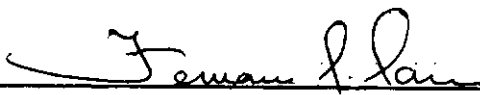


"INFLUÊNCIA DAS BAINHAS NA RESISTÊNCIA DAS ALMAS DAS VIGAS DE
CONCRETO PROTENDIDO"


Eduardo de Moraes Rego Fairbairn

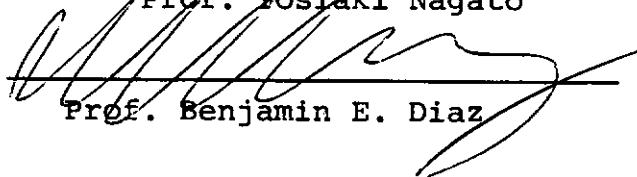
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA (M.Sc.).

Aprovada por:


Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro
(Presidente)


Prof. Carlos Henrique Holck


Prof. Yosiaki Nagato


Prof. Benjamin E. Diaz

RIO DE JANEIRO, R.J. - BRASIL

MARÇO DE 1978

Fairbairn, Eduardo de Moraes Rego

Influência das bainhas na resistência das almas das vigas de concreto protendido. Rio de Janeiro, 1978.

83p. 29,8cm (COPPE-UFRJ, M.Sc, Engenharia Civil,1978)

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

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

A meu avô Hélio
Engenheiro, Poeta, Criador
Numa perspectiva cristã de
Vida Eterna.

AGRADECIMENTOS

- Ao Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, pela valiosa e dedicada orientação.
- Ao Professor Antonio Claudio Ferraro Maia, pela inestimada ajuda na fase do pré-ensaio.
- Ao Professor Carlos Henrique Holck, pela atenção e interesse demonstrados.
- Ao Pessoal Técnico do Laboratório de Estruturas - Eduardo, João, João Carlos, Osvaldo, Vicente - pela colaboração e amizade.
- À V.S.L., pelo fornecimento das bainhas e cabos de protensão.
- Ao Engenheiro José Júdice Martins, da SOMA Engenharia, pelas formas e armação do pré-ensaio.
- À CAPES e à COPPE, pelo apoio financeiro.
- A todos os colegas e professores que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração deste trabalho.

RESUMO

As recomendações do CEB preconizam que no caso da verificação da resistência das almas das vigas de Concreto Protendido ao esforço cortante, deve ser levada em conta a espessura efetiva da alma (deduzindo metade do somatório dos diâmetros das bainhas) na região considerada ($b_{wef} = b_w - \frac{1}{2}\Sigma\phi$).

Com o intuito de verificar esta recomendação, foram ensaiadas até à ruptura por esmagamento da biela 15 vigas de concreto armado. Todas as vigas tinham as mesmas características geométricas e a mesma armadura longitudinal e transversal. Os únicos parâmetros variados foram os diâmetros das bainhas e a injeção ou não destas com pasta de cimento.

Concluimos que para os casos em que podemos confiar na eficiência da injeção não seria necessária uma redução do valor da espessura da alma e que para os casos em que a total eficiência da injeção não pode ser levada em conta, é recomendável a redução apresentada pelo CEB-1978 com $b_{wef} = b_w - \frac{1}{2}\Sigma\phi$.

SUMMARY

CEB Recommendations preconize that in case of verification of the web strength of the prestressed concrete beams against the shear force, it might be taken into account the effective web thickness (by deduction of the half sum of the ducts diameters) in the considered region ($b_{wef} = b_w - \frac{1}{2} \Sigma \phi$).

With the purpose of verifying this recommendation, fifteen reinforced concrete beams were tested until the crushing of the concrete web, in the direction of the diagonal cracks.

The beams had the same geometrical characteristics and the same transversal and longitudinal reinforcement. The variable parameters were the diameters of the ducts and their injection, or not, with mortar.

We have concluded that in the cases in which the injection is reliable, a reduction of the value of the web thickness would not be necessary, and that in the cases in which the full efficiency of the injection cannot be trusted, the reduction preconized by CEB-1978 ($b_{wef} = b_w - \frac{1}{2} \Sigma \phi$) is recommended.

NOMENCLATURA

E - módulo de elasticidade

E_c - módulo de elasticidade do concreto

E_s - módulo de elasticidade do aço

E_p - módulo de elasticidade da pasta de cimento

V - esforço cortante

V_{rd} - esforço cortante reduzido de cálculo

V_u - esforço cortante último

M - Momento fletor

P - Carga

P_u - Carga última

σ - tensão normal

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - tensões principais ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

σ_c - tensão normal de compressão no concreto

$\sigma_{c,t}$ - tensão normal de tração no concreto

σ_s - tensão normal no aço

f - tensão resistente; flecha

f_c - tensão resistente do concreto à compressão

$f_{c,t}$ - tensão resistente do concreto à tração

$f_{0,2}$ - tensão convencional de escoamento do aço

f_r - tensão de ruptura do aço

f_k - tensão resistente característica de um material

f_d - tensão resistente de projeto de um material

f_m - tensão resistente média relativa a uma amostragem

f_i - tensão resistente individual relativa a uma amostragem

τ - tensão de cisalhamento

τ_{wd} - tensão de cisalhamento convencional de projeto

ϵ - deformação específica

ϵ_c - deformação específica do concreto à compressão

$\epsilon_{c,t}$ - deformação específica do concreto à tração

ϵ_s - deformação específica do aço

b - espessura

b_w - espessura da alma

b_{wef} - espessura efetiva da alma

b_{wef}^{med} - espessura efetiva média da alma, relativa a uma amostragem

h - altura total de uma seção transversal

d - altura útil de uma seção transversal

z - braço de alavanca do momento fletor

c - coesão

ψ - ângulo de atrito

ϕ - diâmetro da bainha

X_i - valor individual relativo a uma amostragem

\bar{X} - valor médio relativo a uma amostragem

N - número de amostras; Newton

UNIDADES

O sistema de medidas empregado é o sistema métrico decimal definido pela Confederação Geral de Pesos e Medidas "Sistema Internacional de Unidades (S.I.)".

Usamos no presente trabalho as seguintes aproximações:

$$1,0 \text{ kgf} \cong 10 \text{ N}$$

$$1,0 \text{ kgf/cm}^2 \cong 0,1 \text{ N/mm}^2$$

III.2 - Estado de tensões nas almas das vigas	27
CAPÍTULO IV - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	31
IV.1 - Distribuição da amostragem	31
IV.2 - Cargas de ruptura	33
IV.3 - Deformação específica do concreto nas <u>bi</u> elas comprimidas	34
IV.4 - Deformação específica dos estribos	40
IV.5 - Rotações nos apoios	42
IV.6 - Deformação do concreto na mesa superior	46
IV.7 - Flechas	51
IV.8 - Fissuração	55
CAPÍTULO V - CONCLUSÕES	59
BIBLIOGRAFIA	63
APÊNDICE	65

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - Considerações Iniciais

Quando em um corpo sujeito a tensões, feito de um material de construção com um módulo de elasticidade E_1 , está incrustado um corpo cujo módulo de elasticidade E_2 é maior ou menor que E_1 , então esta incrustação diminui a resistência do corpo principal, porque as trajetórias principais são alteradas.

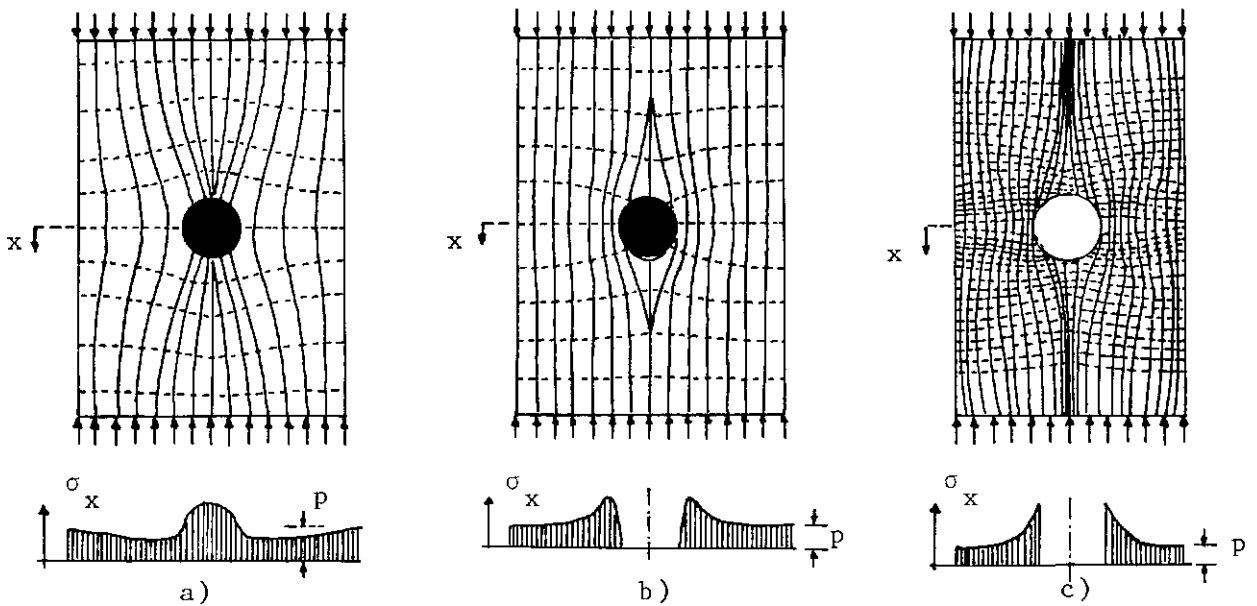


FIG I-1

Na Figura I-la temos o caso de uma barra de aço firmemente envolta na massa de concreto em um estado de tensão de compressão simples. As trajetórias de tensões principais adensam ao se desviarem e passam pelo elemento de ferro.

Na Figura I-lb temos o caso de espaço vazio sob o ferro. Esse espaço vazio provoca o desvio das trajetórias de tensões principais para fora do vergalhão, mergulhando-as no concreto.

Na Figura I-lc temos o caso da bainha de protensão sem o enchimento de pasta de cimento. Neste caso também existe elevação de tensões de compressão na borda do furo, aparecendo tensões de tração na altura deste, na direção transversal.

Se as bainhas estão cheias de pasta de cimento, o módulo de elasticidade deste enchimento estará aproximadamente acima ou abaixo do módulo de elasticidade do concreto circunvizinho. A influência perturbadora terá pois o aspecto da Figura I-la ou I-lb. No entanto, muito frequentemente, principalmente nas almas das vigas, debaixo do tubo envoltório se formam espaços vazios causados pela sedimentação do concreto, de forma que em elementos protendidos pode se formar uma situação correspondente à Figura I-lb.

Ao ser injetada a argamassa, pode se dar o fato de na parte de cima da bainha se formarem espaços vazios ou que este se forme com porosidades, de forma que uma transmissão

de tensões não seria completa. Isto tem consequências semelhantes às dos espaços ôcos no concreto acima descritos (Fig. I.2).

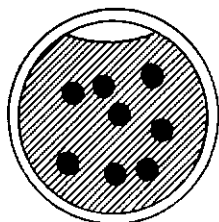


FIG I-2

Pelo que vimos acima, a presença das bainhas nas almas das vigas de concreto protendido, alteram sua resistência^[1]. A bibliografia consultada registra pesquisas realizadas com o objetivo de avaliar quantitativamente esta alteração, pesquisas estas, cujas mais significativas passaremos a descrever brevemente em seguida.

I.2 - Pesquisas Realizadas Anteriormente

I.2.1 - Experiências de R.D.Gaynor [1], [2]

Gaynor fêz experiências com cilindros de concreto de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura com concreto de alta resistência ($\approx 48,0 \text{ N/mm}^2$) em que perpendicularmente à direção de compressão foram incrustados vergalhões de aço de diâmetro de 12,7 mm e 25,4 mm nas posições mostradas na Fig.I.3.

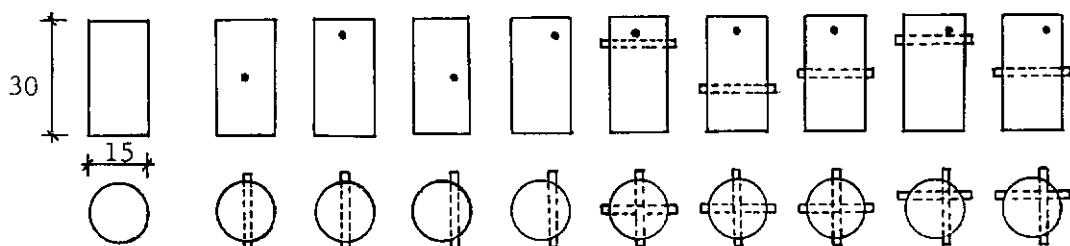


FIG I-3 (cotas em cm)

Apesar de não existirem referências quanto ao fator água-cimento, o fato de ser alta a resistência do concreto, leva a supor que seria baixo. O concreto foi vibrado com vibrador de mergulho, portanto não havia circunstâncias que facilmente conduzissem à formação de vazios debaixo dos vergalhões. Cada experiência foi realizada três vezes, a dispersão determinada como sendo pequena.

Os resultados mostraram que para os vergalhões de 12,7 mm situados a meia altura no corpo de prova de concreto, o decréscimo da resistência é quase igual à percentagem da área correspondente à projeção do vergalhão dentro da massa perpendicularmente à compressão. Nos vergalhões de 25,4 mm, o decréscimo de resistência é aproximadamente metade do valor percentual da área projetada correspondente aos vergalhões.

Embora estas experiências não permitam que se estabeleçam valores quantitativos, elas mostram que mesmo vergalhões finos contribuem grandemente na redução da resistência do concreto em corpos de prova.

I.2.2 - Experiências no Instituto Otto Graff (W. Dilger e R. Koch) ^{|1|}

As experiências no Instituto Otto Graff foram feitas em corpos de prova prismáticos, com 15cm e 25cm de espessura, 30cm de largura, 68cm de altura e concreto com uma resistência média a 28 dias de $30,0 \text{ N/mm}^2$. As dimensões de 15cm e 25cm correspondem às espessuras comuns de almas de vigas com um e dois elementos protendidos. Foram usadas bainhas onduladas de 50mm de diâmetro, e espessura de chapa de 0,25mm. As bainhas foram incrustadas vazias, e em metade dos corpos de prova foram preenchidas com 16 vergalhões de aço de 8mm de diâmetro (em experiências posteriores com 12 vergalhões de aço de 8mm de diâmetro) e nata de cimento. As posições das bainhas nos corpos de prova são mostradas na Fig. I.4.

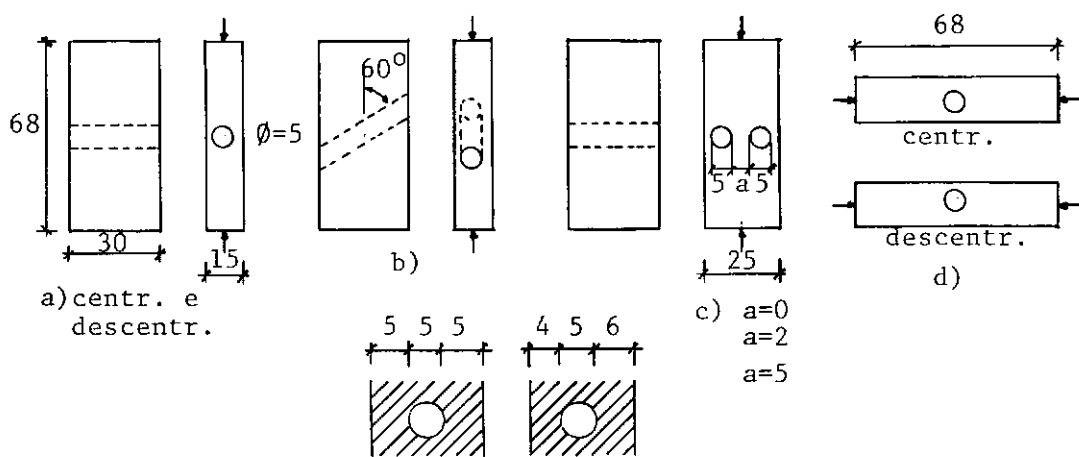


FIG I-4 (cotas em cm)

Nos corpos de prova mostrados na Fig. I.4b , as bainhas foram colocadas com uma inclinação de 60° em relação à direção de compressão para representar as condições em almas de vigas protendidas em que as tensões principais de compressão se mostram nesta direção em relação aos elementos protendidos.

Como comparação, em alguns dos corpos de prova mostrados nas figuras I.4a e I.4b, foram colocados ao invés das bainhas, vergalhões maciços de aço de 50mm de diâmetro.

Concluindo sobre os resultados das pesquisas do Instituto Otto Graff, Leonhardt aconselha considerar o decréscimo da resistência através de uma diminuição da área da seção transversal à compressão de no mínimo $2/3$ da área projetada na direção da compressão, da superfície das bainhas ou da superfície das barras de ferro. Alerta também para o fato de que as bainhas inclinadas de 60° causam um decréscimo na resistência maior do que aquelas colocadas perpendicularmente à compressão.

I.3 - Recomendações Existentes

Baseado nos ensaios do Instituto Otto Graff, Leonhardt apresentou no VI Congresso do FIP em Praga-1970 ^{|3|}, uma proposta de ser levada em conta a redução da resistência das almas devido à presença das bainhas, considerando-se uma largura da alma reduzida de $2/3$ do valor do somatório dos diâmetros das bainhas ($b_{wef} = b_w - 2/3 \sum \phi$).

As recomendações do CEB-1972 (R 43,13) preconizavam que esta redução deveria ser tomada como sendo do valor integral do somatório dos diâmetros das bainhas ($b_{wef} = b_w - \Sigma \phi$) redução esta recentemente alterada (Bulletin d'Information nº 117 - F - CEB - item 11.2.3.1) para metade do somatório dos diâmetros das bainhas ($b_{wef} = b_w - 1/2 \Sigma \phi$).

Tendo em vista que as recomendações acima foram baseadas em ensaios de corpos de prova submetidos à compressão, a presente pesquisa teve como proposta adicionar novos dados ao estudo do problema, tendo sido realizados ensaios em vigas de concreto armado em que a ruptura se deu por esmagamento da biela comprimida.

CAPÍTULO IIPLANO DE PESQUISA

Foram ensaiadas até à ruptura por esmagamento da biela, 15 vigas de concreto armado com as mesmas características geométricas e a mesma armadura longitudinal e transversal, sendo que os únicos parâmetros variados foram o diâmetro da bainha inserida nos modelos e a injeção ou não destas bainhas. Nas vigas onde houve injeção de pasta de cimento, as bainhas foram preenchidas com cordoalhas de 1/2".

Na tabela II-1 é mostrado o plano de ensaios.

TABELA II-1 - PLANO DE ENSAIOS

Diâmetro da bainha (cm)	Injeção de pasta de cimento	Quantidade de cordoalhas de 1/2"	Quantidade de modelos ensaiados
alma cheia	-	-	4
2,54	sem injeção	-	2
2,54	injetada	1	2
3,45	sem injeção	-	2
3,45	injetada	2	2
3,70	sem injeção	-	2
3,70	injetada	3	1

* As bainhas foram preenchidas com cordoalhas para que houvesse colaboração destas no fenômeno da exsudação⁴.

