ESTUDO DA FADIGA EM ARTICULAÇÃO DE CONCRETO, TIPO FREYSSINET

Eduardo de Miranda Batista

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.).

Aprovada por:

Fernando L. Lameiro
(Presidente)

Benjamin Ean Ly

Yoshiaki Nagato

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JULHO DE 1979

BATISTA, EDUARDO DE MIRANDA

Estudo da Fadiga em Articulação de Concreto, Tipo Freyssinet [Rio de Janeiro] 1979

VIII,47p. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1976)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro. Fac. Engenharia

1. Concreto I. COPPE/UFRJ II.Título (série).

RESUMO

Este trabalho teve por finalidade o estudo do comportamento das articulações de concreto tipo Freyssinet para o caso de viadutos ferroviários.

Procurou-se reproduzir as condições de um apoio deste tipo, tanto nas suas dimensões quanto nas solicitações impostas. Aplicamos assim ao modêlo ensaiado milhões de ciclos de rotações, mantido constante o esforço normal de compressão.

As observações tinham por finalidade, bàsicamente, verificar a possibilidade de prejuízos causados à articulação por eventuais efeitos de fadiga no concreto que a compõe.

ABSTRACT

The purpose of this work was to study the behavior of the Freyssinet concrete hinges, used for rail viaducts.

We tried to fulfill the conditions for a support of this kind, either in its measures or in its efforts.So we applied to the model milions of cycles of rotations, keeping the axial compression steady.

The aim of the notes were actually to verify the possibility of damages to the hinges due to eventual effects of fatigue in the concrete which constitute them.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Fernando L. Lobo Carneiro pela orientação e incentivo.

Ao Engenheiro Ernani Diaz pelas sugestões, e grande interesse que demonstrou pela pesquisa.

A todo pessoal do Laboratório de Estruturas que de alguma forma contribuiu para a realização do trabalho, e em especial a João Pinto de Souza, o nosso conhecido "seu João".

NOTAÇÕES

σ_s - tensão no aço

σ_c - tensão no concreto

f_{cj} - resistência média do concreto a compressão, aos j dias

f_{ck} - resistência característica do concreto a compressão

f_t - resistência a tração do concreto

β_D - resistência prismática do concreto a compressão

β_W - resistência cúbica do concreto a compressão

E_c - módulo de elasticidade do concreto

E_s - módulo de elasticidade do aço

ε_s - deformação específica do aço

A_s - área da seção transversal de aço

s - desvio padrão

δ - deslocamento vertical da articulação

θ - rotação relativa da articulação

N - esforço normal de compressão

P - força de protensão

R - reação de apoio

K - força no macaco hidráulico

ÍNDICES

g - peso próprio

r - retração

t - temperatura

p - carga móvel

UNIDADES

1 N = 1 kg m/s^2 = 0,102 kgf

1 kN = 102 kgf

1 N/mm^2 = 10,2 kgf/cm^2

ÍNDICE

Pág.

CAPÍTULO I

1. OBJETIVO 1

2. HISTÓRICO 2

3. O COMPORTAMENTO DAS ARTICULAÇÕES DE CONCRETO FREYSSINET 4

4. ENSAIOS JÁ REALIZADOS EM ARTICULAÇÕES DE CONCRETO FREYSSINET 9

CAPÍTULO II

1. AS ROTAÇÕES E ESFORÇOS A CONSIDERAR 13

1.1. CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE REFERÊNCIA 13

1.2. RESULTADOS DAS ROTAÇÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS 16

1.3. RESULTADOS DAS REAÇÕES DE APOIO EM P4 19

2. O ENSAIO 20

2.1. O MODELO 20

2.2. INSTRUMENTAÇÃO 26

2.3. SOLICITAÇÕES IMPOSTAS NO MODELO 27

2.3.1. ESFORÇOS DE COMPRESSÃO PREVISTOS PARA A ARTICULAÇÃO 27

2.3.2. RESULTADOS DA PROTENSÃO 28

2.3.3. ROTAÇÕES IMPOSTAS AO MODELO 29

2.4. MATERIAIS 32

2.4.1. CONCRETO 32

2.4.2. AÇO 35

Pág.

CAPÍTULO III

1. RESULTADOS 36

1.1. ENCURTAMENTO DA ARTICULAÇÃO 36

1.2. RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO 38

1.2.1. EFEITO DO PESO PRÓPRIO SOBRE A AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO 38

1.2.2. EFEITOS DOS CABOS DE PROTENSÃO SOBRE A AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO 40

1.2.2.1. BINÁRIO PROVOCADO PELOS CABOS DEVIDO A ROTAÇÃO NA ARTICULAÇÃO 40

1.2.2.2. FORÇA DEVIDA AO CONTATO DOS CABOS COM AS BAINHAS 41

1.2.3. VALOR DE RIGIDEZ 42

2. CONCLUSÕES 44

3. PROSSEGUIMENTO DA PESQUISA 46

BIBLIOGRAFIA 47

CAPÍTULO I

1) OBJETIVO

O objetivo deste estudo é o de verificar o comporta - mento de uma articulação de concreto, tipo Freyssinet, quando submetida a sucessivas rotações. Para um grande número de ciclos de rotações impostas, poderíamos verificar a existência de danos, causados por um processo de fadiga no material que compõe a articulação. Resumindo, trata-se de um ensaio de fadiga em articulação de concreto.

Já é largamente conhecido o comportamento dessas articulações quando submetidas a carregamentos estáticos. Para comportamento dinâmico conhecemos poucos ensaios realizados (1).No nosso caso o que se procurou reproduzir foi o comportamento de uma articulação de concreto localizada em um apoio de um viaduto ferroviário em viga contínua, com vãos de 30m.

A sugestão para tal estudo nos veio do Engenheiro Ernani Diaz e relaciona-se com o viaduto 04-07 da Ferrovia do Aço. Trata-se de vãos próximos aos máximos usados em viadutos de concreto armado e com carregamento móvel também máximo, já que temos para tal um comboio de minérios. Isso tudo nos leva a rotações bem grandes nos apoios.

Considerando o largo emprego dessas articulações, plenamente justificado pelo seu bom comportamento e baixo custo, e o fato de não se ter ainda uma verificação experimental quanto a efeito de fadiga, para as solicitações previstas em estrutura de tal porte, concluimos pela utilidade da realização deste en

saio.

2) HISTÓRICO

As articulações de concreto vêm de há muito sendo usadas em obras de engenharia. A primeira aplicação que se conhece foi em 1923, levada a efeito por Freyssinet, na ponte Candelier sur la Sainbre (3). A idéia de Freyssinet, na época, era a de evitar certos defeitos que ocorriam nas "articulações rolantes" (Figura 1a). Essas articulações podiam sofrer prejuízo no seu comportamento pelo acúmulo de areia, pedaços de madeira, restos de argamassa, detritos enfim, que se acumulam nas suas superfícies de contato, impedindo a livre rotação dos elementos. Além disso, eram as articulações rolantes de difícil execução. A idéia foi então interpor entre as superfícies uma fina camada de argamassa (Figura 1b). Quando colocada em carga, essa argamassa se fissuraria levando a articulação a um contato pontual, tal como nas articulações rolantes.

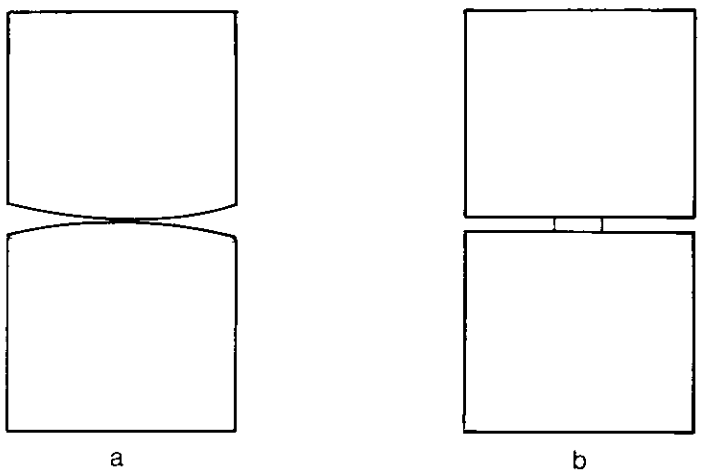


FIGURA 1 - a) ARTICULAÇÃO ROLANTE
b) ARTICULAÇÃO FREYSSINET

Mas eis que nos ensaios realizados, esse tipo de articulação não funcionou como se esperava. Não se nota nenhuma fissuração e o nó de argamassa parece "se comportar como uma massa líquida contida em um invólucro inextensível, sem apresentar jamais nem uma solução de continuidade nem qualquer desordem".

Observava-se pela primeira vez o comportamento de uma "articulação plástica em concreto".

Após esta primeira utilização de articulação de concreto outros engenheiros o fizeram, tornando-se cada vez maior o seu uso.

Apesar dessa articulação permitir apenas liberdade de rotação, impedindo deslocamentos relativos lineares entre as duas superfícies, pode-se, quando necessário, usando apoio pendular, construir-se apoios que permitam movimentos de translação, ainda com o uso de articulações de concreto. Assim são os casos dos pilares pendulares e pilares-parede pendulares (Figura 2).

Mesmo após o surgimento das articulações de borracha Neoprene, continuaram as articulações de concreto com larga utilização. Seu baixo custo e facilidade de execução continuam justificando-a plenamente.

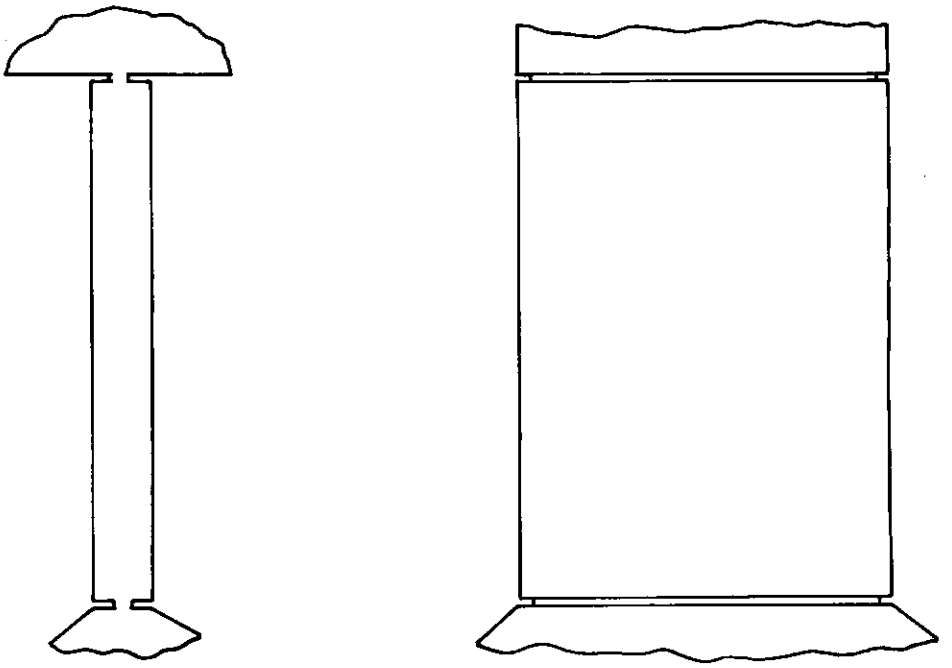


FIGURA 2 - PILAR PENDULAR

3) O COMPORTAMENTO DAS ARTICULAÇÕES DE CONCRETO FREYSSINET

Uma articulação tipo Freyssinet sugere um vínculo com um grau de liberdade (rotação Z), podendo ser considerado um "apoio do 2º gênero" (Figura 3). Os deslocamentos lineares relativos entre os pontos i e k (ou j e ℓ), tanto na direção X quanto Y, são absolutamente desprezíveis, para considerações de deslocabilidades da estrutura.

A questão central para o entendimento do comportamento dessas articulações reside no seguinte: como uma seção de concreto de dimensões axB resiste mais, e isto os ensaios nos demonstram, que uma seção AxB , bem maior que a anterior?

