

APOIOS EM DENTE DE VIGAS DE CONCRETO LEVE ARMADO E PROTENDIDO

AUGUSTO CLAUDIO PAIVA E SILVA

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 A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.)

Aprovada por:

Jean L. Lameir  
Presidente

Benjamim Craveiro  
Wesley Yamaguti  
José da Nóbrega

RIO DE JANEIRO

ESTADO DA GUANABARA - BRASIL

AGOSTO DE 1974

à minha mulher Hesione  
e minha filha Gabriela

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

Ao professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pelo carinho, pela orientação e o incentivo de todos os dias.

Aos colegas, professores e funcionários da COPPE , pelas sugestões e pela ajuda nos ensaios e na redação da tese.

Ao professor Augusto Carlos Vasconcelos, pela sugestão do tema e pelo estímulo.

Ao professor Benjamin Ernani Diaz, pela atenção.

A Efren Maldonado Roland.

R E S U M O

Foram ensaiados vinte dentes em dez vigas de concreto leve sendo cinco armadas e cinco protendidas com fios aderentes.

Foram usados cinco detalhes diferentes de armadura para o dente.

Os dentes foram armados de forma a se estudar rupturas por escoamento da armadura e rupturas por esmagamento da biela de concreto.

Estudou-se a influência da protensão no comportamento dos dentes e concluiu-se que ela não é importante.

É apresentada uma comparação de rigidez dos dentes para os diversos detalhes de armadura.

São feitas considerações sobre os métodos de cálculo da reação de apoio última.

Muitos ensaios resultaram em rupturas de ancoragem da armadura longitudinal de tração e são feitas sugestões sobre o modo de garantir esta ancoragem.

A B S T R A C T

Tests on twenty half-joints (tooth-shaped end of a beam) of ten lightweight concrete beams were carried out. Five were reinforced concrete beams and five prestressed concrete beams.

Five different joint reinforcement details were tested.

The joints were reinforced so that reinforcement yielding failures and failures by crushing of the concrete strut could be studied.

The prestress influence on the half-joint behavior was studied and tests showed that it is not important.

A comparison of the half-joint stiffness for the different reinforcement details is shown.

Studies on the methods of calculating the ultimate bearing reaction are presented.

Many tests resulted in bond failures of the beam tensile reinforcement. Reinforcement procedures are suggested.

I N D I C E

NOTAÇÕES .....	1
UNIDADES .....	7
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	
1.1 - Objetivos .....	8
1.2 - Estudos anteriores .....	8
CAPÍTULO 2 - PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO	
2.1 - Plano de pesquisa .....	13
2.2 - Dimensionamento das vigas .....	14
2.3 - Verificação de tensões .....	18
2.4 - Resumo da armadura .....	21
2.5 - Cálculo da reação de apoio última .....	26
CAPÍTULO 3 - PARTE EXPERIMENTAL	
3.1 - Material .....	29
3.2 - Protensão .....	36
3.3 - Esquema do ensaio e instrumentação .....	39
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS	
4.1 - Resultados relativos à protensão .....	43
4.2 - Resultados dos ensaios .....	51
4.3 - Descrição das rupturas .....	83

## CAPÍTULO 5 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 - Análise das rupturas .....	91
5.2 - Influência da protensão .....	93
5.3 - Comparação da rigidez dos dentes .....	94
5.4 - Comparação dos métodos de cálculo da reação de apoio última .....	98
5.5 - Ancoragem das barras, estribos e fios de pro- tensão .....	101

## CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES

109

## BIBLIOGRAFIA .....

110

## N O T A Ç Õ E S

As notações usadas seguem o "Sistema CEB-FIP-ACI de Notações Unificadas para o Concreto".

- $A_c$  - área da seção de concreto.
- $A_e$  - área efetiva da seção de uma barra ou fio.
- $A_h$  - área da seção homogeneizada.
- $A_p$  - área da seção da armadura de protensão.
- $A_{p1}, A_{p2}$  - área da seção da armadura de protensão inferior e superior.
- $A_s$  - área da seção da armadura frouxa.
- $A_t$  - área da seção da armadura transversal  
(área total da seção transversal de um estribo).
- $a$  - flecha.
- $a_2, a_3$  - flecha nos pontos 2 e 3.
- $b$  - largura do talão.
- $b_w$  - largura da alma.
- $C$  - força de compressão no concreto.
- $D$  - força na armadura inclinada do dente.
- $d$  - altura útil da viga.
- $d_{den}$  - altura útil do dente.
- $d_{max}$  - diâmetro máximo do agregado graúdo.