As vigas foram identificadas segundo a nomenclatura: $V_i - \phi - \begin{cases} I \\ SI \end{cases}$

onde:

i - nº de ordem do ensaio

ϕ - diâmetro da bainha em cm (A.C. se for viga de Alma Cheia)

I - bainha injetada com pasta de cimento

SI - bainha sem injeção de pasta de cimento

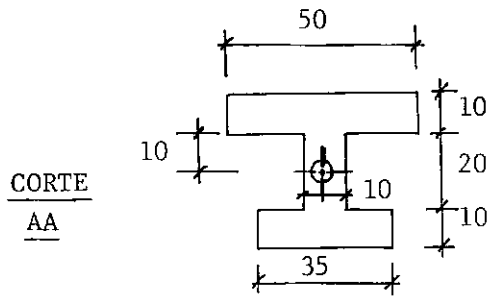
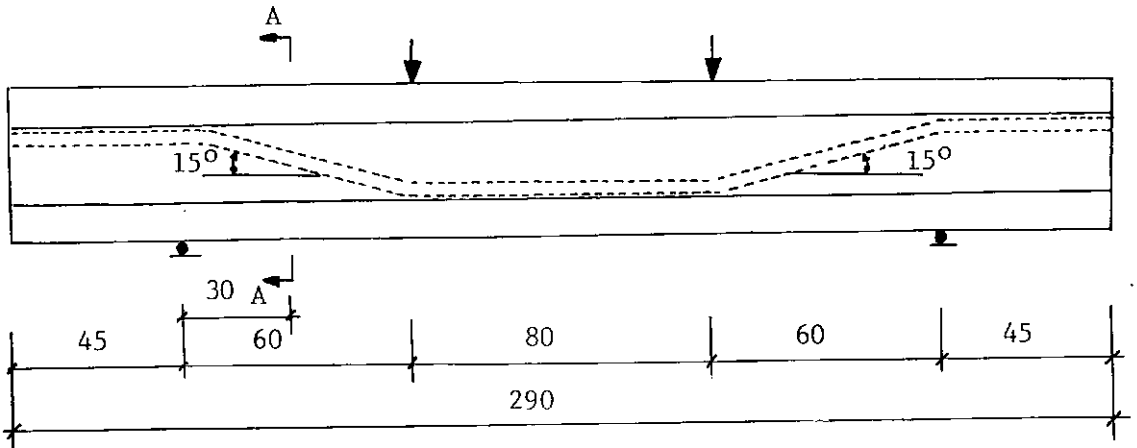
Assim, por exemplo, a viga V2-2,54-I foi a segunda viga a ser ensaiada, bainha de 2,54cm de diâmetro, injetada. A viga V15-AC foi a 15ª viga ensaiada, alma cheia.

II-1 - Características das Vigas

II.1.1 - Características Geométricas - Detalhes de Armação

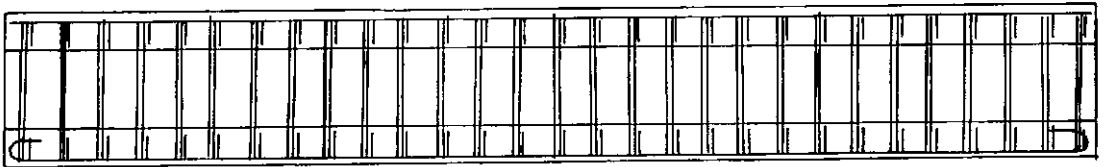
As características geométricas, detalhes de armação e colocação das bainhas são mostrados na Fig.II.1.

O dimensionamento foi feito segundo as recomendações do CEB, sendo que, para ser evitado o risco de ocorrer um tipo de ruptura que não fosse o desejado, a resistência da alma foi considerada através da relação $\frac{V_{rd}}{b_w d f_{ck}} = 0,5$, prevenindo-se para f_{ck} o valor de $15,0 \text{ N/mm}^2$. Sendo assim, como se pode observar na Fig. II.1, houve um super-dimensionamento tanto para a flexão, como para os estribos e comprimentos de anco



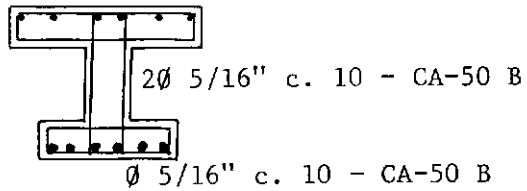
a) Características geométricas

6 Ø 3/8" CA-50 B



6 Ø 5/8" CA-50 B

Ø 5/16" c. 10 - CA-50 B



2Ø 5/16" c. 10 - CA-50 B

Ø 5/16" c. 10 - CA-50 B

b) Armação

FIG II-1 - Características dos modelos
(cotas em cm)

ragem, sem prescindir da verificação ao arrancamento da armadura longitudinal devido ao esforço cortante. Foi usada a relação $M/Vh = 1,5$, favorável à ruptura na biela.

Com o intuito de verificar a forma de ruptura das vigas projetadas, foram ainda realizados dois pré-ensaios, e somente a partir desta verificação executados os modelos definitivos.

Observando a Fig.II.1, podemos notar que as bainhas foram colocadas de forma tal que tivessem uma inclinação de 15° na região onde era esperada a ruptura. Esta inclinação foi adotada em virtude da observação feita por Leonhardt^[1] de que o decréscimo da resistência em corpos de prova era maior naqueles onde a bainha estava inclinada de 60° em relação à direção de compressão. Levando-se em conta que nos pré-ensaios foi verificada uma inclinação das bielas comprimidas muito próximas de 45° , optamos por colocar as bainhas inclinadas de 15° na região de ruptura, visando obter um ângulo de 60° entre estas e as tensões principais de compressão na alma (Fig.II.2), o que corresponde à situação mais desfavorável relatada acima.

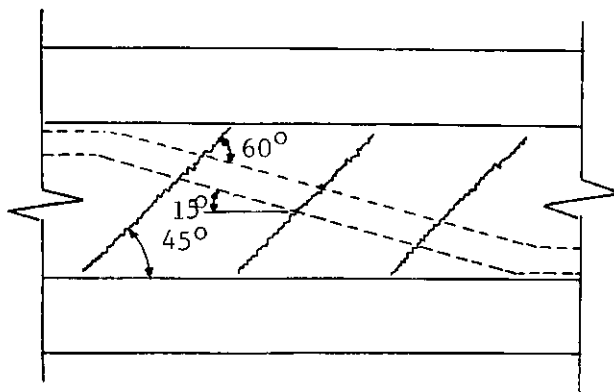


FIG II-2

II.1.2 - Materiais

a) Concreto

Foi utilizado concreto com traço em peso de:

1:3,4:4,4

Fator água-cimento: $X = 0,75$

Consumo de cimento: 246 Kg/m^3

Os componentes utilizados foram:

- areia grossa
- agregado graúdo, com $D_{\max} = 19\text{mm}$ (brita nº 1)
- cimento tipo Portland, marca Mauá - 320

Para cada viga concretada foram moldados 9 corpos de prova, vibrados com vibrador de imersão, capeados com pasta de cimento, que eram rompidos à mesma época do ensaio da viga correspondente. Apresentamos na Tabela II-2, os valores médios da resistência à compressão para cada viga.

TABELA II-2 - RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

VIGA	f_{cm} (N/mm^2)	Idade (dias)
V1-AC	18,2	52
V2-2,54-I	18,9	56
V3-2,54-I	20,3	52
V4-2,54-SI	21,7	55
V5-2,54-SI	19,4	49
V6-AC	20,0	49
V7-3,45-I	20,7	49
V8-3,45-SI	20,0	49
V9-3,45-I	20,9	49
V10-AC	22,6	68
V11-3,45-SI	22,2	69
V12-3,70-I	15,5	50
V13-3,70-SI	16,4	50
V14-3,70-SI	17,4	56
V15-AC	15,2	56

Conforme podemos verificar na Tabela II-2, a dispersão dos valores da resistência à compressão foi pequena, tendo-se encontrado para todas as vigas uma média de $19,2N/mm^2$, para valores máximo e mínimo de $22,6N/mm^2$ e $15,2N/mm^2$ respecti-

vamente, e um desvio padrão $\left(\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} \right)$ de 2,33.

Para as vigas V12,V13,V14 e V15 foram medidos os módulos de elasticidade estático , utilizando - se para isto 4 corpos de prova por viga. A medição do módulo de elasticidade estático foi feita seguindo-se a recomendação RILEM CPC 8.

Os valores médios para cada viga são apresentados na Tabela II-3.

Tabela II-3

VIGA	E_c (N/mm ²)
V12-3,70-I	19200
V13-3,70-SI	18300
V14-3,70-SI	18900
V15-AC	16100

As vigas foram concretadas em mesa de vibração para evitar a formação de vazios, tanto na alma quanto na mesa inferior, já que a presença da bainha dificultava a passagem do concreto e tornava impossível a introdução do vibrador.

b) Aço

Utilizou-se o aço CA-50B, tanto para a armadura longitudinal como para a armadura transversal. Os valores médios apresentados pelas amostras ensaiadas para as tensões de escoamento convencional e de ruptura são mostrados na Tabela II-4. Os diagramas tensão-deformação médios encontrados para as diversas bitolas empregadas são apresentados na Fig.II.3.

Tabela II-4
Características do Aço

BITOLA	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_r (N/mm ²)
5/8	517,1	640,5
3/8	567,0	688,1
5/16	531,9	656,8

O cabo usado para enchimento das bainhas foi a cordoalha de $\varnothing 1/2"$.

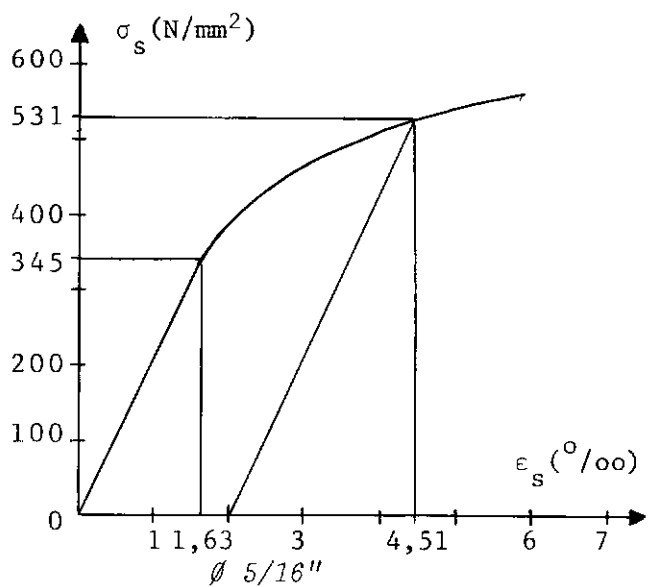
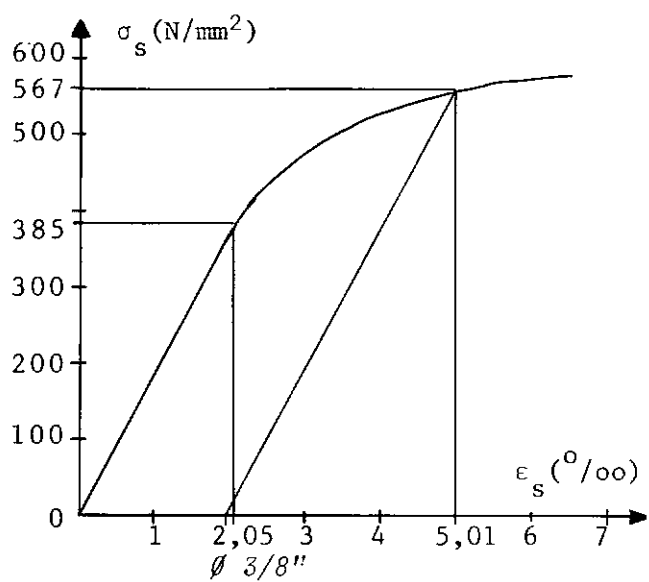
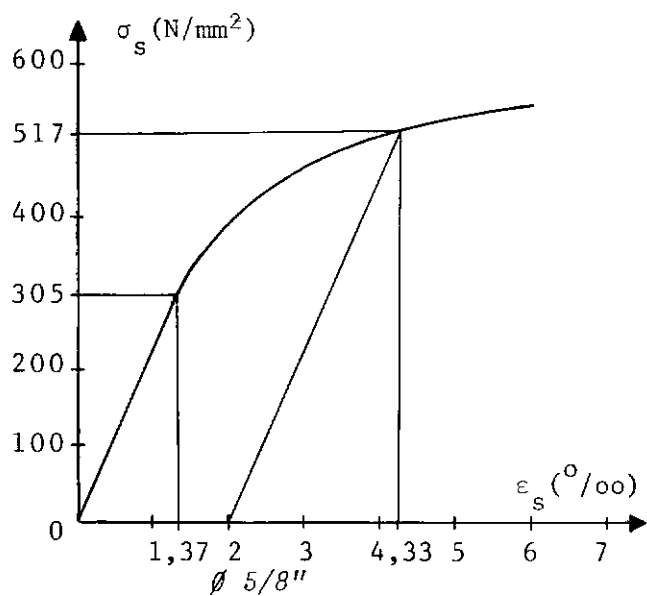


FIG II-3 - Características do Aço

c) Pasta de Cimento para Injeção

A pasta utilizada para injeção nas bainhas foi composta de uma mistura de água e cimento, estando os mesmos na proporção em peso: $\frac{A}{C} = 0,5$. A mistura foi feita manualmente e a injeção por pressão, devido à gravidade, conforme é mostrado na Fig. II-4.

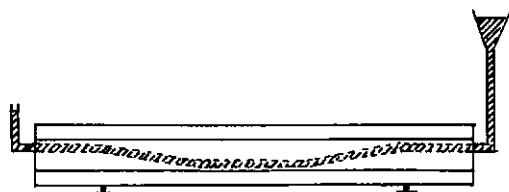


FIG II-4 - Injeção de pasta de cimento

Para cada viga injetada foram moldados 5 corpos de prova, os quais foram ensaiados à compressão no dia da ruptura da peça. Na tabela II-5 são apresentados os valores médios obtidos nos ensaios destes corpos de prova.

TABELA II-5 - CARACTERÍSTICAS DA PASTA DE CIMENTO

VIGA	f_{cm} (N/mm^2)	Idade (dias)
V4-2,54-I	23,2	25
V5-2,54-I	24,9	19
V7-3,45-I	26,3	22
V9-3,45-I	25,8	22
V12-3,70-I	35,8	18

Para a viga V12-3,70-I foi medido o módulo de elasticidade estático para a pasta de injeção em quatro corpos de prova, usando-se o mesmo processo utilizado para os corpos de prova de concreto, tendo sido encontrado um valor médio $E_p = 14200 \text{ N/mm}^2$.

II.2 - ESQUEMA DE ENSAIO

II.2.1 - Montagem

A montagem adotada foi a de viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas (Fig.II-5). Esta montagem foi a escolhida por ter a vantagem de combinar duas condições de teste, a saber:

- Flexão pura na região entre as cargas
- Esforço cortante constante nas duas regiões entre carga e apoio da viga.

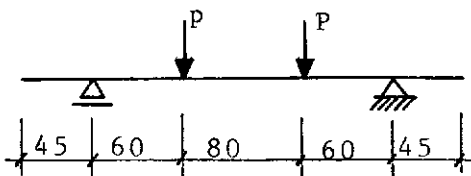


FIG. II-5 - Esquema de carregamento (cotas em cm)

Com exceção da viga V1-AC, as cargas foram aplicadas por meio de dois macacos hidráulicos (capacidade máxima de 250kN) conectados a um pulsador Amsler. A viga V1-AC teve seu carregamento aplicado por meio de dois macacos hidráulicos Pontemac (capacidade máxima de 500kN). Durante o ensaio da viga V1-AC foram ob

servadas grandes variações de carga a partir de 150kN, fato este que nos levou a optar pela troca de equipamento nos ensaios subsequentes.

Para cada viga ensaiada foram realizadas, em média, 10 etapas de carga. Os ensaios foram montados na placa de reação do Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ.

II.2.2 - Instrumentação

a) Deformação do Concreto na Alma

As medidas de deformação do concreto na alma foram tomadas segundo uma inclinação de 45° , inclinação esta que é admitida como sendo a direção das tensões principais de compressão. Os pontos onde foram realizadas estas medidas são mostrados na Fig. II-6.

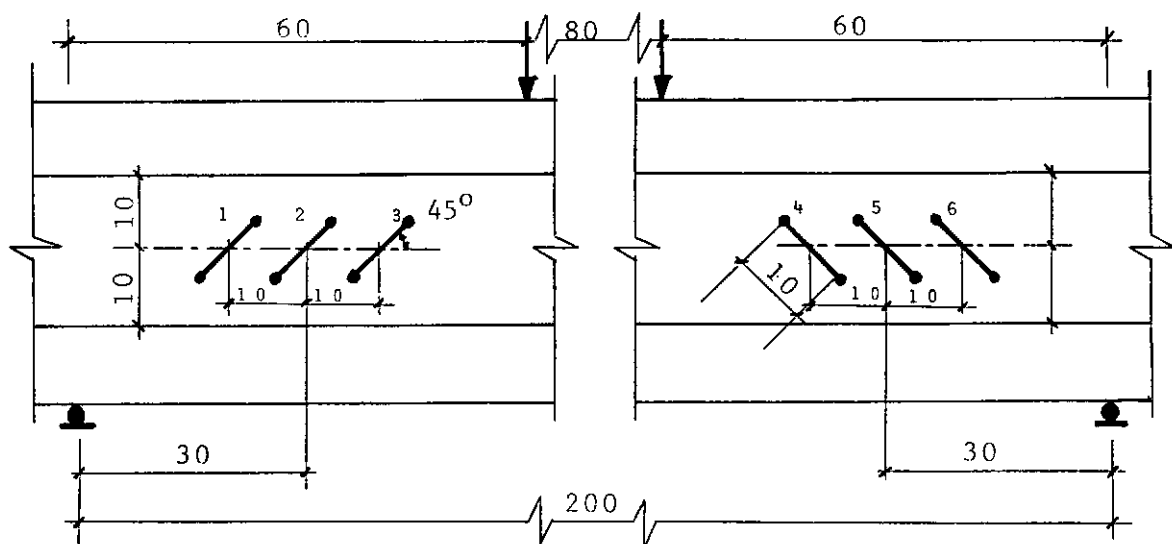


FIG. II-6 - Pontos de medição de deformação do concreto na alma (cotas em cm)

As medidas foram tomadas nas duas faces laterais das vigas, tendo sido assumida a deformação num determinado ponto através da média das deformações nas duas faces.

O aparelho usado para a leitura das deformações do concreto na alma foi um extensômetro mecânico marca Huggenberger de base de medida 100mm e precisão de 0,001mm.

b) Deformação do Concreto na Mesa Superior

As deformações na mesa superior foram medidas nos pontos mostrados na Fig. II-7.

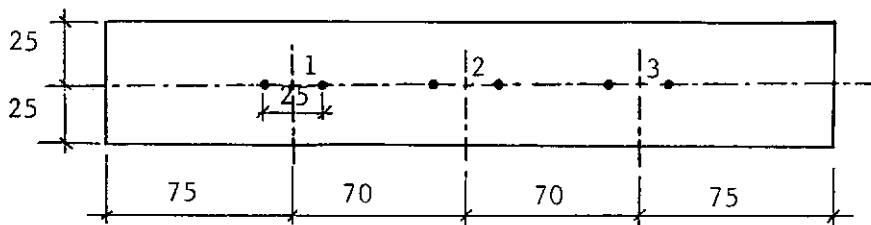


FIG II-7 - Pontos de medida na mesa superior
(cotas em cm)

O aparelho usado para a leitura das deformações do concreto na mesa superior foi um extensômetro mecânico marca Huggenberger de base de medida 250mm e precisão de 0,001mm.

c) Rotações nos Apoios

As rotações nos apoios foram medidas conforme mostrado na Fig. II-8. O aparelho usado para esta medição foi um clinômetro de bolha marca Stoppani com precisão de 2".

d) Flechas

As flechas foram medidas com um catetômetro marca Wild Heerbrug com precisão de 0,1mm, nos pontos mostrados na Fig. II-8.

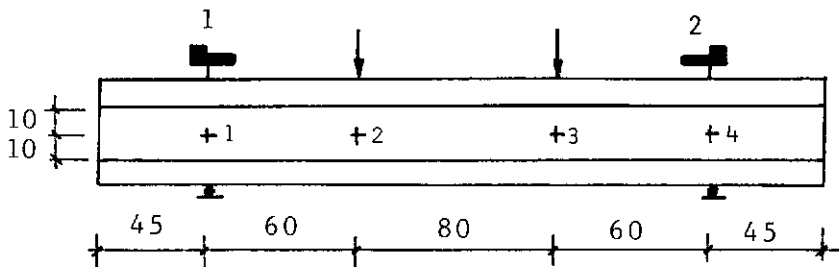
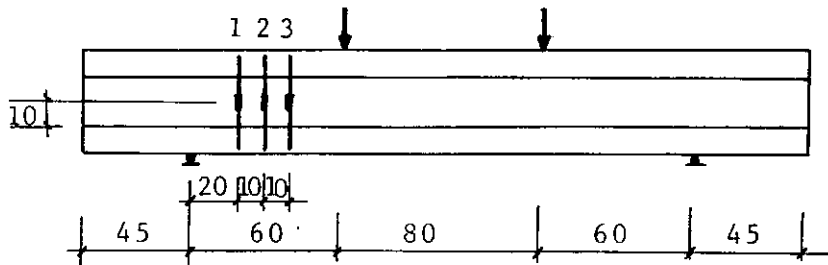


FIG II-8 - Pontos de medida de rotação
Pontos de leitura de flecha
(cotas em cm)

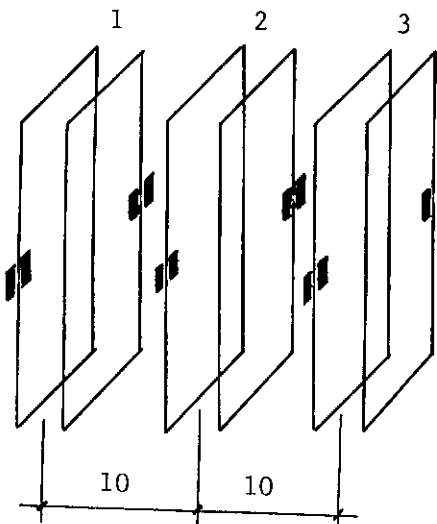
e) Deformação nos Estribos

As deformações nos estribos foram medidas apenas nas vigas V2-2,54-I, V4-2,54-SI, V6-AC, V7-3,45-I, V10-AC, V11-3,45-SI, V13-3,70-SI, V15-AC.