Essa situação, que a primeira vista parece exdrúxula, e também o foi para Freyssinet nas suas primeiras experiências com essas articulações, como o vimos no ítem 1 desse capítulo,

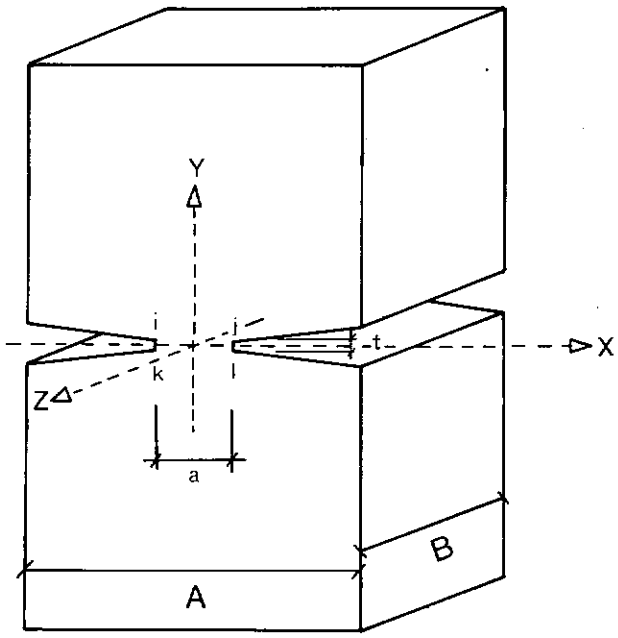


FIGURA 3 - ART. FREYSSINET COM EIXOS COORDENADOS

os diversos autores explicam de maneiras diversas mas levando sempre a um único ponto: o concreto na região da articulação está submetido a um estado triaxial de tensões, tratando-se pois de um concreto "cintado" , o que explica sua alta capacidade resistente. Podemos dizer que o material está impedido de quaisquer deslocamentos lineares na direção X, sendo que na direção Z esse impedimento só é efetivo fora das regiões extremas da articulação (face ijkℓ da Figura 3), onde o estado de tensões fica perturbado.

De fato, se observarmos a pequena dimensão da espessura da "garganta" (segmento ik=jℓ), em comparação com as demais dimensões da peça, podemos admitir que as deformações transversais que resultariam do esforço normal aplicado (direção Y),são nulos. Essa indeformabilidade transversal resulta em tensões nessas direções, o que nos dá um estado triplo de tensões.

Podemos entender também essas tensões transversais através do esforço horizontal H, que surge com o desvio do fluxo de tensões (Figura 5a).

O comportamento de "carga localizada" foi estudado experimentalmente por Nadai em aço doce, e Gehler em argamassa 1:2 e em pasta pura de cimento; e por Prandtl teóricamente (3).

Segundo Leonhardt (5) pode-se chegar a cerca de oito vezes a resistência prismática do concreto antes deste se romper. Sabemos também que essa resistência será tanto maior quanto maior for a relação A/a (Figura 3).

O gráfico da Figura 4 mostra a relação entre a resistência de corpos prismáticos (β_D) e a resistência cúbica do concreto (β_W) em função da esbeltez desses prismas (h/d) (5). Esse aumento de resistência tem a mesma explicação que a apresentada para as articulações de concreto, ou seja, a grande rigidez transversal das placas de aço da prensa que ensaia os prismas de concreto.

Temos portanto, que a relação a/t (Figura 3) influi positivamente (quanto maior esta relação, melhor o comportamento da articulação) no comportamento das articulações de concreto tipo Freyssinet, respeitando certo limite para que se permita a rotação relativa das peças articuladas.

Admitimos ainda que, pelo simples fato da concentração das isostáticas nos cantos da garganta (Figura 5a), que a distribuição das tensões não é uniforme, passando-se por um valor máximo nos cantos, maior que a tensão média (Figura 5b). Essa relação entre σ_M e σ_m foi aferida em ensaios de Dix (3), que avaliou em

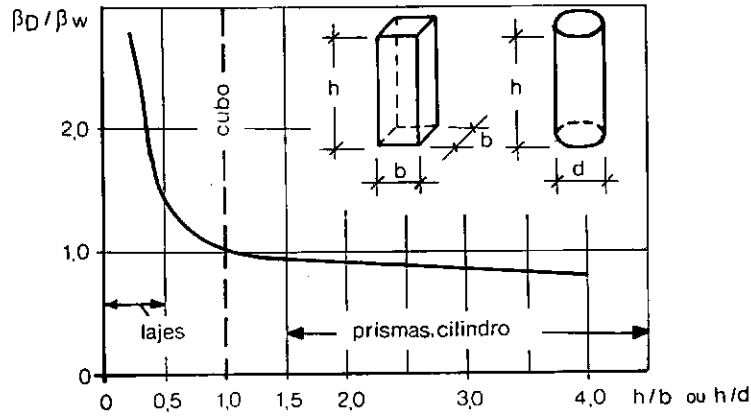


FIGURA 4 - RELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS PRISMÁTICA E CÚBICA DO CONCRETO EM FUNÇÃO DA ESBELTEZ (5)

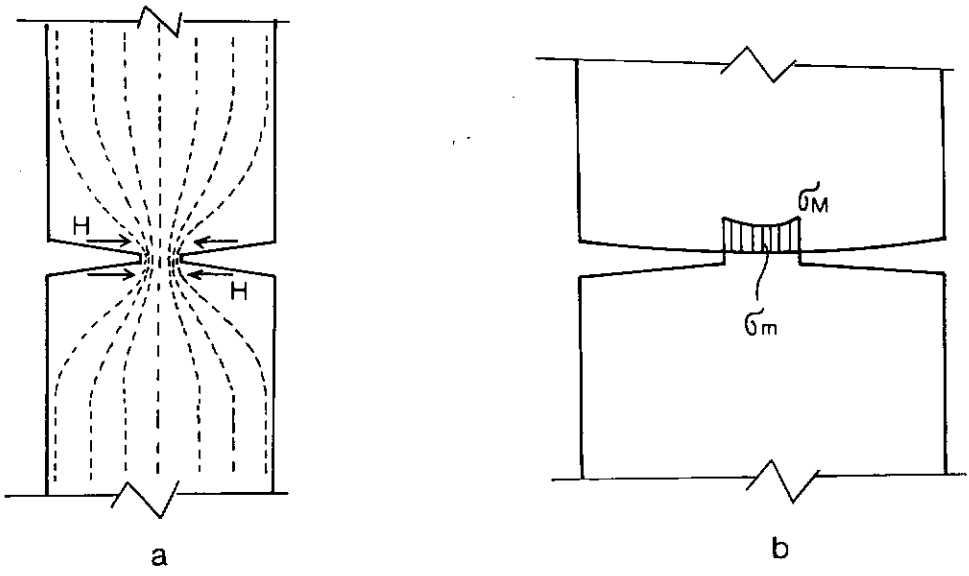


FIGURA 5 - a) FLUXO DE TENSÕES
b) DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES NA "GARGANTA"

$$\frac{\sigma_M}{\sigma_m} = 1,37$$

Um estudo que nos mostre como se dá realmente a distribuição das tensões ao longo da articulação, ainda está por ser feito (pelo menos na bibliografia levantada). Leonhardt por exemplo, estudou esta distribuição, mas apenas nas faces laterais externas da articulação, que mostra uma configuração que não representa a realidade desta distribuição no interior da articulação.

Quanto à armação da articulação (Figura 6), optamos por nosso modelo de ensaio sem qualquer armação no seu nó. Isto porque nos parece que a existência de barras de aço atravessando a articulação, passando pelo seu eixo, não trariam consequências de vulto quanto à possibilidade da ocorrência de fadiga no concreto, contribuindo apenas para aumentar a rigidez à rotação da articulação.

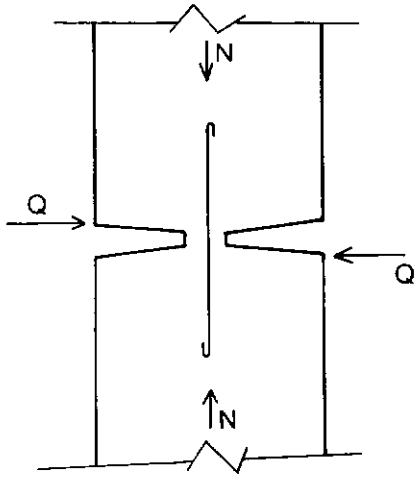


FIGURA 6 - ARTICULAÇÃO DE CONCRETO ARMADO

4) ENSAIOS JÁ REALIZADOS EM ARTICULAÇÕES DE CONCRETO FREYSSINET

Mostramos a seguir alguns estudos já realizados sobre o nosso tema de estudo, com os resultados que mais nos interessam.

a) Experiência de Blévot (7)

Os corpos de prova ensaiados são mostrados na Figura 7. Os ensaios eram de compressão simples.

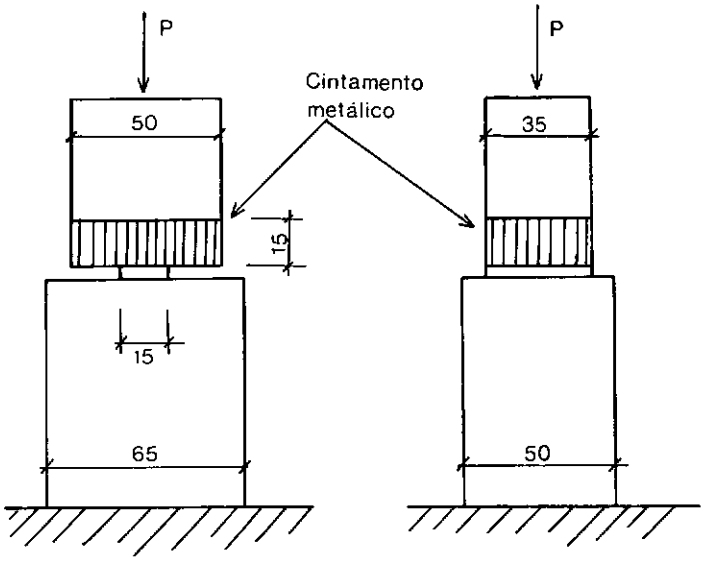


FIGURA 7 - ENSAIO DE BLÉVOT

Todas as rupturas ocorreram nas regiões vizinhas da articulação por esforços transversais de tração, permanecendo esta sempre intacta. No caso do corpo de prova em que houve maior resistência da fretagem, pode-se chegar a uma relação entre a tensão aplicada na articulação e a resistência cúbica do concreto acima de 4.

Percebe-se pelos ensaios de Blévot o quanto é difícil se conseguir a destruição do nó de uma articulação Freyssinet, através de carga centrada.

b) Ensaios de Leonhardt (2)

Submeteu-se três tipos de articulações de concreto a um grande número de rotações alternadas. Um desses modelos é mostrado na Figura 8. O acompanhamento das deformações das articulações submetidas a rotações realizado nessas experiências levaram a conclusões que muito nos interessam.

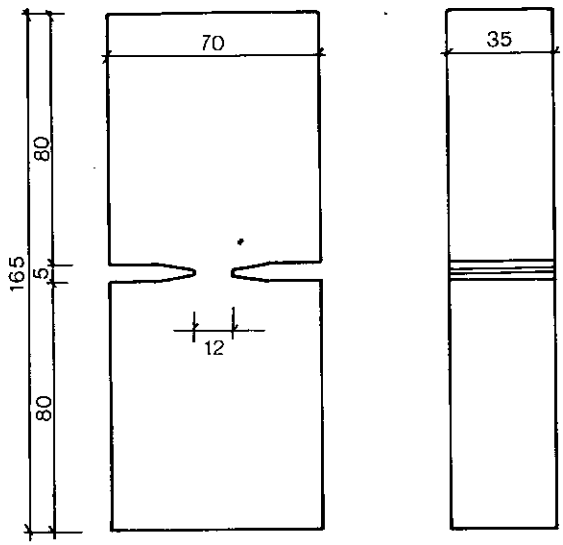


FIGURA 8 - MODELO DO ENSAIO DE LEONHARDT

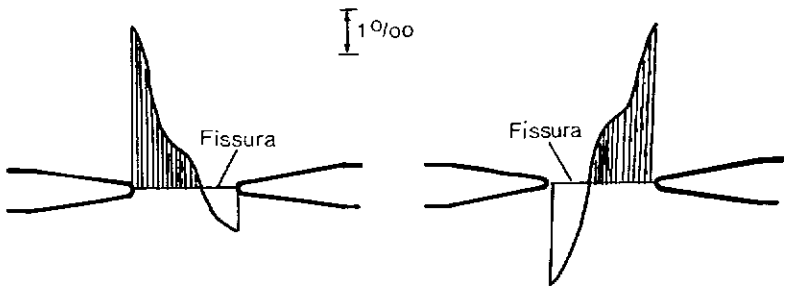


FIGURA 9 - DEFORMAÇÕES ANOTADAS POR LEONHARDT

Na Figura 9 vemos as medidas das deformações efetuadas na articulação I. À esquerda, para uma primeira rotação de $5^{o}/oo$ para a esquerda; à direita, para a rotação seguinte de $5^{o}/oo$ para a direita. A tensão média na articulação é a mesma nos dois casos, mas no entanto, vemos que as deformações na segunda rotação são maiores que na primeira: é o efeito da fluência.