$E_c$	- módulo de deformação longitudinal do concreto.
$E_{din}$	- módulo de deformação longitudinal dinâmico do concreto.
$E_p$	- módulo de deformação longitudinal do aço de protensão.
$f_c$	- resistência à compressão do concreto.
$f_{cj}$	- resistência à compressão do concreto a $j$ dias.
$f_{cd}$	- resistência à compressão do concreto de cálculo.
$f_{cm}$	- valor médio da resistência à compressão do concreto em cada viga.
$f_{ct}$	- resistência à tração do concreto.
$f_t$	- resistência à tração do aço (tensão de ruptura).
$f_y$	- tensão de escoamento do aço.
$f_{yw}$	- tensão de escoamento do aço da armadura transversal.
$f_{0,2}$	- tensão de escoamento convencional a 0,2% .
$H$	- força na armadura horizontal do dente.
$h$	- altura total da viga.
$I_c$	- momento de inércia da seção de concreto.
$I_h$	- momento de inércia da seção homogeneizada.
$\ell$	- distância da reação de apoio à seção onde o concreto se esmaga.
$\ell_b$	- comprimento de ancoragem.
$\ell_{bl}$	- comprimento de ancoragem de uma força igual à reação de apoio na armadura de protensão.

- $\ell_{b2}$  - comprimento de emenda por justaposição necessário para transferir, da armadura de protensão para a armadura frouxa, uma força igual à reação de apoio.
- $\ell_{b3}$  - comprimento de ancoragem reto da armadura frouxa superposta, entre o aparelho de apoio e o começo da curva nesta armadura.
- $\ell_e$  - distância entre a posição extrema da reação no aparelho de apoio e o centro de gravidade da armadura vertical do dente (comprimento efetivo de um balanço curto).
- $\ell_{min}$  - valor de  $\ell$  que corresponde à reação de apoio última mínima.
- $\ell_{obs}$  - distância da reação de apoio à seção em que a deformação, na borda comprimida, observada é máxima.
- $\ell_t$  - comprimento de transmissão do esforço de protensão.
- $\ell_o$  - vão do ensaio.
- M - momento fletor.
- $M_d$  - momento fletor de cálculo.
- N - esforço normal.
- P - força com que o fio fica esticado na mesa de protensão.
- $P_i$  - força de protensão inicial.
- Q - carga concentrada vertical.
- R - reação de apoio.

$R_d$	- reação de apoio de cálculo.
$R_{min}$	- reação de apoio última mínima.
$R_{obs}$	- reação de apoio última observada.
$R_r$	- reação de apoio de fissuração no dente.
$R_u$	- reação de apoio última.
$R_{45}$	- reação de apoio última para $\beta = 45^\circ$
$r$	- raio de curvatura interno de uma barra dobrada.
$s$	- espaçamento de estribos.
$U$	- força na armadura vertical do dente.
$V$	- esforço cortante.
$V_d$	- esforço cortante de cálculo.
$V_u$	- esforço cortante último observado.
$w_1, w_2$	- módulo de resistência inferior e superior.
$x$	- distância da linha neutra à fibra mais comprimida.
$y_c$	- altura do centro de gravidade da seção de concreto.
$y_h$	- altura do centro de gravidade da seção homogeneizada.
$y_p$	- altura do centro de gravidade da seção da armadura de protensão.
$y_{p1}, y_{p2}$	- altura do centro de gravidade da seção da armadura de protensão inferior e superior.
$z$	- braço de alavanca do momento resistente da viga.
$z_{den}$	- braço de alavanca da armadura horizontal do dente.

