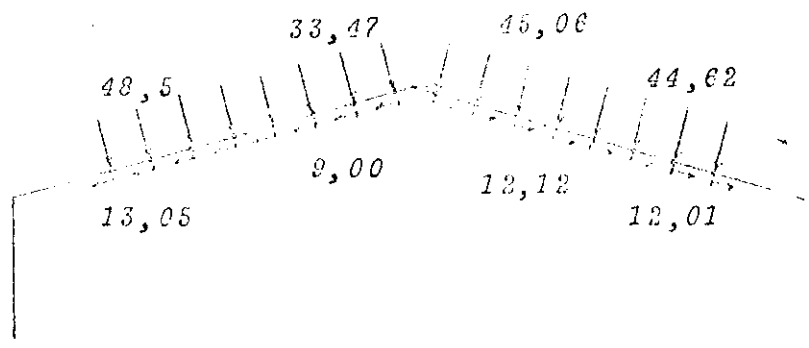


Sequência 6

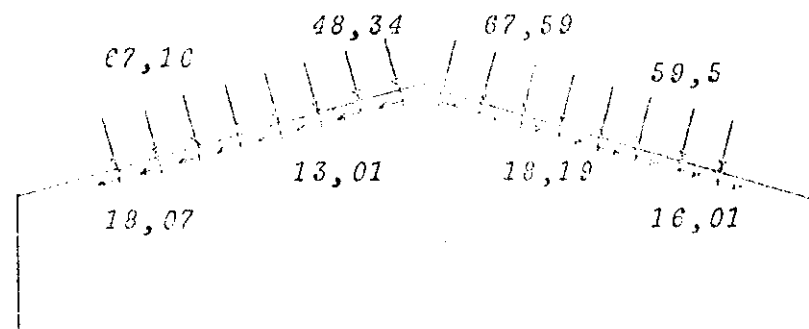
2a. Leitura



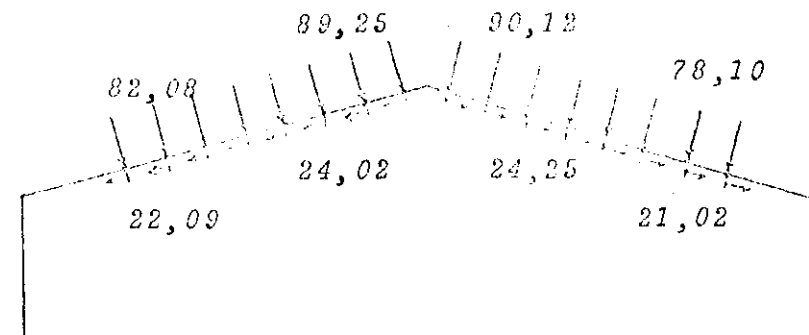
3a. Leitura



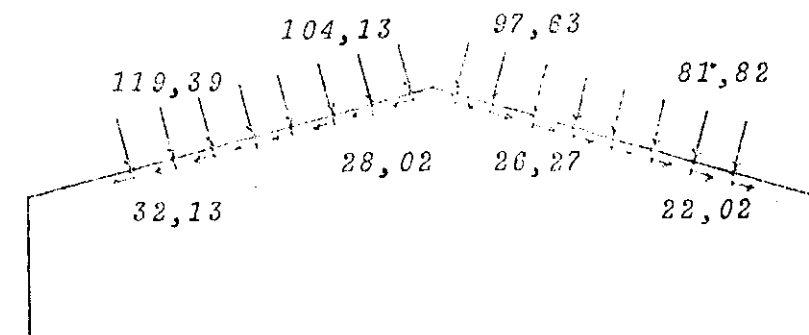
4a. Leitura



5a. Leitura



6a. Leitura





## 9 - ENSAIOS POSTERIORES AO COLAPSO DA ESTRUTURA

### 9.1 - Introdução:

Depois da estrutura rompida, promoveu-se a elaboração de corpos de prova extraídos das peças do pórtico, no sentido de se efetuar ensaios determinísticos das propriedades do material empregado na estrutura experimental.

Antes de se promover a análise dos dados extraídos destes ensaios, deve-se atentar para o fato de que o material da estrutura já foi sacrificado com uma carga de ruptura, ocasião em que certamente ocorreu uma desagregação dos componentes estruturais. Porém, tomaremos os resultados como verdadeiros, a fim de que possamos ter valores iniciais de cálculo e, posteriormente comparar e corrigir eventuais dados absurdos. É evidente que jamais poderemos afirmar que um valor é o realmente efetivo da estrutura, mas podemos chegar a resultados estatisticamente válidos na consideração das características intrínsecas do modelo estrutural. Com este fim, procederemos, em capítulo posterior, o cálculo da estrutura sujeita a todos os estágios de carregamento, através do computador, utilizando o programa do capítulo 3.

### 9.2 - Módulo de elasticidade a flexão (E)

Foram extraídos dois corpos de prova, um de 1,60 m e o outro de 1,80 m de comprimento da estrutura rompida e, chegou-se a conclusão, através de métodos de ensaios apropriados, que o módulo de elasticidade médio entre os dois trechos extraídos é de  $51.675 \text{ Kg/cm}^2$ .

Convem notar que este valor,  $E = 51.675 \text{ Kg/cm}^2$  é um valor baixo em comparação ao especificado pela NB-11, mas tomaremos como inicialmente válido, devido o exposto no item 9.1.

### 9.3 - Límite de resistência à compressão paralela às fibras ( $\sigma_c$ ).

Tomou-se também dois corpos de prova suficientemente curtas para o ensaio de compressão, chegando-se a conclusão que o limite de resistência seria de  $332 \text{ Kg/cm}^2$ .

Este valor,  $\sigma_c = 332 \text{ Kg/cm}^2$ , também, é justificavelmente inferior ao aconselhado pela NB-11.

9.4 - Limite de resistência da ligação das barras inclinadas:

Foi realizado o rompimento da ligação e constatou-se que o colapso se verificou com um momento atuante de 1264 Kg.m, que, para o número de tábuas em trabalho, no caso 4, resultou uma tensão de ruptura de 569 Kg/cm<sup>2</sup>, sendo 4,2 vezes a admissível, especificada em 135 Kg/cm<sup>2</sup>.

A ruptura desta ligação aconteceu nas tábuas e não nas superfícies coladas.

9.5 - Limite de resistência das ligações das barras verticais com as barras inclinadas:

As duas ligações foram rompidas e ocorreu em uma, um momento de ruptura de 1705 Kg.m e na outra, 1082 Kg.m, perfazendo um coeficiente de segurança em torno de 2,82.

9.6 - Ensaio dos corpos de prova alheios à estrutura

9.6.1 - Introdução:

Com o objetivo de fazer comparações, julgou-se necessário a utilização de corpos de provas elaborados com material da mesma espécie do empregado na estrutura, pois os estraidos do modelo rompido apresentara falhas devidas ao estado de carga em que estivera sujeitos. Procurou-se representar as mesmas características da estrutura antes do colapso, esperando-se que os valores obtidos, provavelmente estariam situados a uma faixa aproximada dos efetivos da estrutura.

9.6.2 - Módulo de elasticidade comparativo:

Dois corpos de prova foram moldados, de maneira que representassem o máximo possível as barras inclinadas do pórtico. Depois de ensaiados chegou-se ao valor médio de  $E = 85.350 \text{ Kg/cm}^2$ .

9.6.3 - Ligações coladas sujeita a momento fletor:

Foram moldados 4 corpos de prova no modelo mostrado na figura 51.



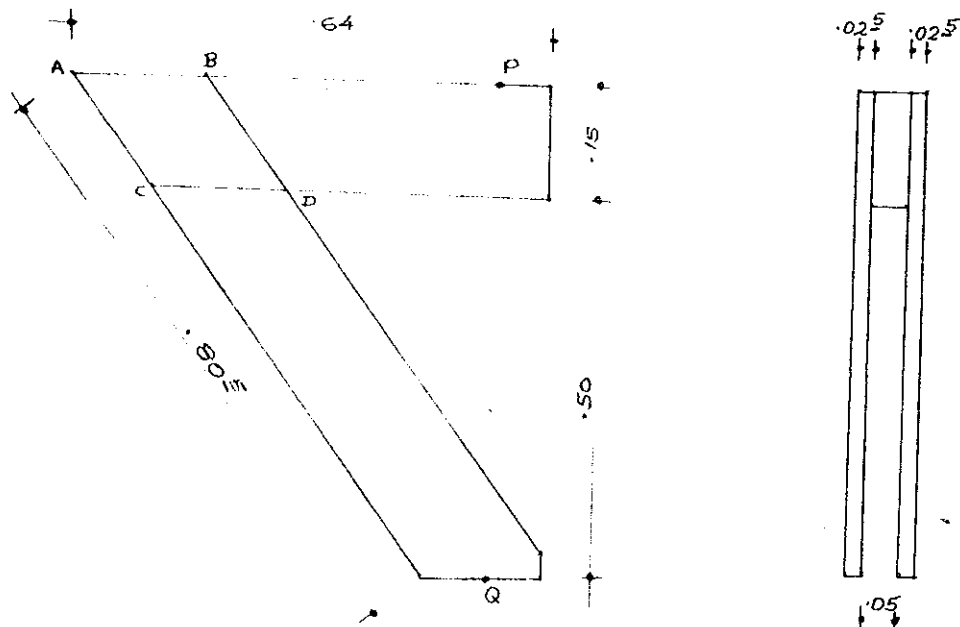


FIG. 51

Os corpos de prova foram colados, com o mesmo adesivo utilizado na estrutura, no quadrilátero ABCD, onde, naturalmente, seria oferecida a resistência ao momento fletor, através de pressão dos pontos P e Q, situados em linha vertical.

O corpo de prova que menor resistência ofereceu, rompeu com uma tensão de aderência de colagem de  $47,6 \text{ Kg/cm}^2$ .

Considerando que, no pórtico estudado, em qualquer proporção de modelo, a tensão máxima de aderência solicitada será de  $\sigma = 23,27 \text{ Kg/cm}^2$ , chega-se a conclusão que o coeficiente de segurança, na condição mais desfavorável seria de:

$$\gamma = \frac{68,2}{23,27} = 2,93$$

Conclui-se que para uma estrutura desta natureza, a colagem não oferece maiores riscos, desde que se tome os cuidados especiais e indispensáveis para uma perfeita aderência entre superfícies de contato.



10 - CÁLCULO DA ESTRUTURA EXPERIMENTAL COM  
OS DIVERSOS CARREGAMENTOS:

10.1 - Introdução:

Utilizou-se para este cálculo o programa do capítulo 3 com a modificação inserida no item 8.5.2, levando em consideração o módulo de elasticidade da estrutura com o valor de  $51675 \text{ Kg/cm}^2$ , obtido no ensaio descrito no item 9.2, com as cargas aplicadas nos macacos, explicitas no item 8.6.

Inicialmente foram elaborados os cartões de dados com os valores correspondentes às diversas etapas de carregamento do modelo experimental e como resultado obteve-se os esforços e deslocamentos teóricos nas extremidades das barras do pórtico.

De posse dos esforços nas extremidades das barras, efetuou-se o cálculo dos momentos fletores e dos esforços normais nos pontos onde se foram afixados os extensômetros elétricos. Para estes cálculos utilizaram-se os recursos dos programas 2 e 3 do item 8.3.

Depois de conhecidos os esforços internos nos pontos de aplicação dos extensômetros elétricos, procedeu-se, através de um programa do computador "Olivett P-101", o cálculo das tensões nestes pontos. Naturalmente, para isso, baseou-se no artigo 57 da NB-11, sendo que a explicação e a listagem deste programa, encontraremos adiante.

10.2 - Cálculo dos esforços nas extremidades das  
barras:

Utilizou-se o programa do capítulo 3, com a modificação do item 8.5.2. O computador utilizado foi o "BORROUGHS-3500".

A seguir, apresenta-se a impressão dos resultados, na sequência de carregamentos de ensaio, calculados com o módulo de elasticidade de  $51.675 \text{ Kg/cm}^2$ .

Observamos os valores dos esforços e dos deslocamentos nas extremidades das barras.

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE DPS COM CARGAS       $F_1 = 0$   
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS       $F_2 = 2$

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA    TIPO DE CARGA    INTENSIDADE    POSICAO INICIAL    POSICAO FINAL

2	1	30.000	1.000	1.000
2	2	15.000	1.000	1.000
3	3	77.750	1.000	1.000
3	4	77.000	1.000	1.000

DESLOCAMENTOS

DPS DESLOCAMENTOS      DESLOCAMENTO X      DESLOCAMENTO Y      DESLOCAMENTO Z

1	$0.00000E+00$	$0.00000E+00$	$0.46369E+02$
2	$-0.67621E+00$	$-0.12551E+02$	$0.14437E+02$
3	$-0.22431E+00$	$-0.95356E+01$	$-0.18529E+02$
4	$0.27386E+01$	$-0.23331E+02$	$0.19234E+02$
5	$0.00000E+00$	$0.00000E+00$	$-0.12699E+02$

ACOES NAS BARRAS

BARRA    NO      ACOE X      ACOE Y      ACOE Z  
 NO INIC    F1=      F2=      F3=  
 NO FIN      F4=      F5=      F6=

1		$0.80400E+02$	$-0.82547E+02$	$0.00000E+00$
		$-0.16000E+02$	$0.22540E+02$	$-0.11003E+05$
2		$0.10055E+03$	$-0.50221E+02$	$0.11003E+05$
		$-0.22563E+02$	$-0.11580E+02$	$0.36452E+04$

3

0.7750E+02    0.5132E+02    0.3045E+04  
 -0.11095E+03    0.9510E+02    -0.11000E+05

4

0.1215E+03    0.8750E+02    0.11000E+05  
 -0.12158E+03    -0.8250E+02    -0.10000E+03

EFECTOS DE LAS CARGAS

NUMERO DE LAS CARGAS    TIPO = 1  
 NUMERO DE TABLAS DE CARGAS    TIPO = 2

CARGA	EFECTOS DE LAS CARGAS	EFECTOS DE LAS TABLAS	EFECTOS DE LAS TABLAS	EFECTOS DE LAS TABLAS
BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD	EFECTOS INICIALES	EFECTOS FINALES
2	1	77.2500	1.0000	1.0000
2	2	61.6000	1.0000	1.0000
3	3	124.7000	1.0000	1.0000
3	4	123.2000	1.0000	1.0000

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NODOS

NODO	DESPLAZAMIENTO Y	DESPLAZAMIENTO Z
1	0.0000E+00	0.74373E+02
2	-0.71047E+00	-0.33484E+02
3	-0.22754E+00	-0.18570E+02
4	0.22710E+00	-0.41250E+02
5	0.0000E+00	-0.20068E+02

ACCIONES DE LAS BARRAS

TABLA	TIPO	ACCION Y	ACCION Z
10	1110	F1=	P3=
10	1111	F2=	P6=

0.17307E+03    -0.15925E+03    0.00000E+00  
 -0.17307E+03    0.15925E+03    -0.21321E+05

2	0.16930E+03	0.12577E+03	0.21321E+05
	0.10330E+03	0.13054E+03	0.72574E+04
3	0.17502E+03	0.14502E+03	0.72574E+04
	0.20070E+03	0.10057E+03	0.21321E+05
4	0.21321E+03	0.15901E+03	0.21321E+05
	0.21325E+03	0.15905E+03	0.10000E+02

DADOS DAS CALÇAS

NUMERO DE NOS. DE CALÇAS      I = 1  
 NUMERO DE BARRAS DE CALÇAS    II = 2

CARGAS APLICADAS NAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO I (CM)	POSICAO II (CM)
2	1	30.000	1.000	1.000
2	2	15.000	1.000	1.000
3	3	40.750	1.000	1.000
3	4	40.000	1.000	1.000

DESLOCAMENTOS DE PUS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.26938E+02
2	0.27162E+00	0.11962E+02	0.50074E+02
3	0.90035E+01	0.65658E+00	0.77869E+03
4	0.11472E+01	0.14951E+02	0.85074E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.13422E+02

ACUERDOS DE BARRAS

ACUERDO	TIPO	FECHA	VALOR	ACUERDO	TIPO	FECHA	VALOR
---------	------	-------	-------	---------	------	-------	-------

1			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00
			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00

2			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00
			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00

3			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00
			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00

4			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00
			0.00000E+00	0.00000E+00			0.00000E+00

DADOS DE BARRAS

NUMERO DE BARRAS DE BARRAS: 4  
 NUMERO DE BARRAS DE BARRAS: 4

CARGAS DE BARRAS DE BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD	DESLOCACION INICIAL	DESLOCACION FINAL
2	1	30.0000	1.0000	1.0000
2	2	30.0000	1.0000	1.0000
3	3	31.0000	1.0000	1.0000
3	4	30.0000	1.0000	1.0000

DESLOCACIONES DE BARRAS

ID	DESLOCACION X	DESLOCACION Y	DESLOCACION Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.18670E+02
2	0.10017E+00	0.11953E+02	0.12911E+03

3	0.15966E+03	0.61206E+00	0.27322E+03
4	0.15966E+00	0.11953E+02	0.13145E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.18646E+02

ACDES NAS BARRAS  
 BARRA NO  
 NO INIC  
 NO FIM

COORD X  
 I1=  
 I5=  
 COORD Y  
 I2=  
 I5=  
 COORD Z  
 I3=  
 I7=

1	0.61780E+02	0.51599E+02	0.11000E+02
	0.61780E+02	0.51599E+02	0.68782E+04

2	0.65833E+02	0.90317E+02	0.11782E+04
	0.65833E+02	0.13280E+02	0.20082E+04

3	0.49816E+02	0.13476E+02	0.24082E+04
	0.65833E+02	0.66317E+02	0.68782E+04

4	0.61780E+02	0.51599E+02	0.68782E+04
	0.61780E+02	0.51599E+02	0.00000E+00



TABLE 15 (CONT.)