Esse efeito de fluência, aí constatado, tem uma importância muito grande para a análise dos resultados do nosso ensaio. Funcionando como um "atenuador" das tensões, certamente contaremos bem mais com esse efeito no caso das articulações em serviço, onde as rotações são impostas muito mais lentamente e com menor frequência que no caso do ensaio em laboratório. Fica claro portanto que no caso do nosso ensaio estamos concluindo "a favor da segurança".

c) Ensaios das Articulações de Concreto Armado do Viaduto Hardturn (1)

Esses ensaios foram realizados pelo Instituto de Pesquisas EMPA, na Suiça, sob a orientação de E.O. Fessler. Trata-se aqui de ensaios de fadiga de articulações de concreto armado de um viaduto ferroviário com vãos de até 43,0m. O modelo ensaiado (Figura 10) foi submetido a milhões de ciclos de carga, sendo que, diferentemente do nosso ensaio, variava-se o esforço normal: de 2500 a 4500 kN, aplicadas sobre o modelo, para uma rotação fixa.

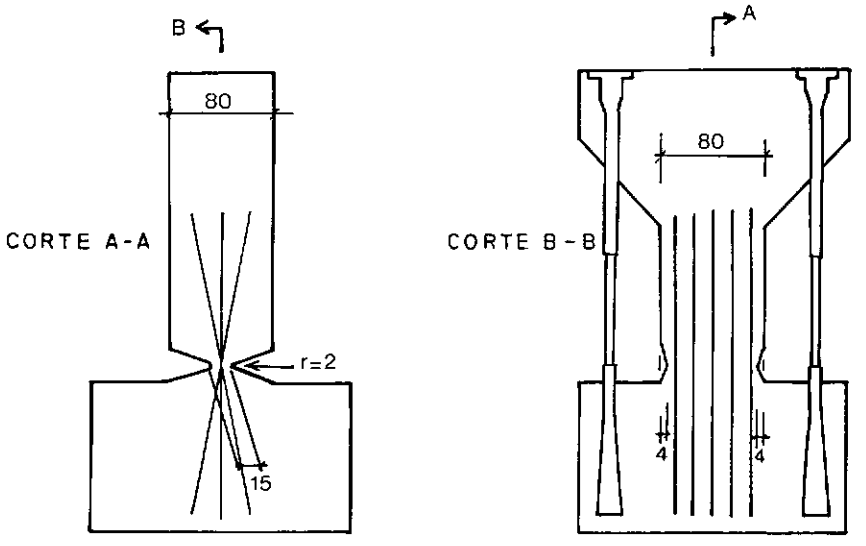


FIGURA 10 - MODELO ENSAIADO NO EMPA

Fez-se o acompanhamento, nos três modelos ensaiados, da fissuração da rótula, do seu encurtamento e do momento de reação, ao longo do tempo.

Chegou-se a $37,4 \times 10^6$ pulsações, à frequência de 250 por minuto, com uma rotação de até $24,1^o/oo$ sem que ocorresse a rutura da articulação. Após esses ensaios dinâmicos procedeu-se a um carregamento com o dobro da carga de utilização da articulação (9000 kN) e uma rotação de $6^o/oo$, não havendo indícios de rutura.

Conseguiu-se efetivamente a rutura da articulação para um giro de $500^o/oo$ (!) e uma carga de compressão de 2500 kN.

Este foi o único ensaio de solicitações dinâmicas em articulações Freyssinet que nos chegou às mãos.

CAPÍTULO II

1) AS ROTAÇÕES E ESFORÇOS A CONSIDERAR

1.1) CARACTERÍSTICAS DA ESTRUTURA DE REFERÊNCIA

Para a verificação da ordem de grandeza das rotações e dos esforços a serem admitidos na articulação, tomamos como referência um viaduto ferroviário em viga contínua. Trata-se do viaduto 04 - 07 da Ferrovia do Aço, cujos dados foram fornecidos pela Engefer.

Consta de uma superestrutura em viga caixão, em concreto armado,com 5 vãos de 30m cada, e uma meso-estrutura com pilares com alturas variando entre 12,0m e 33,0m (Figura 11).

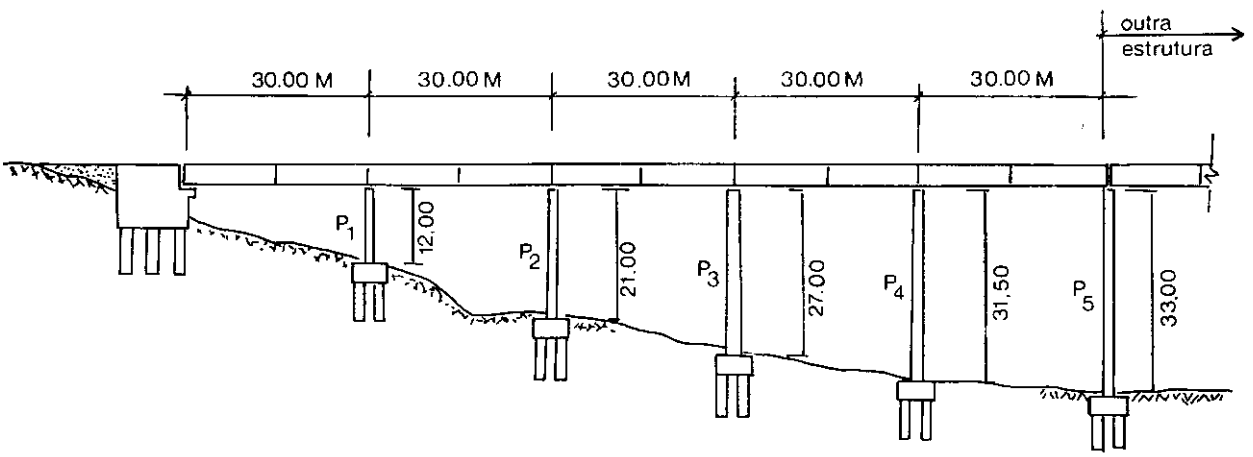


FIGURA 11 - ASPECTO DO VIADUTO 04-07 DA FERROVIA DO AÇO

Um detalhe na seção transversal no meio de vão aparece na Figura 12.

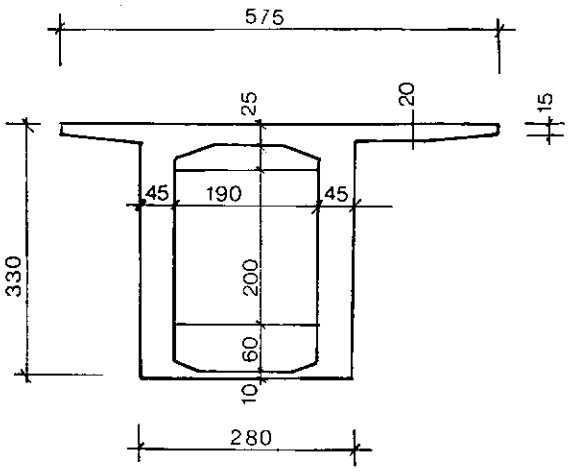


FIGURA 12 - CORTE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA SUPERESTRUTURA

Os pilares são de inércia constante, enquanto a superestrutura possui alargamento nas vigas e nas lajes, junto dos apoios, conforme mostra a Figura 13.

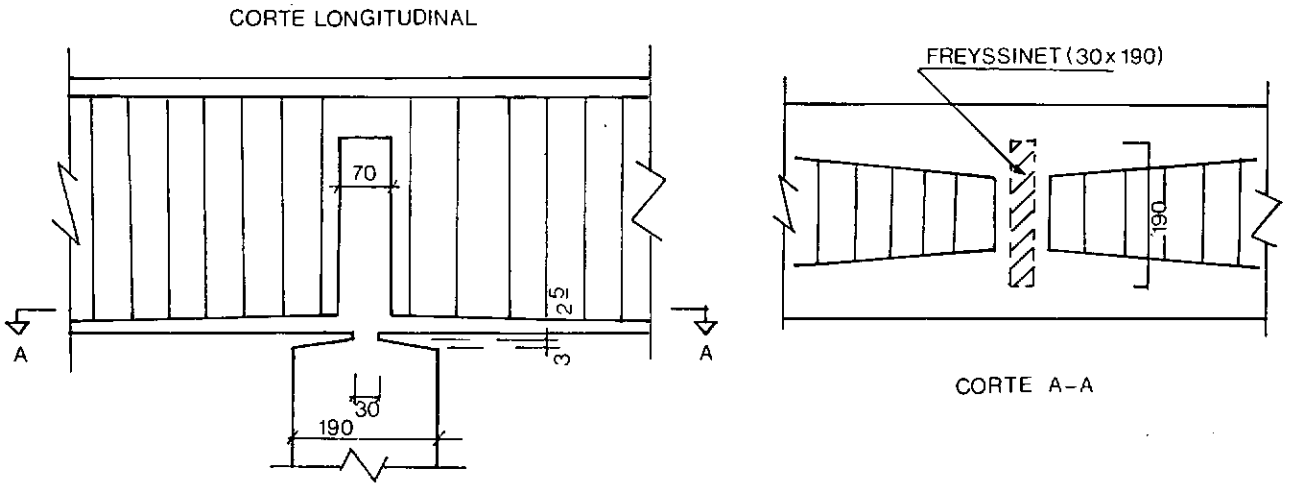


FIGURA 13 - DETALHE DA ARTICULAÇÃO FREYSSINET DO VIADUTO

As articulações de concreto, conforme se vê na Figura 13, têm as dimensões de 30x190 em seção transversal e uma altura na garganta de 2,5cm.

Para o cálculo das rotações máximas que surgirão nos apoios de um viaduto do tipo apresentado anteriormente, consideramos:

a) Esquema Estrutural de Cálculo

O cálculo foi feito em viga contínua, inércia constan

te: I = 4,00 m^4 (seção transversal no meio do vão).

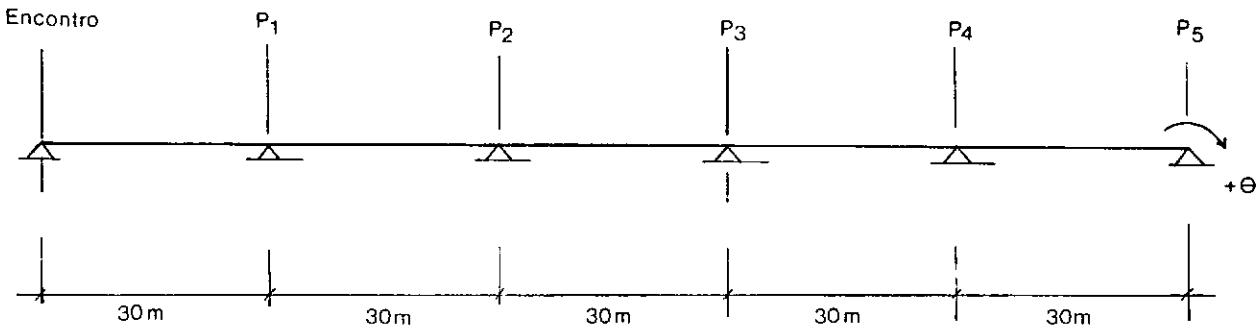


FIGURA 14 - ESQUEMA ESTRUTURAL PARA CÁLCULO DAS VIGAS

O módulo de elasticidade do concreto foi tomado, considerando um concreto com resistência característica f_{ck} = 15,0 N/mm^2, igual a

$$E_c = 21000 \sqrt{150+35} = 285.630\ k_{gf/cm^2} = 28563\ N/mm^2$$

b) O Trem tipo adotado é o "trem tipo real", fornecido pela Engefer. Ele está na Figura 15, representado pelas cargas por eixos.