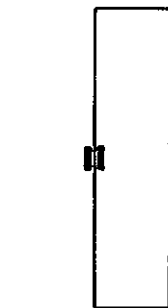
Para a medida destas deformações, foram utilizados os extensômetros elétricos de resistência (EER) marca Kiowa, base 2mm, sendo que para cada viga foram tomadas as deformações em 3 seções. Para cada seção foram utilizados 4 EER, sendo a deformação na seção assumida através da média destas quatro leituras. A disposição dos EER é mostrada na Fig. II-9.



a) Situação das seções



b) Detalhe da colocação dos estribos



c) Detalhe de um estribo

FIG II-9 - Colocação dos EER
(cotas em cm)

f) Esquema Geral de Instrumentação

Orientação Esquerda-Direita

Com o intuito de facilitar a interpretação dos gráficos e posteriores análises, decidimos fazer a orientação segundo o esquema mostrado na Fig. II-10, chamando lado esquerdo ao lado onde se deu a ruptura do modelo.

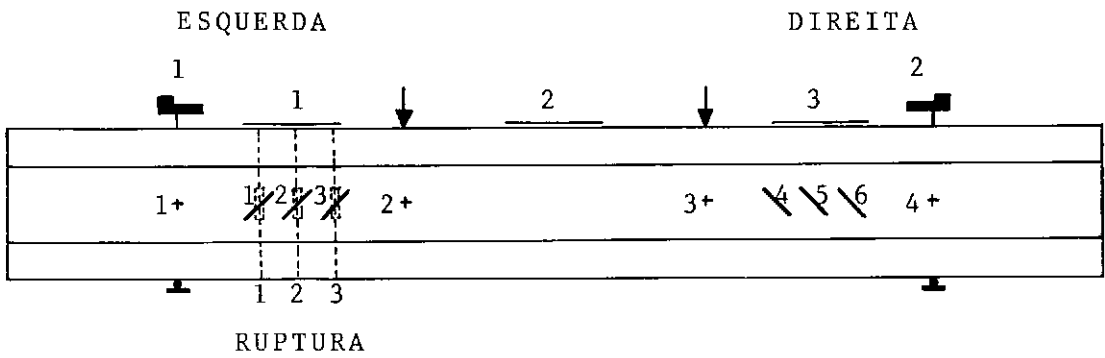


FIG II-10 - Esquema geral de instrumentação

CAPÍTULO III

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

III.1 - Casos de Ruptura do Concreto Solicitado por Estados Múltiplos de Tensão |5|

O concreto quando solicitado por estados múltiplos de tensão apresenta dois tipos de ruptura distintos :

- a) ruptura por separação
- b) ruptura por deslizamento

Na ruptura por deslizamento verifica-se desagregação do material numa região relativamente extensa, ao passo que a ruptura por separação se dá ao longo de uma superfície bastante nítida.

A ruptura por deslizamento pode ser satisfatoriamente explicada pela hipótese de Coulomb-Mohr, adotada em Mecânica dos Solos. A normal à superfície de deslizamento forma um ângulo de cerca de 65° com a direção da tensão de compressão de maior valor absoluto. O erro cometido ao se desprezar a influência da tensão principal intermediária é na maioria dos casos de importância secundária, especialmente quando se estudam problemas de estado plano de deformação.

Na Fig. III-1 apresentamos a envoltória de Mohr simplificada que é composta de um arco de círculo que abrange toda a parte da envoltória situada do lado dos σ positivos, prolongado por duas tangentes para o lado dos σ negativos que representam o critério de Coulomb (coesão + atrito interno). Esta envoltória pode ser usada para o caso de termos uma das tensões principais sendo de tração, restrição que satisfaz os problemas tratados neste trabalho.

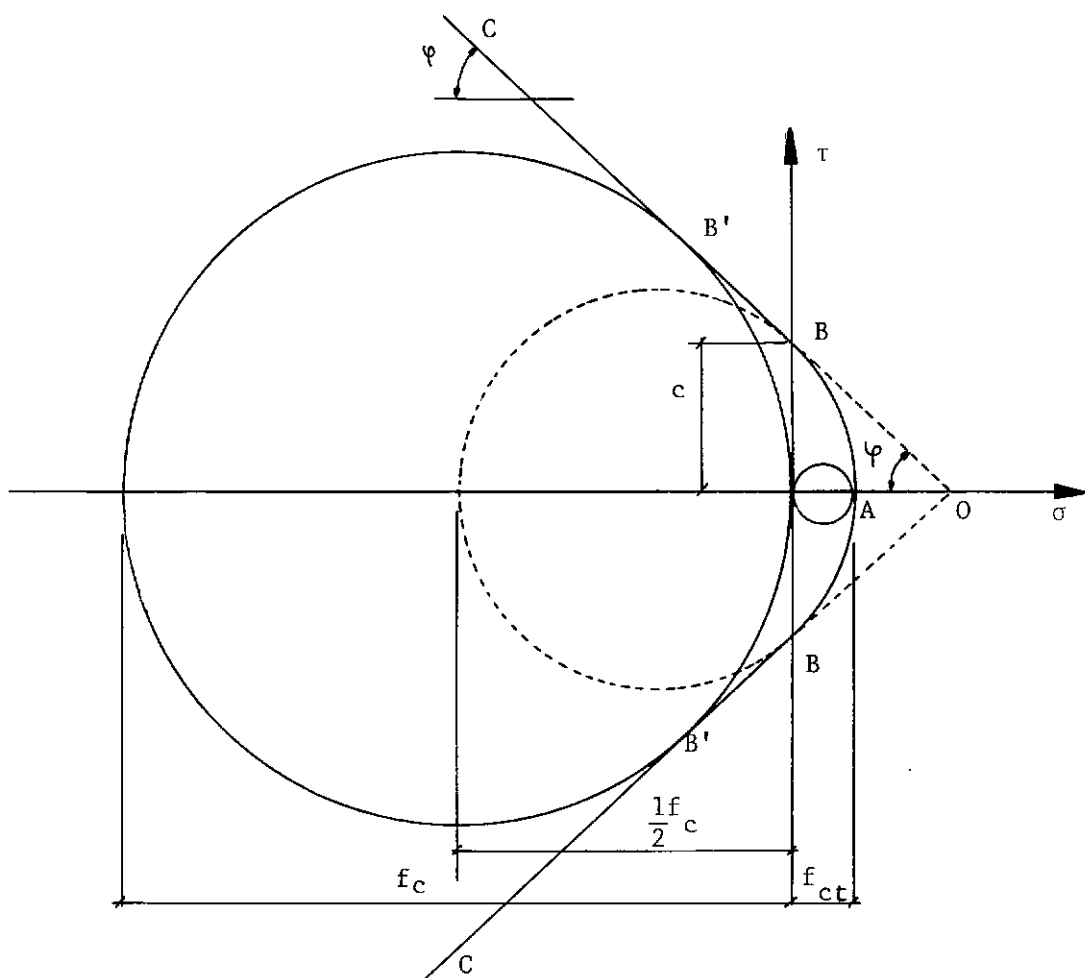


FIG III-1 - Envoltória de Mohr Simplificada

Esta envoltória de Mohr simplificada é a representação geométrica das duas seguintes condições de ruptura, em termos de tensões normal e tangencial em uma faceta:

$$\begin{aligned} \text{a) Max } \sigma &= f_{ct} \\ \text{para } \sigma &\geq 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{b) Max } |\tau| + \sigma \operatorname{tg} \varphi &= c \\ \text{para } \sigma &\leq 0 \\ \text{sendo: } c &= \text{coesão} \end{aligned}$$

φ - ângulo de atrito interno

Ou, em termos de tensões principais ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$):

$$\text{a) } \sigma_1 = f_{ct}$$

$$\text{b) } -\sigma_3 = f_c - K^2 \sigma_1$$

$$\text{sendo } K^2 = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

A condição (a) corresponde ao ponto A da envoltória e a condição (b) à região BC. O arco de círculo AB representa a transição entre as duas regiões de plastificação.

Podemos também exprimir as condições acima em função de σ_1 e σ_3 , através do gráfico mostrado na Fig. III-2, onde o trecho AB corresponde à condição (a) e o trecho BC à condição (b).

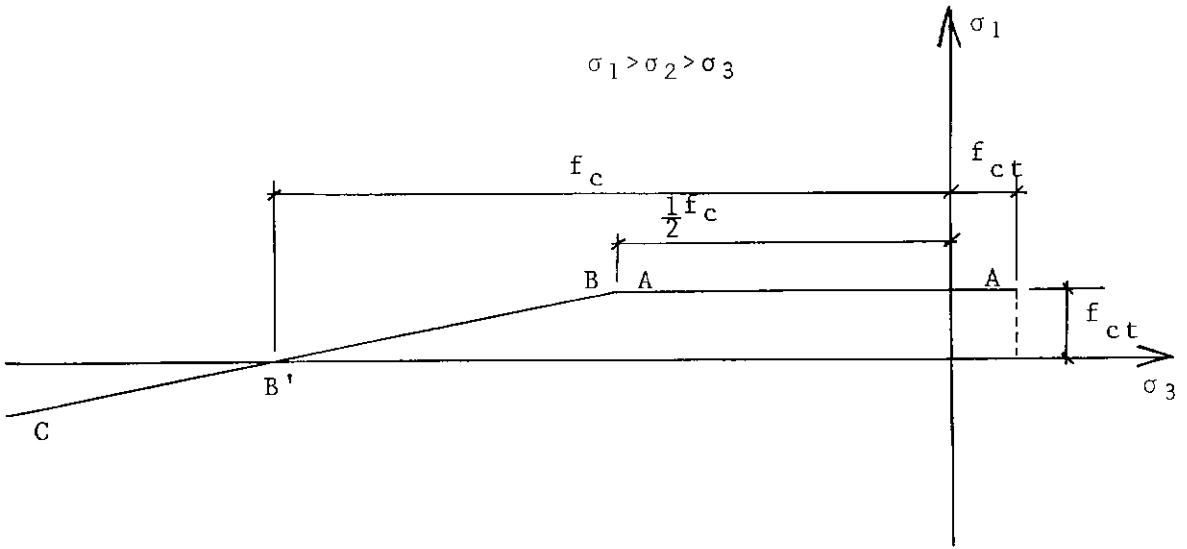


FIG III-2

III.2 - Estado de Tensões nas Almas das Vigas

As teorias existentes sobre o funcionamento das almas das vigas consideram estas submetidas a um estado plano de tensões com tensões principais de tração e de compressão. Sendo assim, poderiam ocorrer nas bielas os dois tipos de falha do concreto comentados no ítem III.1.

Quando a tensão principal σ_1 atinge o valor f_{ct} (Fig.III-3), ocorre uma ruptura por separação que dá origem às fissuras inclinadas aproximadamente de 45° que é a direção perpendicular a σ_1 , sendo as tensões de tração absorvidas pelos estribos.

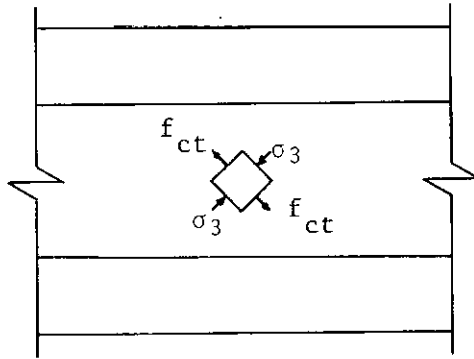


FIG III-3

Na região entre fissuras, ou seja, onde a tensão principal σ_1 ainda não atingiu o valor f_{ct} (Fig. III-4), o concreto romperá por deslizamento, acarretando a ruína da viga, com a tensão principal de compressão podendo situar-se entre f_c e $0,5 f_c$ conforme relatado no ítem III.1.

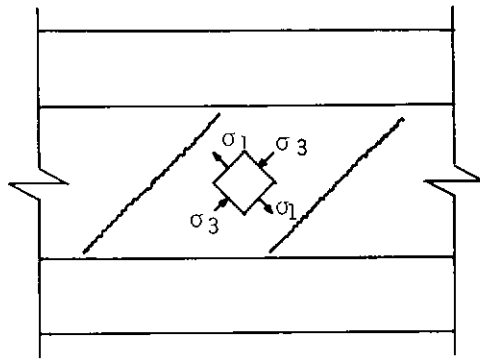


FIG III-4

As formulações teóricas para verificação da capacidade resistente das almas baseiam-se na limitação da tensão σ_3 para o caso mais desfavorável, ou seja, limitando a tensão principal de compressão em $0,5 f_{ck}$. No caso de estribos verticais a tensão principal de compressão na biela, segundo a teoria da "treliça de Morsch" é igual a:

$$2 \frac{V}{b_w z} \cong 2,3 \frac{V}{b_w d} = 2,3 \tau_{wd}$$

donde se conclui a condição:

$$\tau_{wd} \leq \frac{0,5}{2,3} f_{ck} = 0,22 f_{ck}$$

Conforme foi visto no ítem I.1, quando a alma contém uma inclusão com módulo de elasticidade diferente, ocorrerá um desvio da trajetória das tensões principais de compressão, desvio este que acarretará o aparecimento de tensões de tração. No caso dos furos correspondentes às bainhas, que são paralelas ao plano médio vertical longitudinal da peça, estas tensões de tração são perpendiculares a este plano (Fig.III-5), ao passo que as tensões principais de tração geralmente consideradas nas bielas são paralelas a este plano (Fig.III-4). Teríamos então uma situação correspondente a um estado triaxial de tensões com uma tensão principal de compressão e duas tensões principais de tração (Fig. III-5).

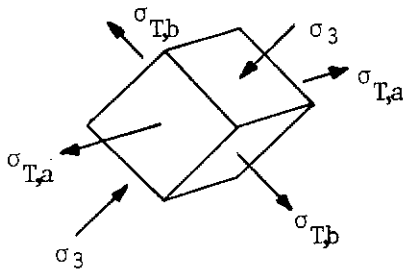


FIG III-5

Este seria então o modelo de estado de tensões numa alma de viga atravessada longitudinalmente por um material com módulo de elasticidade diferente do módulo de elasticidade do concreto, podendo a tensão $\sigma_{T,a}$ (Fig. III-5) assumir o papel de maior tensão principal de tração, contribuindo assim para a diminuição da resistência da alma quando comparada com o caso de viga de alma cheia.

Como veremos no Capítulo IV, esse estado de tensões triaxial com duas tensões principais de tração justificaria também o menor encurtamento de ruptura da biela quando comparado com o caso das vigas de alma cheia.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Apresentaremos neste capítulo, tabelas e gráficos referentes às diversas vigas ensaiadas. Em virtude dos problemas com o carregamento da viga V1-AC, já descritos no item II.2.1, decidimos não utilizar os valores obtidos no ensaio desta viga, como dados para as análises e conclusões subsequentes.

IV.1 - Distribuição da Amostragem

Com o objetivo de minimizar os efeitos da variação do valor da resistência à compressão média (f_{cm}) nas análises comparativas entre as diversas vigas, decidimos fazer a apresentação dos gráficos e interpretação dos resultados dividindo a amostragem geral em 3 grupos, conforme mostrado na Tabela IV-1.

TABELA IV-1

GRUPO	VIGA	f_{cm2} (N/mm ²)	$\frac{\sum f_{cmi}}{N}$ (N/mm ²)	Desvio* máximo
A	V2-2,54-I	18,9	20,1	1,6
	V3-2,54-I	20,3		
	V4-2,54-SI	21,7		
	V5-2,54-SI	19,4		
	V6-AC	20,0		
B	V7-3,45-I	20,7	21,3	1,3
	V8-3,45-SI	20,0		
	V9-3,45-I	20,9		
	V10-AC	22,6		
	V11-3,45-SI	22,2		
C	V12-3,70-I	15,5	16,1	1,3
	V13-3,70-SI	16,4		
	V14-3,70-SI	17,4		
	V15-AC	15,2		

$$* \text{ Desvio máximo} = \left| \left(f_{cmi} - \frac{\sum f_{cmi}}{N} \right) \right|_{MAX}$$

Esta forma de agrupamento leva em conta também a ordem cronológica dos ensaios, tendo sido os grupos A,B,C executados e ensaiados em três épocas distintas.

IV.2 - Cargas de Ruptura

Na Tabela IV-2 são apresentadas as cargas de ruptura dos modelos ensaiados.

TABELA IV-2

GRUPO	VIGA	P_u (kN)
A	V2-2,54-I	235
	V3-2,54-I	237
	V4-2,54-SI	223
	V5-2,54-SI	210
	V6-AC	235
B	V7-3,45-I	250
	V8-3,45-SI	228
	V9-3,45-I	250
	V10-AC	255
	V11-3,45-SI	210
C	V12-3,70-I	250
	V13-3,70-SI	210
	V14-3,70-SI	215
	V15-AC	235

No Capítulo V será feito o estudo das relações entre as cargas de ruptura das diversas vigas, com o intuito de serem apresentadas conclusões quanto ao valor de b_{wef} , mas para tal serão levados em conta os valores de f_{cm} .

IV.3 - Deformação Específica do Concreto nas Bielas Comprimidas

Apresentamos nas figuras IV-1, IV-2 e IV-3 os diagramas "carga-deformação específica nas bielas comprimidas" para as diversas vigas ensaiadas. Para cada viga, apresentamos a média das deformações específicas nos pontos 1,2,3 ($\epsilon_{123} = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3}{3}$) e nos pontos 4,5,6 ($\epsilon_{456} = \frac{\epsilon_4 + \epsilon_5 + \epsilon_6}{3}$). Observando as figuras IV-1, IV-2 e IV-3, podemos notar uma tendência das bielas das vigas de alma cheia e vigas com bainha injetada de formarem mais que as bielas das vigas com bainha sem injeção.

Para uma melhor comparação, apresentamos nas figuras IV-4, IV-5 e IV-6 diagramas "porcentagem da carga de ruptura-deformação na biela mais comprimida", para os grupos A,B e C. É possível que a menor deformação das vigas com bainha sem injeção tenha sido determinada pela ocorrência de uma tensão principal de tração perpendicular ao plano longitudinal vertical, conforme relatado no Capítulo III.