TABLE 15 (CONT.)

CARBON ALLOCATION TO FIELDS

FIELD	TYPE	INTENSITY	INITIAL	DESIGNATED
2	1	30.000	1.0000	1.0000
2	2	30.000	1.0000	1.0000
3	3	46.200	1.0000	1.0000
3	4	46.200	1.0000	1.0000

DESIGNATED BUSSES

FIELD	DESIGNATED Y	DESIGNATED Y	DESIGNATED Z
1	1.00000E+00	1.00000E+00	0.28386E+02
2	-0.26747E+00	-0.13749E+02	0.34236E+03
3	-0.67193E+01	-0.72556E+00	-0.53943E+03
4	0.13782E+00	-0.10142E+02	0.66779E+03
5	1.00000E+00	1.00000E+00	-0.12235E+02

ACQUISITION

FIELD	ACQUISITION	ACQUISITION	ACQUISITION
1	1.71067E+02	-0.26529E+02	0.00000E+00
	-1.71150E+02	1.00000E+02	-0.86017E+04
2	1.70720E+02	0.51939E+02	0.86017E+04
	-0.64755E+02	0.27390E+01	0.30130E+04

3	0.59095E+03	0.25770E+02	0.030130E+04
	0.03928E+02	0.073085E+02	0.00018E+04
4	0.73434E+03	0.04530E+02	0.00018E+04
	0.03434E+02	0.074530E+02	0.00018E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NRS DAS CARGAS = 3  
 NUMERO DE BARRAS DE CARGAS = 3

CARGAS APLICADAS NAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO LOCAL	POSICAO GLOBAL
2	1	1.0000	1.0000	1.0000
2	2	1.0000	1.0000	1.0000
3	3	1.3333	1.0000	1.0000
3	4	0.2000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS NRS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.56772E+02
2	0.53494E+00	0.07199E+00	0.68471E+02
3	0.13459E+00	0.03311E+00	0.10797E+02
4	0.26564E+00	0.32285E+00	0.13356E+02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.36570E+02

ACDES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACDE X	ACDE Y	ACDE Z
	NO INIC	F1=	F2=	F3=
	NO FIM	F4=	F5=	F6=
1		0.14213E+03	0.12906E+03	0.10000E+02
		0.14213E+03	0.12906E+03	0.17203E+02

2	0.17155E+03	0.1630E+03	0.17203E+05
	0.17152E+03	0.1720E+02	0.6020E+06

3	0.1720E+03	0.1715E+02	0.6020E+06
	0.1720E+03	0.1720E+03	0.1720E+05

4	0.1720E+03	0.1720E+03	0.1720E+05
	0.1720E+03	0.1720E+03	0.1000E+02

DEGREE OF CURVES

NUMBER OF CURVES = 4  
 NUMBER OF BILLS AND CARDS = 2

CURVES OF BILLS AND CARDS

FILE CURVE CURVE INITIAL POSITION

2	1	92.7000	1.0000	1.0000
2	2	92.7000	1.0000	1.0000
3	3	124.6000	1.0000	1.0000
3	4	138.6000	1.0000	1.0000

FFSL CURVE 1.5 DES DES

FFSL CURVE 1.5 DES DES FFSL CURVE 1.5 DES DES

1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.80248E+02
2	-0.75056E+00	-0.40045E+02	0.80233E+03
3	-0.17292E+00	-0.21866E+01	0.13783E+02
4	0.39255E+00	-0.45022E+02	0.18435E+02
5	0.0000E+00	0.0000E+00	0.53391E+02

ACDES NAS (A)EAD					
BARRA	NO	ACEL X	ACEL Y	ACEL Z	
	NO INIC	FI=	FI=	FI=	
	NO FIM	FI=	FI=	FI=	

1		0.20091E+02	0.18571E+03	0.11000E+02	
		0.20091E+03	0.18567E+03	0.20750E+05	

2		0.23292E+03	0.15150E+03	0.26750E+05	
		0.18502E+03	0.20871E+02	0.00559E+04	

3		0.21300E+03	0.05254E+03	0.00559E+04	
		0.20172E+03	0.18470E+03	0.20750E+05	

4		0.24097E+03	0.18567E+03	0.20750E+05	
		0.24097E+03	0.18567E+03	0.20000E+02	

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE TENSORES CARGAS	TIPO = 0
NUMERO DE DADOS POR TENSORES	TIPO = 2

CARGAS APLICADAS NOS ELEMENTOS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO X	POSICAO Y	POSICAO Z
2	1	123.000	1.0000		1.0000
2	2	123.200	1.0000		1.0000
3	3	125.500	1.0000		1.0000
3	4	169.500	1.0000		1.0000

DESLOCAMENTOS NOS TENSORES

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.89444E+02
2	0.00107E+00	-0.42077E+02	0.35683E+03

2	0.00000E+00	-0.00000E+01	-0.00000E+00
4	0.00000E+00	-0.00000E+02	0.00000E+00
6	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.00000E+00

ACCESOS A LAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	ACCIÓN 1	ACCIÓN 2	ACCIÓN 3
		P1=	P2=	P3=
		P4=	P5=	P6=

1	0.25076E+03	-0.22179E+03	-0.10000E+02
	-0.25076E+03	0.22179E+03	-0.29591E+05

2	0.21089E+03	0.10000E+03	0.29591E+05
	-0.21089E+03	0.77000E+02	0.97391E+04

3	0.21182E+03	0.07000E+02	-0.97391E+04
	-0.21182E+03	0.21000E+03	-0.29592E+05

4	0.25076E+03	0.22179E+03	0.29592E+05
	-0.25076E+03	-0.22179E+03	0.10000E+02

BARRAS Y SUS CARGAS

NUMERO DE BARRAS DE CARGAS	TIPO = 1
NUMERO DE BARRAS DE CARGAS	TIPO = 2

CARGAS APLICADAS A LAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD (F)	POSICION INICIAL	POSICION FINAL
2	1	154.5000	1.0000	1.0000
2	2	179.4000	1.0000	1.0000
3	3	202.1500	1.0000	1.0000
3	4	210.7000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS	POS. 115	POS. 116	POS. 117
NO	DESL. 115	DESL. 116	DESL. 117
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.12875E+02
2	0.11791E+01	-0.67531E+02	0.89720E+01
3	0.22302E+01	-0.35733E+01	-0.36820E+02
4	0.23658E+00	-0.75600E+02	0.24598E+01
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.05185E+01

ACOES NAS BARRAS			ACOES NAS VIGAS		
BARRA	NO	TIPO	BARRA	NO	TIPO
	NO	TIPO		NO	TIPO
	NO	TIPO		NO	TIPO
1	0.31907E+03	0.30969E+03	0.51000E+02	0.31907E+03	0.30969E+03
2	0.35941E+03	0.25701E+03	0.41275E+05	0.30969E+03	0.31275E+05
3	0.26254E+03	0.10406E+03	0.14455E+05	0.30065E+03	0.31275E+05
4	0.36235E+03	0.30969E+03	0.41275E+05	0.39235E+03	0.30969E+03

DADOS DAS CARGAS			
NUMERO DE POS. COM CARGAS		TIPO = 0	
NUMERO DE BARRAS COM CARGAS		TIPO = 2	
CARGAS APLICADAS AS BARRAS			
BARRA	TIPO	POSICAO LOCAL	POSICAO GLOBAL
2	1	97.7000	1.0000
			1.0000

2	2	77.0000	1.0000	1.0000
3	3	93.3000	1.0000	1.0000
3	6	92.4000	1.0000	1.0000

(ESLUCO) (T) (D) (S) (U) (S)

	DE	DESLUCO (T) (D) (S) (U) (S)	ESLUCO (T) (D) (S) (U) (S)	DESLUCO (T) (D) (S) (U) (S)
1		0.00000E+00	0.00000E+00	0.53967E-02
2		-0.00639E+00	-0.00000E+00	-0.35116E-03
3		-0.00692E-02	-0.00000E+00	-0.19097E-03
4		0.00024E+00	-0.00000E+00	0.00022E-03
5		0.00000E+00	0.00000E+00	-0.52636E-02

ACCES DESELMAS

	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
BARRA	INTC	INTC	INTC
	P1=	P2=	P3=
	P4=	P5=	P6=
1	0.18010E+03 -0.18010E+03	0.14853E+03 0.14853E+03	-0.10000E+02 -0.19806E+05
2	0.19014E+03 -0.18893E+03	0.13530E+03 0.33180E+02	0.19806E+05 0.66541E+04
3	0.14210E+03 -0.19016E+03	0.03739E+02 0.13557E+03	-0.66541E+04 -0.19806E+05
4	0.18018E+03 -0.18018E+03	0.14853E+03 0.14853E+03	0.19806E+05 0.00000E+00

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	115.8700	1.0000	1.0000
2	2	107.8000	1.0000	1.0000
3	3	139.0500	1.0000	1.0000
3	4	177.2000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS PUS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.05907E-02
2	-0.69766E+00	-0.43111E-02	0.10210E-02
3	-0.22340E+00	-0.25799E+01	-0.16771E-02
4	0.45065E+00	-0.56889E-02	0.23325E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.72373E-02

AÇOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	NO INIC	F1=	F2=	F3=
	NO FIN	F4=	F5=	F6=
1		0.24867E+03	-0.22153E+03	-0.60000E-02
		-0.24867E+03	0.22153E+03	-0.29530E+05
2		0.27835E+03	0.18285E+03	0.29530E+05
		-0.22047E+03	0.33127E+02	0.97036E+04
3		0.20748E+03	0.81564E+02	0.97036E+04
		-0.28956E+03	0.22467E+03	-0.20530E+05
4		0.29197E+03	0.22153E+03	0.29530E+05
		-0.29197E+03	-0.22153E+03	0.00000E+00



DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE LOS CIL CARGAS NLC= 10  
 NUMERO DE BARRAS CON CARGAS NLC= 2

CARGAS APLICADAS A LAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD	POSICION INICIAL	POSICION FINAL
2	1	30.9000	1.0000	1.0000
2	2	23.1000	1.0000	1.0000
3	3	31.1000	1.0000	1.0000
3	4	30.8000	1.0000	1.0000

DESLOCACIONES POSIBLES

Nº	DESLOCACION Y	DESLOCACION Y	DESLOCACION Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.17945E+02
2	-0.15725E+00	-0.11059E+02	-0.49917E+04
3	-0.11528E+01	-0.55759E+00	-0.12216E+03
4	0.13419E+00	-0.11357E+02	0.22293E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.16215E+02

ACCIONES A LAS BARRAS

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	IC III	P1=	P2=	P3=
	IC III	P4=	P5=	P6=
1		0.57161E+02	-0.47679E+02	-0.10000E+02
		-0.57161E+02	0.47679E+02	-0.63555E+04
2		0.60850E+02	0.42870E+02	0.63555E+04
		-0.46875E+02	0.92710E+01	0.21194E+04

3      0.45229E+02      0.15413E+02      0.21194E+04  
 -0.21249E+02      0.04357E+02      -0.63555E+04

4      0.58701E+02      0.47678E+02      0.63555E+04  
 -0.58701E+02      -0.47678E+02      0.01000E+00

**DADOS DAS CARGAS**

NUMERO DE NOS COM CARGAS      N10= 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      N10= 2

**CARGAS APLICADAS AS BARRAS**

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	61.0000	1.0000	1.0000
2	2	86.2000	1.0000	1.0000
3	3	77.7500	1.0000	1.0000
3	4	79.3000	1.0000	1.0000

**DESLOCAMENTOS**

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.43203E-02
2	-0.39607E+00	-0.23618E-02	0.22826E-03
3	-0.00105E-01	-0.12469E+01	-0.63346E-03
4	0.25781E+00	-0.25711E-02	0.79399E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.32981E-02

**ACOES NAS BARRAS**

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	NO INIC	P1=	P2=	P3=
	NO FIN	P4=	P5=	P6=
1		0.12207E+03	-0.10578E+03	0.00000E+00
		-0.12207E+03	0.10578E+03	-0.14101E+05

2            0.13370E+03    0.90930E+02    0.14101E+05  
 -0.10083E+03    0.13700E+02    0.48328E+04

3            0.98520E+02    0.41013E+02    -0.48328E+04  
 -0.13758E+03    0.10010E+03    -0.16101E+05

4            0.13289E+03    0.10570E+03    0.14101E+05  
 -0.13289E+03    -0.10570E+03    0.00000E+00

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE BCS COM CARGAS    REC= 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS    REC= 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA    TIPO DE CARGA    INTENSIDADE    POSICAO INICIAL    POSICAO FINAL

2	1	02.7000	1.0000	1.0000
2	2	09.3000	1.0000	1.0000
3	3	108.8500	1.0000	1.0000
3	4	100.1000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DAS BCS

NO    DESLOCAMENTO X    DESLOCAMENTO Y    DESLOCAMENTO Z

1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.61148E-02
2	-0.55133E+00	-0.34077E-02	0.17835E-03
3	-0.79733E-01	-0.17045E+01	-0.75562E-03
4	0.39200E+00	-0.37068E-02	0.10169E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.49195E-02

ACOES NAS BARRAS			
BARRA	NO	TIPO X	TIPO Y
	NO INI	1 =	1 =
	NO FIN	1 =	1 =
1		0.17924E+03	0.15396E+03
		-0.17924E+03	-0.15396E+03
2		0.19463E+03	0.13370E+03
		-0.19463E+03	-0.23023E+02
3		0.17375E+03	0.56427E+02
		-0.17375E+03	-0.14534E+02
4		0.19159E+03	0.15376E+03
		-0.19159E+03	-0.15340E+03

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      N = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      N = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTERVALO	POSICAO LOCAL	POSICAO GLOBAL
2	1	123.0000	1.0000	1.0000
2	2	100.1000	1.0000	1.0000
3	3	147.7200	1.0000	1.0000
3	4	130.9000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.82271E+02
2	-0.73741E+00	-0.47231E+02	0.14155E+03

3	-0.91254E+01	-0.24716E+01	-0.87886E+03
4	0.55081E+00	-0.42523E+02	0.12283E+02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.68573E+02