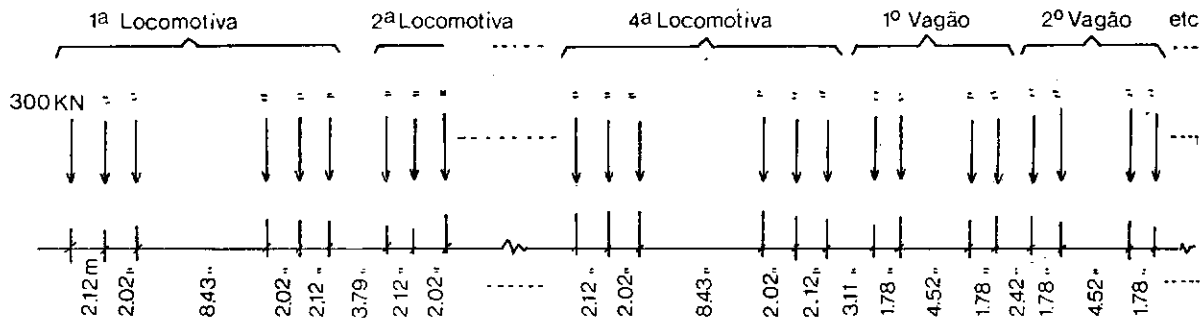


FIGURA 15 - TREM TIPO ADOTADO

c) Fez-se o cálculo dos valores "em serviço", adotando-se a majoração dos efeitos de carga móvel apenas pelo coeficiente de impacto da Norma Brasileira NB-2

$$\psi = 0{,}001\ (1600 - 60\sqrt{\ell} + 2{,}25\ell)$$

$$\ell = 30m \quad \rightarrow \quad \psi = 1{,}338$$

d) Pesquisou-se os valores máximos e mínimos para a situação usual do comboio passeando integralmente sobre o viaduto, que é a situação que se repetirá um número considerável de vezes, sendo desprezível para efeito de um estudo de fadiga, os efeitos máximos envoltórios, considerando-se o trem-tipo na posição mais desfavorável possível.

Essa pesquisa foi feita com um programa de viga contínua que movimenta o trem-tipo, procurando as solicitações ou deslocamentos máximos

1.2) RESULTADOS DAS ROTAÇÕES MÁXIMAS E MÍNIMAS

Apresentaremos aqui apenas os resultados referentes aos apoios em P4 e P5 (Figura 11), que correspondem às maiores rotações.

a) Peso Próprio

	P4	P5
θ_g	$+0,18^o/oo$	$-0,66^o/oo$

TABELA 1 - ROTAÇÕES DEVIDO AO PESO PRÓPRIO

b) Carga Móvel (sem considerar o coeficiente de impacto)

	P4	P5
θ_p^+	$+0,39^o/oo$	$+0,12^o/oo$
θ_p^-	$-0,27^o/oo$	$-0,69^o/oo$

TABELA 2 - ROTAÇÕES DEVIDO À CARGA MÓVEL

c) Retração e Temperatura

Esses efeitos no topo dos pilares nos foram forneci - dos pela Engefer e estão mostrados na Figura 16 e na Tabela 3.

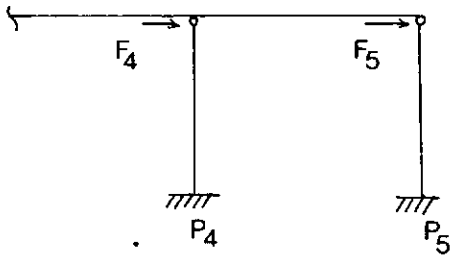


FIGURA 16 - FORÇAS HORIZONTAIS NO TOPO DOS PILARES

TABELA 3 - FORÇA NO TOPO DOS PILARES DEVIDO A RETRAÇÃO E TEMPERATURA

	P4	P5
F_r (kN)	-162,0	-158,0
F_t (kN)	±208,4	±214,0

A rotação resultante nos apoios obedecendo a convenção da Figura 17, será:

$$\theta = \frac{1}{2} \frac{M\ H}{E\ I_p}$$

M = momento na base do pilar = F.H

H = altura do pilar

E = módulo de elasticidade do concreto

I_p = momento de inércia do pilar

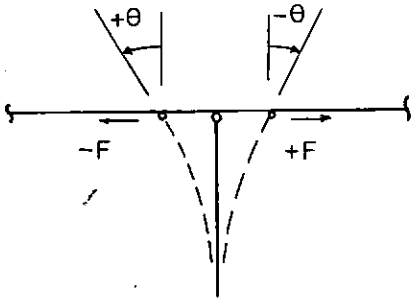


FIGURA 17 - CONVENÇÃO DE ROTAÇÕES

	P4	P5
θ_r	$+0,82^o/oo$	$+0,87^o/oo$
θ_t	$\pm 1,05^o/oo$	$\pm 1,18^o/oo$

TABELA 4 - ROTAÇÕES DEVIDO À RETRAÇÃO E TEMPERATURA

d) Combinação das Rotações

Apoio 4:

1) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^+ + \theta_t^+ = + 2,57^o/oo$

2) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^- + \theta_t^+ = + 1,69^o/oo$

3) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^- + \theta_t^- = - 0,41^o/oo$

Apoio 5:

1) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^- + \theta_t^- = - 1,89^o/oo$

2) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^+ + \theta_t^- = - 0,81^o/oo$

3) $\theta_g + \theta_r + \psi.\theta_p^+ + \theta_t^+ = + 1,55^o/oo$

Verifica-se que a amplitude $\Delta\theta$ de rotação devido a carga móvel é maior no apoio P5, onde $\psi.\Delta\theta_p = 1,08^o/oo$, enquanto no apoio 4 temos $\psi.\Delta\theta_p = 0,88^o/oo$.

No entanto, a rotação máxima ocorre em P4, onde chegamos a $2,57^o/oo$.

Esse valor máximo de rotação é que nos levou a escolher os efeitos em P4 para serem reproduzidos no nosso ensaio.

Optamos então para as duas situações limites definidas pelos giros de + 2,57°/oo e + 1,69°/oo. Escolhemos portanto trabalhar com uma situação fixa de temperatura (no caso $-F_t$, que provoca + 1,05°/oo), que se soma aos efeitos permanentes de peso próprio e retração, em cima dos quais alternamos os valores de θ_p^+ e θ_p^-.

Nos parece que se fizermos uma alternância nos efeitos de temperatura, de tal modo que acompanhassem as rotações de carga móvel, o que realmente provoca o caso de amplitude máxima de rotações, seria jogar com uma situação muito forçada, com nenhuma possibilidade de se repetir um número considerável de vezes no caso real de uma estrutura em uso.

1.3) RESULTADO DAS REAÇÕES DE APOIO EM P4

Carga Permanente $\qquad R_g^4 = 3972 \ \text{kN}$

Carga Móvel

Reação máxima para o trem-tipo passeando integralmente sobre a estrutura (e não apenas nos vãos favoráveis)

$$R_p^{max} = 3938 \ \text{kN}$$

Reação mínima para o trem-tipo passeando integralmente sobre a estrutura

$$R_p^{min} = -159 \ \text{kN}$$

Reação máxima

$$R_g + \psi.R_p^{max} = 3972 + 1,338 \times 3938 = 9241 \text{ kN}$$

Reação mínima

$$R_g + \psi.R_p^{min} = 3972 - 1,338 \times 159 = 3759 \text{ kN}$$

1.4) TENSÃO MÁXIMA NA ARTICULAÇÃO DE CONCRETO

Considerando a articulação com 30x190 cm teremos

$$\sigma_c = \frac{9241}{0,3 \times 1,9 \times 10^6} = 16,21 \text{ N/mm}^2$$

Valor de cálculo dessa tensão:

$$R_d = (3972 + 1,2 \times 3938) \times 1,4 = 14410 \text{ kN}$$

$$\sigma_c = 25,29 \text{ N/mm}^2$$

2) O ENSAIO

2.1) O MODELO

A articulação ensaiada obedece uma relação a/A, que representa o estreitamento da garganta, de

$$\frac{a}{A} = \frac{12}{76} = 0,158$$

No protótipo (caso do viaduto) esta relação é de

$$\frac{30}{190} = 0,158$$

O detalhe da articulação ensaiada segue as prescri - ções de Leonhardt (5) para projeto desse tipo de articulação.

A articulação não possui armação alguma e suas dimensões são mostradas na Figura 18.

A escolha do comprimento da articulação, (b na Figura 18),foi feita em função do valor da tensão a ser obtida no concreto. Previa-se para esta tensão um valor no entorno da resistência média do concreto.

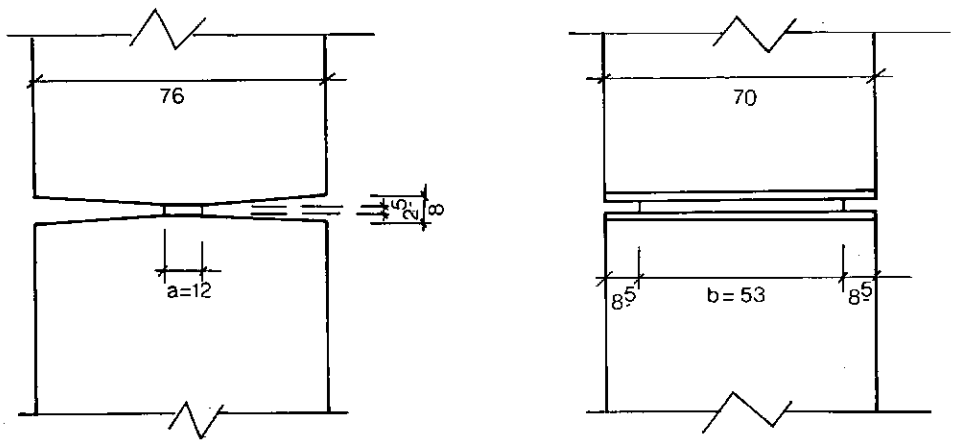


FIGURA 18 - DETALHE DA ARTICULAÇÃO ENSAIADA

No caso do comprimento do modelo, tivemos que optar por um valor grande (6,0m de apoio a apoio), e isto porque quanto mais curto fosse o nosso modelo, menor seria o valor do deslocamento da articulação, correspondente a rotação desejada, o que tornaria sempre mais difícil o controle desses deslocamentos.

Para realizar o controle desses deslocamentos utilizamos limitadores, através de porca e contra-porca (Figura 20). Aí ajustamos e limitamos o curso do macaco. Paralelamente, o pulsador, limitando a pressão de óleo máxima e mínima, permite uma amplitude fixa de deslocamentos. Esse mecanismo de ajuste, muito sensível devido a alterações na temperatura do óleo e con

sequente variação na pressão, deslocamentos elásticos nos parafusos limitadores, pequenos e eventuais deslocamentos nos blocos de ancoragem desses parafusos, destruição da argamassa de ligação bloco-placa de reação, enfim, mereceram ao longo do ensaio, especial atenção, com permanente observação do curso do macaco e sua recalibragem.

Esse foi sempre o ponto crítico do nosso mecanismo de ensaio. A melhoria possível nesse ponto seria utilizar-se de um dispositivo, preso à placa de reação, e não apenas com argamassa de ligação, que ficasse seguramente impedido de modificar sua posição.

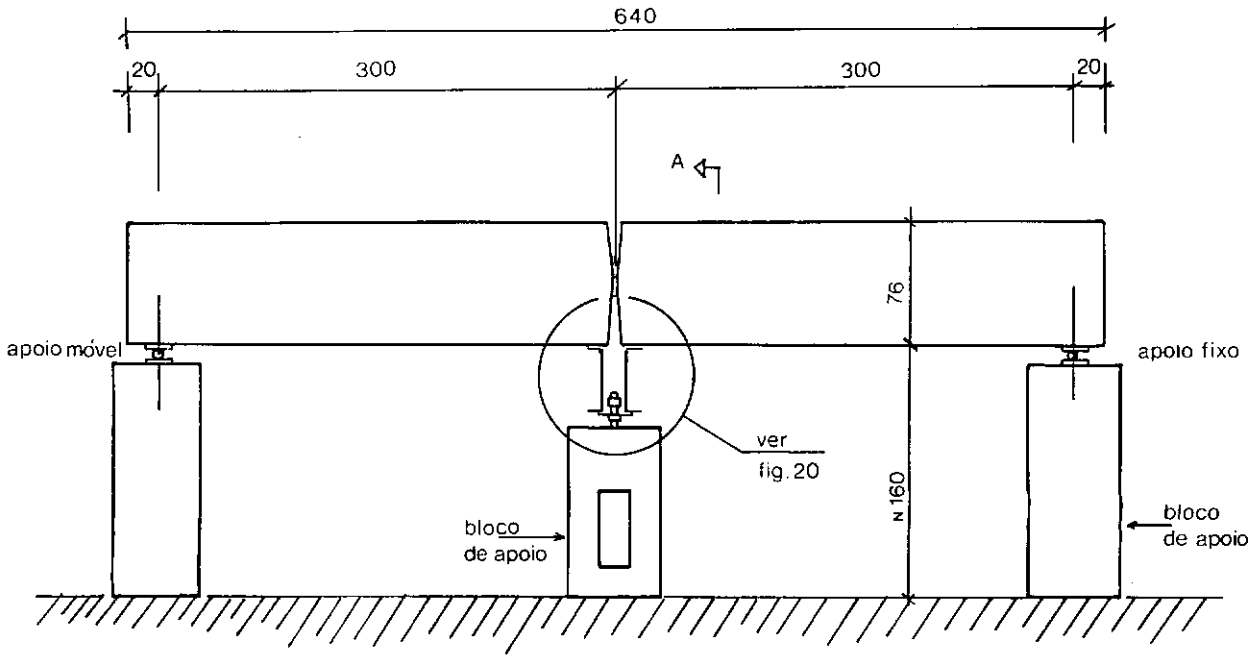
O esquema da montagem do ensaio aparece na Figura 19.