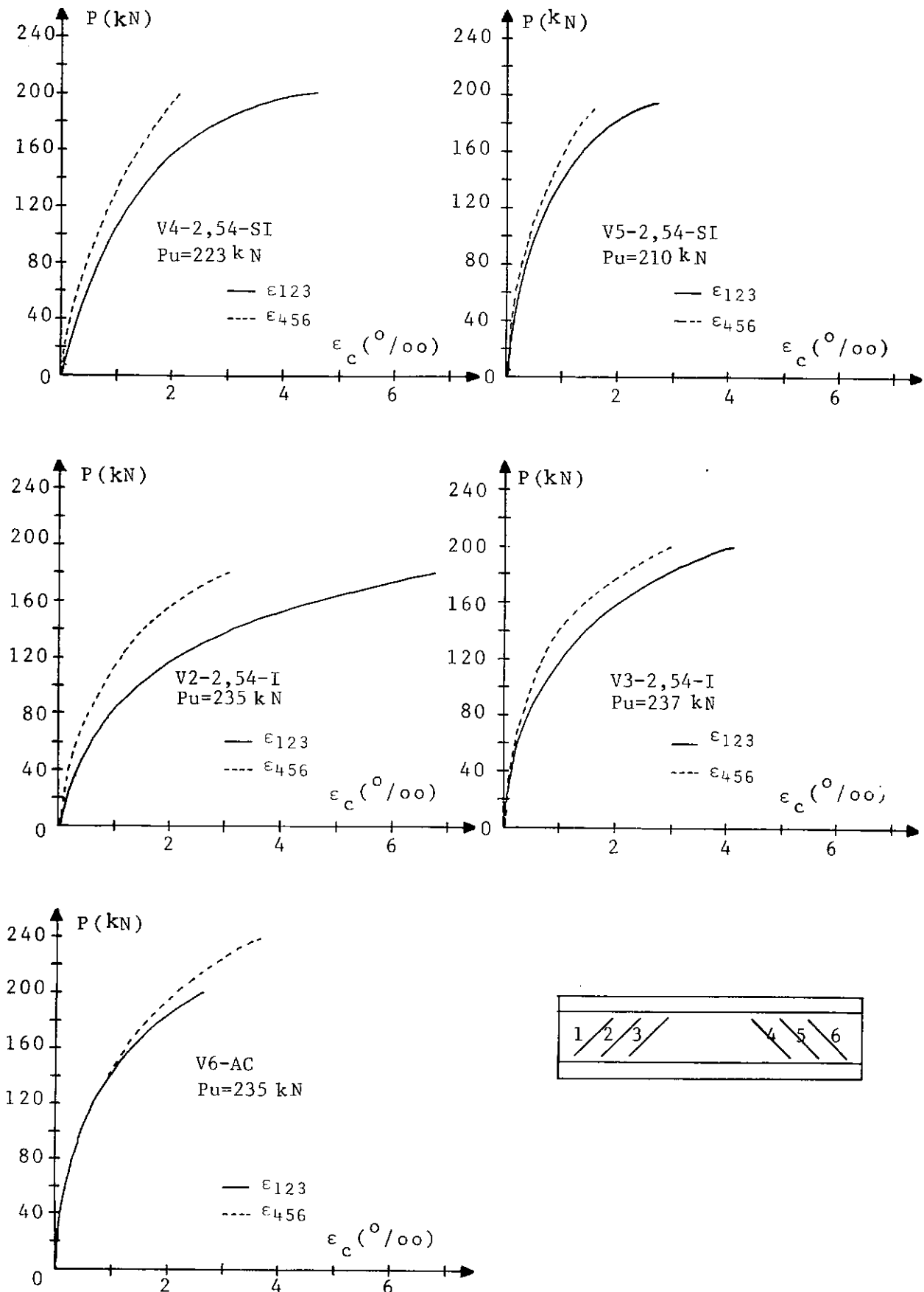


FIG IV-1 - Deformação específica nas bielas
Vigas do Grupo A

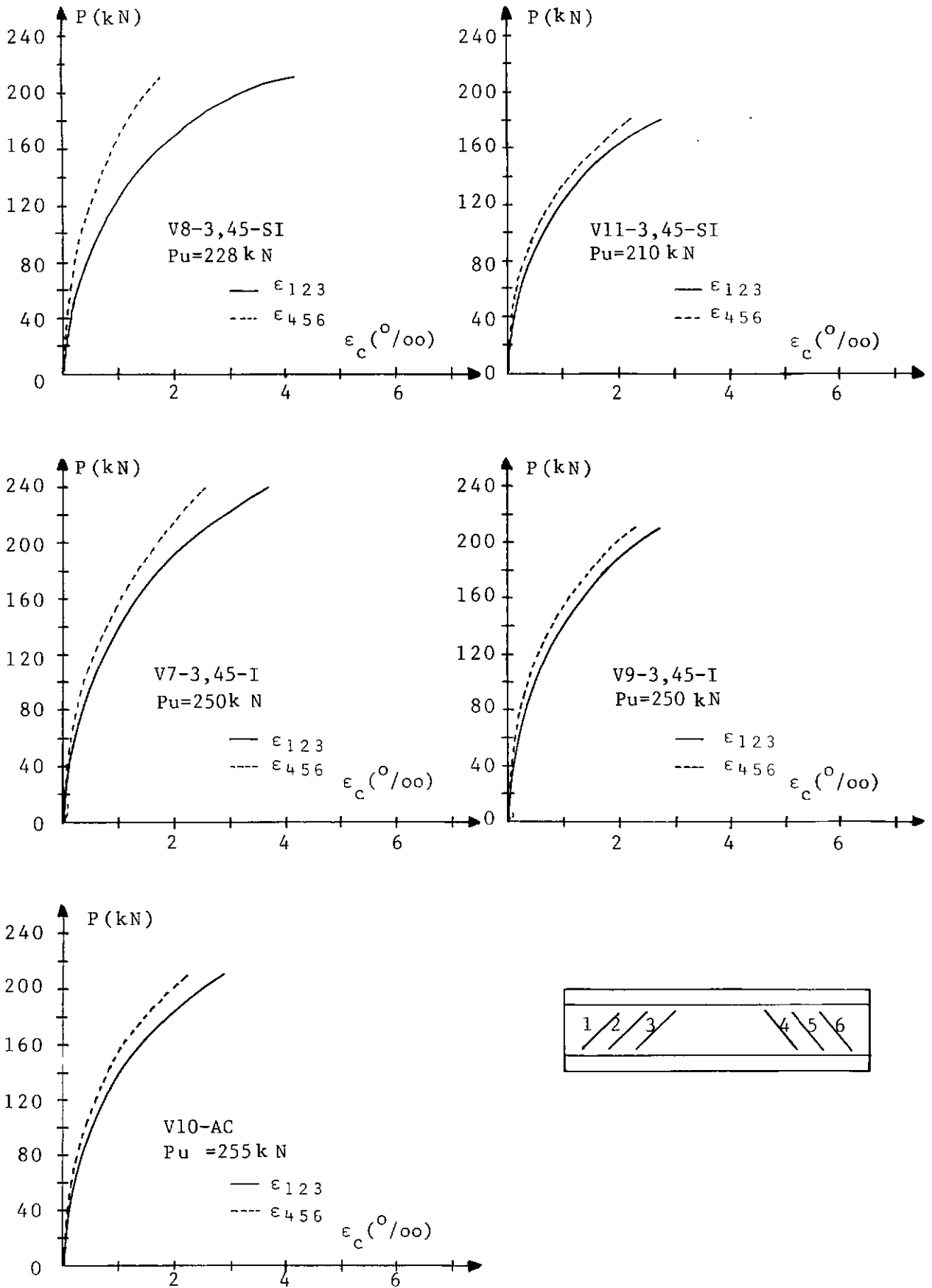


FIG IV-2 - Deformação específica nas bielas
Vigas do Grupo B

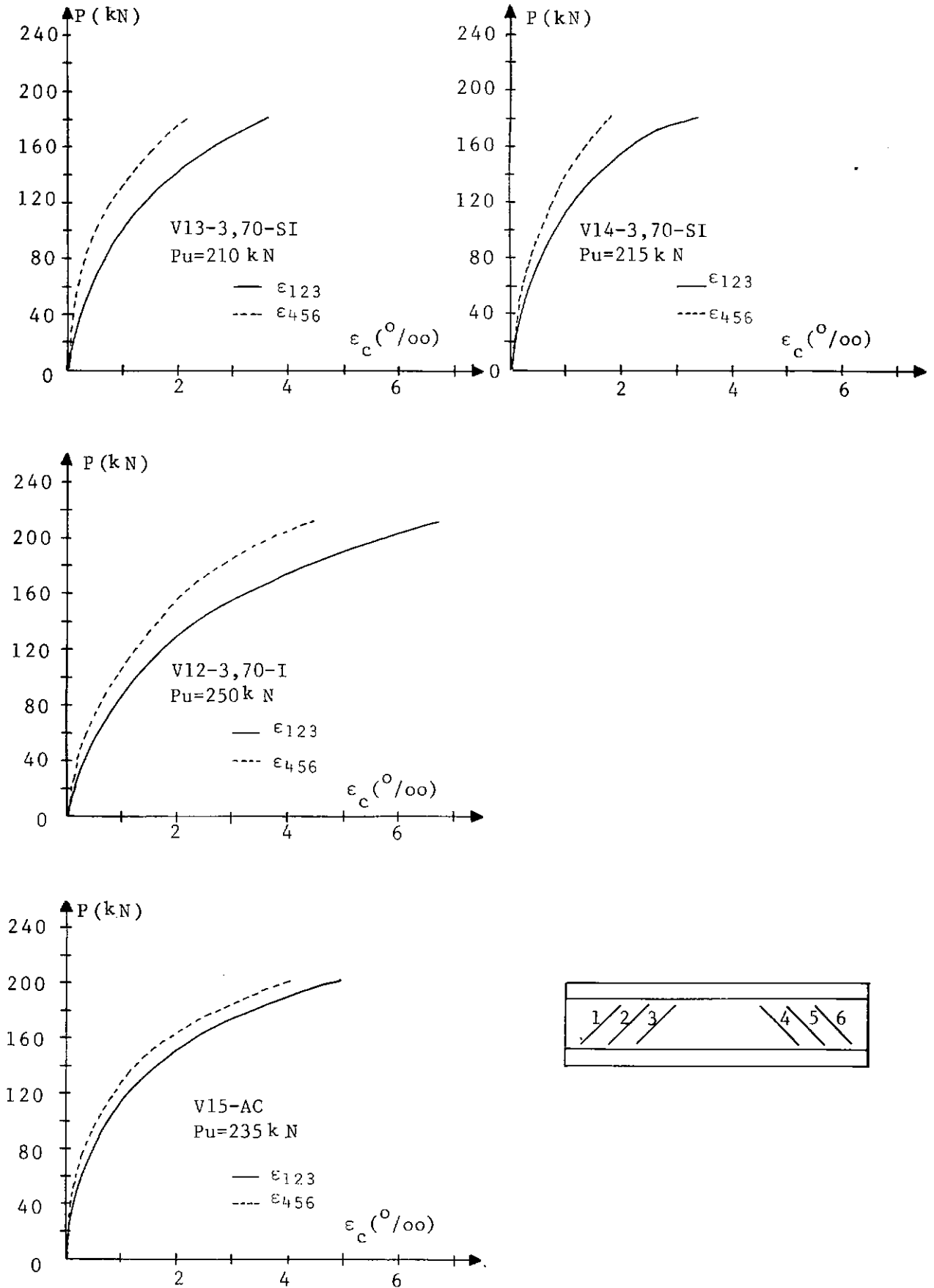


FIG IV-3 - Deformação específica nas bielas
Vigas do Grupo C

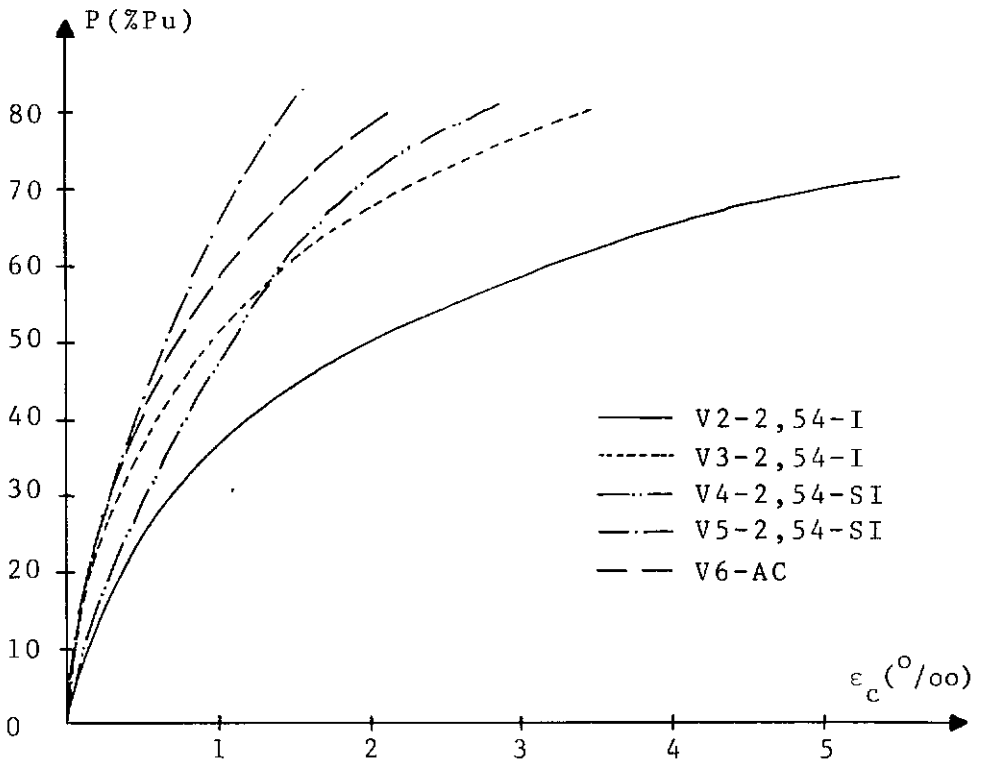


FIG IV-4

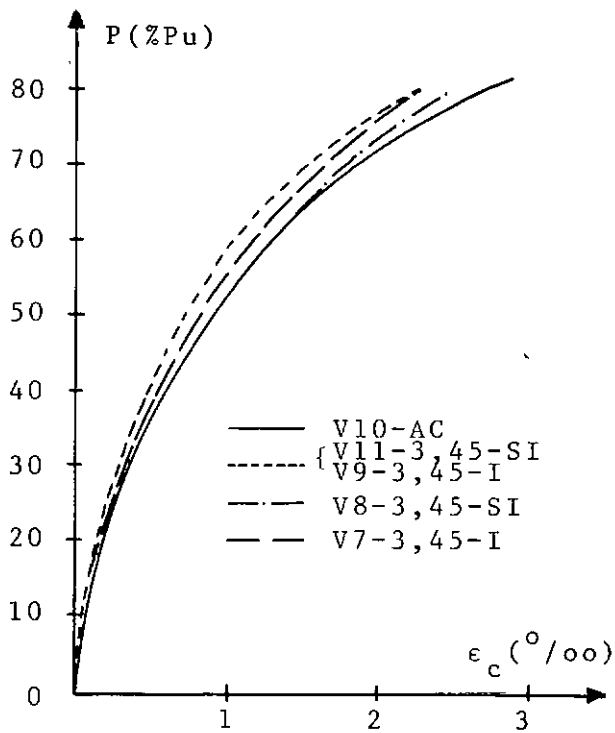


FIG IV-5

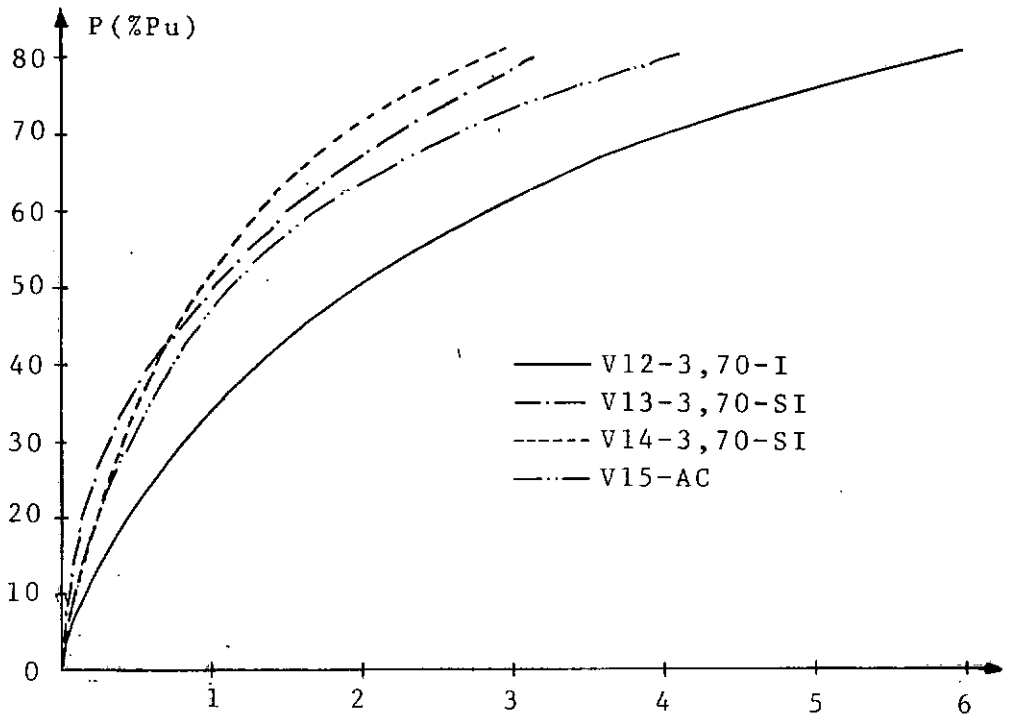


FIG IV-6

IV.4 - Deformação Específica dos Estribos

Apresentamos na figura IV-7 o diagrama "car_{ga}-deformação específica nos estribos" para as vigas que foram instrumentadas com EER. A deformação específica para os estri_{bo}s de cada viga foi assumida como sendo a média das deforma_ções nas seções 1,2,3.

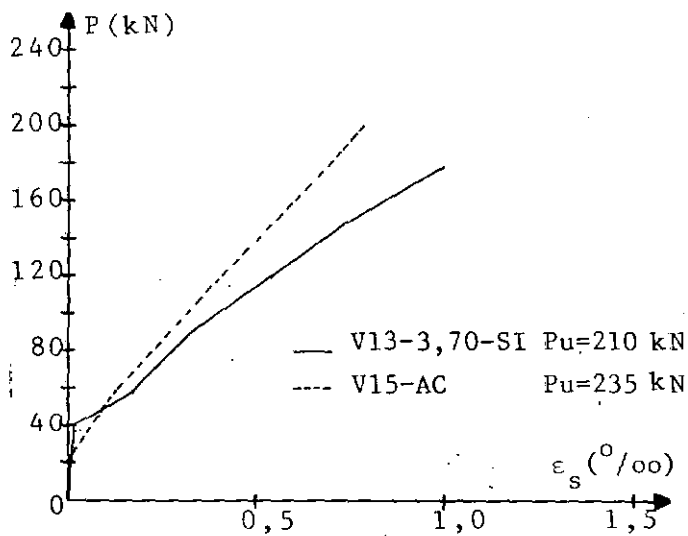
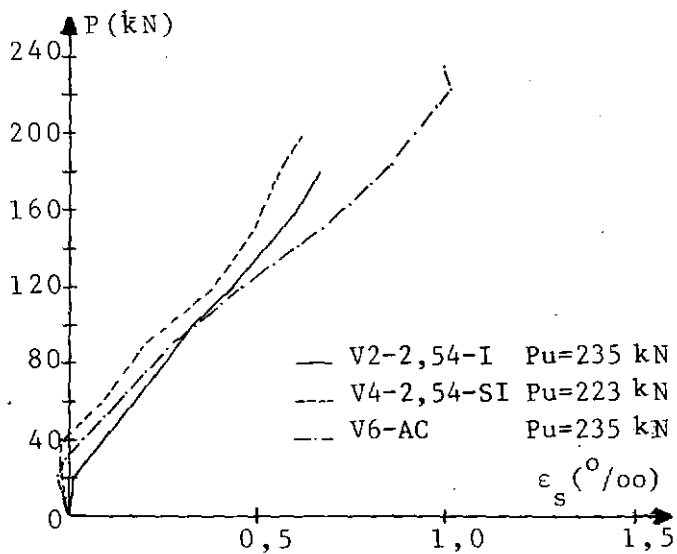
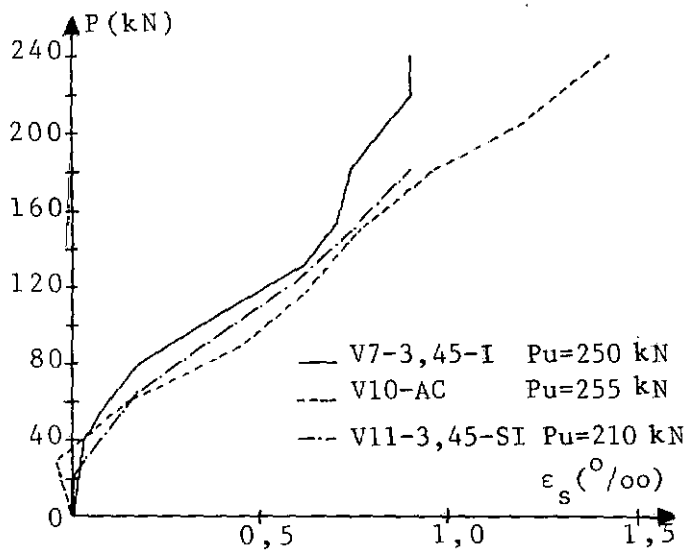


FIG IV-7 - Deformação específica nos estribos

IV.5 - Rotações nos Apoios

Apresentamos nas figuras IV-8, IV-9 e IV-10 os diagramas "carga-rotação nos apoios" para as diversas vigas en saídas.