ACOS LAS BARRAS

BARRA	TIPO	ACAO 1	ACAO 2	ACAO 3	ACAO 4	ACAO 5	ACAO 6	ACAO 7
	10 IIII	P1=		P2=				P3=
	10 IIII	P4=		P5=				P6=

1	0.28412E+03	-0.20002E+03	0.00000E+00
	-0.24412E+03	0.20902E+03	-0.27862E+05

2	0.26509E+03	0.18129E+03	0.27862E+05
	-0.20719E+03	0.34307E+02	0.96518E+04

3	0.19658E+03	0.73905E+02	0.96518E+04
	-0.26869E+03	0.19513E+03	-0.27862E+05

4	0.25003E+03	0.20702E+03	0.27862E+05
	-0.25203E+03	-0.10902E+03	0.10000E+02

DADOS DAS CALÇAS

NÚMERO DE LOS CUBIERTOS	NO. = 0
NÚMERO DE BARRAS (DE CALÇAS)	NO. = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CALÇA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
-------	---------------	-------------	-----------------	---------------

2	1	154.5000	1.0000	1.0000
2	2	110.9000	1.0000	1.0000
3	3	186.6000	1.0000	1.0000
3	4	169.4000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.10392E+01
2	-0.94365E+00	-0.57762E+02	0.45392E+03
3	-0.15453E+00	-0.30189E+01	-0.14604E+02
4	0.63447E+00	-0.62823E+02	0.18656E+02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.88723E+02

ACOES NAS BARRAS	ACAO X		ACAO Y		ACAO Z	
	NO INIC	NO FIN	12=	13=	14=	15=
1	0.29855E+03	-0.29855E+03	0.25620E+03	0.25690E+03	0.28000E+02	-0.34245E+05
2	0.32543E+03	-0.25674E+03	0.22137E+03	0.34392E+02	0.34245E+05	0.11613E+05
3	0.23953E+03	-0.33168E+03	0.98659E+02	0.24515E+03	0.11613E+05	-0.34244E+05
4	0.32265E+03	-0.32265E+03	0.25620E+03	0.25690E+03	0.34244E+05	0.40600E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      NLC = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      NLC = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	105.000	1.0000	1.0000

2	2	154.0000	1.0000	1.0000
3	3	217.7000	1.0000	1.0000
3	4	200.2000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS PIS

ID	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.12375E-01
2	-0.11085E+01	-0.71142E-02	0.19831E-03
3	-0.13752E+00	-0.37180E+01	-0.12724E-02
4	0.73534E+00	-0.7532E-02	0.18509E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.10325E-01

ACOES DAS LAJAS

FARRA	DE	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	DE III	P1=	P2=	P3=
	DE III	P4=	P5=	P6=
1		0.36771E+03 -0.36771E+03	-0.31476E+03 0.31476E+03	-0.60000E-02 -0.41958E+05
2		0.30922E+03 -0.31138E+03	0.27319E+03 0.54020E+02	0.41958E+05 0.14482E+05
3		0.29667E+03 -0.40482E+03	0.10473E+03 0.29459E+03	-0.14482E+05 -0.41958E+05
4		0.38934E+03 -0.38934E+03	0.31476E+03 -0.31476E+03	0.41958E+05 0.20000E-02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE PIS COM CARGAS	NPC= 0
NUMERO DE LAJAS COM CARGAS	NLC= 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS				
BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	210.3000	1.0000	1.0000
2	2	184.8000	1.0000	1.0000
3	3	256.5700	1.0000	1.0000
3	4	241.7000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS PIS			
NO	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z	DESLOCAMENTO X
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.14823E-01
2	-0.13334E+01	-0.49111E+02	0.37223E-03
3	-0.17908E+00	-0.44155E+01	-0.16028E-02
4	0.57509E+00	-0.89859E+02	0.23257E-01
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.12135E-01

ACOES NAS BARRAS					
BARRA	NO	COORD X	COORD Y	COORD Z	
	NO INIC	P1=	P2=	P3=	
	NO FIN	P4=	P5=	P6=	
1		0.43474E+03	-0.37352E+03	0.00000E+00	
		-0.43474E+03	0.37382E+03	-0.49831E+05	
2		0.47362E+03	0.32315E+03	0.49831E+05	
		-0.36982E+03	0.64143E+02	0.17197E+05	
3		0.35233E+03	0.12939E+03	-0.17197E+05	
		-0.48130E+03	0.35181E+03	-0.49831E+05	
4		0.46441E+03	0.37352E+03	0.49831E+05	
		-0.46441E+03	-0.37382E+03	-0.60000E-02	



DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE POS. COM. CARGAS      LIG= 1  
 NUMERO DE BARRAS COM. CARGAS    LIG= 2

CARGAS APLICADAS AS CARGAS

BARRA	TIPO DA CARGA	INTENSIDADE	INDICAR INICIAL	INDICAR FINAL
2	1	30.0000	1.0000	1.0000
2	2	0.0000	1.0000	1.0000
3	3	31.0000	1.0000	1.0000
3	4	15.0000	1.0000	1.0000

DESELOCAMENTOS NOS PIS

DESELOCAMENTO X	DESELOCAMENTO Y	DESELOCAMENTO Z
1    0.00000E+00	0.00000E+00	0.10964E+02
2    -0.93035E-01	-0.77047E-03	-0.90077E+04
3    -0.10778E-02	-0.35068E+00	-0.18452E+03
4    0.50116E-01	-0.71850E-03	0.12094E+03
5    0.00000E+00	0.00000E+00	-0.10745E-02

ACOES  
BARRA

AS BARRAS

ACAO X      ACOA Y      ACOA Z  
 P1=      P2=      P3=  
 P4=      P5=      P6=

1

0.00236E+02    0.30905E+02    0.10000E-03  
 -0.00236E+02    0.30905E+02    -0.41196E+04

2

0.00207E+02    0.30895E+02    0.41196E+04  
 -0.32270E+02    -0.10317E+01    0.12315E+04

3      0.27429E+02      0.17031E+02      0.12315E+04  
 -0.39463E+02      0.27671E+02      -0.41194E+04

4      0.37137E+02      0.30903E+02      0.41194E+04  
 -0.37137E+02      -0.30903E+02      -0.40000E+03

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NDS COM CARGAS      NDC = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      NDB = 2

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	01.0000	1.0000	1.0000
2	2	23.1000	1.0000	1.0000
3	3	46.7000	1.0000	1.0000
3	4	38.5000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.21596E-02
2	0.17072E+00	-0.17340E-02	-0.47709E-03
3	0.32055E+00	-0.77051E+00	0.82462E-04
4	0.23487E+00	-0.15545E-02	-0.42593E-05
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.26409E-02

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	UAC	UAY	UAZ
	NO INIC	F1=	F2=	F3=
	NO FIN	F4=	F5=	F6=

1      0.85645E+02      0.68159E+02      0.10000E-02

2	0.00042E+02	0.00041E+02	0.90856E+04
	-0.00070E+02	0.00029E+02	0.27570E+04

3	0.00596E+02	0.00225E+02	0.02757E+04
	-0.00633E+02	0.00564E+02	-0.90856E+04

4	0.00346E+02	0.00157E+02	0.90856E+04
	-0.00346E+02	-0.00157E+02	0.00000E+00

DADES DAS CARGAS

NUMERO DE BARRAS CON CARGAS	REC= 0
NUMERO DE BARRAS CON CARGAS	REC= 2

CARGAS APLICADAS A LAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD	POSICION INICIAL	POSICION FINAL
2	1	42.7000	1.0000	1.0000
2	2	43.9000	1.0000	1.0000
3	3	43.3000	1.0000	1.0000
3	4	44.7000	1.0000	1.0000

DESPLAZAMIENTOS DE LAS BARRAS

PI	DESPLAZAMIENTO Y	DESPLAZAMIENTO Z
1	0.00000E+00	0.49982E-02
2	-0.00019E+00	-0.31093E-02
3	-0.00038E-01	-0.10421E+01
4	0.00076E+00	0.31087E-02
5	0.00000E+00	-0.44693E-02

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	NO INIC	P1=	P2=	P3=
	NO FIM	P4=	P5=	P6=
1		0.16071E+03 -0.16071E+03	0.13269E+03 0.13269E+03	0.10000E+02 -0.17687E+05
2		0.16977E+03 -0.13183E+03	0.12088E+03 0.20667E+02	0.17687E+05 0.57700E+04
3		0.12449E+03 -0.17052E+03	0.48028E+02 0.12385E+03	0.57700E+04 -0.17687E+05
4		0.16378E+03 -0.16378E+03	0.13209E+03 -0.13269E+03	0.17687E+05 0.10000E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE PCS CEM CARGAS LIC= 0  
 NUMERO DE BARRAS CEM CARGAS LIC= 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO LOCAL	POSICAO GLOBAL
2	1	123.0000	1.0000	1.0000
2	2	77.0000	1.0000	1.0000
3	3	116.0000	1.0000	1.0000
3	4	107.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS PCS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.63067E+02
2	-0.54177E+00	-0.41254E+02	-0.42045E+03

3	-0.13190E+01	-0.20229E+01	-0.31090E+03
4	0.51500E+00	-0.40940E+02	0.61824E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.61088E+02

ACUDES DAS BARRAS

BARRA DE TIPO I II III ACAD X ACAD Y ACAD Z  
 P1= P2= P3=  
 P4= P5= P6=

1	0.21323E+03	0.17390E+03	0.10000E+02
	-0.21323E+03	0.17390E+03	-0.23181E+05

2	0.22317E+03	0.10000E+03	0.23181E+05
	-0.17125E+03	0.32750E+02	0.75868E+04

3	0.17408E+03	0.57000E+02	0.75868E+04
	-0.22276E+03	0.15947E+03	-0.23181E+05

4	0.21165E+03	0.17390E+03	0.23181E+05
	-0.21165E+03	-0.17390E+03	-0.10000E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE BARRAS COM CARGAS DIC= 3  
 NUMERO DE CARGAS COM CARGAS DIC= 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	154.5000	1.0000	1.0000
2	2	107.8000	1.0000	1.0000
3	3	155.5000	1.0000	1.0000
3	4	138.6000	1.0000	1.0000

**LOCAMENTOS**

NO

1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00193E+02
2	0.72789E+00	0.53109E+02	0.04713E+03
3	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00
4	0.72727E+00	0.53109E+02	0.02971E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00

**ACOES NAS BARRAS**

BARRA NO  
 ID IFFC  
 NO FIB

DEPLAC  
 ROTAC  
 DEPLAC

1	0.7010E+03	0.2200E+03	0.0000E+02
	0.2701E+03	0.2900E+03	0.0000E+05

2	0.2305E+03	0.2602E+03	0.0000E+05
	0.2275E+03	0.0403E+02	0.00287E+05

3	0.2175E+03	0.7070E+03	0.0000E+05
	0.2036E+03	0.0000E+00	0.0000E+05

4	0.2700E+03	0.2000E+03	0.0000E+05
	0.2701E+03	0.2000E+03	0.0000E+02

**DADOS DAS CARGAS**

NUMERU DE NOS COM CARGAS    IFFC = 0  
 NUMERU DE BARRAS COM CARGAS    IFFC = 2

**CARGAS APLICADAS AS BARRAS**

BARRA    TIPO    ID CARGA    INTENSIDADE    POSICAO INICIAL    POSICAO FINAL

2	1	100.0000	1.0000	1.0000	
---	---	----------	--------	--------	--

2	2	138.6000	1.0000	1.0000
3	3	171.0500	1.0000	1.0000
3	3	169.4000	1.0000	1.0000

DESLOCAC	TBS	DOS	TCS	DESLOCAC	TBS	DOS	TCS
1	2	3	4	1	2	3	4
1		0.00000E+00		0.00000E+00		0.97953E-02	
2		-0.03622E+00		-0.04559E-02		-0.77097E-03	
3		-0.26700E-02		-0.01921E+01		-0.10585E-03	
4		0.03210E+00		-0.03953E-02		0.06124E-03	
5		0.00000E+00		0.00000E+00		-0.07049E-02	

ACCES	FARRA	DES	MATIAS	ALFA	X	BETA	Y	ACAO	Z
1	2	3	4	1	2	3	4	5	6
1		0.33368E+03		-0.27314E+03		0.00000E+00			
		-0.33368E+03		0.27314E+03		-0.36410E+05			
2		0.35021E+03		0.25120E+03		0.36410E+05			
		-0.27736E+03		0.01200E+02		0.12112E+05			
3		0.27129E+03		0.80162E+02		-0.12112E+05			
		-0.35940E+03		0.24000E+03		-0.36410E+05			
4		0.33055E+03		0.27314E+03		0.36410E+05			
		-0.33055E+03		-0.27314E+03		0.30000E-02			

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS DE CARGAS REC = 0  
 NUMERO DE BARRAS DE CARGAS REC = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	216.3000	1.0000	1.0000
2	2	154.0000	1.0000	1.0000
3	3	202.1500	1.0000	1.0000
3	4	200.2000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS EIXOS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.11517E-01
2	-1.90055E+00	-0.74724E-02	-0.74189E-03
3	-0.20927E-01	-0.35952E+01	*0.43744E*03
4	0.90069E+00	-0.74714E-02	0.11156E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.11143E-01

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	NO INIC	F1 =	F2 =	F3 =
	NO FIN	F4 =	F5 =	F6 =
1		0.30622E+03 -0.30622E+03	-0.31690E+03 0.31690E+03	-0.30000E+02 -0.42243E+05
2		0.40608E+03 -0.31024E+03	0.29102E+03 0.66530E+02	0.42243E+05 0.13442E+05



3

0.31193E+03    0.97536E+02    0.13942E+05  
-0.60700E+03    0.29077E+03    -0.42242E+05

4

0.31017E+03    0.31691E+03    0.42242E+05  
-0.30717E+03    -0.31691E+03    -0.40000E+02

DADOS DAS LAFAS

NUMERO DE MES COM CARGAS    DIC = 0  
NUMERO DE LAFAS COM CARGAS    DIC = 2

CARGAS APLICADAS AS LAFAS  
BARRA    TIPO DE CARGA    INTERVALO    POSICAO INICIAL    DESLOCO FINAL

2	1	247.2000	1.0000	1.0000
2	2	184.8000	1.0000	1.0000
3	3	233.2500	1.0000	1.0000
3	4	231.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DAS BARRAS  
BARRA    DESLOCAMENTO Y    DESLOCAMENTO Z

1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.13384E-01
2	-0.11507E+01	-0.86677E-02	-0.87086E-03
3	-0.21004E+01	-0.43072E+01	-0.44017E-03
4	0.11000E+01	-0.86667E-02	0.12471E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.13008E-01

ACOES NAS BARRAS

BARRA    DIC    ACAD 1    ACAD 2    ACAD 3  
IC INIC    P1=    P2=    P3=  
IC FIM    P4=    P5=    P6=

0.00000E+03    -0.00000E+03    -0.10000E-02

2	0.07191E+03 -0.30111E+03	0.33738E+03 -0.79799E+03	0.45121E+05 -0.11351E+05
3	0.07175E+03 -0.77150E+03	0.11025E+03 -0.33729E+03	0.45121E+05 -0.45121E+05
4	0.07295E+03 -0.77795E+03	0.36502E+03 -0.36851E+03	0.45121E+05 -0.01100E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      NOME = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      NOME = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	278.1000	1.0000	1.0000
2	2	215.0000	1.0000	1.0000
3	3	264.0500	1.0000	1.0000
3	4	261.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

Nº	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.15251E-01
2	-0.13109E+01	-0.98629E-02	-0.99991E-03
3	-0.25240E-01	-0.42193E+01	-0.44290E-03
4	0.12604E+01	-0.98620E-02	0.13786E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.14872E-01

ACAD 5	AS	P1	AS	ACAD X	ACAD Y	ACAD Z
1	1	P1=	1	P2=	P2=	P3=
11	11	P1=	11	P2=	P2=	P6=
1		0.50978E+03		-0.42010E+03		0.00000E+00
		-0.50978E+03		0.02010E+03		-0.50999E+05
2		0.53774E+03		0.38306E+03		0.55999E+05
		-0.53774E+03		-0.38306E+03		-0.18759E+05
3		0.46156E+03		0.12444E+03		0.18759E+05
		-0.46156E+03		0.38306E+03		-0.55999E+05
4		0.50973E+03		0.42010E+03		0.55999E+05
		-0.50973E+03		-0.42010E+03		-0.50000E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS DAS CARGAS 1100 0  
 NUMERO DE BARRAS DAS CARGAS 111 2