O esforço normal de compressão imposto à articulação foi conseguido com a protensão por meio de 2 cabos 7ϕ1/2". Esquema da armadura de protensão está na Figura 21.

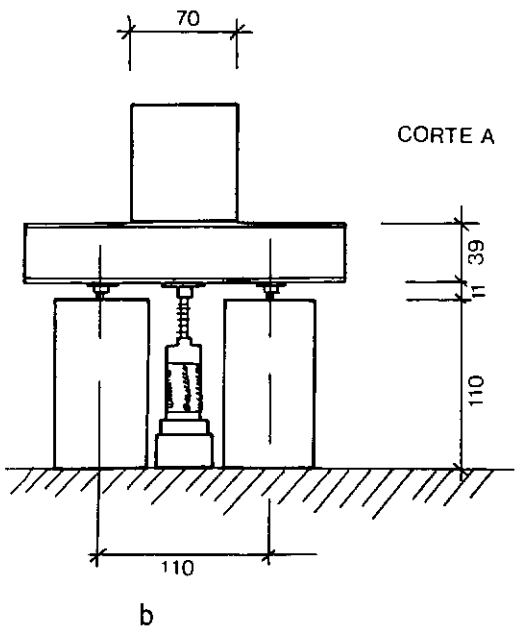
No caso da protensão, a nossa idéia era a de dispor os cabos com 12ϕ1/2", a fim de que pudessemos aplicar cargas de compressão bem maiores, no caso de se querer, ao fim do ensaio, modificar as condições da articulação para o prosseguimento dos estudos.

A infiltração de nata de concreto nas bainhas, na região central da peça, junto da articulação, obstruiu a passagem das cordoalhas, permitindo apenas a colocação de 7 em cada bainha.

A armadura passiva e fretagens da peça está mostrada na Figura 22.



a



b

FIGURA 19 a,b - ESQUEMA GERAL DA MONTAGEM DO ENSAIO

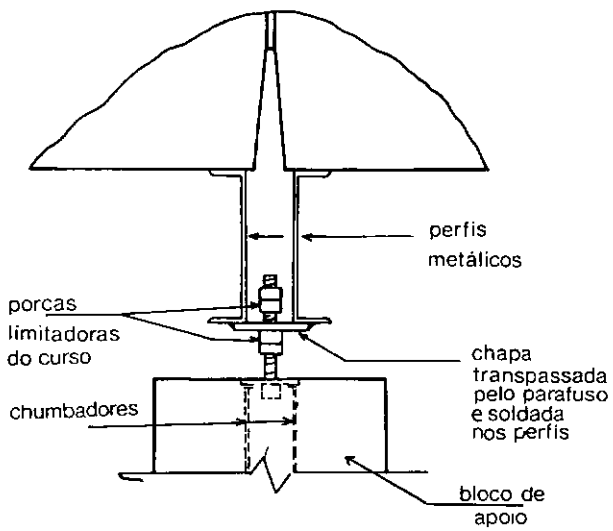
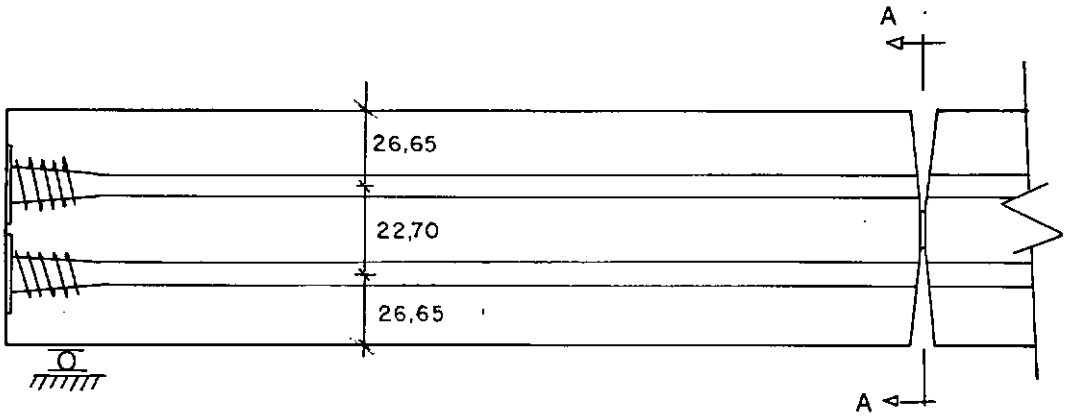


FIGURA 20 - DETALHE DOS LIMITADORES DE DESLOCAMENTOS



CORTE A-A

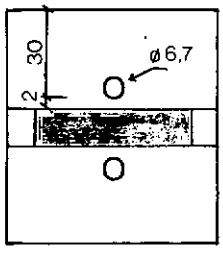
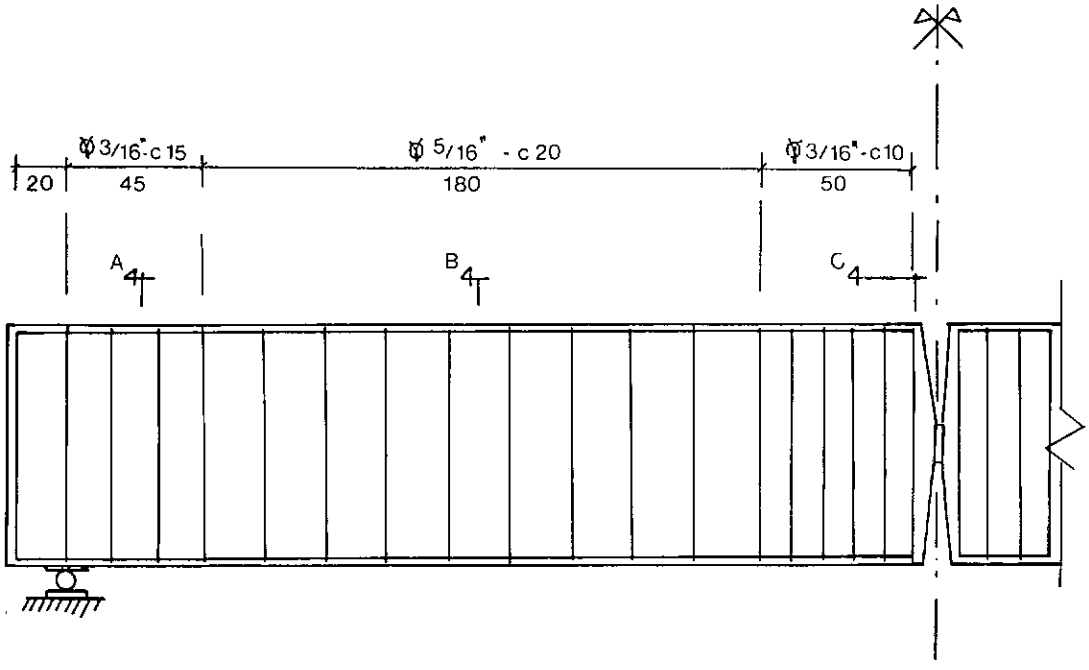


FIGURA 21 - DETALHE DA ARMADURA DE PROTENSÃO



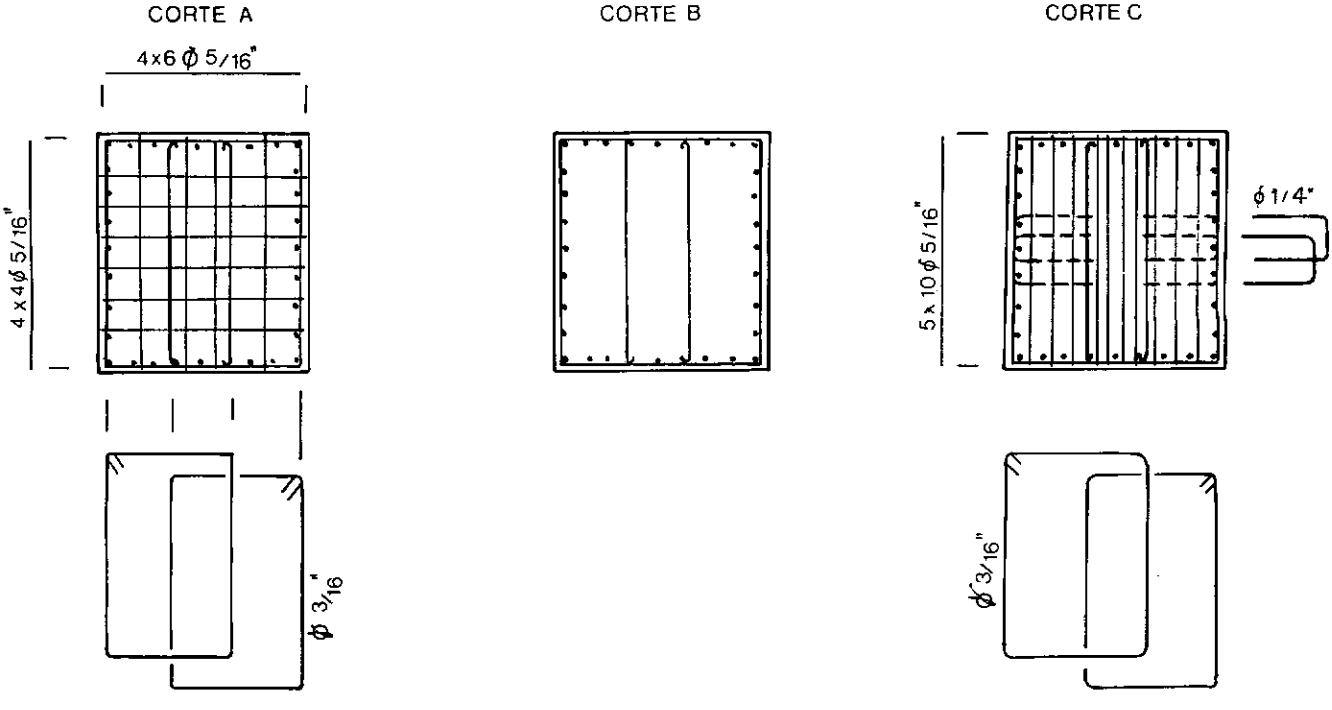


FIGURA 22 - DETALHE DA ARMADURA PASSIVA

2.2) INSTRUMENTAÇÃO

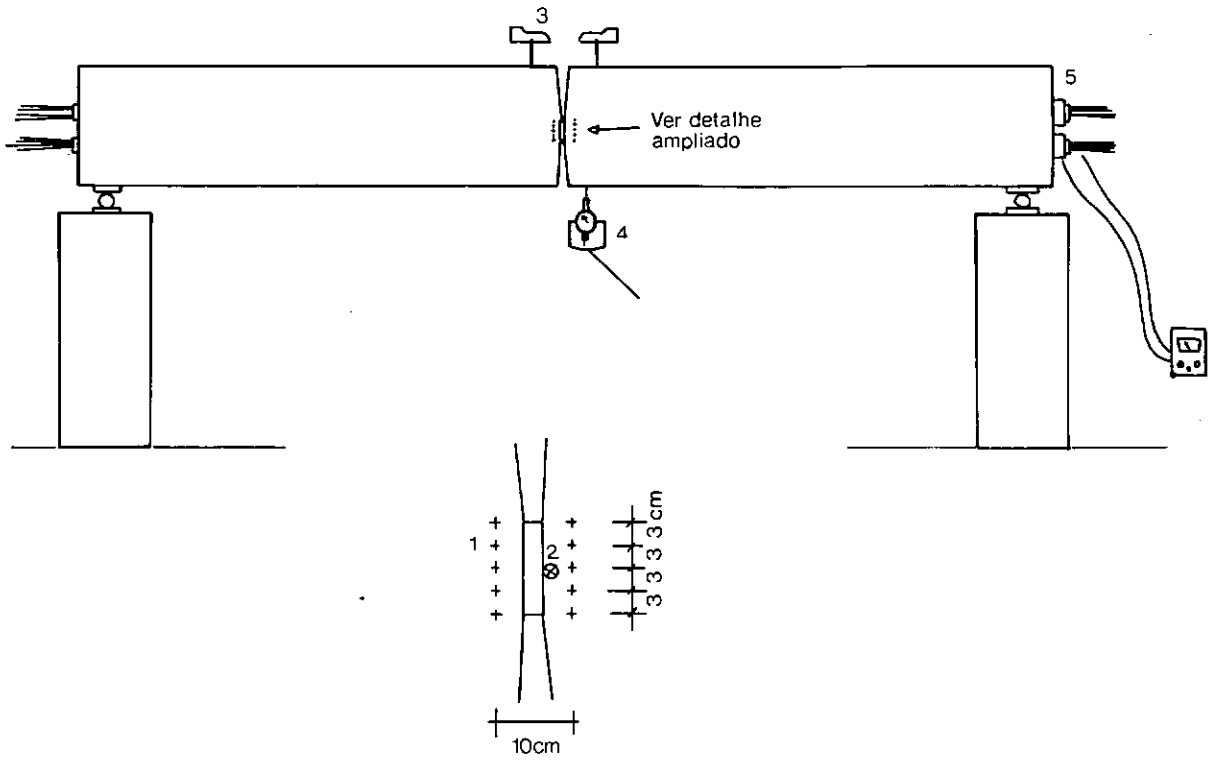


FIGURA 23 - INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO

1) 5 bases de medida para Tensotast-Huggenberger - Base de 100mm.