- $\alpha$  - ângulo da armadura transversal com o eixo da viga.
- $\alpha_{el}$  - coeficiente de equivalência entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto.
- $\beta$  - ângulo da fissura principal do dente com o eixo da viga.
- $\gamma$  - peso específico do concreto.
- $\Delta\epsilon_p$  - variação de deformação do fio na ocasião da transmissão do esforço de protensão.
- $\Delta P$  - perda de protensão.
- $\epsilon$  - deformação relativa.
- $\epsilon_c$  - deformação relativa do concreto.
- $\epsilon_{c,obs}$  - deformação relativa do concreto observada.
- $\epsilon_p$  - deformação relativa da armadura de protensão (deformação prévia).
- $\epsilon_{pu}$  - deformação relativa da armadura de protensão última (deformação total).
- $\epsilon_s$  - deformação relativa da armadura frouxa ou armadura de protensão funcionando como tal.
- $\epsilon_t$  - deformação relativa de ruptura do aço em 10 φ
- $\eta$  - coeficiente de redução relativo ao esforço cortante.
- $\theta_{1,2}$  - rotação relativa entre as seções 1 e 2.
- $\rho_{wu}$  - volume relativo da armadura transversal.

$\rho_{w,M}$	- volume relativo da armadura transversal obtido pela treliça de Mörsch.
$\sigma_c$	- tensão no concreto.
$\sigma_{cl}, \sigma_{c2}$	- tensão no concreto na fibra inferior e superior.
$\sigma_{pu}$	- tensão no aço de protensão última.
$\sigma_s$	- tensão no aço.
$\tau_{den,d}$	- tensão tangencial no dente de cálculo.
$\tau_{den,u}$	- tensão tangencial no dente última observada.
$\tau_w$	- tensão tangencial na alma.
$\tau_{wu}$	- tensão tangencial na alma última observada.
$\phi$	- diâmetro da seção de uma barra ou fio.
$\phi_{nom}$	- diâmetro nominal da seção de uma barra ou fio.

## U N I D A D E S

O sistema de medidas usado é o "Sistema Internacio  
nal de Unidades S.I."

A equivalência entre as unidades do sistema metro/  
quilograma-força/segundo e as do sistema S.I. é a seguinte:

$$1 \text{ kgf} = 9,8 \text{ N} \approx 10 \text{ N}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0,098 \text{ N/mm}^2$$

e vice-versa

$$1 \text{ N} = 0,102 \text{ kgf}$$

$$1 \text{ N/mm}^2 = 10,2 \text{ kgf/cm}^2 \approx 10 \text{ kgf/cm}^2$$

Nos desenhos, as dimensões são dadas em cm .

## C A P I T U L O 1

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 - OBJETIVOS

O objetivo inicial deste trabalho foi o de estudar apoios em dente de vigas protendidas com fios aderentes.

A intenção foi verificar a influência da protensão, comparar o comportamento dos dentes para diversos detalhes de armadura, observar rupturas por escoamento da armadura e por esmagamento da biela de concreto no dente, e testar os métodos de cálculo da reação de apoio última.

O concreto usado foi feito com argila expandida, enquadrando-se este trabalho numa linha de pesquisa sobre concreto leve na COPPE - UFRJ.

A medida que os dentes foram sendo ensaiados, ocorreram muitas rupturas por deficiência de ancoragem da armadura longitudinal de tração das vigas. Com isto, alguns dos objetivos iniciais ficaram prejudicados, mas informações importantes foram obtidas destas rupturas imprevistas.

#### 1.2. - ESTUDOS ANTERIORES

Resumo das conclusões e das sugestões de outros pesquisadores sobre apoios em dente:

Franz e Niedenhoff, baseados em ensaios fotoelásticos, propõem uma forma melhorada para os dentes de viga Gerber, eliminando a concentração de tensões de tração e permitindo uma

ancoragem melhor para as barras inclinadas. Sugerem uma armadura com barras inclinadas e horizontais.