CARGAS APLICADAS NAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	40.3500	1.0000	1.0000
2	2	01.0000	1.0000	1.0000
3	3	0.0000	1.0000	1.0000
3	4	01.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.19529E-02
2	-0.14602E+00	-0.10701E+02	-0.61952E-03
3	-0.67226E+01	-0.74042E+00	0.66237E-03
4	-0.24048E+00	-0.10091E+02	-0.89125E-04
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.26616E-02

ACÕES NAS BARRAS

BARRA	NO INIC	NO FIN	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
			P1=	P2=	P3=
			P1=	P2=	P3=
1			0.86320E+02	-0.66497E+02	0.10000E-02
			-0.86320E+02	0.66497E+02	-0.88640E+04
2			0.88576E+02	-0.66304E+02	0.88640E+04
			-0.88576E+02	0.66304E+02	0.24621E+04

3

0.00819E+02    0.30478E+01    0.24621E+04  
-0.00761E+02    0.73122E+02    -0.88043E+04

4

0.03170E+02    0.66499E+02    0.88643E+04  
-0.03170E+02    -0.66499E+02    0.00100E+00

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE FCS COM CARGAS    NCF = 0  
NUMERO DE BARRAS COM CARGAS    NCC = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS  
BARRA    TIPO DE CARGA    INTENSIDADE    POSICAO INICIAL    POSICAO FINAL

2	1	92.7000	1.0000	1.0000
2	2	92.7000	1.0000	1.0000
3	3	124.8000	1.0000	1.0000
3	4	92.7000	1.0000	1.0000

RESULTADOS DAS FCS

FC	DESENVOLVIMENTO X	DESENVOLVIMENTO Y	DESENVOLVIMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.75830E-02
2	-0.58422E+00	-0.33265E-02	-0.17853E-04
3	-0.67397E+01	-0.20563E+01	-0.49056E-03
4	-0.49139E+00	-0.22468E-02	0.71421E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.58066E-02

ACOES NAS BARRAS

BARRA	FC	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	FC INIC	P1=	P2=	P3=
	FC FIM	P4=	P5=	P6=

1

0.19778E+03    -0.17063E+03    -0.10000E-02  
-0.19778E+03    0.17063E+03    -0.22746E+05

2	0.21602E+03	0.14536E+03	0.22766E+05
	-0.16911E+03	0.31847E+02	0.83907E+04

3	0.17154E+03	0.56274E+02	0.13907E+04
	-0.11763E+03	0.15287E+03	-0.29746E+05

4	0.22400E+03	0.17053E+03	0.22766E+05
	-0.20400E+03	-0.17053E+03	0.20000E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS      DICE = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS      DICE = 2

CARGAS APLICADAS / S. BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	154.5000	1.0000	1.0000
2	2	92.7000	1.0000	1.0000
3	3	116.7000	1.0000	1.0000
3	4	154.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.67371E-02
2	-0.68118E+00	-0.59021E-02	0.35745E-03
3	-0.13768E+00	-0.23446E+01	-0.14514E-02
4	0.60573E+00	-0.53607E-02	0.17089E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.76706E-02

ACUPLAS	NAS	BARRAS	ACAO 7
BARRA	LD	ATAI X	Y
	LD IIC	P1=	P2=
	LD III	P2=	P3=
			P0=

1		0.21438E+03	-0.24247E+03	-0.10000E-02
		-0.28838E+03	0.24247E+03	-0.32321E+05

2		0.30762E+03	0.21173E+03	0.32321E+05
		-0.28392E+03	0.26473E+02	0.10897E+05

3		0.27447E+03	0.29057E+02	-0.10897E+05
		-0.21762E+03	0.2983E+03	-0.32321E+05

4		0.30292E+03	0.24247E+03	0.32321E+05
		-0.20292E+03	-0.24247E+03	0.20000E-02

PADES DAS CARGAS

FUNDO DE NOS CUM CARGAS	LD = 0
NUMERO DE BARRAS CUM CARGAS	LD = 2

CARGOS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	278.1000	1.0000	1.0000
2	2	215.0000	1.0000	1.0000
3	3	248.0000	1.0000	1.0000
3	4	231.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS NOS PIS

LD	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.13799E-01
2	-0.11462E+01	-0.98239E-02	-0.17581E-02

3	0.86069E+01	-0.47224E+01	0.39012E+03
4	0.13204E+01	-0.97045E+02	0.46540E+03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.15091E+01

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACOES X	ACOES Y	ACOES Z
	NO INIC	P1=	P2=	P3=
	NO FIM	P4=	P5=	P6=

1	0.09743E+03	0.40216E+03	-0.30000E+02
	-0.09743E+03	0.40216E+03	-0.30000E+02

2	0.51722E+03	0.37637E+03	0.53607E+05
	-0.51722E+03	0.37637E+03	0.53607E+05

3	0.35743E+03	0.10737E+03	-0.11132E+05
	-0.35743E+03	0.10737E+03	-0.11132E+05

4	0.47575E+03	0.40215E+03	0.53607E+05
	-0.47575E+03	0.40215E+03	0.53607E+05

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS	1108	0
NUMERO DE BARRAS COM CARGAS	1105	2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO X (CM)	POSICAO Y (CM)
2	1	339.0000	1.0000	1.0000
2	2	308.0000	1.0000	1.0000
3	3	326.0000	1.0000	1.0000
3	4	292.0000	1.0000	1.0000



DESEMPLEADOS	DOS PLS	DESEMPLEADOS	DESEMPLEADOS	DESEMPLEADOS
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.18314E-01
2	-0.15320E+01	-0.12492E-01	-0.21483E-02	
3	0.10028E+00	-0.62746E+01	0.62118E-03	
4	0.17487E+01	-0.12014E-01	0.52273E-03	
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.19939E-01	

ACCES	BARRA	DAS	FALLAS	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
		1	2	P1=	P2=	P3=
		1	2	P4=	P5=	P6=
1		0.66508E+03	-0.64568E+03	-0.52827E+03	0.00000E+00	-0.70510E+05
2		0.67807E+03	-0.51040E+03	0.48675E+03	0.70510E+05	0.24687E+05
3		0.51143E+03	-0.67167E+03	0.13079E+03	-0.24687E+05	0.70510E+05
4		0.62096E+03	-0.62096E+03	0.52395E+03	0.70510E+05	0.00000E+00

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE LIG. COE. CARGAS = 0  
 NUMERO DE LIG. COE. CARGAS = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS			
BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO FINAL
2	1	417.1300	1.0000
			1.0000

3	3	444.3000	1.0000	1.0000
3	4	385.7000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS NÓS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.22981E-01
2	-0.19325E+01	-0.12481E-01	-0.24711E-02
3	0.10789E+00	-0.77048E+01	0.01435E-03
4	0.21484E+01	-0.15002E-01	0.85136E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.24601E-01

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ALFA	X	ACOES Y	ACOES Z
	NO INIC	P1 =		P2 =	P3 =
	NO FIN	P2 =		P3 =	P4 =
1		0.80014E+03		-0.05726E+03	-0.10000E-01
		-0.00014E+03		0.05726E+03	-0.87706E+05
2		0.84205E+03		0.60254E+03	0.87706E+05
		-0.03506E+03		0.17201E+03	0.30707E+05
3		0.63597E+03		0.16863E+03	-0.30707E+05
		-0.03625E+03		0.57865E+03	-0.87706E+05
4		0.77541E+03		0.65725E+03	0.87706E+05
		-0.07754E+03		-0.65725E+03	-0.10000E-01

EFECTOS DE LAS CARGAS

NUMERO DE BARRAS CON CARGAS NDC = 0  
 NUMERO DE BARRAS CON CARGAS NDC = 2

CARGAS APLICADAS A LAS BARRAS

BARRA TIPO DE CARGA INTENSIDAD FUSION INICIAL FUSION FINAL

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDAD	FUSION INICIAL	FUSION FINAL
2	1	123.7000	1.0000	1.0000
2	2	61.6000	1.0000	1.0000
3	3	93.3000	1.0000	1.0000
3	4	77.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMIENTOS DE LAS BARRAS

DE DESLOCAMIENTO X DESLOCAMIENTO Y DESLOCAMIENTO Z

1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.44641E-02
2	-0.34728E+00	-0.36475E-02	-0.11126E-02
3	0.86521E-01	-0.16620E+01	0.40378E-03
4	0.52110E+00	-0.32281E-02	-0.19147E-03
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.57081E-02

ACCIONES DE LAS BARRAS

BARRA DE ACAL X ACAL Y ACAL Z  
 R1= R2= R3=  
 R4= R5= R6=

1	0.18853E+03	-0.14416E+03	-0.20000E-02
	-0.18853E+03	0.14416E+03	-0.19217E+05

2	0.18805E+03	0.14478E+03	0.19217E+05
	-0.14012E+03	0.34037E+02	0.60914E+04

0.13836E+03    0.40597E+02    -0.60914E+04  
 -0.18243E+03    0.12385E+03    -0.19216E+05

0.16685E+03    0.14416E+03    0.19216E+05  
 -0.16685E+03    -0.14416E+03    0.50000E+02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS    NTC = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS    NBC = 2

CARGAS APLICADAS NAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	200.8500	1.0000	1.0000
2	2	138.6000	1.0000	1.0000
3	3	186.7000	1.0000	1.0000
3	4	184.7000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DAS POS

NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.16584E-01
2	-0.91046E+00	-0.63747E-02	-0.67714E-03
3	-0.24849E-01	-0.33891E+01	-0.43807E-03
4	0.86176E+00	-0.63738E-02	0.16499E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.16211E-01

ACOES NAS BARRAS

BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z
	NO INIC	P1=	P2=	P3=
	NO FIN	P4=	P5=	P6=

0.35533E+03    -0.29110E+03    0.50000E-02  
 -0.35533E+03    0.29110E+03    -0.36804E+05

2

0.37316E+03    0.26709E+03    0.38804E+05  
 -0.28531E+03    0.59009E+02    0.12730E+05

3

0.27703E+03    0.20509E+02    0.12738E+05  
 -0.37315E+03    0.26709E+03    -0.38803E+05

4

0.35528E+03    0.29110E+03    0.38803E+05  
 -0.35528E+03    -0.29110E+03    -0.30000E-02

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE LPS COM CARGAS    LICE = 0  
 NUMERO DE DADOS COM CARGAS    LICE = 2

CARGAS APLICADAS AS FOLHAS

FOLHA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	FISICAO INICIAL	FISICAO FINAL
2	1	278.1000	1.0000	1.0000
2	2	200.2000	1.0000	1.0000
3	3	279.9000	1.0000	1.0000
3	4	246.4000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DAS PCS

PCS	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.15117E-01
2	-1.13014E+01	-0.97452E-02	-0.94353E-03
3	-0.20773E-01	-0.43769E+01	-0.62702E-03
4	0.12079E+01	-0.95848E-02	0.13450E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.14715E-01

ACOES BARRA	NAS BARRAS NO	X		Y		Z	
		NO INIC	NO FIN	P1=	P2=	P3=	P4=
1				0.50370E+03	-0.41510E+03	-7.10000E-01	
				-0.50370E+03	0.1519E+03	-0.55341E+05	
2				0.53140E+03	-0.37905E+03	-0.55341E+05	
				-0.40762E+03	0.22781E+02	0.12703E+05	
3				0.39438E+03	-0.13216E+03	-0.11743E+05	
				-0.53159E+03	0.37604E+03	-0.55341E+05	
4				0.50057E+03	-0.41510E+03	-0.55341E+05	
				-0.50057E+03	0.41510E+03	-0.20000E-02	

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE NOS COM CARGAS	NEC = 0
NUMERO DE BARRAS COM CARGAS	NEC = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS					
BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL	
2	1	339.6000	1.0000	1.0000	
2	2	369.6000	1.0000	1.0000	
3	3	373.2000	1.0000	1.0000	
3	4	323.4000	1.0000	1.0000	

DESLOCAMENTOS DOS NOS			
NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.21328E-01
2	-0.18219E+01	-0.13687E-01	-0.16542E-02

3	0.72009E+01	-0.71275E+01	0.27121E+03
4	0.19059E+01	-0.13509E+01	0.10235E+02
5	0.00100E+00	0.00000E+00	-0.21959E+01

ALOESES DAS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	ACAO X		ACAO Y		ACAO Z	
		P1=	P2=	P3=	P4=	P5=	P6=
1		0.77743E+03	-0.56610E+03	-0.10000E+01	-0.70743E+03	0.59410E+03	-0.79194E+05
2		0.75098E+03	0.52002E+03	0.79194E+05	-0.57336E+03	-0.15557E+03	0.28789E+05
3		0.57432E+03	0.11201E+03	-0.28789E+05	-0.75432E+03	0.52002E+03	-0.79194E+05
4		0.69823E+03	0.59410E+03	0.79194E+05	-0.69823E+03	-0.59410E+03	-0.10000E+01

DADOS DAS CARGAS

NUMERO DE POS COM CARGAS      N1C = 0  
 NUMERO DE BARRAS COM CARGAS    N2C = 2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS

BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	494.0000	1.0000	1.0000
2	2	431.2000	1.0000	1.0000
3	3	404.3000	1.0000	1.0000
2	1	338.8000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DUS PLS				
NO	DESLOCAMENTO X	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z	
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.21540E-01	
2	-0.17739E+01	-0.17094E-01	-0.54079E-02	
3	0.48604E+00	-0.82627E+01	0.34072E-02	
4	0.26664E+01	-0.15160E-01	-0.18886E-02	
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.28836E-01	

ACOES NAS BARRAS					
BARRA	NO	ACAO X	ACAO Y	ACAO Z	
	NO INIC	P1=	P2=	P3=	
	NO FIN	P4=	P5=	P6=	
1		0.88354E+03	-0.69660E+03	-0.20000E-01	
		-0.88354E+03	0.69660E+03	-0.92557E+05	
2		0.96158E+03	0.67310E+03	0.92857E+05	
		-0.66203E+03	0.22065E+03	0.32505E+05	
3		0.68364E+03	0.14000E+03	-0.32505E+05	
		-0.67595E+03	0.57755E+03	-0.22556E+05	
4		0.78462E+03	0.69659E+03	0.92856E+05	
		-0.78462E+03	-0.69659E+03	0.10000E-01	

DADOS DAS CARGAS		
NUMERO DE NOS COM CARGAS	INC =	0
NUMERO DE BARRAS COM CARGAS	INC =	2

CARGAS APLICADAS AS BARRAS				
BARRA	TIPO DE CARGA	INTENSIDADE	POSICAO INICIAL	POSICAO FINAL
2	1	556.2000	1.0000	1.0000



3	3	684.2000	1.0000	1.0000
3	4	616.0000	1.0000	1.0000

DESLOCAMENTOS DOS BUS

CO	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Y	DESLOCAMENTO Z
1	0.00000E+00	0.00000E+00	0.40036E-01
2	-0.35431E+01	-0.23430E-01	-0.33267E-03
3	-0.27225E+00	-0.12507E+02	-0.22049E-02
4	0.29083E+01	-0.24389E-01	0.44194E-02
5	0.00000E+00	0.00000E+00	-0.35949E-01

ACOES DAS BARRAS

BARRA	ACOES X		ACOES Y		ACOES Z	
	CO INIC	CO FIM	P1=	P2=	P3=	P6=
1			0.12110E+04	-0.10435E+04	-0.10000E-01	
			-0.12110E+04	0.10435E+04	-0.13910E+06	
2			0.13215E+04	0.89990E+03	0.13910E+06	
			-0.10151E+04	0.23229E+03	0.50409E+05	
3			0.88782E+03	0.30770E+03	-0.50409E+05	
			-0.13343E+04	0.4750E+03	-0.13911E+06	
4			0.12006E+04	0.10436E+04	0.13911E+06	
			-0.12006E+04	-0.10436E+04	0.10000E-01	