2) Mira para leitura de nível pelo Catetômetro.

3) Clinômetros de bolha, Stoppanni

4) 2 Flexímetros Huggenberger, alinhados, curso de 100mm sensibilidade de 0,01mm

5) 2 dinanômetros - capacidade de 1500 kN

Com o Tensotast aferimos o progressivo encurtamento da articulação, assim como controlamos as posições de repouso do modelo (momento em que o pulsador estava desligado), verificando se havia modificações na posição deste em função de algum acomodamento das porcas, blocos de apoio, etc.

Os flexímetros foram os instrumentos chave para controle das rotações impostas, Acompanharam todas as oscilações da peça fornecendo permanente informação sobre como se desenvolvia o ensaio.

Os dinanômetros tinham a função de controlar o valor da força nos cabos. Isto no momento da protensão, e durante o ensaio verificando a perda no valor dessa força com o tempo. Nos deram informações interessantes durante a protensão que adiante são comentadas (ítem 2.3.2).

O catetômetro, devido a sua sensibilidade para esse ensaio foi usado apenas em algumas ocasiões, quando não pudemos contar com os flexímetros.

Os clinômetros foram usados apenas no momento da protensão para avaliar as rotações da peça.

2.3) SOLICITAÇÕES IMPOSTAS NO MODELO

2.3.1) ESFORÇO DE COMPRESSÃO PREVISTO PARA A ARTICULAÇÃO

Previu-se uma tensão de compressão da ordem de

$$\sigma_c = 25,0 \text{ N/mm}^2$$

que era o valor da resistência média do concreto prevista.

Logo,a força a ser aplicada seria:

$$N = 25,0 \times (120 \times 530) = 1590 \text{ kN}$$

Teremos, por cabo, 800 kN.

Calculadas as perdas imediatas e de longa duração, verificamos que a protensão necessária, por cabo, é de 880 kN.

2.3.2) RESULTADOS DA PROTENSÃO

Conforme o previsto, chegou-se a 880 kN de carga em cada cabo, medida feita pelo manômetro do macaco de protensão e pelo alongamento nos cabos.

Por outro lado, os dinanômetros colocados na outra extremidade da pela acusaram valores de força de protensão bem menores.

cabo superior P = 580 kN

cabo inferior P = 480 kN

Esses resultados de medições nos dinanômetros, por se encontrarem muito abaixo do previsto, representando uma perda de 34% e 45% para o cabo superior e inferior, respectivamente, não foram levados em conta.

Posteriormente, ao final do ensaio, os cabos foram desativados. A verificação da força ancorada nos dinanômetros nessa ocasião, nos mostrou, apesar da imprecisão que possa haver nessas medições através dos macacos de protensão, que a protensão manteve-se praticamente constante ao longo do tempo.

2.3.3) ROTAÇÕES IMPOSTAS AO MODELO

FASE DE CARGA	θ_g, θ_r, θ_t °/oo	θ_p °/oo	θ_{min} °/oo	θ_{max} °/oo	$\Delta\theta$ °/oo	NUMERO DE CICLOS
1ª.	θ_g 0,18	+0,20 -0,20	-0,02	0,38	0,40	125.792
2ª.	$\theta_g + \theta_r$ 0,18+0,20	+0,20 -0,20	0,18	0,58	0,40	173.070
3ª.	$\theta_g + \theta_r$ 0,18+0,40	+0,20 -0,20	0,38	0,78	0,40	4.940
4ª.	$\theta_g + \theta_r$ 0,18+0,82	+0,52 -0,36	0,64	1,52	0,88	100.000
5ª.	$\theta_g + \theta_r + \theta_t$ 0,18+0,82+ 1,05	+0,52 -0,36	1,69	2,57	0,88	2.000,000

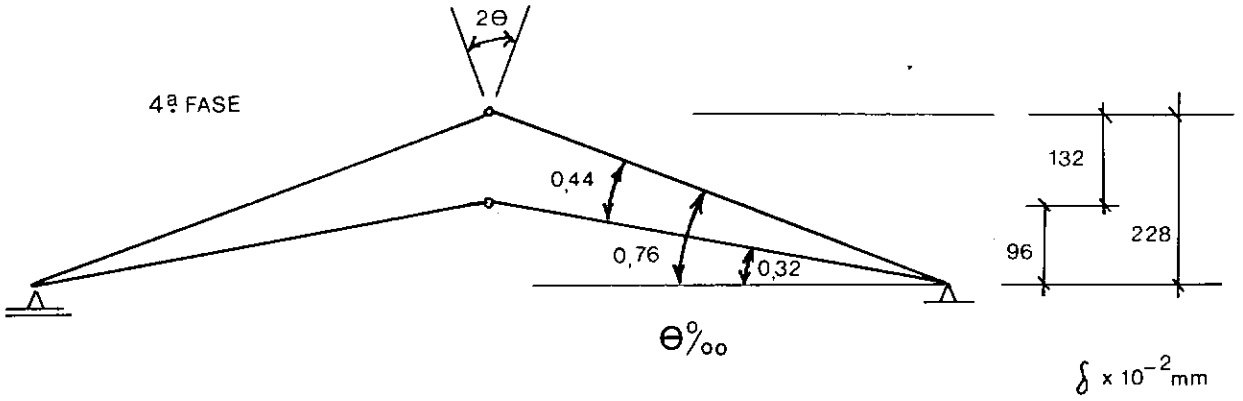
θ_g - peso próprio θ_t - temperatura

θ_r - retração θ_p - carga móvel

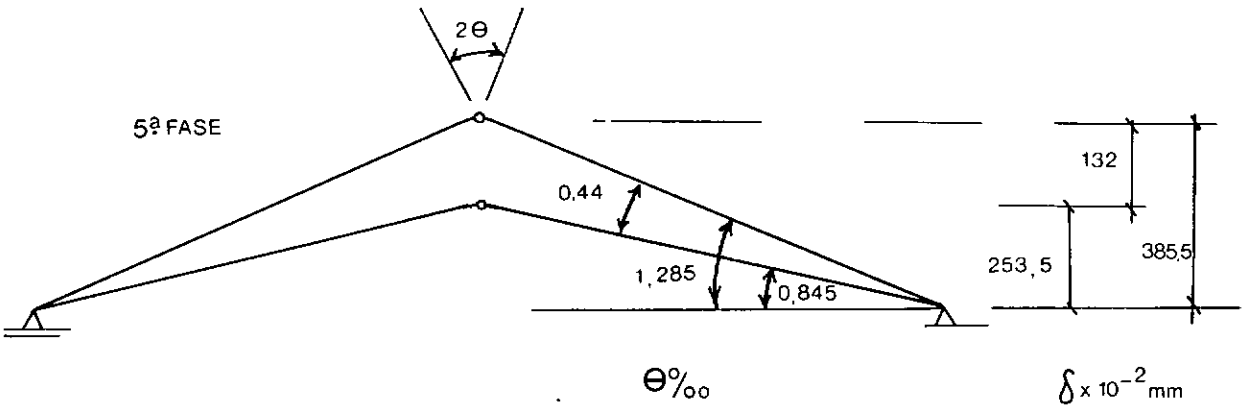
TABELA 5 - VALOR DAS ROTAÇÕES IMPOSTAS À ARTICULAÇÃO

Da 1ª. a 4ª. fase elevou-se gradativamente os valores das rotações a fim de se ir ajustando o ensaio. Nesse período tivemos que resolver alguns problemas de montagem do ensaio, das adaptações aos mecanismos de controle dos deslocamentos e observarmos o comportamento da articulação até alcançarmos as solicitações mínimas. A 5ª. fase é a do ensaio propriamente.

Esquematicamente, a Figura 24 mostra as rotações impostas na 4ª. e 5ª. fases.



a



b

FIGURA 24 - a) ROTAÇÕES IMPOSTAS NA 4ª. FASE
b) ROTAÇÕES IMPOSTAS NA 5ª. FASE

FASE DE CARGA	$\delta_g, \delta_r, \delta_t$ 10^{-2}mm	δ_p 10^{-2}mm	δ_{min} 10^{-2}mm	δ_{max} 10^{-2}mm	$\Delta\delta$ 10^{-2}mm	NÚMERO DE CICLOS
1.ª	δ_g	+30,0				
	+27,0	-30,0	-3,0	+57,0	60,0	125.792
2.ª	$\delta_g + \delta_r$	+30,0				
	27,0+30,0	-30,0	+27,0	+87,0	60,0	173.070
3.ª	$\delta_g + \delta_r$	+30,0				
	27,0+60,0	-30,0	+57,0	+117,0	60,0	4.940
4.ª	$\delta_g + \delta_r$	+78,0				
	27,0+123,0	-54,0	+96,0	+228,0	132,0	100.000
5.ª	$\delta_g+\delta_r+\delta_t$	+78,0				
	27,0+123,0+ 157,0	-54,0	+253,5	+385,5	132,0	2.000.000

δ_g - peso próprio $\qquad$ δ_r - retração

δ_t - temperatura $\qquad$ δ_p - carga móvel

TABELA 6 - VALOR DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS IMPOSTOS À ARTICULAÇÃO

Vemos assim que na 5.ª fase, que corresponde ao ensaio propriamente, a rotação aplicada variou entre 1,69 e 2,57°/oo,o que corresponde a deslocamentos verticais da rótula de 253,5 x 10^{-2}mm a 385,5 x 10^{-2}mm, com uma amplitude de 132 x 10^{-2}mm.

Há que se observar que, no caso do nosso modelo, para uma rotação θ nos apoios, obtemos na articulação uma rotação relativa 2θ (Figura 24).

A frequência que o pulsador AMSLER aplicou nos deslo-

camentos variou de 65 a 110 ciclos por minuto, situando-se normalmente em torno de 85 c/min.

2.4) MATERIAIS

2.4.1) CONCRETO

O concreto foi dimensionado pelo método do INT (Prof. Fernando Lobo Carneiro).

A tensão média prevista, para os 28 dias foi de

$$f_{c_{28}} = 25,0 \quad N/mm^2$$

O traço adotado foi de 1 : 2,5 : 2,6 : 2,6, em peso, considerando britas 1 e 2. Fator água-cimento de 0,65ℓ/kg. O consumo de cimento foi de 255 kg/m^3.

Para se ter uma idéia da dimensão do trabalho de concretagem da peça, foram cerca de 20 betonadas para encher a forma. O volume total da peça era de 3,7 m^3. Isto, em termos de laboratório, é um trabalho de concretagem bem grande. Mobilizamos para esse trabalho dez pessoas.

Retiramos na concretagem 40 corpos de prova. Esses corpos de prova foram tirados apenas das nove primeiras betonadas, que forneceram concreto para a região central da peça, onde se encontra a articulação.

Os corpos de prova foram desformados 24 hs após sua moldagem e então submetidos a cura imersos em tanque com água, à

temperatura ambiente, por três dias.

O plano de ensaios com os corpos de prova foi o seguinte:

Aos 3 dias - 6 c.p. - resistência à compressão

Aos 7 dias - 6 c.p. - resistência à compressão

Aos 14 dias - 6 c.p. - resistência à compressão

Aos 30 dias - 6 c.p. - resistência à compressão e aferição do módulo de elasticidade estático

OBS.: Não foi possível a realização do ensaio aos 28 dias.

Aos 30 dias - 2 c.p. - compressão diametral

TABELA 7a - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

IDADE DIAS	f_{cj} N/mm^2	Desvio Padrão S %	f_{ck_2} N/mm^2	E_{c_2} N/mm^2
3	12,5	9	10,7	-
7	18,8	11	15,4	-
14	22,5	10	18,8	-
30	30,0	13	23,6	23022,5

TABELA 7b -RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO DIAMETRAL NOS CORPOS DE PROVA DE CONCRETO

IDADE DIAS	f_t N/mm^2
30	3,1

O desenvolvimento da resistência média a compressão do concreto com o tempo está mostrado na curva da Figura 25.