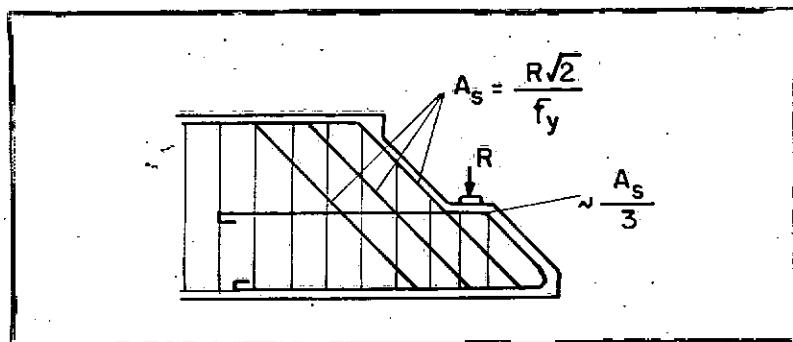


Fig. 1 - Sugestão de Franz e Niedenhoff

Reynolds ensaiou 24 dentes em vigas de concreto armado com seção retangular ( $12,7 \times 25,4$  cm), armados com combinações de estribos verticais, horizontais e inclinados.

Apresenta o seguinte método para calcular a reação de apoio última de um dente:

Admite-se uma configuração de ruptura com  $\beta = 45^\circ$ , tensão de escoamento nas barras e estribos atravessados pela fissura e tensão de compressão média no concreto igual a  $0,75 f_c$ . No corpo livre, o equilíbrio de forças na direção horizontal determina  $x$  e o ponto de aplicação de  $\underline{C}$ . O equilíbrio de momentos em relação a este ponto determina  $R_{45}$ .

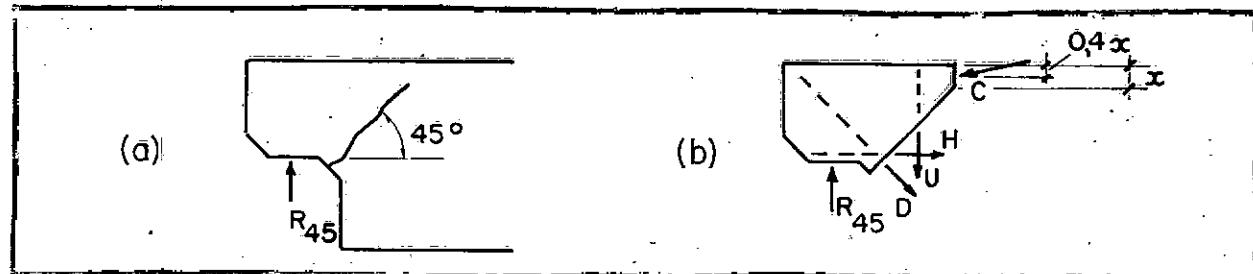


Fig. 2 - (a) Configuração de ruptura; (b) Forças no dente.

Conclui, sugerindo o uso de estribos inclinados combinados com estribos horizontais. Recomenda que a armadura longitudinal de tração da viga seja levada reta até a extremidade da viga, isto é, não seja dobrada e levantada junto ao dente, para garantir a ancoragem de estribos verticais e inclinados.

O Comitê Holandês para Pesquisa do Concreto ensaiou dois dentes de uma viga de concreto protendido, em que dois dos quatro cabos de protensão se ancoravam no dente.

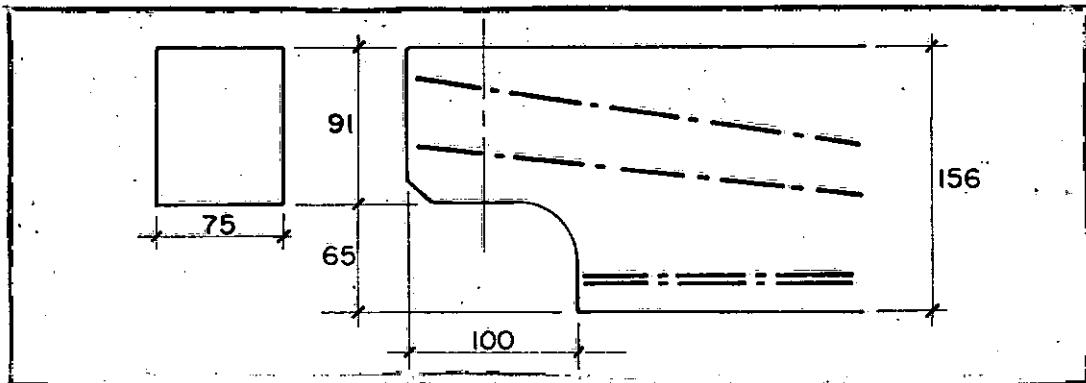


Fig. 3 - Dimensões do dente e posição dos cabos.