O clinômetro 1 da V12-3,70-I, o clinômetro 1 da V14-3,70-SI e os clinômetros da V15-AC apresentaram mau funcionamento, não constando portanto dos gráficos mostrados a seguir. Também não apresentou bom funcionamento o clinômetro 2 da V13-3,70-SI.

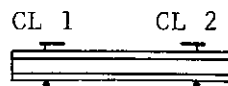
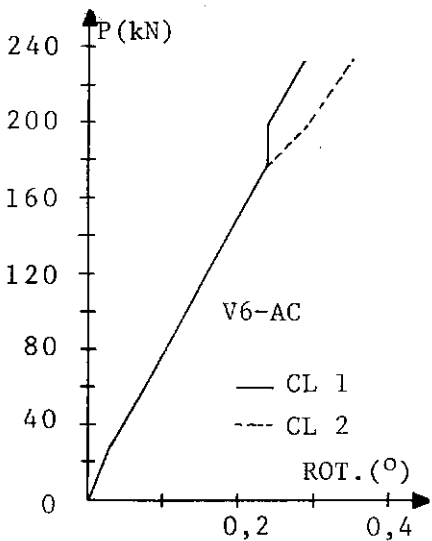
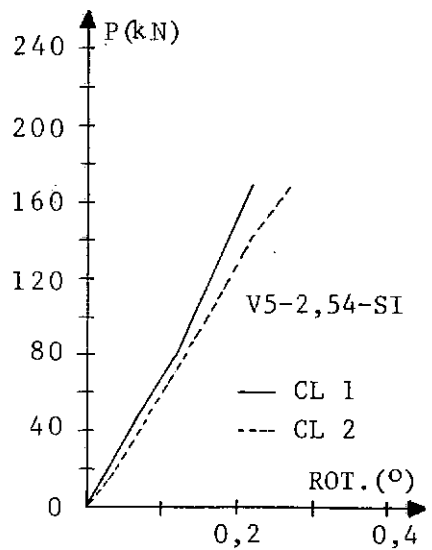
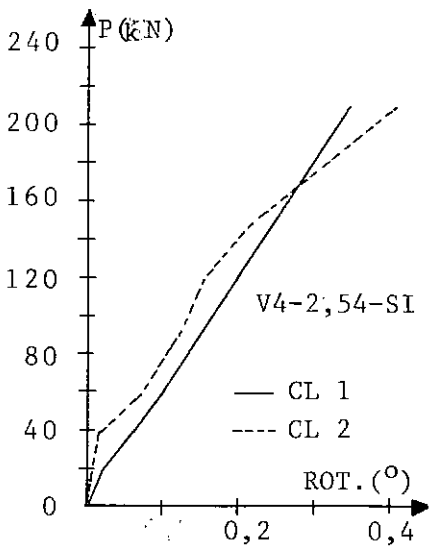
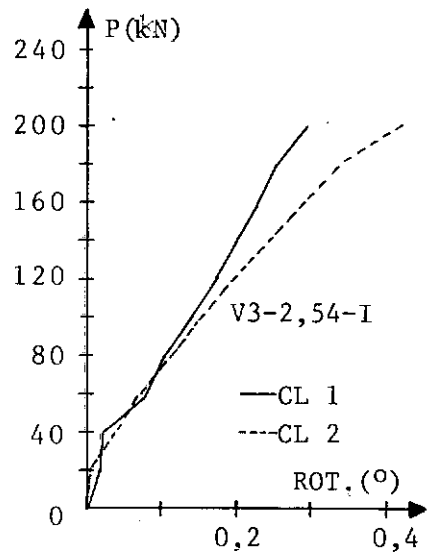
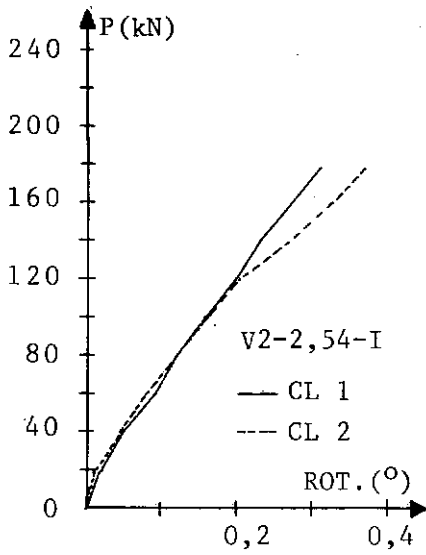


FIG IV-8 - Rotações nos apoios

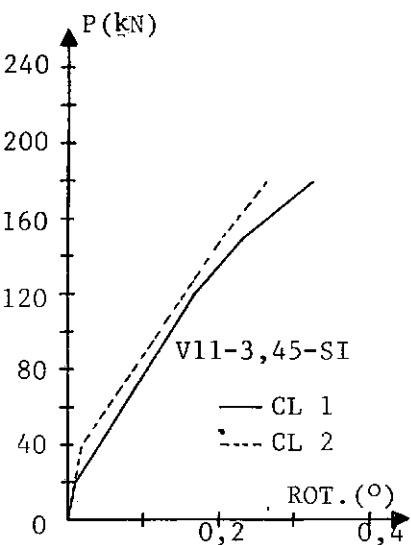
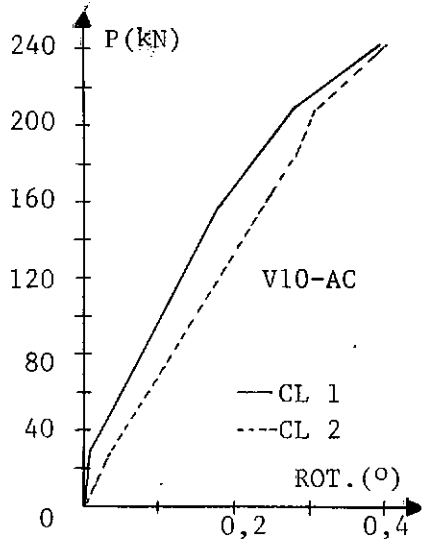
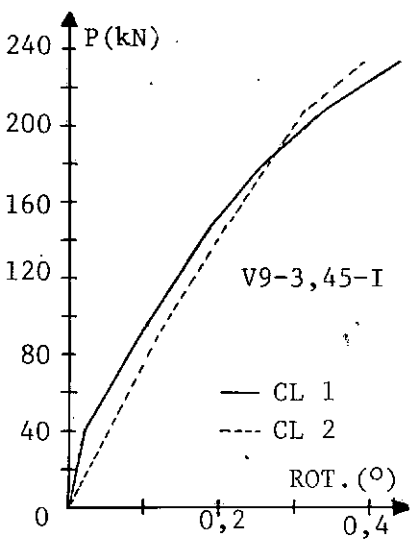
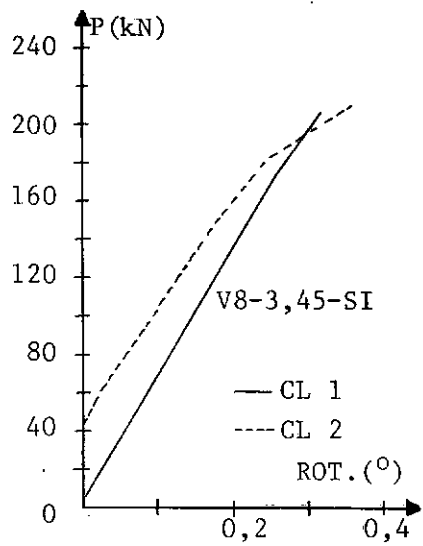
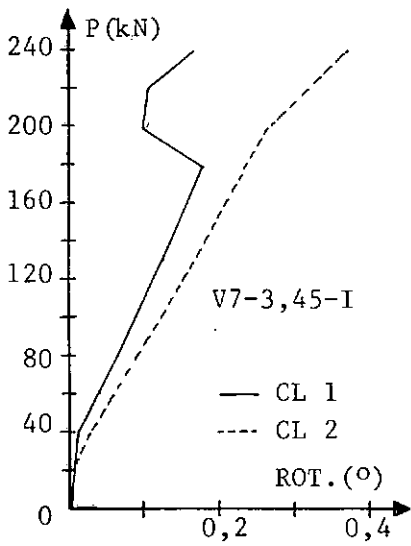


FIG IV-9 - Rotações nos apoios

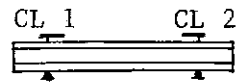
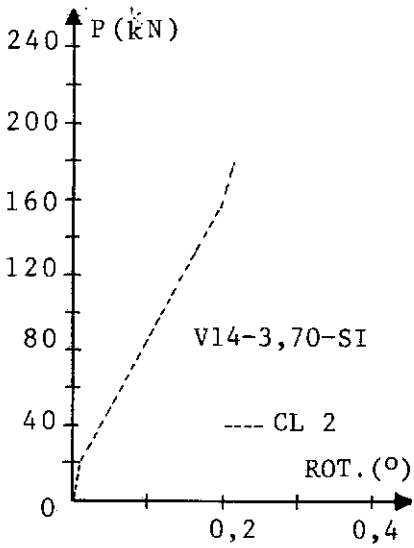
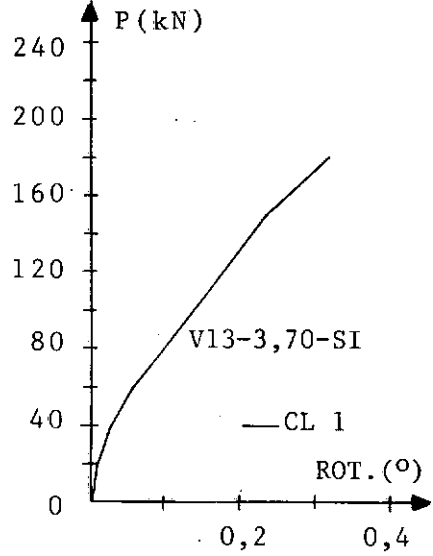
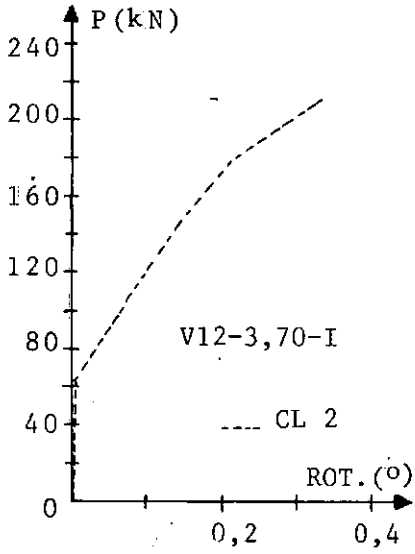


FIG IV-10 - Rotações nos apoios

IV.6 - Deformação do Concreto na Mesa Superior

Apresentamos nas figuras IV-11, IV-12 e IV-13 os gráficos "carga-deformação específica do concreto" na região central da mesa superior (ponto de medida 2 da Fig. II-7). Nos pontos de medida situados à esquerda e à direita (pontos de medida 1 e 3 da Fig. II-7), as deformações específicas situaram-se quase sempre em torno de zero. Na Fig. IV-14 são apresentados os diagramas "carga-deformação específica no concreto" para os pontos de medida 1 e 3 que não tiveram sua deformação específica situada em torno de zero.

O efeito de tração na mesa superior que pode ser notado nos diagramas da Fig. IV-14 fica melhor caracterizado pela fissuração da mesa superior na região próxima dos apoios, fato que ocorreu em todas as vigas ensaiadas. Este efeito é devido ao funcionamento da viga como arco atirantado, já observado em outras pesquisas ^{[9], [11]} (Fig. IV-15).

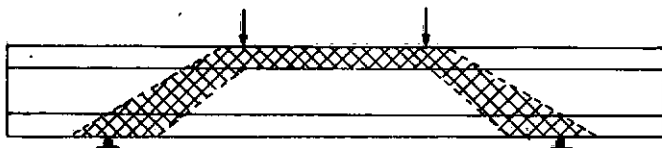


FIG IV-15

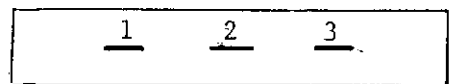
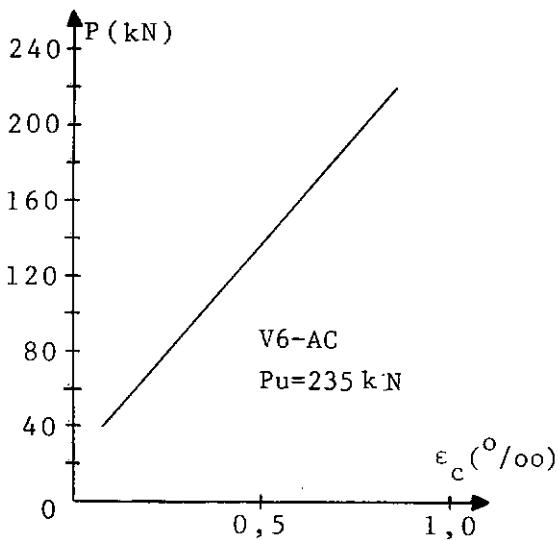
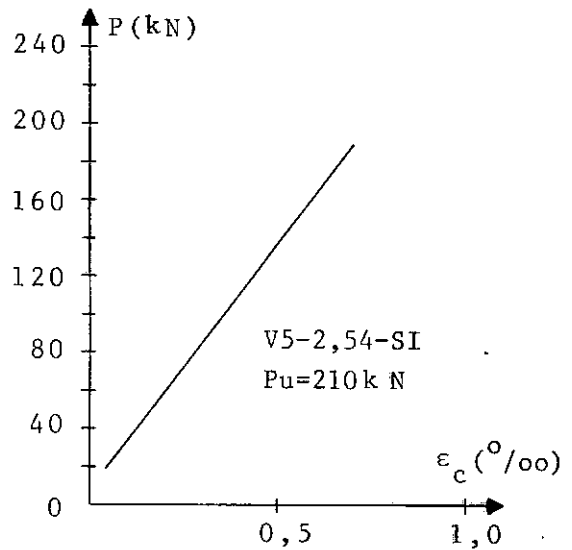
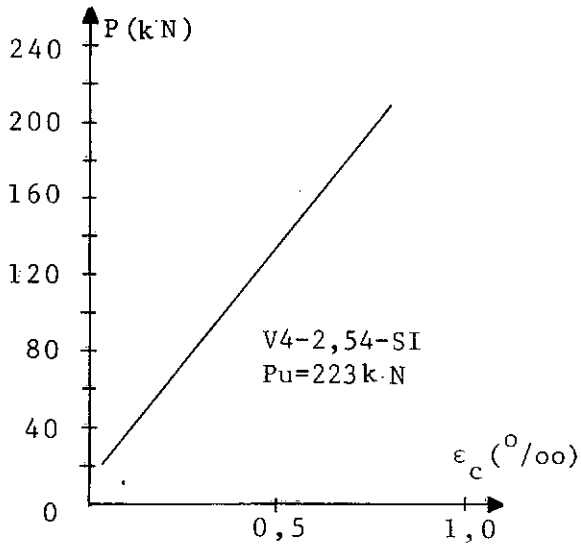
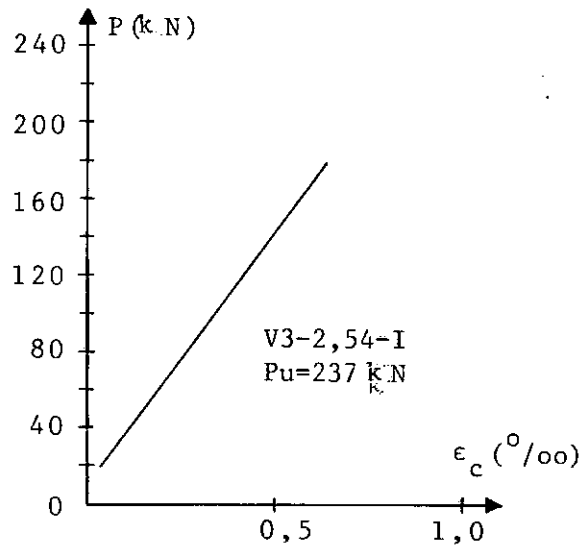
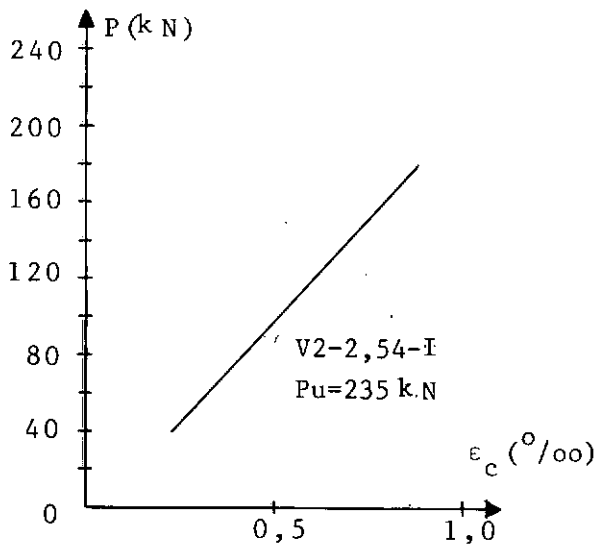


FIG IV-11 - Deformação específica do concreto na mesa superior (ponto de med. 2)

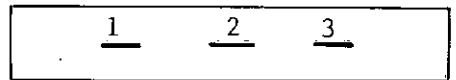
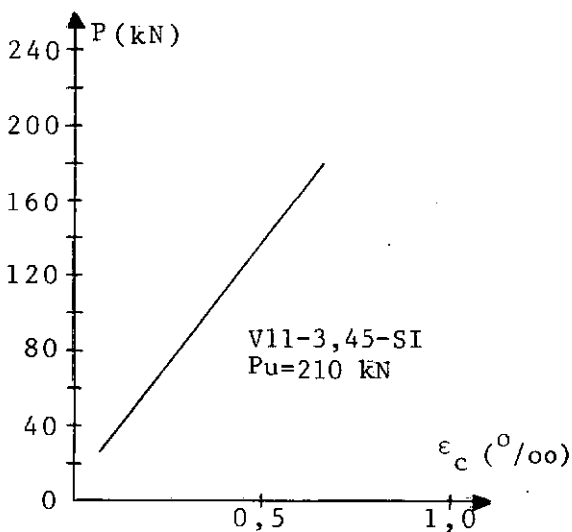
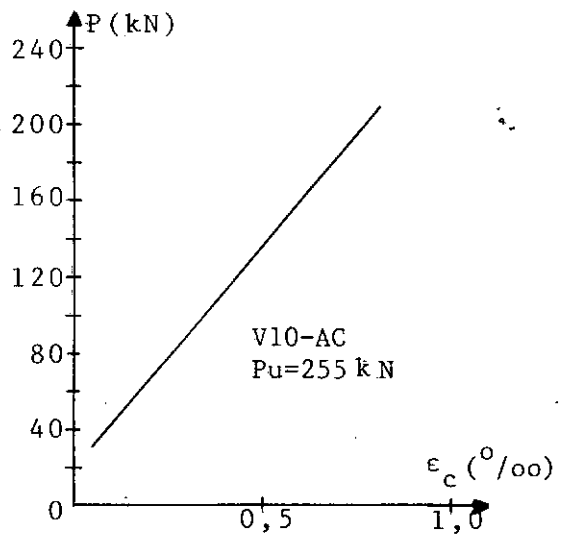
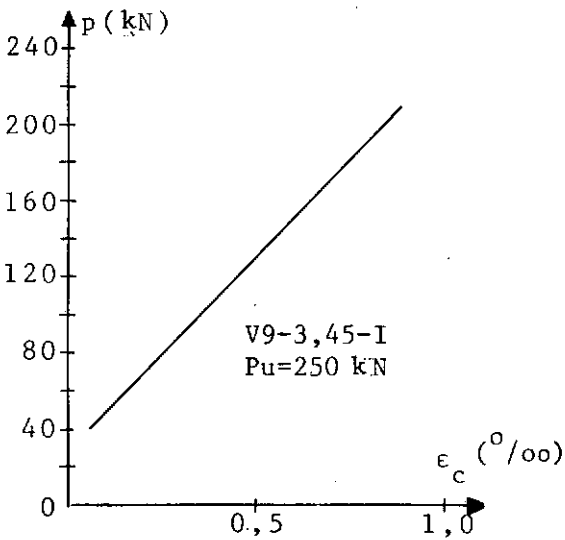
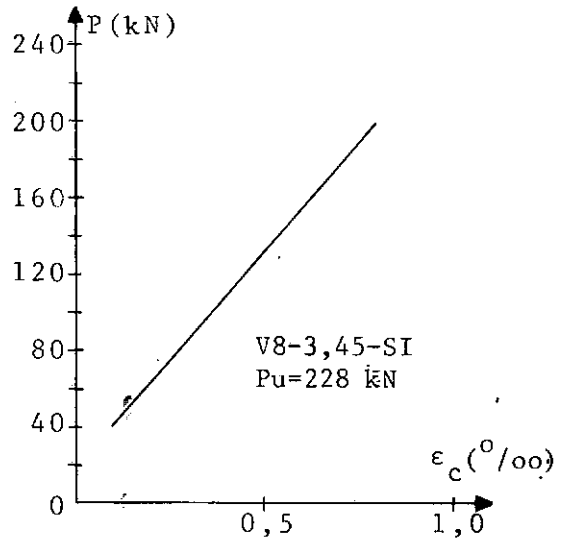
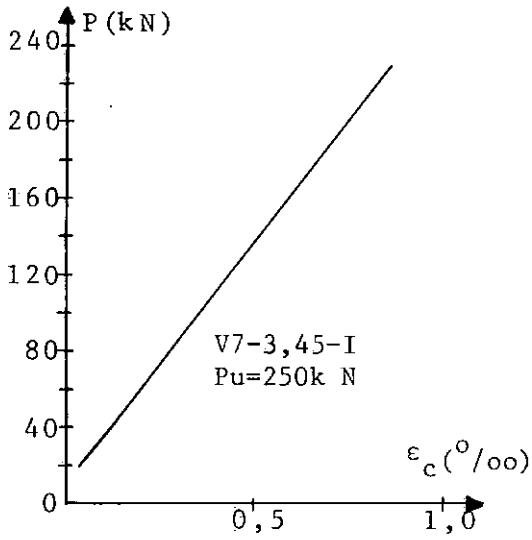