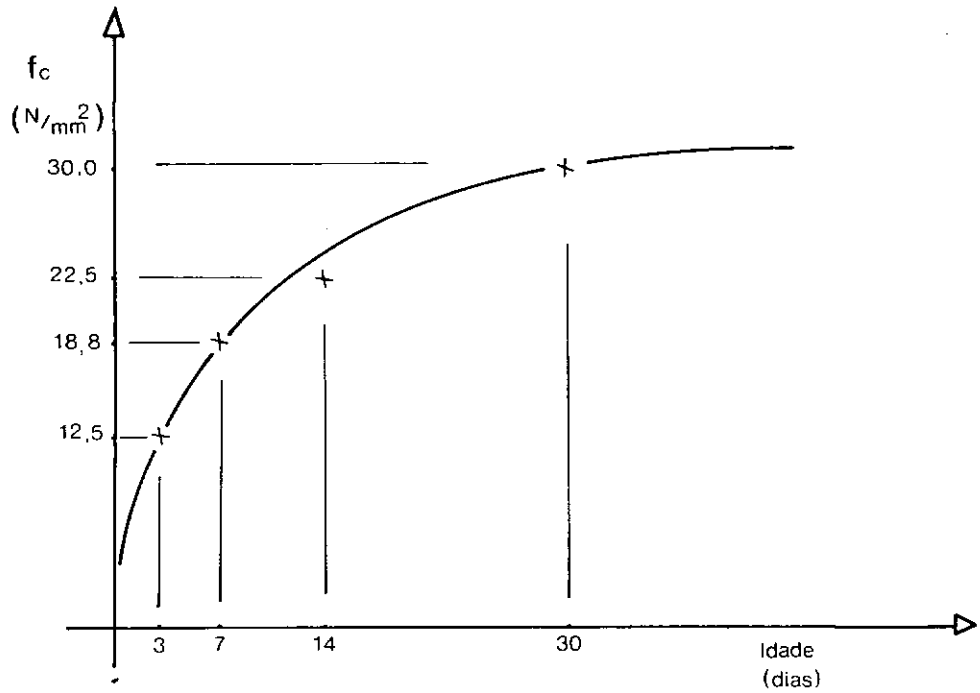


FIGURA 25 - DESENVOLVIMENTO DA RESISTÊNCIA MÉDIA DO CONCRETO COM O TEMPO

Os valores de resistência característica do concreto foram calculados por

$$f_{ckj} = f_{cj} \ (1 - 1{,}64\ S)$$

onde S é o desvio padrão e j a idade dos corpos de prova.

Verificamos que os valores do desvio padrão foram bem baixos.

Os valores do módulo de elasticidade foram determinados segundo o método recomendado pela Rilem (Rilem Recommendation - CPC 8 - Modulus of Elasticity of Concrete in Compression).

Verificamos também os valores dos módulos de elasticidade dinâmico, encontrando valores bem maiores que os obtidos nos ensaios estáticos (30 a 70% maiores). Não apresentamos aqui estes resultados pela pouca importância que teriam para este estu

do.

2.4.2) AÇO

O aço usado para a armadura frouxa da peça era do tipo CA-50B. Devido a armadura não ter influência alguma no comportamento da articulação, não se fez ensaios para um controle muito refinado do aço.

CAPÍTULO III

1) RESULTADOS

1.1) ENCURTAMENTO DA ARTICULAÇÃO

O acompanhamento do encurtamento da articulação com o tempo e o número de ciclos nos levou ao gráfico da Figura 26. As medidas dos encurtamentos foram feitas com extensômetro mecânico em ambos os lados da peça (Figura 26). O que nós chamamos de "encurtamento da articulação" é o resultado da média desses valores medidos. Lembramos que a base utilizada para estas medidas foi de 10cm.

Essa deformação progride rapidamente no início, tendendo a estabilização mais tarde. Aqui o que presenciamos é um efeito análogo à fluência.

Podemos observar que esse encurtamento aumenta conforme aplicamos rotações à articulação. Isso em se tratando tanto do aumento das rotações "fixas" ($\theta_g + \theta_r + \theta_t$) quanto das rotações devidas às cargas móveis (θ_p).

Supõe-se que nos casos de articulações sob cargas de serviço de pontes e viadutos, devido à velocidade bem menor com que se aplicam essas cargas móveis (θ_p), e a frequência também bem menor de passagem da carga móvel, esse efeito deve ser atenuado.

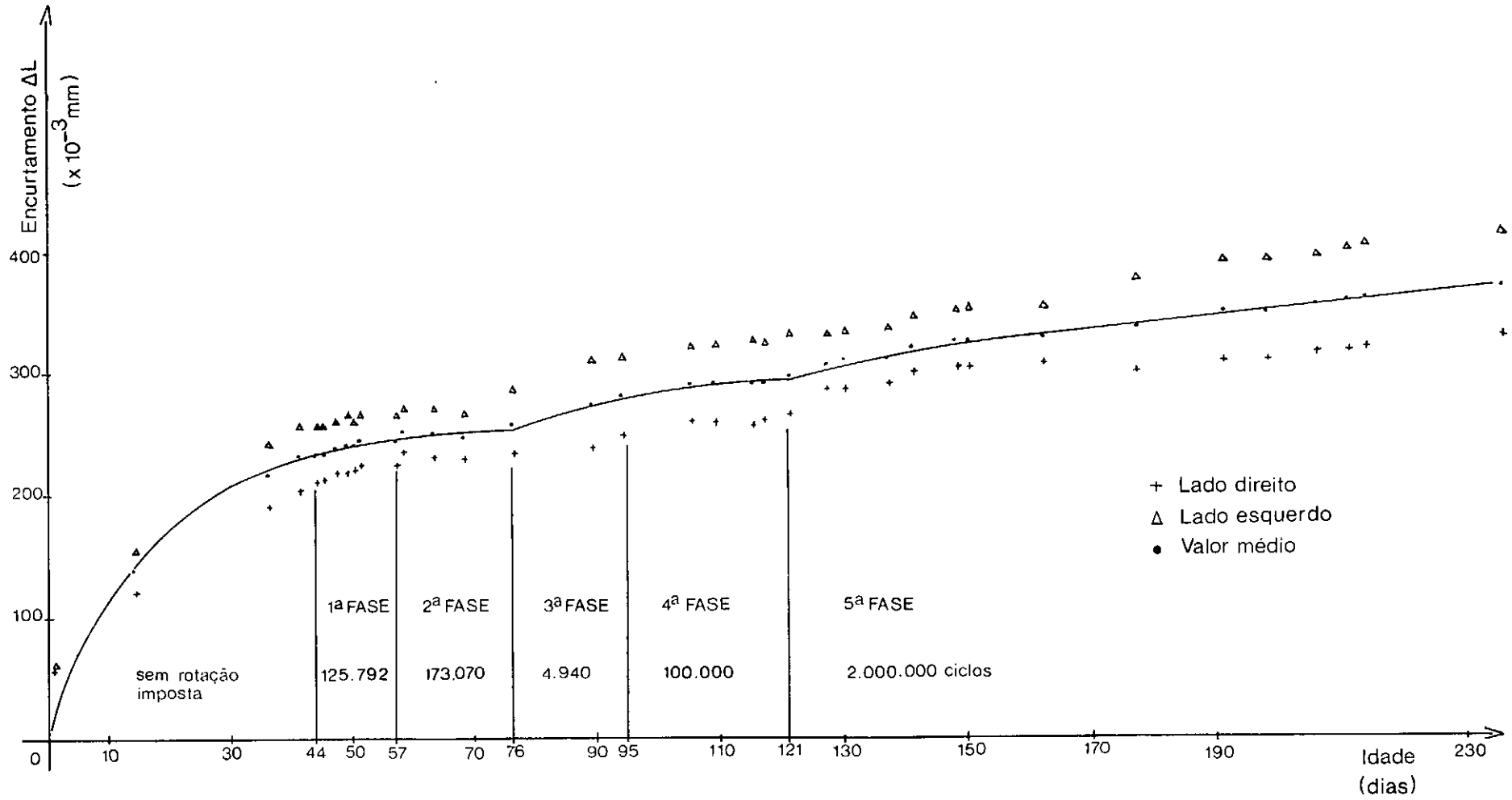


FIGURA 26 - ENCURTAMENTO DA ARTICULAÇÃO EM RELAÇÃO AO TEMPO E O NÚMERO DE CICLOS DE DESLOCAMENTOS

1.2) RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO

A avaliação da rigidez à rotação da articulação foi feita através da relação entre a carga aplicada e o deslocamento vertical resultante. Avaliamos este comportamento pela relação "momento-rotação" na articulação. Os resultados estão expressos nas curvas da Figura 27. Nesses gráficos podemos ver que em cada curva partimos de valores iniciais de rotação, que correspondem às posições de repouso da peça sobre os blocos de apoio, para cada uma das fases do ensaio em que foram tiradas essas curvas.

Cabe considerar que esses resultados estão mascarados por alguns efeitos, a saber:

a) peso próprio do modelo

b) efeito dos cabos de protensão

c) imprecisão quanto à força atuante nos cabos

1.2.1) EFEITO DO PESO PRÓPRIO SOBRE A AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO

A parcela da força no macaco equivalente ao peso próprio seria

$$Kg = 0{,}70 \times 0{,}76 \times 3{,}00 \times 24{,}0 = 38 \text{ kN}$$

O momento daí resultante seria

$$\Delta M_g = Kg \cdot \frac{L}{4} = 38 \times \frac{6}{4} = 57 \text{ kN .m}$$

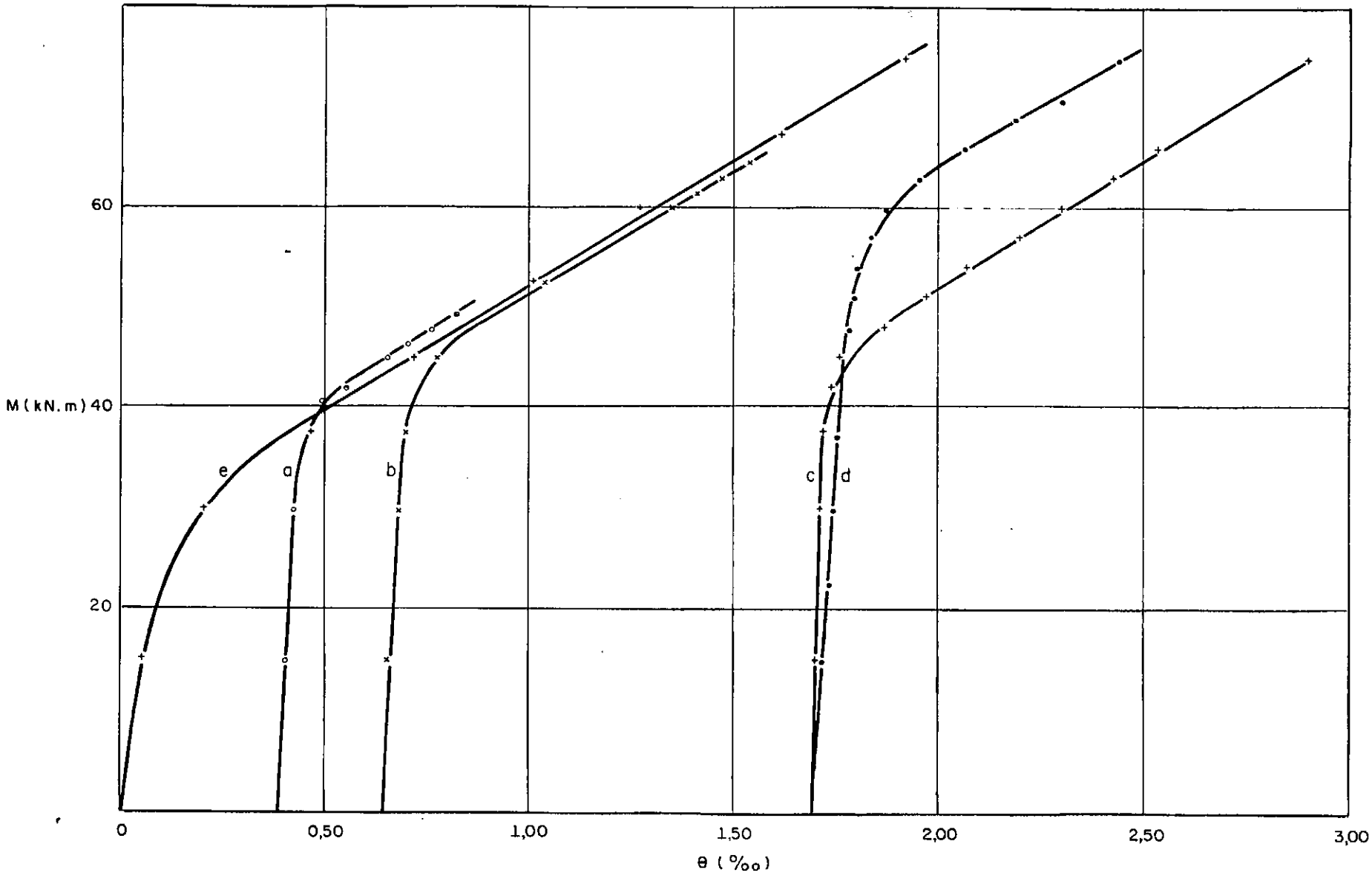


FIGURA 27 - CURVAS MOMENTO x ROTAÇÃO NA ARTICULAÇÃO

A rotação inicial devida ao peso próprio, após a retirada dos escoramentos nos vãos, seria

$$2\,\alpha = 2 \times \frac{gL^3}{24EI} = 0{,}04\ ^{o}/_{oo}$$

Há que se considerar portanto uma rotação inicial, devida ao peso próprio, embora seja bem pequena.