Sequência 1

	V		V		V		V
9051	S	10775	S	6031	S	6036	S
60-41	S	173-07	S	61-62	S	61-78	S
22-91	AO	41-71	AO	13-64	AO	14-50	AO
21-11	AO	40-61	AO	11-47	AO	13-13	AO
	V		V		V		V
9071	S	10801	S	6056	S	5952	S
100-51	S	199-31	S	70-76	S	65-83	S
23-73	AO	43-33	AO	16-63	AO	14-37	AO
21-49	AO	40-67	AO	14-60	AO	12-31	AO
	V		V		V		V
5056	S	9371	S	5276	S	2479	S
100-55	S	199-36	S	70-75	S	65-83	S
14-23	AO	24-67	AO	6-43	AO	6-56	AO
12-01	AO	19-61	AO	1-00	AO	5-12	AO
	V		V		V		V
814	S	4341	S	10-11	S	2349	S
192-56	S	179-28	S	67-20	S	57-03	S
3-23	AO	12-40	AO	5-25	AO	6-15	AO
1-33	AO	0-19	AO	2-01	AO	4-88	AO
	V		V		V		V
2697	S	7091	S	2240	S	2934	S
190-55	S	171-22	S	60-70	S	53-03	S
7-42	AO	10-51	AO	5-50	AO	7-40	AO
5-45	AO	14-70	AO	1-60	AO	6-22	AO
	V		V		V		V
	V		V		V		V
9102	S	10050	S	5337	S	5952	S
110-95	S	209-70	S	70-70	S	65-83	S
22-14	AO	43-71	AO	10-42	AO	14-37	AO
19-60	AO	39-00	AO	13-70	AO	12-31	AO
	V		V		V		V
1970	S	5000	S	1000	S	2479	S
110-55	S	209-70	S	74-75	S	65-83	S
6-09	AO	15-93	AO	5-30	AO	6-56	AO
3-73	AO	11-35	AO	3-59	AO	5-12	AO
	V		V		V		V
6710	S	10240	S	3020	S	2360	S
150-95	S	177-70	S	62-75	S	57-03	S
16-46	AO	25-72	AO	9-55	AO	6-17	AO
14-44	AO	21-79	AO	8-16	AO	4-50	AO
	V		V		V		V
6371	S	10764	S	3000	S	2946	S
80-85	S	161-84	S	50-89	S	53-79	S
15-54	AO	26-00	AO	9-30	AO	7-43	AO
13-75	AO	23-11	AO	6-32	AO	6-24	AO

Πεντάδα (1)

						21725	0
						206.50	0
						51.90	A9
						47.57	A9
							0
						21710	0
						232.92	0
						52.34	A9
						47.16	A9
							0
						10324	0
						232.92	0
						26.72	A9
						21.66	A9
							0
						6252	0
						208.64	0
						17.26	A9
						12.74	A9
							0
						9102	0
						196.04	0
						23.56	A9
						19.25	A9
							0
							0
						21058	0
						241.72	0
						51.00	A9
						45.63	A9
							0
						7204	0
						241.72	0
						19.83	A9
						14.57	A9
							0
						10648	0
						205.72	0
						27.04	A9
						22.50	A9
							0
						11639	0
						104.56	0
						29.02	A9
						24.83	A9

Таблица (2)

10777	С	10117	С	17000	С
10877	С	11116	С	10010	С
10977	С	12115	С	4131	С
11077	С	13114	С	3700	С
11177	С	14113	С	17000	С
11277	С	15112	С	19010	С
11377	С	16111	С	4131	С
11477	С	17110	С	3700	С
11577	С	18109	С	10134	С
11677	С	19108	С	10010	С
11777	С	20107	С	1010	С
11877	С	21106	С	1420	С
11977	С	22105	С	6900	С
12077	С	23104	С	10000	С
12177	С	24103	С	10000	С
12277	С	25102	С	10000	С
12377	С	26101	С	10000	С
12477	С	27100	С	10000	С
12577	С	28099	С	10000	С
12677	С	29098	С	10000	С
12777	С	30097	С	10000	С
12877	С	31096	С	10000	С
12977	С	32095	С	10000	С
13077	С	33094	С	10000	С
13177	С	34093	С	10000	С
13277	С	35092	С	10000	С
13377	С	36091	С	10000	С
13477	С	37090	С	10000	С
13577	С	38089	С	10000	С
13677	С	39088	С	10000	С
13777	С	40087	С	10000	С
13877	С	41086	С	10000	С
13977	С	42085	С	10000	С
14077	С	43084	С	10000	С
14177	С	44083	С	10000	С
14277	С	45082	С	10000	С
14377	С	46081	С	10000	С
14477	С	47080	С	10000	С
14577	С	48079	С	10000	С
14677	С	49078	С	10000	С
14777	С	50077	С	10000	С
14877	С	51076	С	10000	С
14977	С	52075	С	10000	С
15077	С	53074	С	10000	С
15177	С	54073	С	10000	С
15277	С	55072	С	10000	С
15377	С	56071	С	10000	С
15477	С	57070	С	10000	С
15577	С	58069	С	10000	С
15677	С	59068	С	10000	С
15777	С	60067	С	10000	С
15877	С	61066	С	10000	С
15977	С	62065	С	10000	С
16077	С	63064	С	10000	С
16177	С	64063	С	10000	С
16277	С	65062	С	10000	С
16377	С	66061	С	10000	С
16477	С	67060	С	10000	С
16577	С	68059	С	10000	С
16677	С	69058	С	10000	С
16777	С	70057	С	10000	С
16877	С	71056	С	10000	С
16977	С	72055	С	10000	С
17077	С	73054	С	10000	С
17177	С	74053	С	10000	С
17277	С	75052	С	10000	С
17377	С	76051	С	10000	С
17477	С	77050	С	10000	С
17577	С	78049	С	10000	С
17677	С	79048	С	10000	С
17777	С	80047	С	10000	С
17877	С	81046	С	10000	С
17977	С	82045	С	10000	С
18077	С	83044	С	10000	С
18177	С	84043	С	10000	С
18277	С	85042	С	10000	С
18377	С	86041	С	10000	С
18477	С	87040	С	10000	С
18577	С	88039	С	10000	С
18677	С	89038	С	10000	С
18777	С	90037	С	10000	С
18877	С	91036	С	10000	С
18977	С	92035	С	10000	С
19077	С	93034	С	10000	С
19177	С	94033	С	10000	С
19277	С	95032	С	10000	С
19377	С	96031	С	10000	С
19477	С	97030	С	10000	С
19577	С	98029	С	10000	С
19677	С	99028	С	10000	С
19777	С	100027	С	10000	С
19877	С	101026	С	10000	С
19977	С	102025	С	10000	С
20077	С	103024	С	10000	С

25910				17951	8
248.67				179.02	8
62.04				43.00	10
56.31				29.39	10
					8
25070				17955	8
278.35				194.02	8
62.38				42.94	10
56.20				30.61	10
					8
12160				7713	8
278.35				194.02	8
31.53				20.43	10
25.42				16.16	10
					8
7457				5787	8
246.23				170.55	8
20.50				15.57	10
15.10				11.55	10
					8
10655				7614	8
234.23				161.05	8
27.40				16.73	10
22.33				10.17	10
					8
25037				17559	8
289.56				197.03	8
60.67				42.45	10
54.24				36.01	10
					8
6187				6005	8
209.50				197.63	8
22.76				17.62	10
16.47				13.01	10
					8
12755				9216	8
243.52				171.93	8
32.35				21.06	10
26.58				17.20	10
					8
13563				9417	8
225.34				57.69	8
33.89				22.12	10
28.91				20.07	10

Manus (2)

24454					40234	
244-11					134-74	
58-68					104-82	
53-28					195-25	
24221					43801	
265-01					473-62	
58-41					164-63	
52-81					194-15	
10602					19152	
265-09					473-62	
27-89					58-15	
22-02					39-76	
8122					14187	
232-97					412-42	
21-76					38-65	
16-68					29-71	
10781					19330	
219-97					393-40	
27-58					49-39	
22-77					40-73	
23960					12796	
268-61					481-30	
57-98					100-50	
51-90					92-61	
9325					16410	
268-69					481-30	
25-01					44-11	
19-14					33-63	
10940					19615	
234-01					410-46	
28-15					50-41	
22-99					41-21	
12852					22835	
215-49					385-12	
32-11					57-15	
27-38					48-64	

1011		1011		15523	S
1012		1012		16071	S
1013	AG	1013	AG	3732	AG
1014	AG	1014	AG	3376	AG
					V
1015		1015		15270	S
1016		1016		16977	S
1017	AG	1017	AG	3690	AG
1018	AG	1018	AG	3313	AG
					V
1019		1019		6204	S
1020		1020		16977	S
1021	AG	1021	AG	1650	AG
1022	AG	1022	AG	1279	AG
					V
1023		1023		5300	S
1024		1024		14969	S
1025	AG	1025	AG	1411	AG
1026	AG	1026	AG	1062	AG
					V
1027		1027		6544	S
1028	AG	1028	AG	13000	S
1029	AG	1029	AG	1600	AG
1030	AG	1030	AG	1370	AG
					V
					V
1031		1031		15210	S
1032		1032		17050	S
1033	AG	1033	AG	3670	AG
1034	AG	1034	AG	3299	AG
					V
1035		1035		5922	S
1036		1036		17050	S
1037	AG	1037	AG	1000	AG
1038	AG	1038	AG	1215	AG
					V
1039		1039		6001	S
1040		1040		11950	S
1041	AG	1041	AG	1753	AG
1042	AG	1042	AG	1426	AG
					V
1043		1043		7000	S
1044		1044		13641	S
1045	AG	1045	AG	1970	AG
1046	AG	1046	AG	1677	AG





Гендѣс (3)

11120				49100	S
300100		101100		50070	F
11127	AF	11127		11600	AF
10410	AF	10410		10600	AF
					V
10870		10870		49320	S
400100		101100		53770	S
11123	AF	11123		11670	AF
70101	AF	70101		10401	AF
					V
11127		11127		19552	S
100100		101100		53770	S
10110	AF	10110		5200	AF
10101	AF	10101		4030	AF
					V
10121		10121		18420	S
340100		409100		46900	S
10117	AF	10117		4010	AF
10110	AF	10110		3020	AF
					V
10110		10110		22402	S
101100		101100		14100	S
10110	AF	10110		5720	AF
10110		10110		1710	AF
					V
					V
10110		10110		49327	S
100100		101100		53773	S
10101	AF	10101		11600	AF
10101	AF	10101		10400	AF
					V
11001		11001		19557	S
400100		171100		53772	S
10101	AF	10101		5200	AF
10100	AF	10100		4031	AF
					V
10110		10110		19003	S
304100		411100		46900	S
10110	AF	40110		5100	AF
10100	AF	10100		4100	AF
					V
10001		21000		23970	S
307100		301100		13500	S
10100	AF	10100		6000	AF
10100	AF	10100		6000	AF

*Resões (1)*

2274	S	12224	S	29369	S
2275	S	12225	S	29400	S
2276	AA	12226	AA	29431	AA
2277	AA	12227	AA	29462	AA
2278	S	12228	S	29493	S
2279	S	12229	S	29524	S
2280	AA	12230	AA	29555	AA
2281	AA	12231	AA	29586	AA
2282	S	12232	S	29617	S
2283	S	12233	S	29648	S
2284	AA	12234	AA	29679	AA
2285	AA	12235	AA	29710	AA
2286	S	12236	S	29741	S
2287	S	12237	S	29772	S
2288	AA	12238	AA	29803	AA
2289	AA	12239	AA	29834	AA
2290	S	12240	S	29865	S
2291	S	12241	S	29896	S
2292	AA	12242	AA	29927	AA
2293	AA	12243	AA	29958	AA
2294	S	12244	S	29989	S
2295	S	12245	S	30020	S
2296	AA	12246	AA	30051	AA
2297	AA	12247	AA	30082	AA
2298	S	12248	S	30113	S
2299	S	12249	S	30144	S
2300	AA	12250	AA	30175	AA
2301	AA	12251	AA	30206	AA
2302	S	12252	S	30237	S
2303	S	12253	S	30268	S
2304	AA	12254	AA	30299	AA
2305	AA	12255	AA	30330	AA
2306	S	12256	S	30361	S
2307	S	12257	S	30392	S
2308	AA	12258	AA	30423	AA
2309	AA	12259	AA	30454	AA
2310	S	12260	S	30485	S
2311	S	12261	S	30516	S
2312	AA	12262	AA	30547	AA
2313	AA	12263	AA	30578	AA
2314	S	12264	S	30609	S
2315	S	12265	S	30640	S
2316	AA	12266	AA	30671	AA
2317	AA	12267	AA	30702	AA
2318	S	12268	S	30733	S
2319	S	12269	S	30764	S
2320	AA	12270	AA	30795	AA
2321	AA	12271	AA	30826	AA
2322	S	12272	S	30857	S
2323	S	12273	S	30888	S
2324	AA	12274	AA	30919	AA
2325	AA	12275	AA	30950	AA
2326	S	12276	S	30981	S
2327	S	12277	S	31012	S
2328	AA	12278	AA	31043	AA
2329	AA	12279	AA	31074	AA
2330	S	12280	S	31105	S
2331	S	12281	S	31136	S
2332	AA	12282	AA	31167	AA
2333	AA	12283	AA	31198	AA
2334	S	12284	S	31229	S
2335	S	12285	S	31260	S
2336	AA	12286	AA	31291	AA
2337	AA	12287	AA	31322	AA
2338	S	12288	S	31353	S
2339	S	12289	S	31384	S
2340	AA	12290	AA	31415	AA
2341	AA	12291	AA	31446	AA
2342	S	12292	S	31477	S
2343	S	12293	S	31508	S
2344	AA	12294	AA	31539	AA
2345	AA	12295	AA	31570	AA
2346	S	12296	S	31601	S
2347	S	12297	S	31632	S
2348	AA	12298	AA	31663	AA
2349	AA	12299	AA	31694	AA
2350	S	12300	S	31725	S
2351	S	12301	S	31756	S
2352	AA	12302	AA	31787	AA
2353	AA	12303	AA	31818	AA
2354	S	12304	S	31849	S
2355	S	12305	S	31880	S
2356	AA	12306	AA	31911	AA
2357	AA	12307	AA	31942	AA
2358	S	12308	S	31973	S
2359	S	12309	S	32004	S
2360	AA	12310	AA	32035	AA
2361	AA	12311	AA	32066	AA
2362	S	12312	S	32097	S
2363	S	12313	S	32128	S
2364	AA	12314	AA	32159	AA
2365	AA	12315	AA	32190	AA
2366	S	12316	S	32221	S
2367	S	12317	S	32252	S
2368	AA	12318	AA	32283	AA
2369	AA	12319	AA	32314	AA
2370	S	12320	S	32345	S
2371	S	12321	S	32376	S
2372	AA	12322	AA	32407	AA
2373	AA	12323	AA	32438	AA
2374	S	12324	S	32469	S
2375	S	12325	S	32500	S
2376	AA	12326	AA	32531	AA
2377	AA	12327	AA	32562	AA
2378	S	12328	S	32593	S
2379	S	12329	S	32624	S
2380	AA	12330	AA	32655	AA
2381	AA	12331	AA	32686	AA
2382	S	12332	S	32717	S
2383	S	12333	S	32748	S
2384	AA	12334	AA	32779	AA
2385	AA	12335	AA	32810	AA
2386	S	12336	S	32841	S
2387	S	12337	S	32872	S
2388	AA	12338	AA	32903	AA
2389	AA	12339	AA	32934	AA
2390	S	12340	S	32965	S
2391	S	12341	S	32996	S
2392	AA	12342	AA	33027	AA
2393	AA	12343	AA	33058	AA
2394	S	12344	S	33089	S
2395	S	12345	S	33120	S
2396	AA	12346	AA	33151	AA
2397	AA	12347	AA	33182	AA
2398	S	12348	S	33213	S
2399	S	12349	S	33244	S
2400	AA	12350	AA	33275	AA
2401	AA	12351	AA	33306	AA
2402	S	12352	S	33337	S
2403	S	12353	S	33368	S
2404	AA	12354	AA	33399	AA
2405	AA	12355	AA	33430	AA
2406	S	12356	S	33461	S
2407	S	12357	S	33492	S
2408	AA	12358	AA	33523	AA
2409	AA	12359	AA	33554	AA
2410	S	12360	S	33585	S
2411	S	12361	S	33616	S
2412	AA	12362	AA	33647	AA
2413	AA	12363	AA	33678	AA
2414	S	12364	S	33709	S
2415	S	12365	S	33740	S
2416	AA	12366	AA	33771	AA
2417	AA	12367	AA	33802	AA
2418	S	12368	S	33833	S
2419	S	12369	S	33864	S
2420	AA	12370	AA	33895	AA
2421	AA	12371	AA	33926	AA
2422	S	12372	S	33957	S
2423	S	12373	S	33988	S
2424	AA	12374	AA	34019	AA
2425	AA	12375	AA	34050	AA
2426	S	12376	S	34081	S
2427	S	12377	S	34112	S
2428	AA	12378	AA	34143	AA
2429	AA	12379	AA	34174	AA
2430	S	12380	S	34205	S
2431	S	12381	S	34236	S
2432	AA	12382	AA	34267	AA
2433	AA	12383	AA	34298	AA
2434	S	12384	S	34329	S
2435	S	12385	S	34360	S
2436	AA	12386	AA	34391	AA
2437	AA	12387	AA	34422	AA
2438	S	12388	S	34453	S
2439	S	12389	S	34484	S
2440	AA	12390	AA	34515	AA
2441	AA	12391	AA	34546	AA
2442	S	12392	S	34577	S
2443	S	12393	S	34608	S
2444	AA	12394	AA	34639	AA
2445	AA	12395	AA	34670	AA
2446	S	12396	S	34701	S
2447	S	12397	S	34732	S
2448	AA	12398	AA	34763	AA
2449	AA	12399	AA	34794	AA
2450	S	12400	S	34825	S
2451	S	12401	S	34856	S
2452	AA	12402	AA	34887	AA
2453	AA	12403	AA	34918	AA
2454	S	12404	S	34949	S
2455	S	12405	S	34980	S
2456	AA	12406	AA	35011	AA
2457	AA	12407	AA	35042	AA
2458	S	12408	S	35073	S
2459	S	12409	S	35104	S
2460	AA	12410	AA	35135	AA
2461	AA	12411	AA	35166	AA
2462	S	12412	S	35197	S
2463	S	12413	S	35228	S
2464	AA	12414	AA	35259	AA
2465	AA	12415	AA	35290	AA
2466	S	12416	S	35321	S
2467	S	12417	S	35352	S
2468	AA	12418	AA	35383	AA
2469	AA	12419	AA	35414	AA
2470	S	12420	S	35445	S
2471	S	12421	S	35476	S
2472	AA	12422	AA	35507	AA
2473	AA	12423	AA	35538	AA
2474	S	12424	S	35569	S
2475	S	12425	S	35600	S
2476	AA	12426	AA	35631	AA
2477	AA	12427	AA	35662	AA
2478	S	12428	S	35693	S
2479	S	12429	S	35724	S
2480	AA	12430	AA	35755	AA
2481	AA	12431	AA	35786	AA
2482	S	12432	S	35817	S
2483	S	12433	S	35848	S
2484	AA	12434	AA	35879	AA
2485	AA	12435	AA	35910	AA
2486	S	12436	S	35941	S
2487	S	12437	S	35972	S
2488	AA	12438	AA	36003	AA
2489	AA	12439	AA	36034	AA
2490	S	12440	S	36065	S
2491	S	12441	S	36096	S
2492	AA	12442	AA	36127	AA
2493	AA	12443	AA	36158	AA
2494	S	12444	S	36189	S
2495	S	12445	S	36220	S
2496	AA	12446	AA	36251	AA
2497	AA	12447	AA	36282	AA
2498	S	12448	S	36313	S
2499	S	12449	S	36344	S
2500	AA	12450	AA	36375	AA