FIG IV-12 - Deformação específica do concreto na mesa superior (ponto de med. 2)

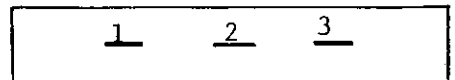
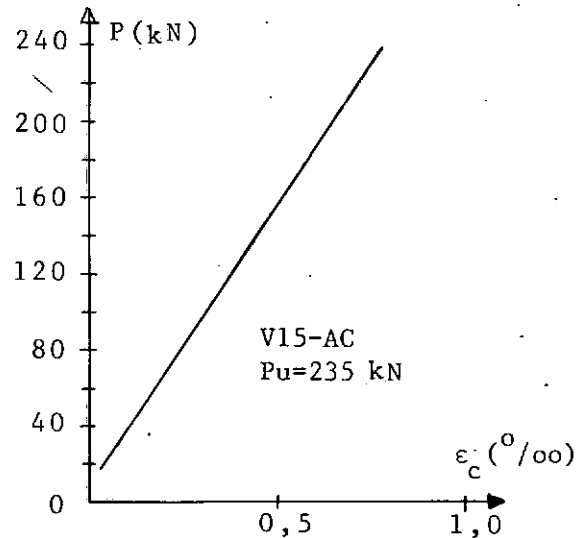
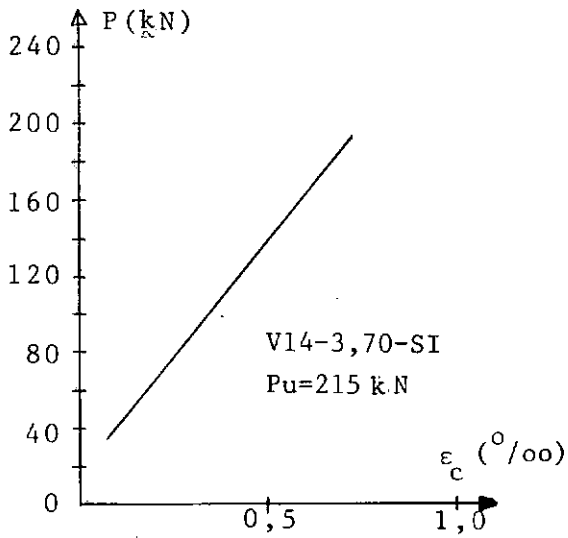
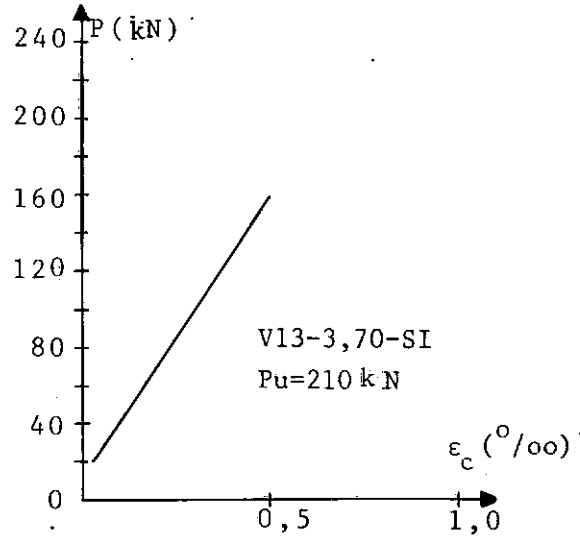
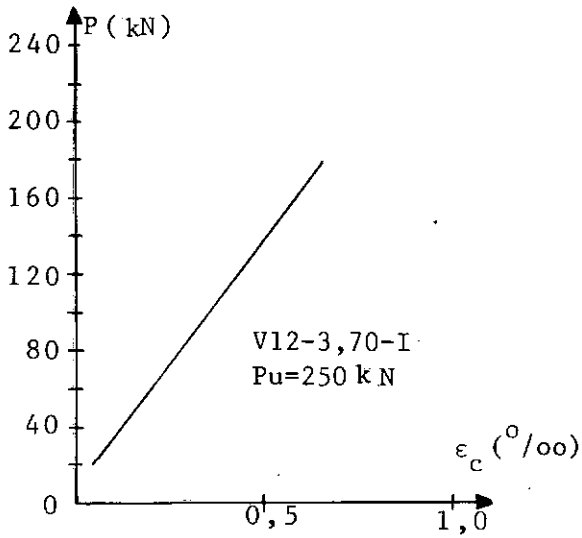


FIG IV-13 - Deformação específica do concreto na mesa superior (ponto de med. 2)

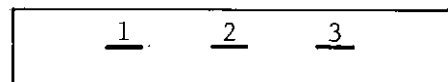
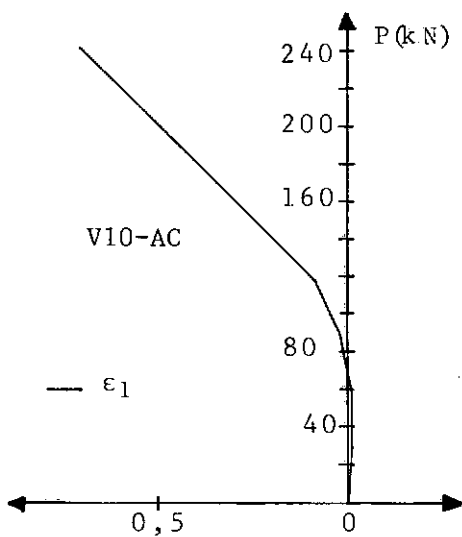
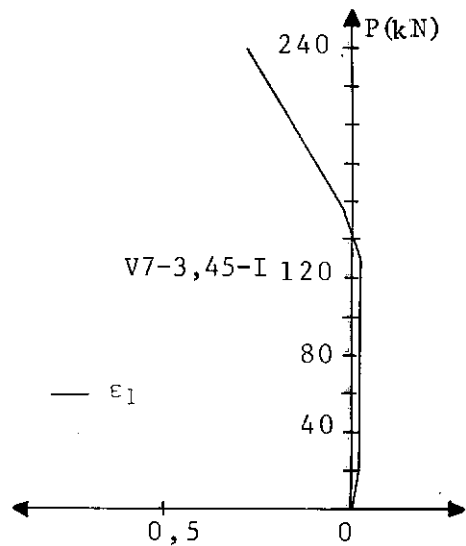
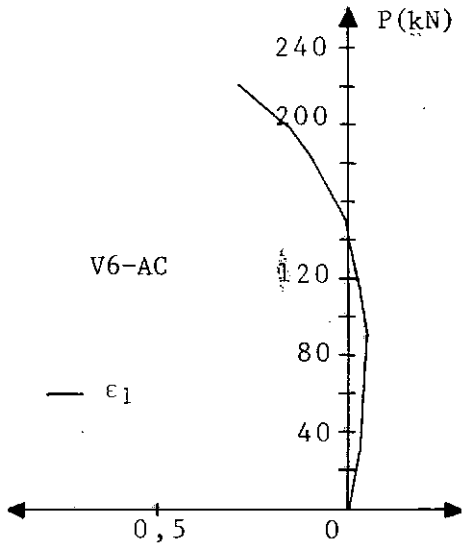
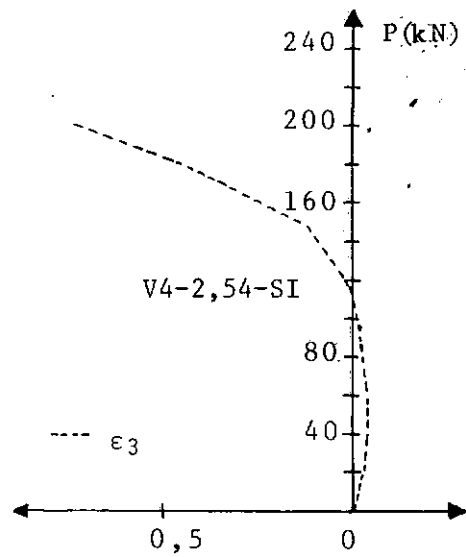
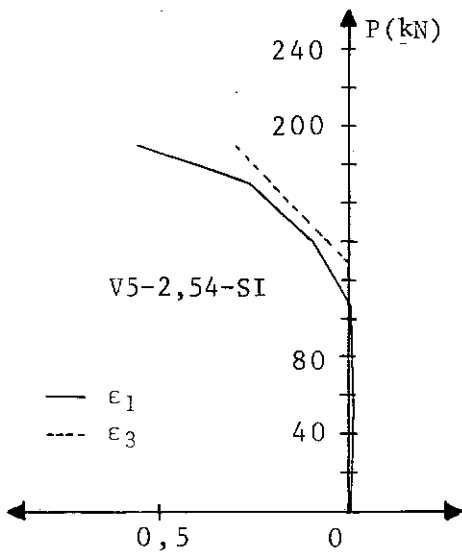


FIG IV-14 - Deformação específica do concreto na mesa superior (pontos de medida 1 e 3)

IV.7 - Deslocamentos Verticais

Apresentamos nas figuras IV-16, IV-17, IV-18 os diagramas onde estão representados os deslocamentos verticais medidos para uma carga igual a 80% da carga de ruptura, para as diversas vigas ensaiadas.

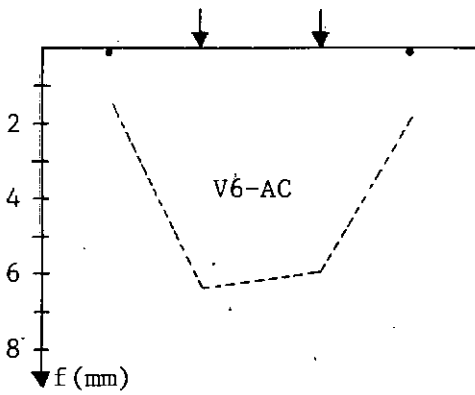
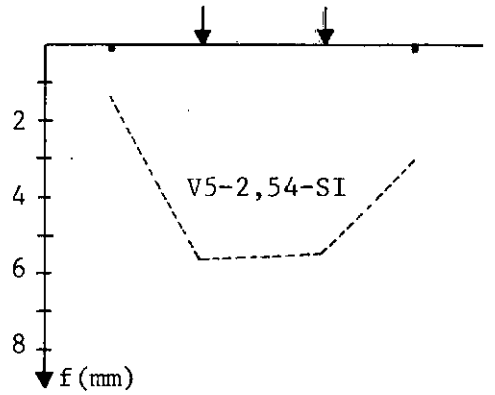
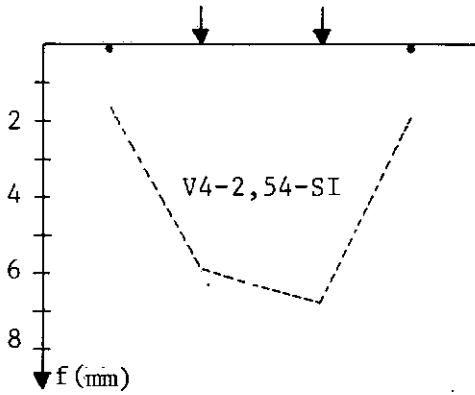
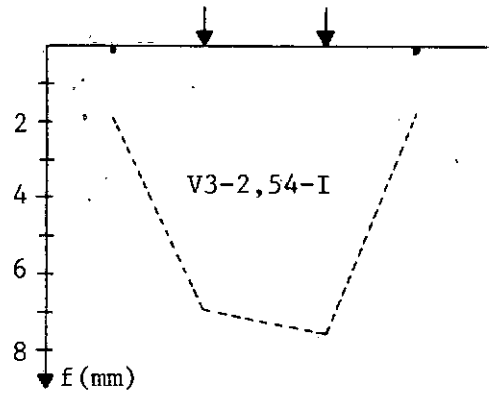
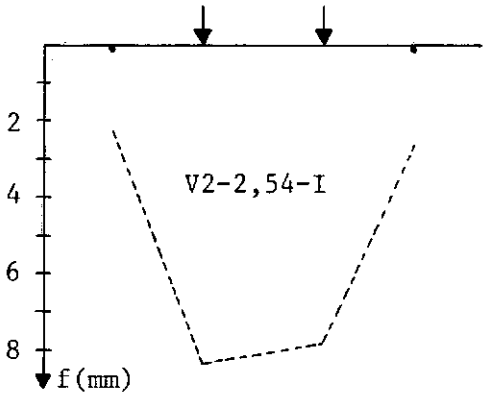


FIG IV-16 - Deslocamentos verticais para $P=80\%.Pu$

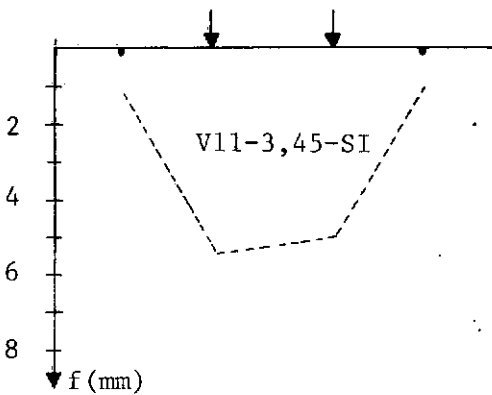
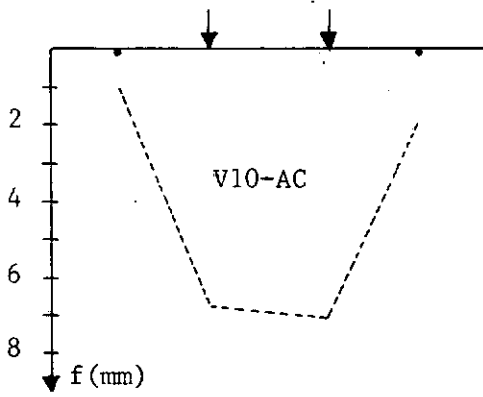
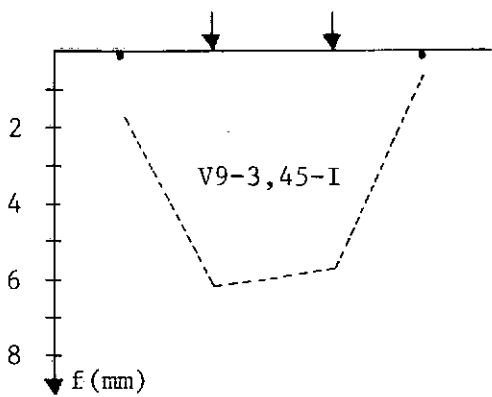
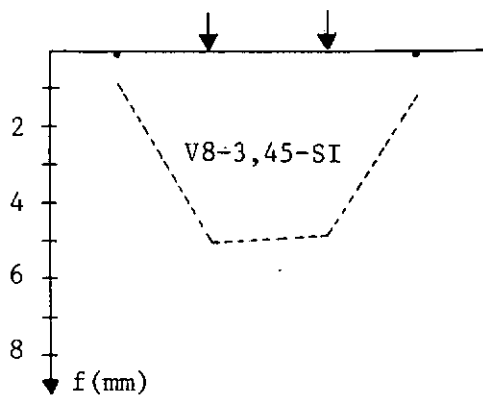
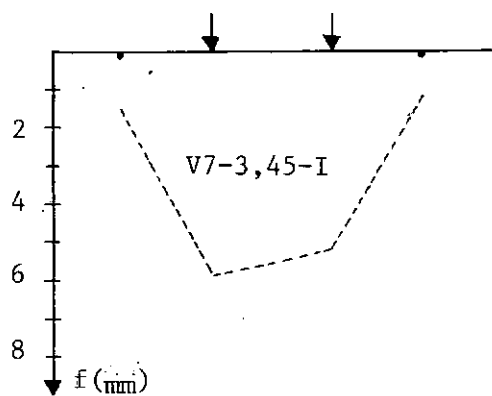


FIG IV-17 - Deslocamentos verticais para $P=80\%.P_u$

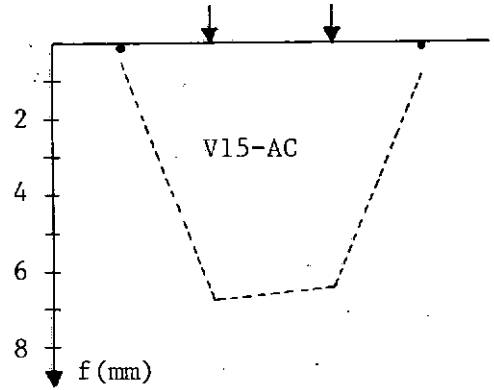
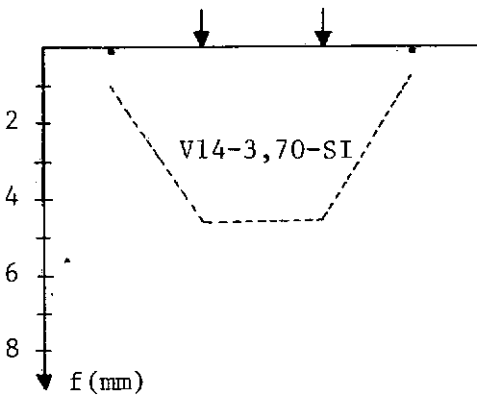
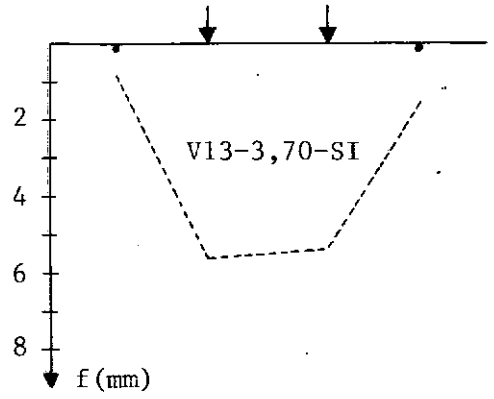
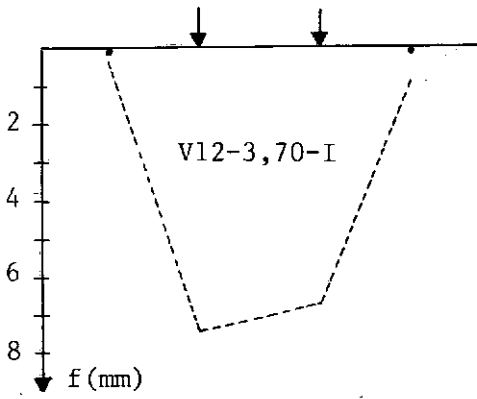


FIG IV-18 - Deslocamentos verticais para $P=80\%.P_u$

IV.8 - Fissuração

Todas as vigas ensaiadas apresentaram fissura_{ção} semelhante, com as fissuras de flexão evoluindo pouco e as fissuras de cisalhamento bem próximas a 45° . A fissuração da mesa superior na região próxima aos apoios ocorreu em todos os modelos ensaiados.