1.2.2) EFEITOS DOS CABOS DE PROTENSÃO SOBRE A AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO

1.2.2.1) Binário provocado pelos cabos devido a rotação na articulação

Esse efeito é provocado pela variação da deformação nos cabos, devido à rotação aplicada na rótula, e pode ser avaliado como se segue (Ver Figuras 28 e 29).

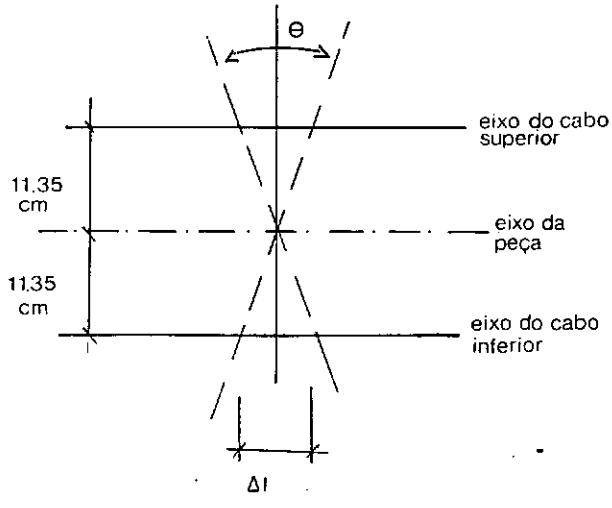


FIGURA 28

$$\Delta\ell = 11{,}35\ \theta$$

$$\varepsilon_s = \frac{\Delta\ell}{L} = \frac{11{,}35\theta}{640} = 17{,}73\ \theta \times 10^{-3}$$

Teremos então a seguinte variação de tensão nos cabos

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s = 17{,}730\times10^{-3} \times 2\times10^{5} = 35{,}460\times10^{2}\,N/mm^2$$

Logo

$$\Delta P = \Delta\sigma_s \times A_s = 35{,}460\times10^{2} \times 651 = 230{,}840\times10^{4}\ N$$

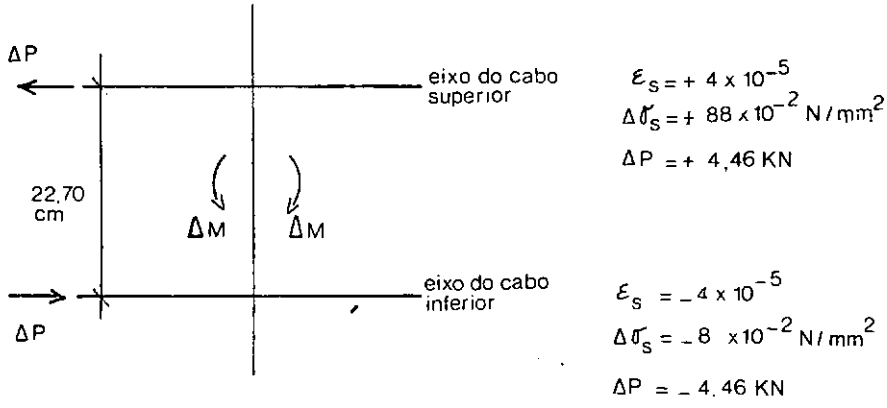


FIGURA 29 - BINÁRIO PROVOCADO PELOS CABOS DE PROTENSÃO DEVIDO À ROTAÇÃO DA ARTICULAÇÃO

$$\Delta M = \Delta P \times 0{,}227 = 524\ \theta\ kNm$$

Teremos então,por exemplo, para a 5ª. fase de cargas, com $\theta = 2{,}05\ ^{o}/oo$, $\Delta M = 1{,}07$ kNm.

Isso nos mostra que esse momento, que reage contra a rotação aplicada aumentando o valor de rigidez da articulação, tem um valor bem pequeno se comparado com a ordem de grandeza dos momentos que nela atuam (Ver Figura 27).

1.2.2.2) Força devida ao contato dos cabos com as bainhas

Devido ao contato dos cabos com as bainhas, verificado na região da articulação pelo estreitamento desta (penetração de nata de concreto), estes reagem contra o deslocamento vertical

imposto aumentando a rigidez da articulação (Figura 30).

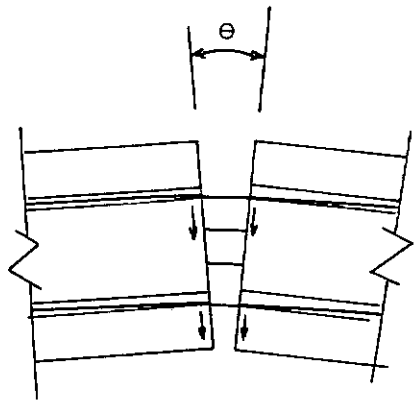


FIGURA 30 - FORÇA DEVIDA AO CONTATO DOS CABOS COM AS BAINHAS

1.2.3) VALOR DA RIGIDEZ

A avaliação do valor da rigidez da articulação baseou se na relação $\Delta M/\Delta\theta$ aferido das curvas da Figura 27, para os trechos onde $M > M'_g$ (Figura 31).

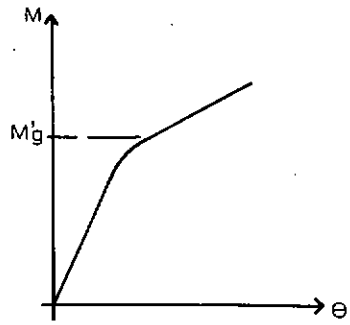


FIGURA 31

O levantamento dessas curvas foi feito através da relação entre a força aplicada pelo macaco e o deslocamento vertical correspondente.

Os trechos em que $M < M'_g$ nas curvas M x θ da Figura 27 representam a fase em que se faz a transferência do peso próprio da peça dos apoios para o macaco.

Teoricamente, teríamos que ter, se não houvesse nenhum efeito perturbando o deslocamento da peça, que M'_g corresponderia ao momento devido ao peso próprio da peça. Ou seja, a partir de $M > M'_g$ a peça adquire deslocamento livre.

Mas o que se vê nas curvas da Figura 27 não é isso, ou seja, M'_g não corresponde ao momento devido ao peso próprio calculado em 1.2.1, igual a 57 kN.m.

Essa diferença seria devida aos efeitos aqui apontados em 1.2.2, e a outros que muito provavelmente podem ter ocorrido, como por exemplo, uma diferença entre as forças de protensão nos dois cabos; impedimento ao deslocamento livre da peça devido ao atrito entre os parafusos dos blocos de apoio e as chapas por eles transpassadas (verificou-se que isso ocorreu em diversas fases do ensaio, tendo sido sucessivamente corrigido).

De qualquer forma, o que nos importa realmente são os valores anotados na Tabela 8 a seguir, onde pode-se verificar que a rigidez da articulação não variou com o número de ciclos, mantendo-se, pode-se assim dizer, constante ao longo do ensaio.

curva (Fig.27)	$\frac{\Delta M}{\Delta \theta}$ $\frac{kNm}{^{o}/_{oo}}$
a	26,47
b	24,00
c	23,68
d	25,00
e	24,73

TABELA 8 - VALOR DA RIGIDEZ DA ARTICULAÇÃO

2) CONCLUSÕES

Com o estudo realizado chegamos pois à conclusão de que uma articulação de concreto, tipo Freyssinet, com as dimensões, esforços e deslocamentos anteriormente apresentados, não sofrerá processo de ruptura por efeito de fadiga.

A diferença no comportamento real de uma articulação dessas em serviço seria: 1º) há variação do esforço de compressão, acompanhando as rotações, variação essa que pode ser observada nos valores das reações de apoio máxima e mínima apresentadas no ítem 1.3 do capítulo II; 2º) as solicitações são impostas bem mais lentamente e com menor frequência.

Quanto à primeira observação, encontramos resposta no estudo levado a efeito por E.O. Fessler, no EMPA (Eidgenössische Materialprüfungs Versuchsanstalt für Industrie - Suíça) onde fica demonstrado o bom desempenho dessas articulações quando submetidas a carga de compressão com variação cíclica e rotações fixas. Creio que esse estudo e o nosso se completam, podendo-se dizer que, através de seus resultados, comprova-se o bom comportamento desses elementos estruturais, não havendo por que se temer rupturas por fadiga.

Assim concluimos, não por uma simples superposição de efeitos, e sim pela observação dos resultados desses dois ensaios, que nos mostram um comportamento bastante favorável das articulações em estudo (ver ítem 4.c, capítulo I). No caso do modelo I de Fessler por exemplo, registrou-se para uma rotação da ordem de 3 $^{o}/oo$, e uma variação de tensão de 23,2 a 41,7 N / mm^2 a uma frequência de 250 c/min, e perto de $2x10^6$ ciclos, uma abertura de fissura de 0,05 mm. No modelo II, para $4^{o}/oo$, a mesma variação de tensão, frequência e número de ciclos, observou-se uma abertura de fissura de 0,22mm. Ainda sobre o estudo do EMPA, observar os resultados apresentados no ítem 4.c do capítulo I. No caso do nosso ensaio da COPPE, como já foi mostrado, observamos, para uma rotação que variava de 1,69 a $2,57^{o}/oo$ (Tabela 7), com uma tensão constante da ordem de 25,0 N/mm^2 (Tabela 6), e após $2x10^6$ ciclos a uma frequência em torno de 85 c/min, que nenhuma fissura ocorreu.

Concluído o ensaio para os 2.000.000 ciclos de carga, pa

ra as rotações máximas (5ª fase), verificamos que a articulação manteve-se intacta. Não foi observado em ponto algum da articulação, nenhum vestígio de destruição localizada do concreto.

Não foi observada a formação de fissuras em qualquer das faces da articulação.

3) PROSSEGUIMENTO DA PESQUISA

Realizadas as verificações anteriormente descritas, e mantendo-se o nosso modelo de ensaio intacto, prosseguiremos na investigação do comportamento da articulação quando submetida a rotações maiores que as previstas até o momento. Para tal encontra-se já em execução a continuação destes ensaios, prevendo se agora rotações que variem entre zero e um valor máximo. Inicialmente fixamos em $4^{o}/oo$ esse valor de $\theta_{máx}$, o que corresponde a um deslocamento vertical δ de 6,0 mm.

Cabe observar também que para o prosseguimento dos trabalhos desativamos a protensão inicial, ocasião em que verificamos a força de protensão ancorada, e reprotendemos o modelo. Isso foi feito apenas para verificação das perdas reais ocorridas até o momento.

BIBLIOGRAFIA

1 - FESSLER, von E.O. - Versuche au Armierten Betongelenke für den Hardturm-Viadukt - EMPA - Shweizerische Bauzeitung - HEFT 34 - 24 august 1967

2 - LEONHARDT, F. e REIMANN, H. - Betongelenke - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - HEFT 175 - Berlin 1965

3 - GUERRIN, ANDRÉ - Les Articulations Plastiques en Béton Armé. Revista "Technique des Travaux".

4 - ROBINSON, J.R. - Éléments Constructifs Spéciaux du Béton Armé- Éditions Eyrolles - Paris 1975.

5 - LEONHARDT, F. e MÖNNING, E. - Construções de Concreto - Vol. 2 - Livraria Interciência - 1977.

6 - DIX, JOHANNES - Betongelenke - Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - HEFT 150 - Berlin 1962.

7 - BLÉVOT, J. - Essais D'Articulations de Portiques en Béton Armé - Annales de L' I.T.B.T.P. - Jan-Fev. 1938