Terceiros (2)

12111				76979	S
111+11		61		800+14	S
111+12	11	11		105+20	AA
111+20	11	11		167+40	AA
111+11				79654	S
011+11		67		842+05	S
111+13	11	11		182+06	AA
111+11	11	11		164+13	AA
17012				30460	S
011+20		67		842+05	S
111+20	11	61		81+11	AA
111+20	11	61		62+21	AA
111+11				30058	S
111+11		67		734+31	S
111+11	11	61		80+51	AA
31+11	11	61		64+91	AA
111+11				37702	S
111+11		67		801+17	S
111+11	11	61		95+04	AA
111+11	11	61		79+01	AA
111+11					V
111+11		67		76132	S
111+11	11	11		836+25	S
111+11	11	11		183+83	AA
111+11	11			165+25	AA
111+11					V
111+11	11	67		32734	S
011+11		61		830+25	S
111+11	11	61		86+19	AA
111+11	11			67+97	AA
111+11					V
17011				29070	S
111+11		61		740+17	S
111+11	11	11		76+52	AA
30+01	11			60+31	AA
111+11					V
011+11		67		27213	S
111+22	S	70		607+63	S
01+22	11	61		194+04	AA
111+11	11			70+97	AA

Решѣе ( 1 )

42000	10000	40000
42000	30000	50300
42000	20000	11600
42000	20000	10500
42000	30000	47000
42000	37000	53100
42000	20000	11500
42000	20000	10200
42000	10000	19300
42000	20000	53100
42000	20000	5100
42000	20000	3900
42000	10000	17880
42000	20000	45900
42000	20000	4700
42000	20000	3700
42000	10000	21900
42000	20000	43300
42000	20000	5500
42000	20000	4600
42000	10000	47800
42000	37000	53000
42000	20000	11500
42000	20000	10200
42000	10000	19600
42000	37000	53000
42000	20000	5200
42000	20000	4000
42000	10000	19900
42000	37000	46600
42000	20000	5100
42000	20000	4100
42000	10000	24200
42000	30000	43000
42000	20000	5100
42000	20000	5100

Penções (2)

117+13	11	122088	V
117+13	087+13	1211+00	S
117+13	146+13	292+56	AC
117+13	121+13	265+01	AC
117+13	287		V
117+13	101+13	121108	S
117+13	152+13	1321+50	S
117+13	171+13	292+31	AC
117+13		262+93	AC
117+13	201+13		V
117+13	931+13	53638	S
117+13	76+13	1321+50	S
117+13	55+13	140+50	AC
117+13		111+53	AC
117+13	171+13		V
117+13	773+13	44131	S
117+13	90+13	1176+90	S
117+13	70+13	116+01	AC
117+13		91+19	AC
117+13	70+13		V
117+13	719+13	59665	S
117+13	165+13	1096+82	S
117+13	81+13	148+44	AC
117+13		124+26	AC
117+13			V
117+13	5131		V
117+13	371+13	120160	S
117+13	170+13	1334+30	S
117+13	171+13	290+37	AC
117+13		260+71	AC
117+13	377		V
117+13	675+13	49098	S
117+13	42+13	1234+30	S
117+13	79+13	130+48	AC
117+13		101+30	AC
117+13	26411		V
117+13	207+13	51128	S
117+13	71+13	1174+14	S
117+13	54+13	132+64	AC
117+13		106+86	AC
117+13	37005		V
117+13	735+13	62923	S
117+13	54+13	1095+20	S
117+13	78+13	157+85	AC
117+13		133+88	AC

## 11 - ANÁLISE E CONCLUSÕES SOBRE OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS:

### 11.1 - Introdução:

Este trabalho apresenta resultados abundantes para serem observados e analisados. Julgou-se conveniente, com o objetivo de sintetizar o julgamento sobre os ensaios, extrair-se apenas 2 séries de leituras de cada sequência de carregamentos. Este procedimento não ocasiona prejuízo para a análise deste trabalho, uma vez que, pode-se observar, estudando e comparando os resultados de todas as experimentações efetuadas, que o comportamento do modelo experimental, sujeito aos carregamentos, apresentou-se de maneira lógica e proporcional aos resultados previstos. Felizmente, os aparelhos e equipamentos de ensaios e a própria estrutura ensaiada, comportaram-se perfeitamente bem, não permitindo a ocorrência de nenhum acidente ou dado discrepante. Para isto contou-se com a extraordinária experiência tecnológica do Prof. João Cesar Hellmeister, que, em todos os estágios da operação, emprestou seus conhecimentos.

Observa-se, também, que a determinação do módulo de elasticidade das peças estruturais fica comprometida quando se promove o colapso da estrutura, como foi o nosso caso. Porém, pode-se, por proporcionalidade de resultados, estimar a ordem de grandeza do módulo de elasticidade.

O coeficiente de segurança da estrutura, pode-se afirmar, é satisfatório, chegando a parecer que, em casos de estruturas desta natureza, poder-se-ia minorar a margem de garantia de estabilidade estrutural.

### 11.2 - Valores lidos e calculados:

Os quadros subsequentes apresentam as comparações entre os valores lidos e calculados dos exemplos extraídos das diversas sequências de carregamento.

Os valores calculados encontram-se reduzidos às unidades indicadas e os valores lidos por aparelhos de ensaios encontram-se transformados, levando em consideração as características dos equipamentos utilizados.

Os deslocamentos lidos apresentados foram calculados por diferença entre os valores iniciais e os lidos por relógios, nos instantes dos carregamentos.

$\frac{54}{50} = \frac{51}{50}$   
 $\frac{54}{50} = \frac{54}{50}$

S E Q U E N C I A : 1

Siga Pto.	Leitura: 2a.		Leitura: 3a.		Observações
	Lido	Calculado	Lido	Calculado	
	54	50	54	50	
	15,3	21,1	30,3	40,8	0,50
	16,5	22,9	31,5	44,7	0,52
	15,0	21,5	30,0	40,9	0,51
	17,1	23,7	32,1	45,3	0,52
	9,0	12,0	15,0	10,7	0,59
	10,2	14,2	17,1	24,0	0,60
	2,1	3,2	9,0	12,4	0,22
	1,5	1,3	6,0	8,0	0,15
	5,1	7,4	13,2	18,5	0,40
	4,2	5,4	11,1	14,8	0,38
	11,1	15,5	18,9	26,7	0,36
	8,7	13,7	16,2	23,1	0,59
	10,2	14,4	15,6	21,2	0,59
	2,7	3,7	8,1	11,4	0,66
	13,9	18,7	22,4	33,0	0,45
	15,8	22,1	31,2	43,7	0,50
	0,196	0,470	0,365	0,716	0,54
	0,153	0,263	1,120	1,881	0,14
	0,019	0,027	0,197	0,267	0,10
	35,5	82,54	86,3	159,95	0,41
					0,57

Intensidade Altimétrica

Relóg.

anel





SEQUÊNCIA: 3

Sign. Pto.	Leitura: 6a.		Leitura: 9a.		Observações			
	Lido	Calculado	Lido	Calculado				
extensômetros relativos	5	42,0 Kg/cm <sup>2</sup>	53,2 Kg/cm <sup>2</sup>	72,0 Kg/cm <sup>2</sup>	85,2 Kg/cm <sup>2</sup>			
	6	45,6	58,7	78,6	104,9			
	7	35,4	52,6	63,6	84,1			
	8	43,8	58,5	78,0	104,7			
	9	18,6	22,0	31,5	39,7			
	10	21,0	27,8	36,6	50,1			
	11	13,2	21,7	28,5	38,8			
	12	11,7	16,7	23,4	29,7			
	13	19,6	27,5	36,6	49,4			
	14	17,4	22,7	30,0	40,3			
	15	24,0	32,1	42,6	57,1			
	16	21,0	27,4	35,7	48,6			
	17	15,0	23,0	30,0	41,5			
	18	13,8	19,1	23,1	33,0			
	19	37,2	52,0	66,0	82,9			
	20	43,8	57,0	72,3	103,5			
	relativos	21	0,524 cm	0,737 cm	0,855 cm		1,333 cm	relativos à 2a. leitura.
		22	1,039	2,471	3,700		4,415	
		23	0,398	0,554	0,894		0,975	
	relativos	24	193,0 Kg	209,0 Kg	340,3 Kg		375,8 Kg	relativos à 2a. leitura.

SEQUÊNCIA: 4

Sigm. Pto.	Leitura: 8a.		Leitura: 10a.		Observações
	Lido	Calculado	Lido	Calculado	
	5	60,0	73,5	106,9	
	6	66,9	82,5	118,2	
	7	57,6	72,0	104,8	
	8	66,0	81,0	116,8	
	9	22,5	31,2	40,3	
	10	28,5	36,0	52,0	
	11	27,0	35,1	38,2	
	12	21,9	29,7	48,5	
	13	31,8	41,1	57,2	
	14	26,4	33,0	47,5	
	15	24,2	45,0	60,5	
	16	28,5	38,4	50,8	
	17	22,3	30,9	41,5	
	18	21,3	22,4	40,3	
	19	57,9	77,4	104,9	
	20	66,0	83,1	116,8	
	21	0,784	0,963	1,310	cm
	22	3,032	3,905	4,919	"
	23	0,778	1,048	1,260	"
	24	309,8	416,5	420,1	kg

sensores eletricos

relos

anel

SEQUÊNCIA: 5

Sigm.Pto.	Leitura: 5a.		Leitura: 7a.		Observações	
	Lido	Calculado	Lido	Calculado		
extensômetros elétricos	5	68,1 Kg/cm <sup>2</sup>	102,2 Kg/cm <sup>2</sup>	111,0 Kg/cm <sup>2</sup>	167,4 Kg/cm <sup>2</sup>	
	6	87,6	113,3	123,3	185,2	
	7	66,0	99,9	108,0	164,1	
	8	73,8	111,5	121,5	182,8	
	9	27,6	36,6	47,7	62,7	
	10	31,5	47,8	54,0	81,2	
	11	32,7	49,2	52,8	80,6	
	12	29,8	39,4	47,4	64,5	
	13	37,5	56,5	63,3	95,1	
	14	31,8	47,3	52,2	79,9	
	15	37,5	56,7	62,4	94,0	
	16	32,1	47,4	51,8	78,8	
	17	23,4	36,6	39,8	60,3	
	18	27,3	41,1	44,4	67,8	
	19	60,0	100,8	113,4	165,8	
	20	75,0	112,3	122,1	183,8	
	Relos	21	0,822 cm	1,148 cm	1,462 cm	1,922 cm
		22	3,440	4,722	6,422	7,804
		23	0,535	1,320	1,370	2,148
	Erel	24				

SEQÜENCIÁ : 6

Sigm. Pto.	Leitura: 4a.		Leitura: 6a.		Observações
	Lido	Calculado	Lido	Calculado	
5	66,0	105,6	117,0	176,9	0,60
6	76,8	116,8	130,5	196,6	0,59
7	61,5	103,6	123,0	172,1	0,50
8	77,1	115,4	133,8	192,1	0,58
9	28,8	39,6	42,0	58,9	0,69
10	33,9	51,4	51,9	78,5	0,66
11	31,2	47,1	64,8	95,1	0,48
12	27,0	37,0	48,6	78,1	0,57
13	37,2	55,9	66,6	105,7	0,56
14	30,6	46,4	60,0	89,9	0,51
15	40,5	61,0	62,4	84,4	0,65
16	33,0	51,5	51,6	78,2	0,64
17	27,0	41,7	34,5	54,1	0,79
18	26,4	40,5	51,0	79,4	0,51
19	68,4	103,7	118,8	176,6	0,59
20	76,5	115,5	132,0	196,0	0,59
21	0,861	1,301	-	1,673	cm
22	3,482	4,876	-	8,262	"
23	1,157	1,247	-	2,648	"
24		KG		KG	KG

As tensões e deslocamentos calculados, foram extraídos das impressões do item 10.3.

As tensões lidas foram compiladas, levando em consideração as características da leitora "KYOVA" utilizada nos ensaios, cuja explicação é a seguinte:

- Um valor lido na leitora significa uma deformação  $\epsilon'$  que deve ser multiplicado por  $10^{-6}$  e pelo fator de correção correspondente  $2/1,71$ , alcançando-se, com isto o valor de  $\epsilon$ , sendo que  $10^{-6}$  é relativo ao STRAIN GAGE utilizado e a razão  $2/1,71$  corresponde à correção da leitora (STRAINMETER).