Um dos dentes foi armado com estribos verticais, barras horizontais e inclinadas. No outro, uma parte dos estribos verticais foi substituída por uma protensão vertical.

Conclui ser possível determinar a direção da fissuração e a reação de apoio última de um dente, através de um método que consiste em admitir várias configurações de ruptura, variando  $\beta$ , e, através de considerações de equilíbrio, como no método anterior, calcular para cada valor de  $\beta$  ou de  $\ell$  a reação de apoio última no dente. A configuração correta é a que corresponde ao valor mínimo da reação de apoio última.

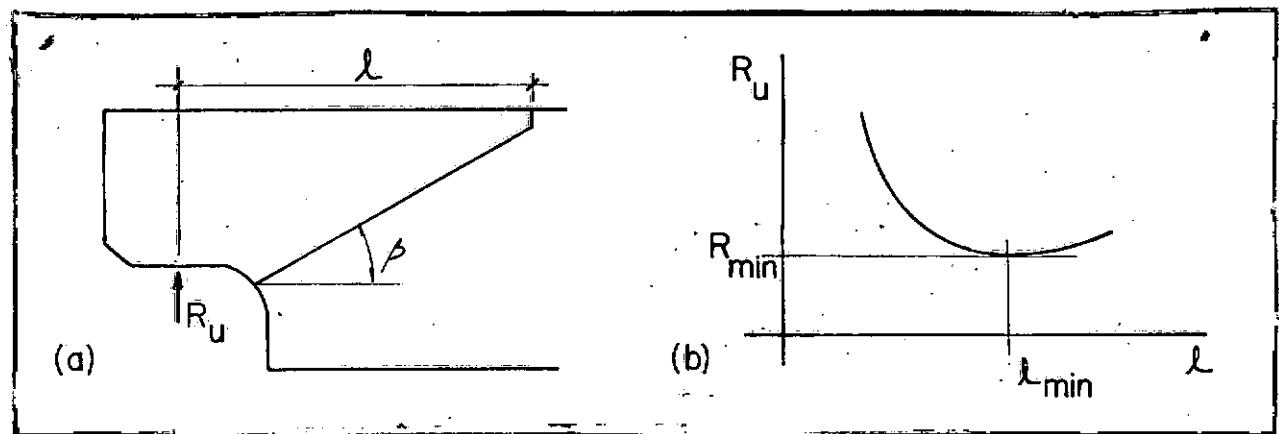


Fig. 4 - (a) Configuração de ruptura; (b) Variação de  $R_u$  com  $l$

Nos dois ensaios o valor de  $R_{obs}$  ficou entre  $R_{min}$  calculado com tensão de escoamento e  $R_{min}$  calculado com tensão de ruptura em todas as barras e cabos.

Conclui, ainda, que as armaduras podem ser vantajosamente concentradas junto ao ângulo reentrante do dente.

Robinson, baseado em ensaios com balanços curtos, propõe uma armadura para dentes composta de: estribos verticais de suspensão (1), que devem suportar uma força igual a reação de apoio; estribos horizontais de costura (3) para garantir a continuidade entre os estribos verticais e a armadura longitudinal de tração da viga (2); armadura horizontal em laço (4), que deve ser prolongada, para além do eixo de suspensão, de um comprimento bem maior que a distância entre este eixo e a extremidade do dente; armadura de costura do dente (5), também em laços horizontais.

Recomenda que seja usado um aparelho de apoio que permita rotações e, eventualmente, translações para dilatação e que introduza reações horizontais limitadas e bem conhecidas.



A armadura (4) é dimensionada como num balanço curto, cujo comprimento efetivo é a distância entre o eixo de suspensão e a posição extrema da reação no aparelho de apoio.