Apresentamos na Tabela IV-3 os valores das cargas para primeira fissura e nas figuras IV-19 e IV-20 o aspecto da fissuração da viga V14-3,70-SI, a título de ilustração. Nos anexos apresentamos também fotografias que mostram o aspecto da fissuração dos modelos ensaiados.

TABELA IV-3

VIGA	CARGA PARA PRIMEIRA FISSURA (KN)		
	ALMA	FLEXÃO	MESA SUPERIOR
V2-2,54-I	40	60	120
V3-2,54-I	60	40	120
V4-2,54-SI	60	40	180
V5-2,54-SI	50	50	140
V6-AC	60	60	150
V7-3,45-I	60	60	180
V8-3,45-SI	70	60	150
V9-3,45-I	60	60	150
V10-AC	60	60	150
V11-3,45-SI	40	60	150
V12-3,70-I	60	40	150
V13-3,70-SI	60	40	150
V14-3,70-SI	60	40	150
V15-AC	40	40	120

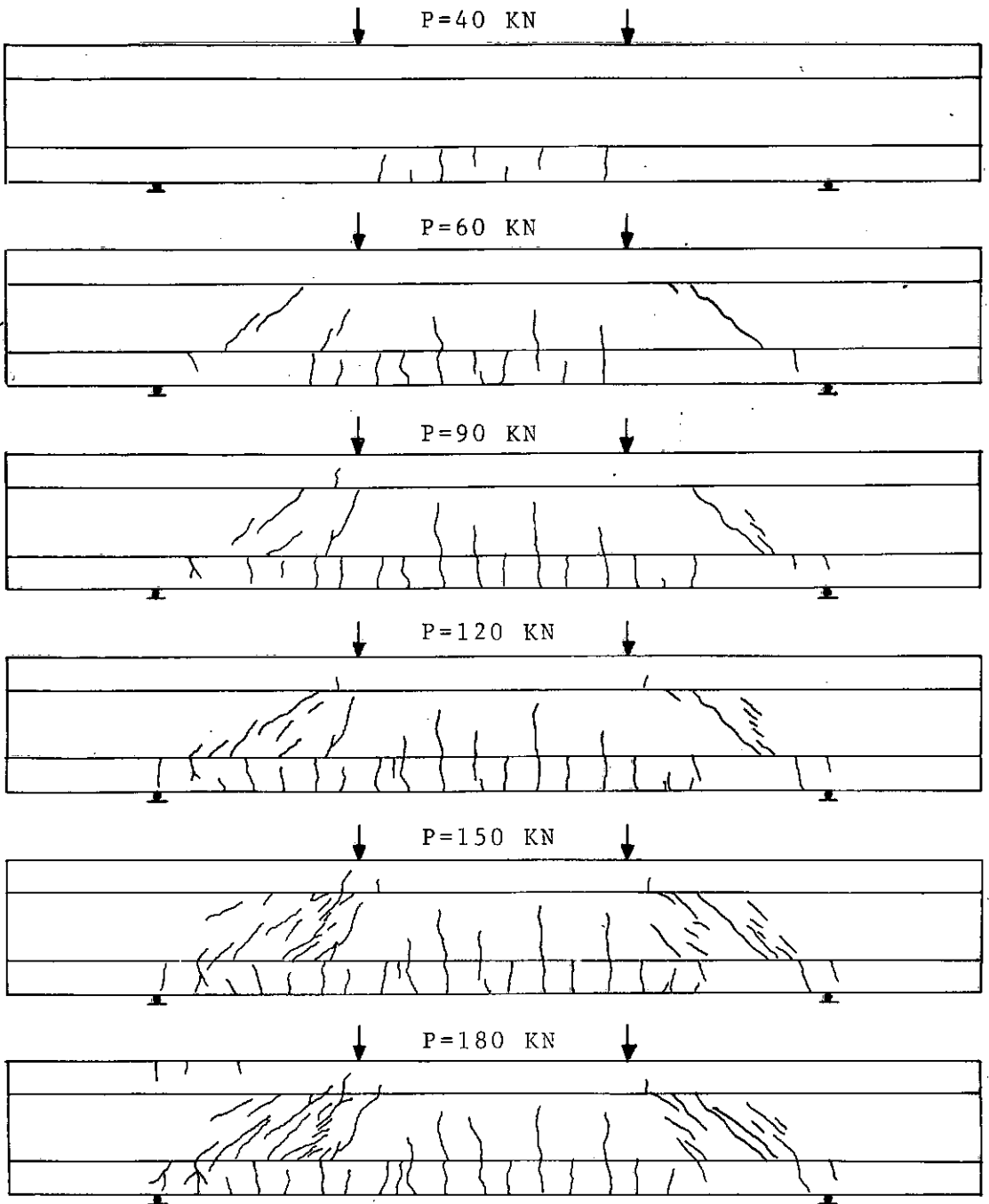


FIG IV-19 - Fissuração da V14-3,70-SI

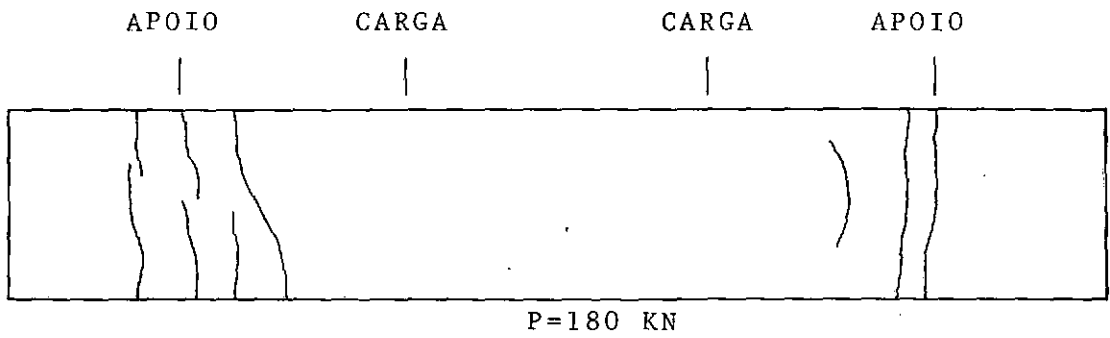
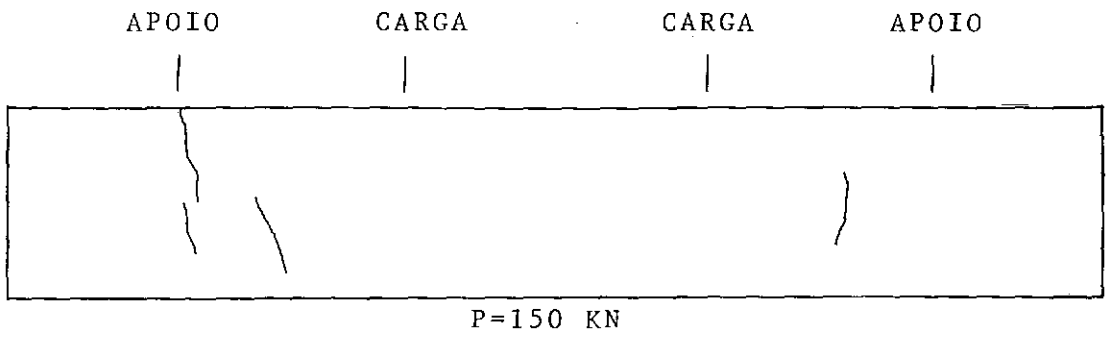


FIG IV-20 - Fissuração da mesa da V14-3,70-SI

CAPÍTULO VCONCLUSÕES

O objetivo deste capítulo é concluir sobre a redução que deve ser levada em conta para o cálculo de b_{wef} , levando a efeito a análise dos resultados obtidos na presente pesquisa.

O primeiro passo para o estabelecimento dos valores de b_{wef} foi a definição de um parâmetro comparativo entre as diversas vigas que levasse em conta o valor de f_{cm} . Optamos por fazer uma análise das vigas de alma cheia (V6-AC, V10-AC, V15-AC), onde as relações $\frac{V_u}{b_w d f_{cm}}$, $\frac{V_u}{b_w d f_{cm}^{1/2}}$ e $\frac{V_u}{b_w d f_{cm}^{2/3}}$ foram testadas. Os resultados são apresentados na Tabela V-1.

TABELA V-1

VIGA	f_{cm} (N/mm ²)	b_w (mm)	d (mm)	$V_u = P_u$ (N)	$\frac{V_u}{b_w d f_{cm}}$	$\frac{V_u}{b_w d f_{cm}^{1/2}}$	$\frac{V_u}{b_w d f_{cm}^{2/3}}$
V6-AC	20,0	100	380	235000	0,31	1,38	0,84
V10-AC	22,6	100	380	255000	0,30	1,41	0,84
V15-AC	15,2	100	380	235000	0,41	1,58	1,00
				$\frac{MAX}{MIN}$	1,37	1,14	1,19

Conforme podemos notar na Tabela V-1, os valores de $\frac{V_u}{b_w d f_{cm}^{1/2}}$ são os que mais se aproximam para as três vigas. Sendo assim, além da separação por grupos já comentada no Capítulo IV, faremos as comparações através do parâmetro de finido acima, usando as seguintes fórmulas para o cálculo de b_{wef} :

$$\text{Grupo A : } b_{wef} = \frac{V_u}{1,38 d f_{cm}^{1/2}} \quad (V-1)$$

$$\text{Grupo B : } b_{wef} = \frac{V_u}{1,41 d f_{cm}^{1/2}} \quad (V-2)$$

$$\text{Grupo C : } b_{wef} = \frac{V_u}{1,58 d f_{cm}^{1/2}} \quad (V-3)$$

com V_u em (N), f_c em (N/mm²), d em (mm).

Apresentamos na Tabela V-2 os valores de b_{wef} calculados com as fórmulas V-1, V-2 e V-3.

TABELA V-2

GRUPO	VIGA	b_{wef} (mm)
A	V2-2,54-I	103,1
	V3-2,54-I	100,3
	V4-2,54-SI	91,3
	V5-2,54-SI	90,9
B	V7-3,45-I	102,6
	V8-3,45-SI	95,2
	V9-3,45-I	102,1
	V11-3,45-SI	83,2

TABELA V-2 (cont.)

C	V12-3,70-I	105,8
	V13-3,70-SI	86,4
	V14-3,70-SI	85,8

Como podemos observar na tabela acima, a redução do valor de b_w só se deu nas vigas com bainha não injetada. Nas vigas com bainha injetada ocorreu um pequeno aumento da resistência da viga, o que seria explicável pelo fato da pasta de cimento ter sua resistência à compressão superior à do concreto, com um módulo de elasticidade aproximadamente igual, o que não acarretaria um desvio da trajetória de tensões principais de compressão, supondo-se que a injeção foi eficiente.

Na Tabela V-3 apresentamos os valores de b_{wef}^{med} , $b_w - b_{wef}^{med}$ e $\frac{b_w - b_{wef}^{med}}{\phi}$ para os diversos tipos de vigas em saídas, considerando $b_w = 100\text{mm}$.

TABELA V-3

VIGAS	b_{wef}^{med} (mm)	$b_w - b_{wef}^{med}$ (mm)	$\frac{b_w - b_{wef}^{med}}{\phi}$
2,54-I	102	-2	-0,08
2,54-SI	91	9	0,35
3,45-I	102	-2	-0,06
3,45-SI	89	11	0,31
3,70-I*	106	-6	-0,16
3,70-SI	86	14	0,38

* apenas 1 modelo ensaiado

Observando a Tabela V-3 podemos apresentar como conclusões finais deste trabalho que:

a) para vigas em que podemos confiar na eficiência da injeção da pasta de cimento, não seria necessária uma redução do valor de b_w para o cálculo da resistência das almas. Poderíamos então, a partir dos resultados de nossa pesquisa, generalizar esta recomendação para as vigas de pequenos vãos, já que os modelos por nós ensaiados tiveram sua injeção executada de forma rudimentar e apresentaram o desempenho acima relatado.

b) para vigas em que não podemos acreditar na total eficiência da injeção de pasta de cimento, poderíamos apresentar o valor de b_{wef} mais a favor da segurança, que foi aquele encontrado para as vigas 3,70-SI, ou seja, $b_{wef} = b_w - 0,38\phi$. Como em nossa pesquisa foram ensaiadas apenas vigas de pequenos vãos que continham bainhas de pequenos diâmetros, achamos recomendável, no estado atual dos conhecimentos, a nova fórmula apresentada pelo CEB com $b_{wef} = b_w - 0,5\phi$.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - LEONHARDT, F. - Abminderung der Tragfähigkeit des Betons infolge stabförmiger, rechtwinklig zur Druckrichtung angeordneter Einlagen. Stahlbetonbau, Verlag Ernst u. Sohn, Berlin, 1969, p.71.
- 2 - GAYNOR, R.D. - Effect of Horizontal Reinforcing Steel on the Strength of Molded Cylinders. ACI Journal, Detroit, 62 (1965), n^o7, p.837.
- 3 - LEONHARDT, F. - Shear and Torsion in Prestressed Concrete, VI FIP Congress Prague, 1970.
- 4 - NETTO Jr., Ladislau - Influência da injeção de argamassa nos condutos das armaduras das peças de concreto protendido, Tese M.Sc., COPPE, 1976.
- 5 - CARNEIRO, Fernando L.L.B. - Aplicações da Teoria da Plasticidade ao Concreto, COPPE, publicação n^o 168, 1968.
- 6 - ROBINSON, J.R. e DEMORIEUX, J.M. - Essais de traction-compression sur modeles d'âmes de poutre en béton armé. Compte rendu partiel de l'Institut de Reserches Appliquées du Béton Armé (IRABA), Paris, Jun/1968.
- 7 - COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - Recommandations Internationales CEB.FIP pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton. CEB Bulletin d'Informations n^o84, Paris, 1972.

- 8 - COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - Code Modele pour les Structures en Béton (3^{ème} project, version originale). CEB Bulletin d'Information n° 117-F. Paris, 1976.
- 9 - COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON - Manuel de Calcul "Effort tranchant - Torsion", CEB Bulletin d'Information n° 92. Paris, 1973.
- 10 - DE CASTRO, Newton - Resistência ao esforço cortante no concreto leve. Tese M.Sc., COPPE, 1971.
- 11 - CLÍMACO, J.C. Teatini S. - Resistência ao esforço cortante em vigas curtas de concreto leve. Tese M.Sc., COPPE, 1975.
- 12 - SORENSEN, H.C. - Shear Tests on 12 Reinforced Concrete T-Beams, Technical University of Denmark, Structural Research Laboratory, Rapport NR, R60, 1974.
- 13 - ROBINSON, J.R. - Essais à l'effort tranchant de poutres à âme mince en béton armé. Annales des Ponts et Chaussées. Vol. 131, p.225-255, 1961.
- 14 - SETHUNARAYANAN, R. - Ultimate Strength of pre-tensioned I beams in combined bending and shear. Magazine of Concrete Research, Vol. 12, n° 35, July, 1960.