$\epsilon = \epsilon' \cdot 10^{-6} \cdot \frac{2}{1,71}$ , sendo  $\epsilon'$  o valor observado durante uma determinada leitura.

Conhecendo o valor de  $\epsilon$ , encontra-se a tensão no ponto correspondente, multiplicando este valor pelo módulo de elasticidade.

Tomou-se, como já foi justificado, o valor de  $E = 51.675 \text{ Kg/cm}^2$ , embora em considerações posteriores, chega-se a conclusão que este valor é falso, motivado pela desagregação dos elementos estruturais componentes dos corpos de prova utilizados na sua determinação.

$$\sigma = E \cdot \epsilon$$

- Os valores das cargas observadas no anel do conjunto de tirantes dos apoios do pórtico, foram calculados, levando em consideração a constante de calibragem do anel, no caso, 5,05. Então, para cada divisão verificada, multiplicou-se pelo valor da constante.

Observa-se que os quadros seguintes tem seus pontos associados à figura 43.

### 11.3 - Considerações sobre as diferenças de resultados

Nota-se, nos quadros anteriores que há sempre uma diferença entre os valores lidos e calculados, o que leva a crer que o módulo de elasticidade, considerado no cálculo das tensões e deformações, não é verdadeiro, isto é, não se pode acreditar que o valor de  $E$  seja  $51.675 \text{ Kg/cm}^2$ .

Pode-se analisar os valores lidos e calculados e chegar-se as seguintes conclusões:

a) - Nas seqüências 1, 2, 3 e 4, existe uma diferença de valores das tensões em torno de 1,30 vezes, entre os lidos e os calculados, aparentando que o módulo de elasticidade utilizado na redução  $\sigma = E \cdot \epsilon$  e encontra-se minorado, isto é, se fizermos  $E = 51.675 \text{ Kg/cm}^2$  multiplicado pelo fator de proporcionalidade 1,38 encontramos:

$$E = 51.675 \cdot 1,38 = 70.278 \text{ Kg/cm}^2$$

Pode-se afirmar que o módulo de elasticidade real em que a estrutura trabalhou, neste estágio de carregamentos, é da ordem de grandeza em torno de  $70.000 \text{ Kg/cm}^2$ .

b) - Nas seqüência 1, 2, 3 e 4, os valores calculados, das deformações nos pontos 21, 22 e 23, da figura 43, estão aquém dos efetivamente apresentados pela estrutura ensaiada, fato que colabora com a consideração anterior sobre o módulo de elasticidade. Observa-se, porém, que não houve uma uniformidade nesta relação.

c) - Nas seqüência 5 e 6, a diferença entre os valores lidos e calculados aumentou para, cerca de 1,5 vezes, sugerindo que, nesta fase, o módulo de elasticidade sofreu um acréscimo, resultando  $E = 51.675 \cdot 1,5 = 77.512 \text{ Kg/cm}^2$ , isto é, situou-se na faixa entre  $75.000 \text{ Kg/cm}^2$  e  $80.000 \text{ Kg/cm}^2$ . Este fato pode ser explicado como decorrente da pregagem das tábuas não coladas, depois da ocorrência de flambagem nas bordas comprimidas verificada na seqüência 3.

d) - Nas seqüências 5 e 6, as relações entre as deformações lidas e calculadas persistem sem uma uniformidade, mas continuam sugerindo que o módulo de elasticidade real da estrutura está situado acima do adotado.

e) - No anel destinado a medir o esforço horizontal nos apoios do pórtico, há uma diferença de valores perfeitamente lógica, considerando as perdas por atrito nas placas e roletes de sustentação da estrutura.

#### 11.4 - Considerações sobre o colapso da estrutura:

O colapso da estrutura ocorreu quando as cargas de ensaio ocasionaram um momento fletor de 1.391 Kg.m. Somando este valor com o momento fletor ocasionado pelas cargas permanentes de ensaio 138 Kg.m, resulta que a estrutura suportou um total de 1529 Kg.m.

Considerando que o momento admissível para a seção utilizada é de 600 Kg, conclui-se que a estrutura apresenta um coeficiente de segurança em torno de 2,55.

O colapso ocorreu por flambagem da haste inclinada do pórtico, levando a crer que, se houver contraventamentos com terças, o coeficiente de segurança acima calculado, poderá ser aumentado.

#### 11.5 - Conclusões:

##### 11.5.1 - Módulo de elasticidade:

O módulo de elasticidade efetivo da estrutura, depois da pregagem das tábuas não coladas, situou-se na faixa entre 75000 Kg/cm<sup>2</sup> e 80.000 Kg/cm<sup>2</sup>, conclusão explicada na alínea c do item 11.3.

Considerando que a estrutura estudada seria projetada para ser executada com todas as tábuas coladas, poder-se-ia afirmar que seria válida a utilização do módulo de elasticidade com valor em torno de 85.000 Kg/cm<sup>2</sup>, conforme o ensaio comparativo efetuado.

##### 11.5.2 - Adesivo utilizado:

Notou-se, na estrutura, e nos ensaios comparativos, que as superfícies coladas comportaram-se de modo excelente, não permitindo que houvesse ruturas nestas regiões. Nota-se, por conseguinte, que a colagem de madeiras com adesivos apropriados, pode levar a estrutura a resultados plenamente satisfatórios.

É importante ressaltar que a tensão de aderência das superfícies coladas está situada, para peroba rosa, em uma ordem de grandeza muito conveniente para a elaboração de estruturas onde se necessita de transmissão de momentos fletores nas extremidades das barras.

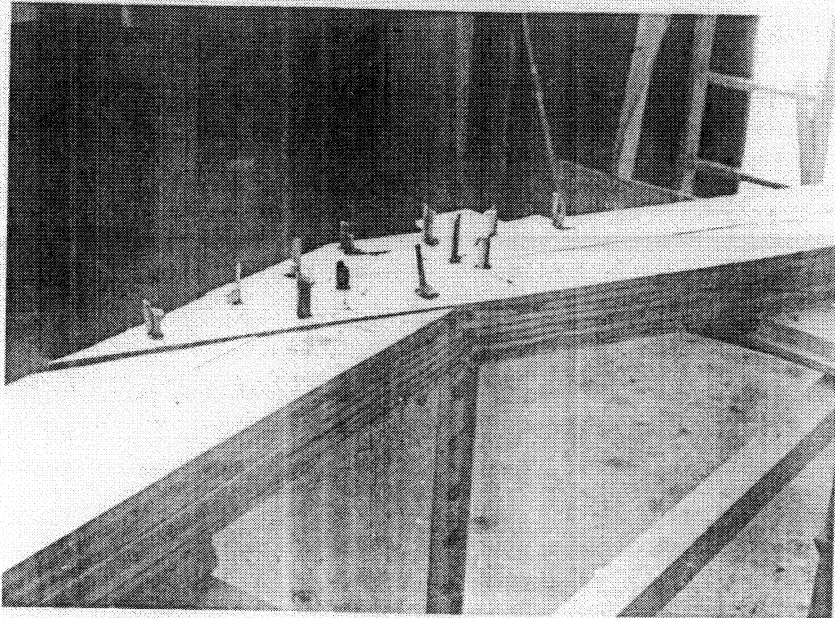


BIBLIOGRAFIA

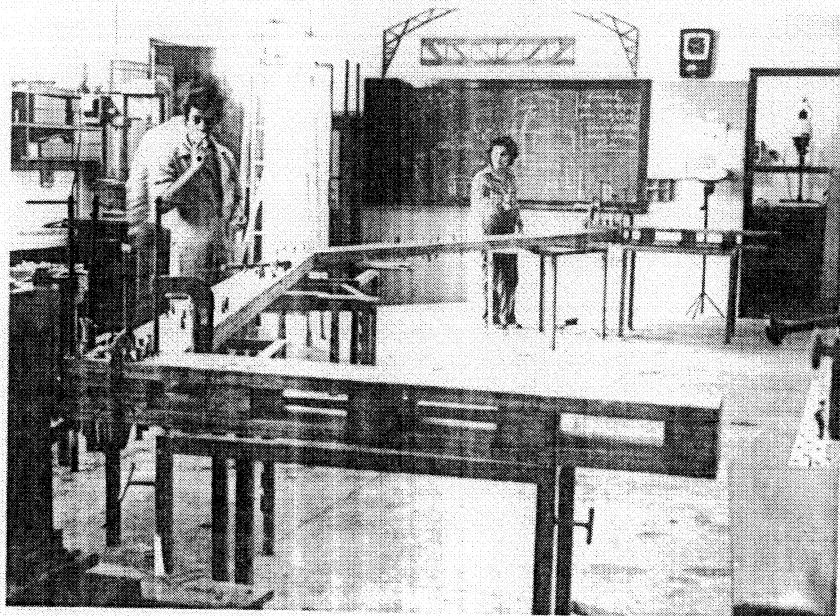
- 1 - Hellmeister, J.C. - *Sobre a Determinação das Características Físicas da Madeira - Tese de Doutorado - EESC - 1973.*
- 2 - Hellmeister, J.C. - *Madeiras e Estruturas de Madeira - Notas de aula - EESC - 1974.*
- 3 - Goldenhorn, S. - *Calculista de Estructuras - 8a. edição - Buenos Aires - 1956.*
- 4 - Rocha, A.M. - *Hiperestática Plana Geral, 1º volume - Editora Científica - 1972.*
- 5 - Rocha, A.M. - *Hiperestática Plana Geral, 2º volume - Editora Científica - Abril 1955.*
- 6 - Rocha, A.M. - *Hiperestática Plana Geral, 3º volume - Editora Científica - Julho 1957.*
- 7 - Polillo, A. - *Exercícios de Hiperestática - Editora Científica - 3a. Edição.*
- 8 - Rubinstein, M.F. - *Matrix Computer Analysis of Structures - Prentice-Hall, Inc.*
- 9 - Darkov, A. and Kuznetsov, V. - *Structural Mechanics - Mir Publishers, Moscow.*
- 10 - Kiseliou, V.A. - *Mecanica de Construccion, Tomo I - Editorial Mir, Moscú - 1972.*
- 11 - Schreyer - *Estática das Construções - Volume I - Editora Globo - 1960.*
- 12 - Schreyer - *Estática das Construções - Volume II - Editora Globo - 1971.*
- 13 - NB-11 - *Cálculo e Execução de Estruturas de Madeira - Norma Brasileira - 1951.*
- 14 - Instituto de Pesquisas Tecnológicas - *Madeiras Nacionais - Tabela de resultados de Ensaio Físicos e Mecânicos - 1956.*
- 15 - Weaver Jr, W. - *Computer Programs for Structural Analysis - D. Van Nostrand Co. Inc. - 1967.*

- 16 - Wang, C.K. - *Matrix Methods of Structural Analysis* - International Textbook Company - March, 1970.
- 17 - Skeist, I. - *Manual de Adesivos* - Companhia Editorial Continental, S.A - Maio, 1966.
- 18 - Langendonck, T. van - *Resistência dos Materiais, Tensões - Curso de Mecânica das Estruturas* - Editora Científica-1956.
- 19 - Langendonck, T. van - *Resistência dos Materiais, Deformações - Curso de Mecânica das Estruturas* - Editora Edgard Blücher Ltda - USP.
- 20 - Chugg, W.A. - *The Theory and Practice of the Manufacture of Glued Laminated Timber Structures* - Ernest Benn Limited - London, 1964.

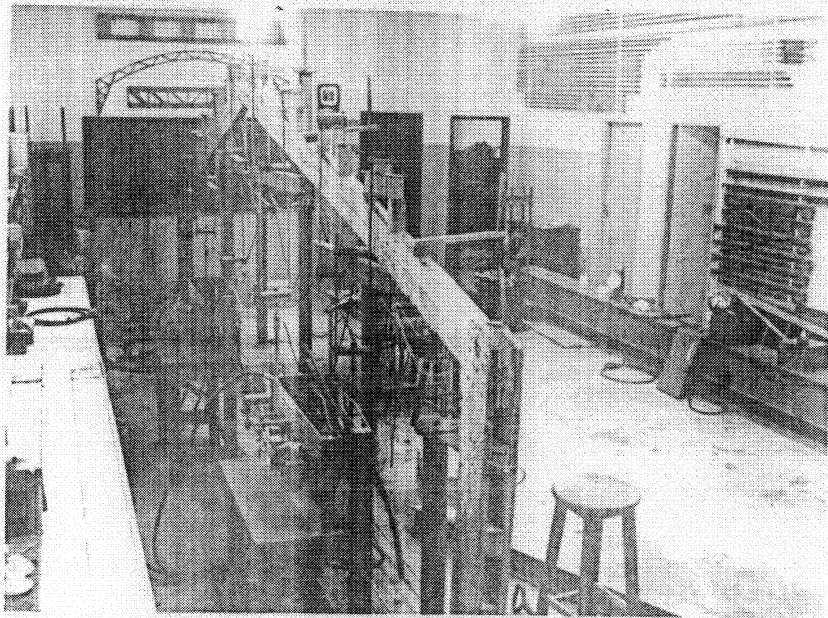
FOTOGRAFIAS



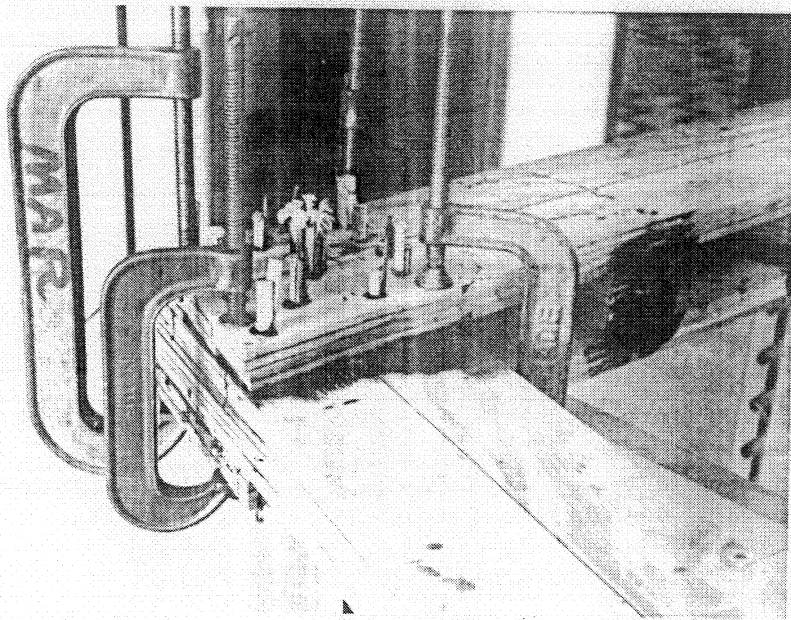
*-Execução da ligação das hastes inclinadas*