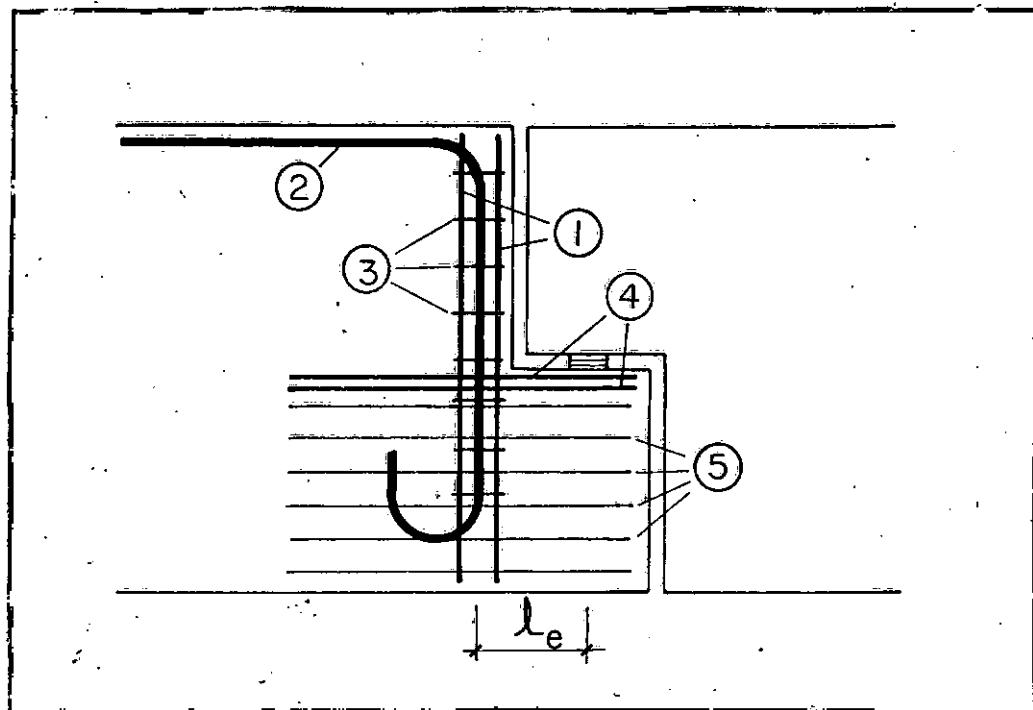


Fig. 5 - Armadura sugerida por Robinson.

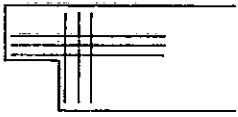
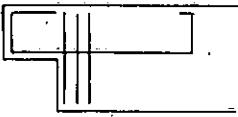
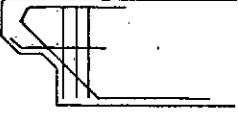
## C A P I T U L O    2

### PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO

#### 2.1 - PLANO DE PESQUISA

Foram ensaiados 20 dentes de 10 vigas, 5 armadas (1,3,5,7 e 9) e 5 protendidas (2,4,6,8 e 10), respectivamente iguais (1=2, 3=4, etc). A única diferença entre cada viga protendida e a viga armada correspondente era que os fios de protensão da primeira foram colocados frouxos na segunda.

QUADRO 1 DETALHES DE ARMADURA DOS DENTES

ESQUEMA	VIGAS	DETALHE
	1 e 2	estribos horizontais estribos verticais
	3 e 4	barra horizontal estribos verticais
	5 e 6	barra inclinada estribo horizontal estribos verticais
	7 e 8	barra horizontal e inclinada estribos verticais
	9 e 10	barra horizontal com chapa soldada estribos verticais

Foram escolhidos 5 detalhes de armadura diferentes e os dentes foram armados de modo que em cada viga houvesse um dente A e um dente B. O detalhe de cada dente B era igual ao do dente A só que mais forte, esperando-se uma ruptura com escoamento da armadura em A e com o esmagamento da biela em B.