APÊNDICE

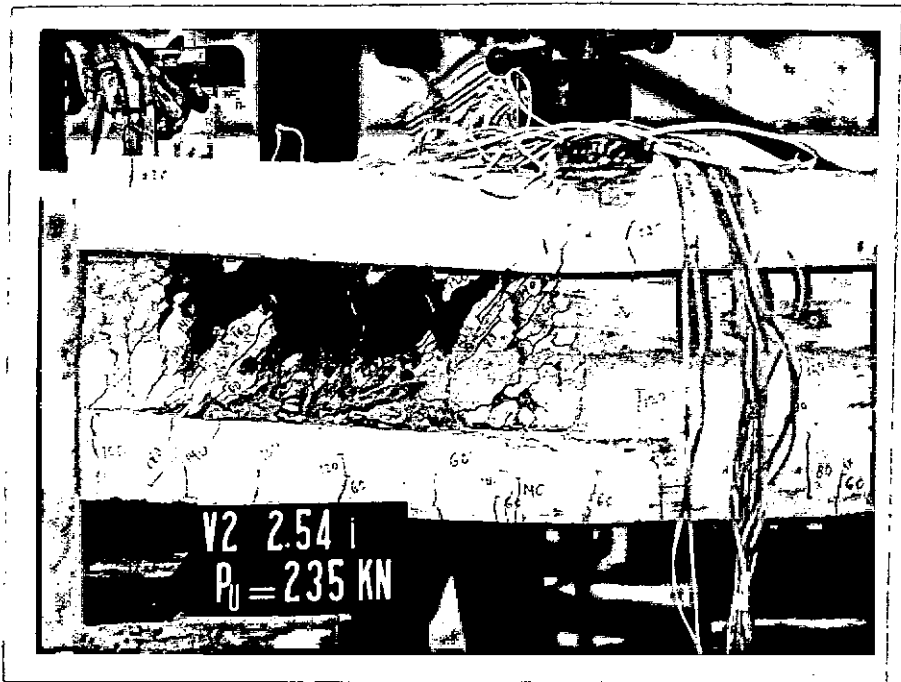


FOTO 1 - Ruptura da V2-2,54-I

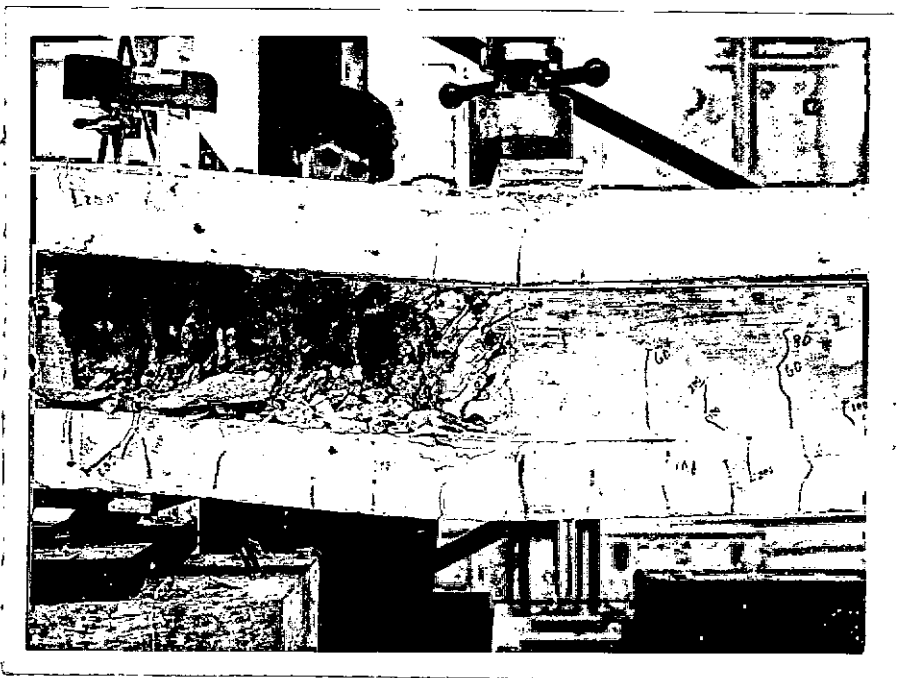


FOTO 2 - Ruptura da V3-2,54-I

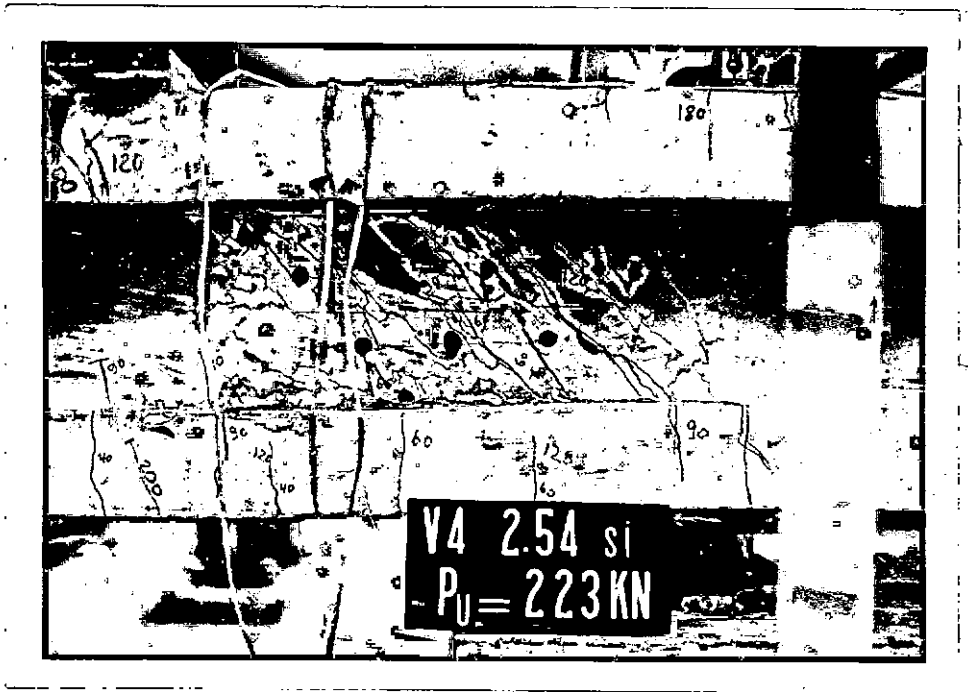


FOTO 3 - Ruptura da V4-2,54-SI



FOTO 4 - Ruptura da V8-3,45-SI

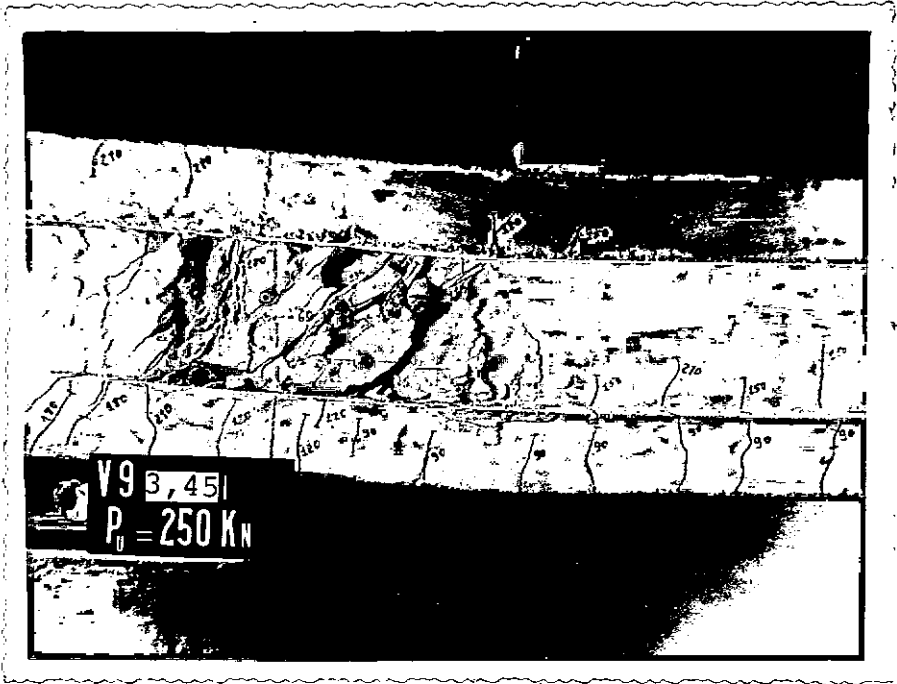


FOTO 5 - Ruptura da V9-3,45-I

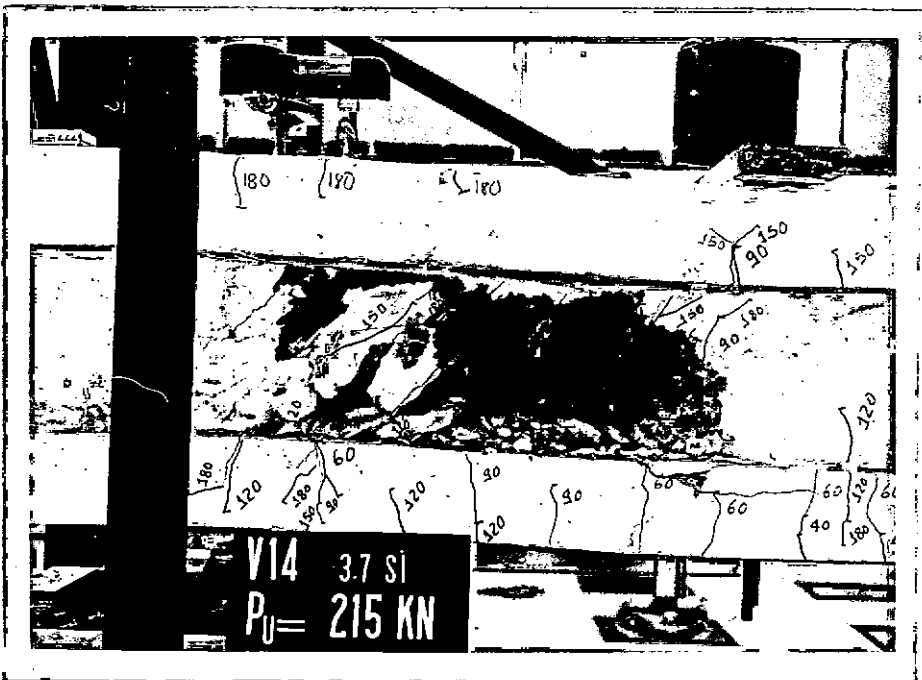


FOTO 6 - Ruptura da V14-3,70-SI

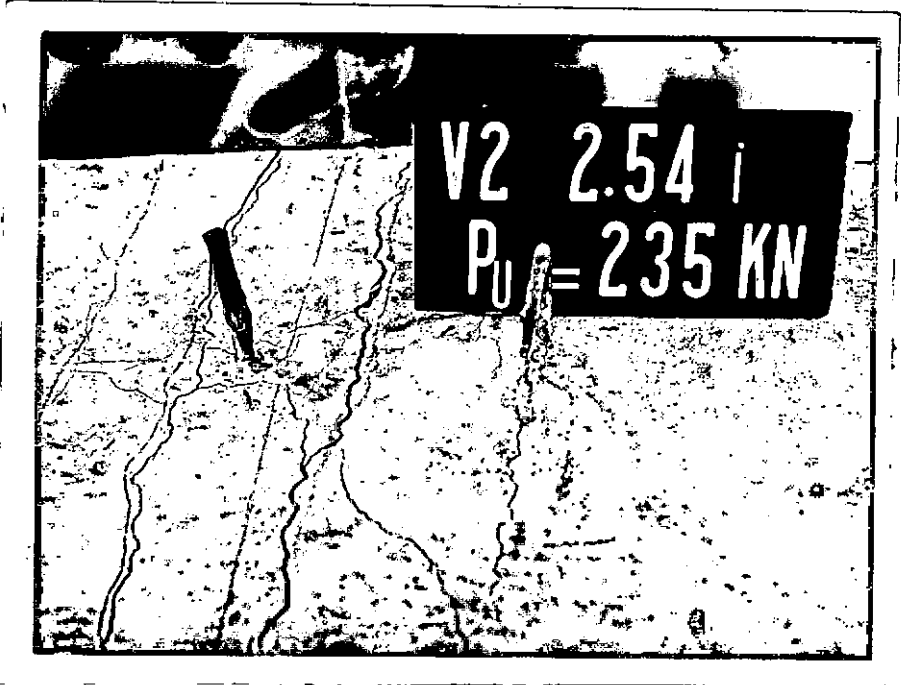


FOTO 7 - Fissuração na mesa superior da V2-2,54-I

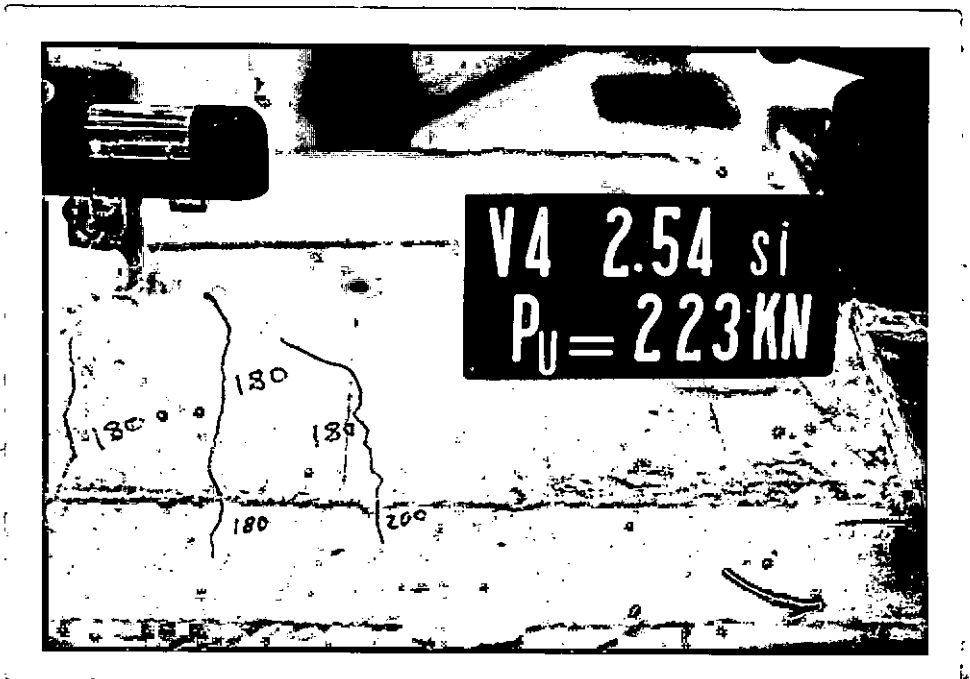


FOTO 8 - Fissuração na mesa superior da V4-2,54-SI

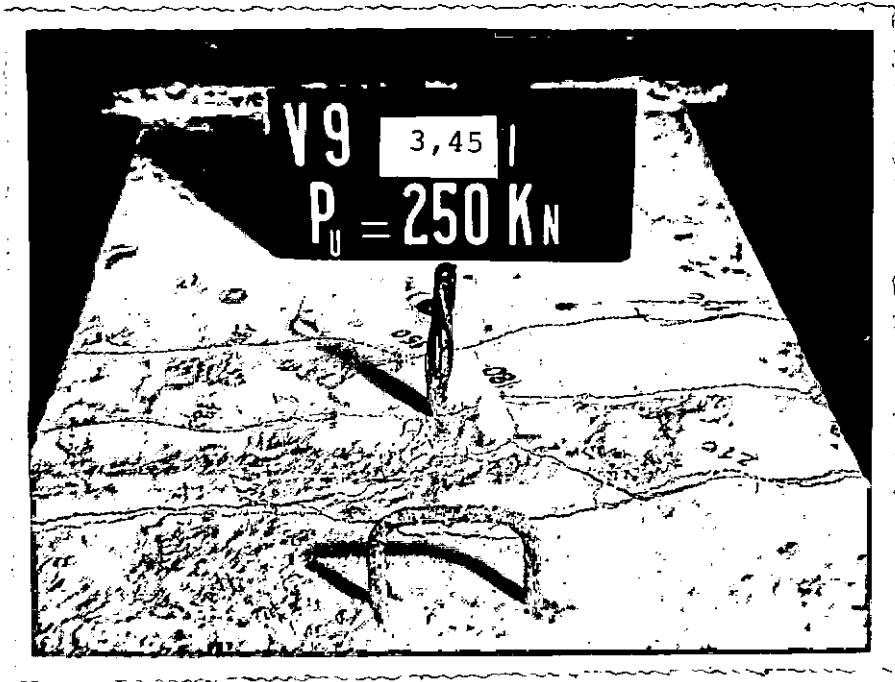


FOTO 9 - Fissuração na mesa superior da V9-3,45-I

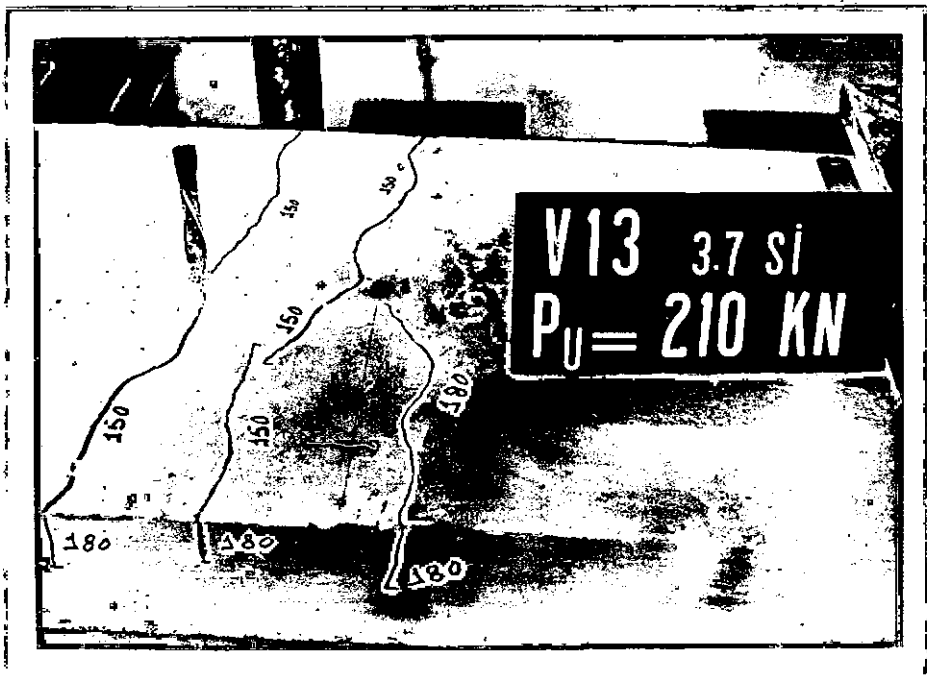


FOTO 10- Fissuração na mesa superior da V13-3,70-SI

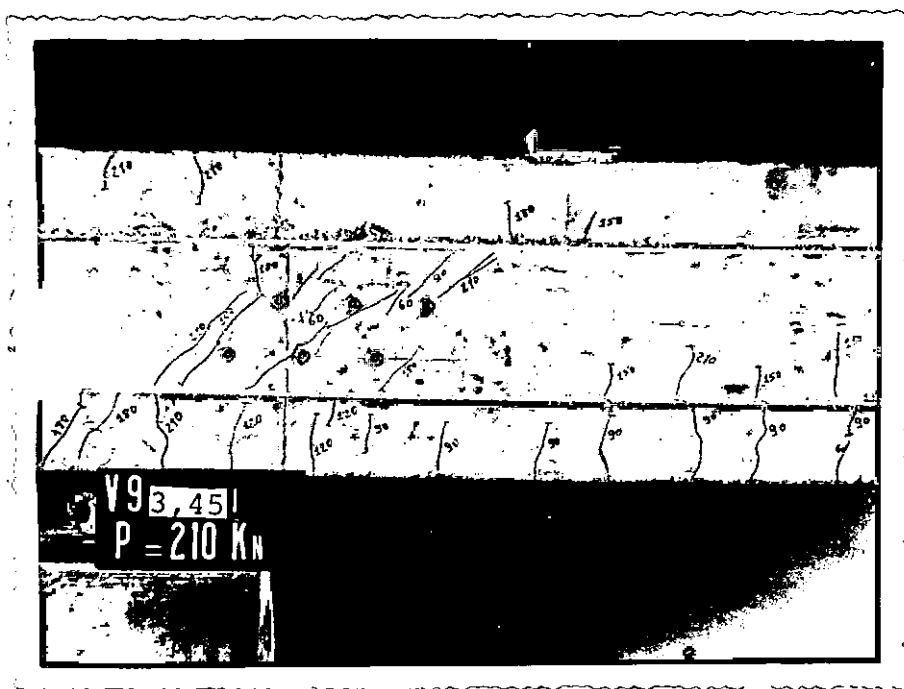


FOTO 11 - Fissuração da alma da
V9-3,45-I com P=210 KN

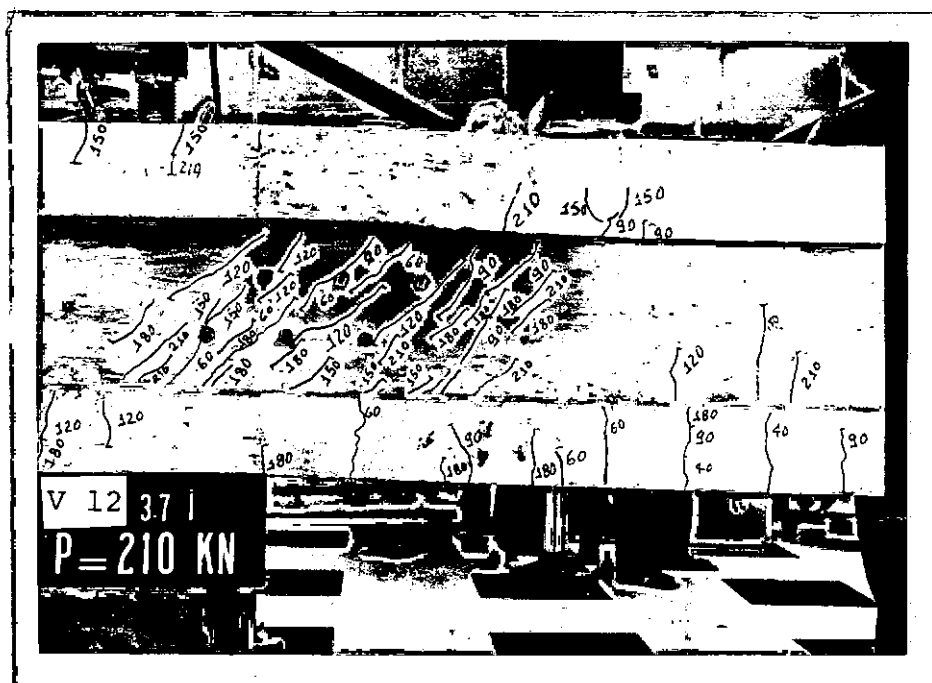


FOTO 12 - Fissuração da alma da
V12-3,70-I com P=210 KN

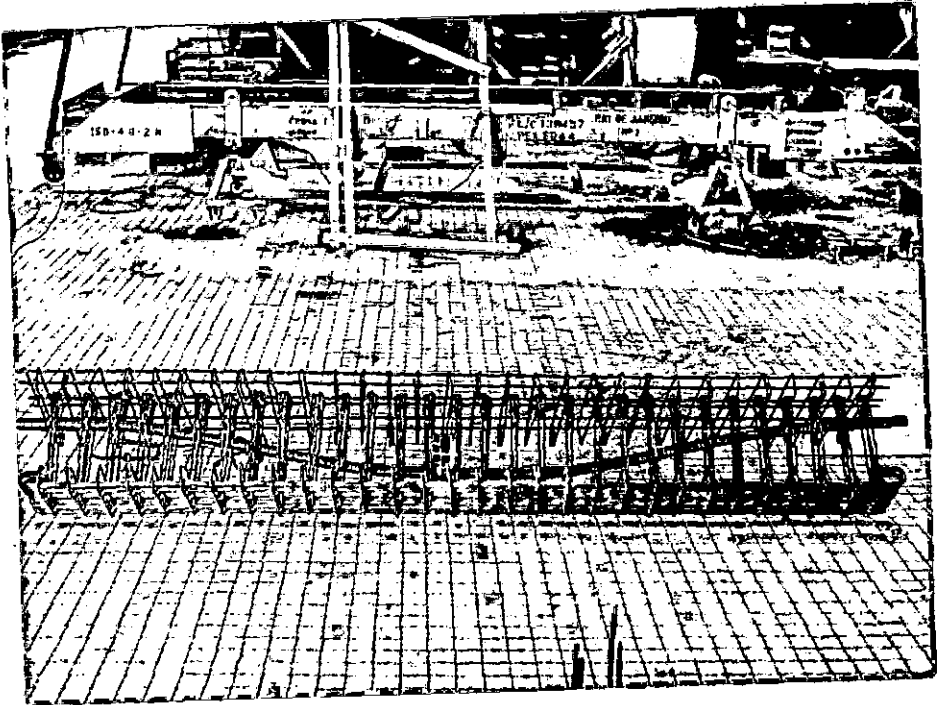


FOTO 13 - Armação e colocação da
bainha de uma viga do
grupo B