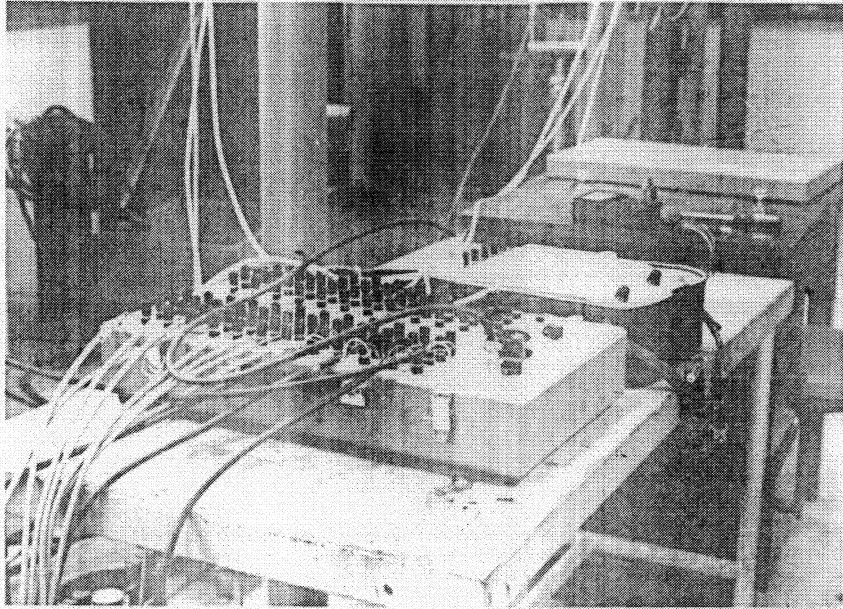
*Execução do pórtico*



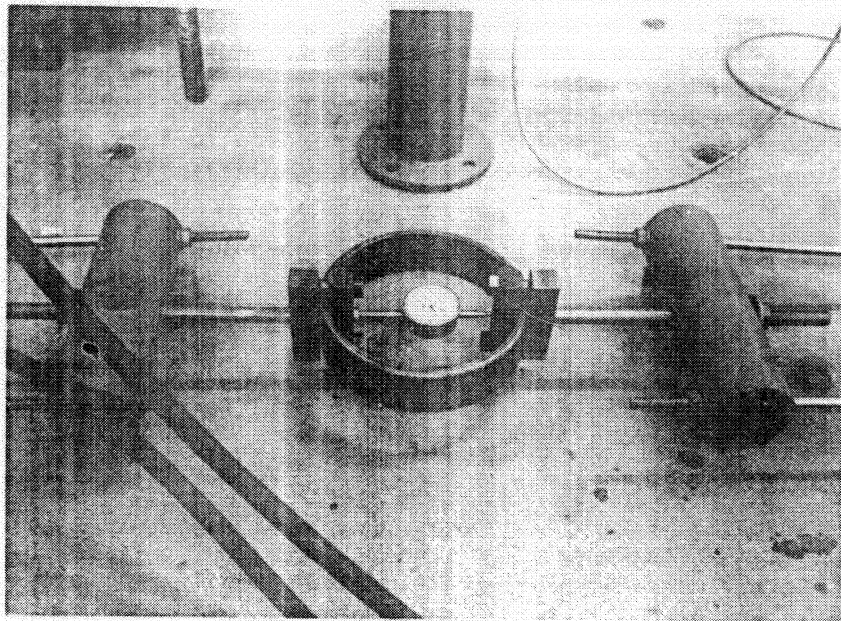
*Montagem do ensaio*



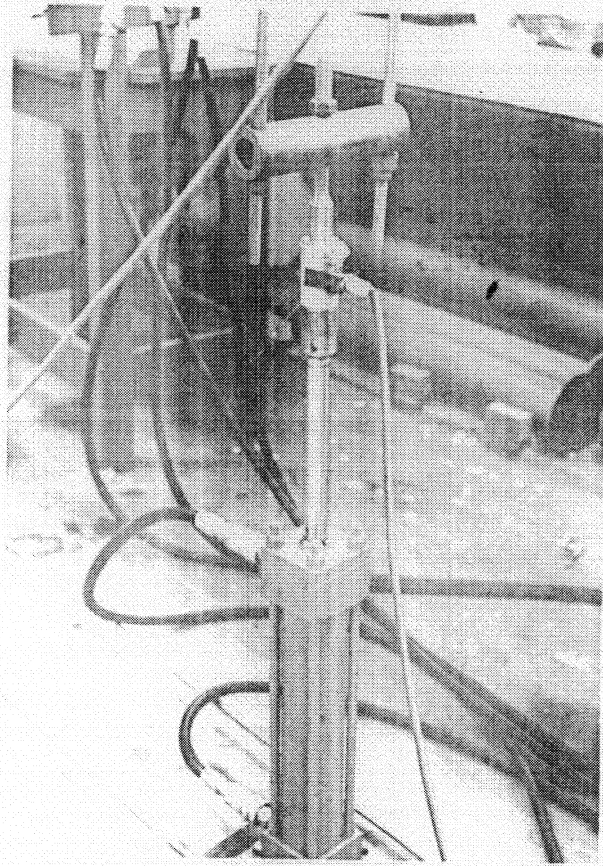
*Ligação barras vertical - inclinada*



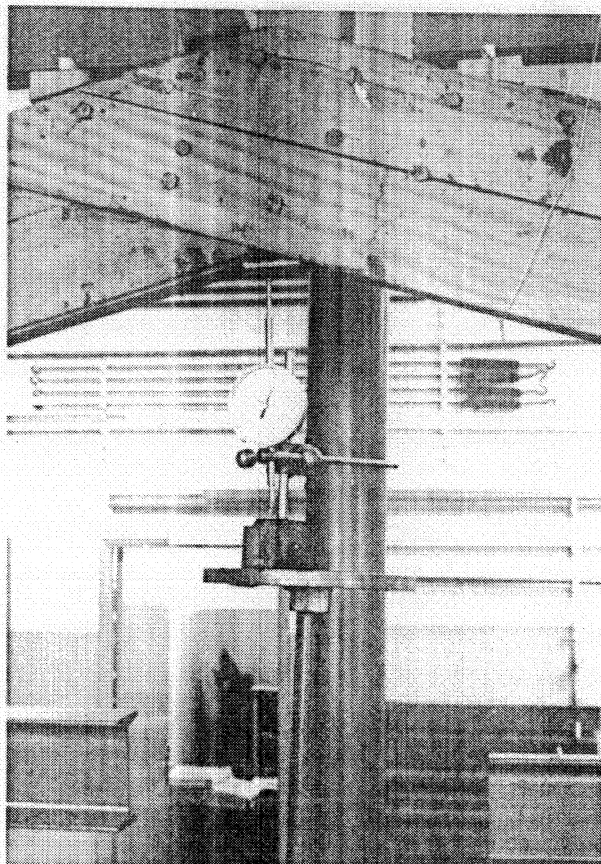
*Conjunto Kyova*



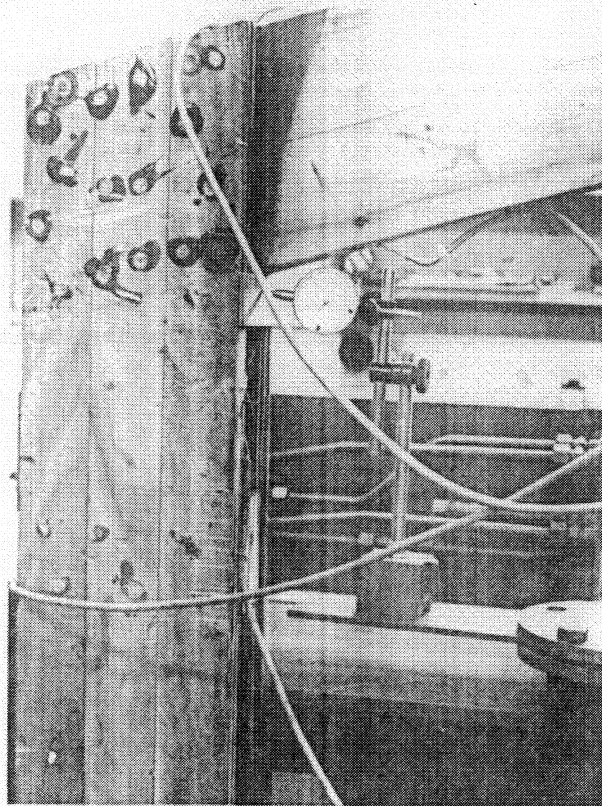
*Leitura do esforço horizontal*



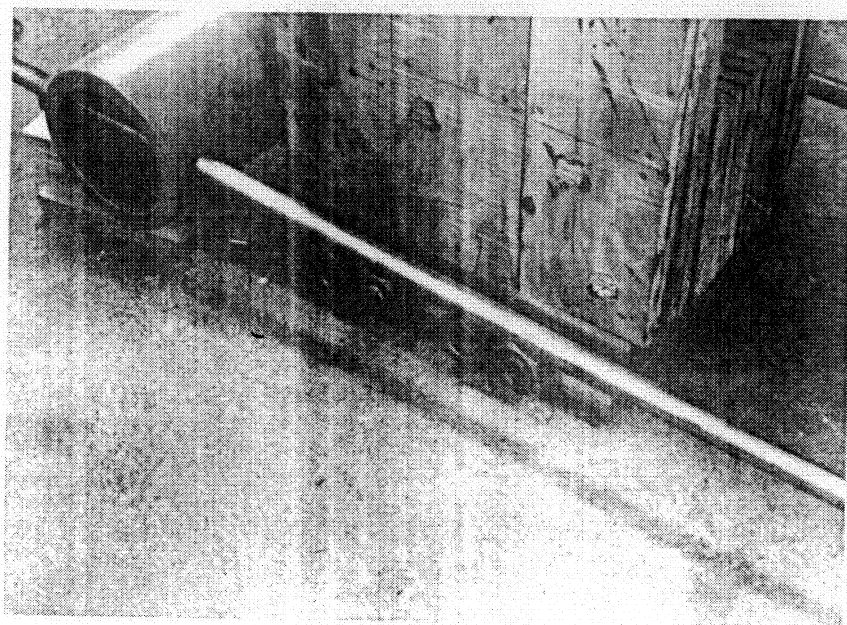
*Adaptação dos macacos*



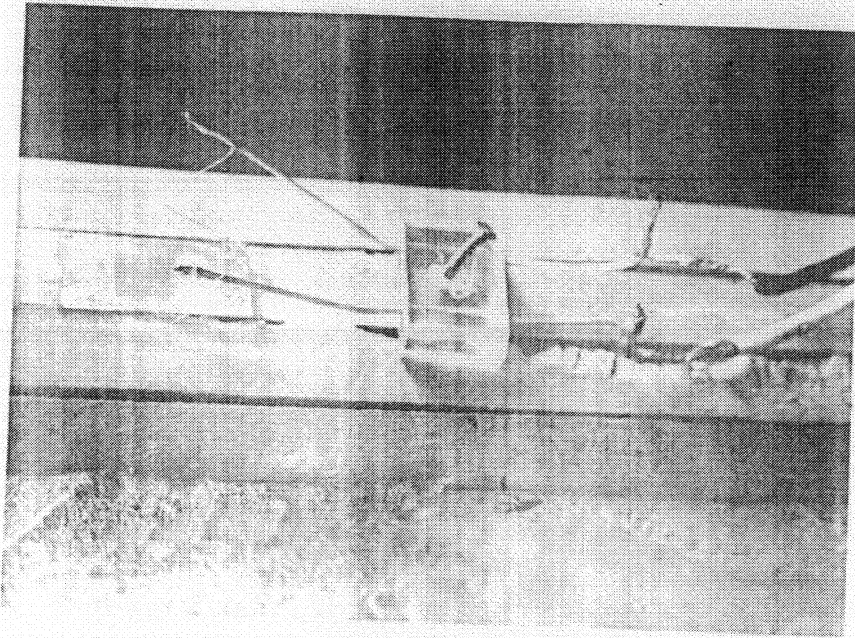
*Medidor da deformação vertical*



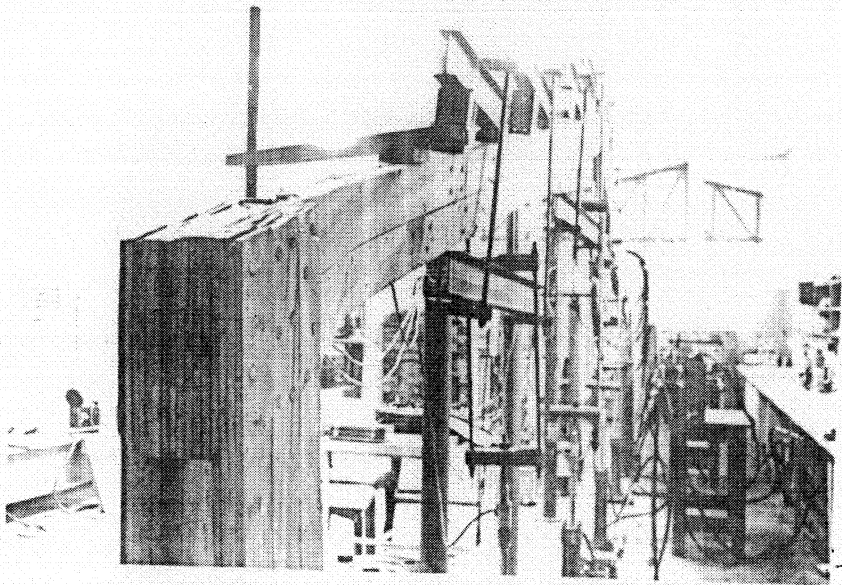
*Medidor da deformação horizontal*



*Apoio móvel*

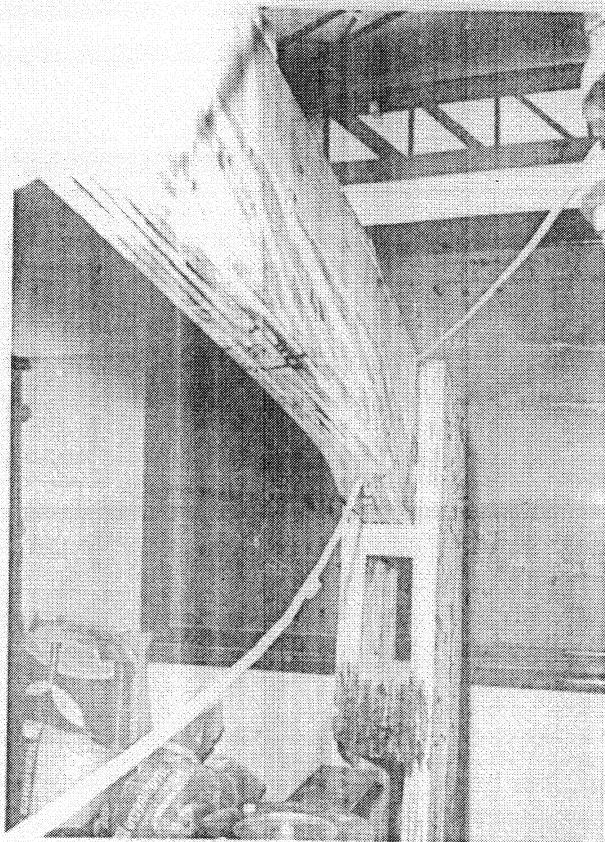


*Strain gage*

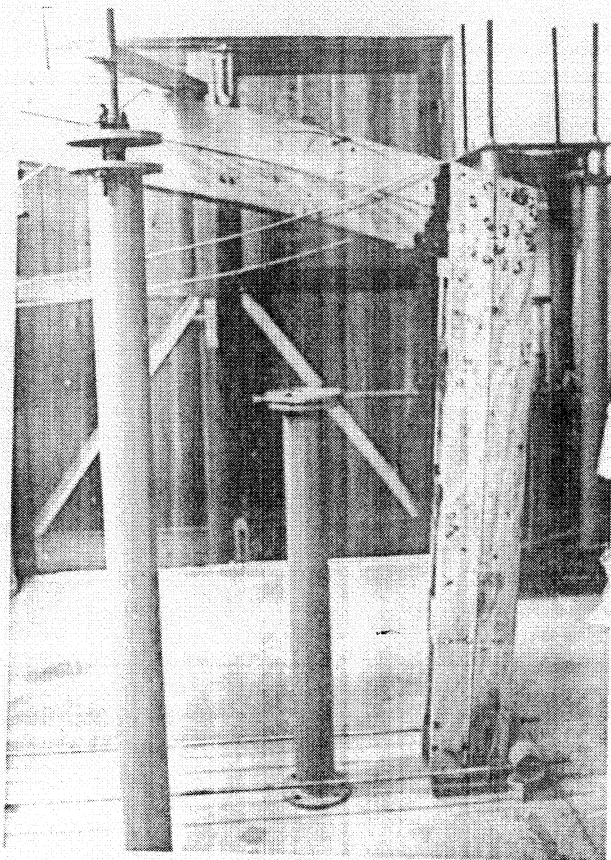


*Colapso da Estrutura - 1*





*Colapso da estrutura - 2*



As páginas 128 até 142, contêm programas de compu  
tação e detalhes de interesse imediato do Autor, do Orientador  
e da Banca Examinadora, sendo irrelevantes para o leitor. O for  
necimento das páginas citadas poderá ser efetuado pelo Labora-  
tório de Madeiras e de Estruturas de Madeira da Escola de Enge-  
nharia de São Carlos, ou pelo pelo Autor.