## 2.2 - DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

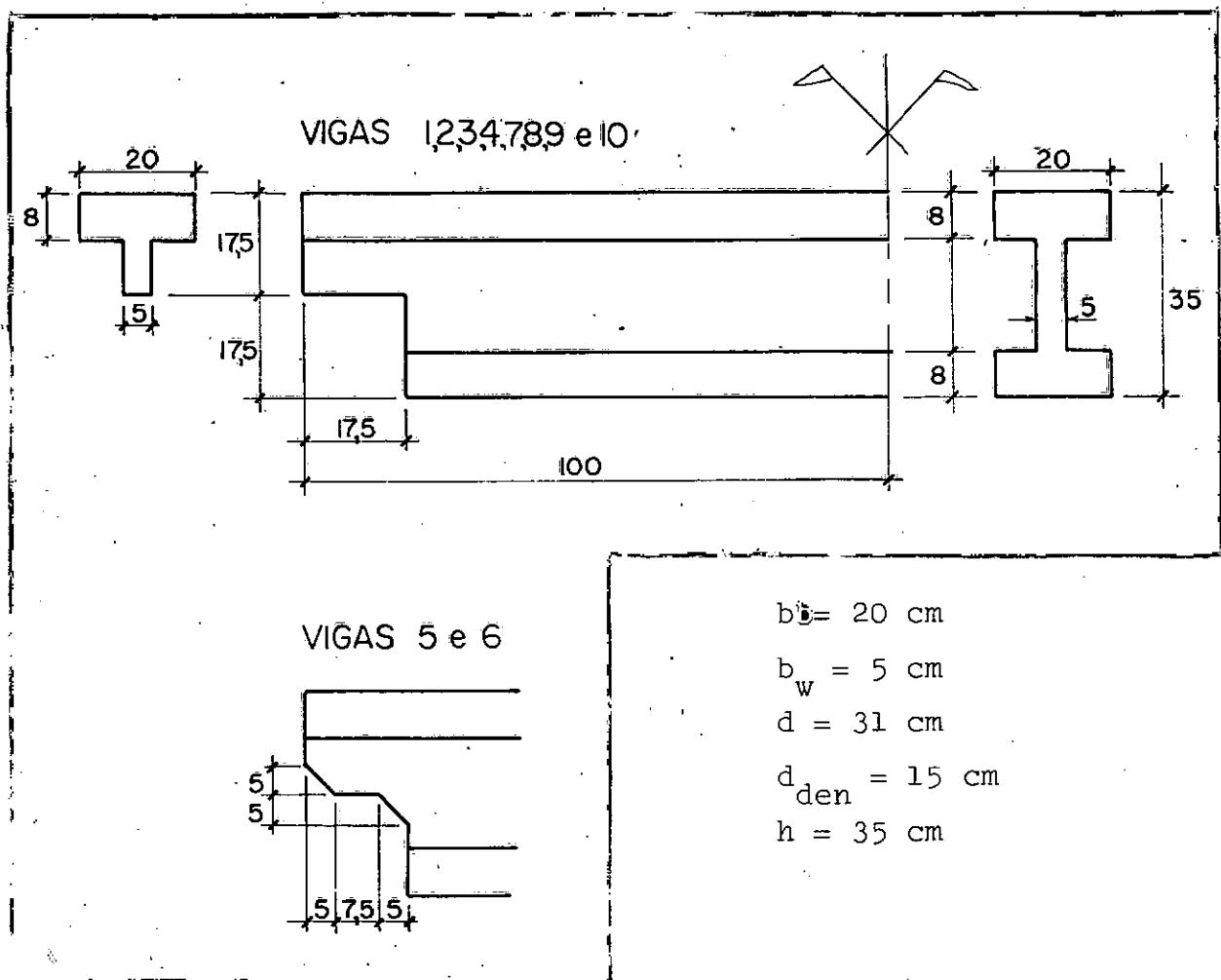


Fig. 6 - Dimensões das vigas.

Valor limite da tensão tangencial, dado nas recomendações do CEB-FIP, para que não ocorra esmagamento da biela de concreto:

$$\tau_w = 0,20 f_c$$

Esforço cortante que corresponde a esta tensão limite no dente:

$$V = 0,20 b_w d_{den} f_c = 30 \text{ kN}$$

sendo

$$f_c = 20 \text{ N/mm}^2$$

Os dentes B serão armados de modo que:

$$R_u > 2 V = 60 \text{ kN}$$

Para dimensionar as vigas vamos tomar:

$$V_d = 100 \text{ kN}$$

Dimensionamento da armadura longitudinal de tração:

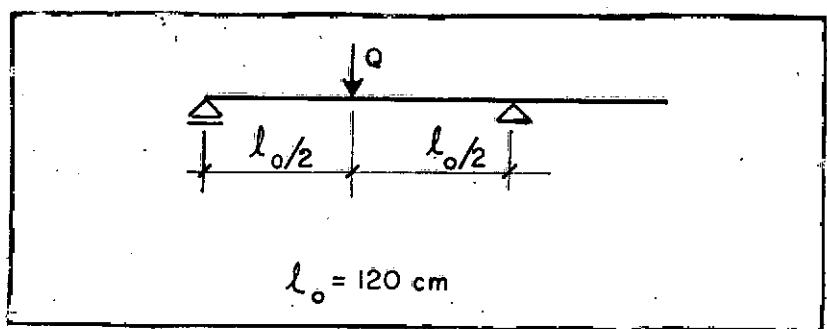


Fig. 7 - Esquema do carregamento.

$$Q = 2 \cdot V_d = 200 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{Q \cdot l}{4} = 60 \text{ kN m}$$

$$z = 28 \text{ cm}$$

$$x = \frac{M_d}{0,68 b z f_c} = 8 \text{ cm}$$

$$\epsilon_s = 3,5 \frac{(d - x)}{x} = 10 \%$$

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_s + \epsilon_p = 15 \% \rightarrow \sigma_{pu} = 1400 \text{ N/mm}^2$$

$$A_p = \frac{M_d}{z \sigma_{pu}} = 1,53 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ fios } \phi 5 \text{ mm CP 125}$$

Dimensionamento da armadura transversal:

Esforço cortante:

$$\eta = 1$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\rho_{wu} = \rho_{w,M} = 1,15 \frac{V_d}{b_w d f_{yw}} = 0,12\%$$

$$f_{yw} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$2 \phi 3,4 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$s = \frac{A_t}{b_w \rho_{wu}} = 30 \text{ cm}$$

Transmissão da força de protensão do talão inferior para a alma:

$$P_i = 160 \text{ kN} \quad (8 \text{ fios com } 20 \text{ kN cada um})$$

$$l_t = 50 \text{ cm} \quad (\text{ver página 43})$$

da regra das costuras com  $\alpha = 90^\circ$

$$\rho_{wu} = \frac{P_i}{b_w l_t f_{yw}} = 1,07\%$$

$$f_{yw} = 600 \text{ N/mm}^2$$

$$2 \phi 3,4 \text{ mm} \rightarrow A_t = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$s = 3 \text{ cm}$$

### 2.3 - VERIFICAÇÃO DE TENSÕES

Características da seção:

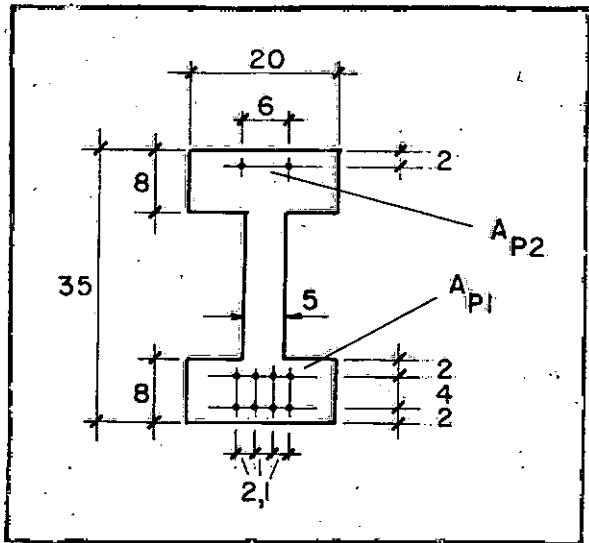


Fig. 8 - Seção transversal da viga.

$$\alpha_{el} = \frac{E_p}{E_c} = 14$$

$$A_{p2} = 0,39 \text{ cm}^2$$

$$y_{p2} = 33 \text{ cm}$$

$$A_{p1} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$y_{p1} = 4 \text{ cm}$$

$$A_c = 415 \text{ cm}^2$$

$$y_c = 17,5 \text{ cm}$$

$$I_c = 62800 \text{ cm}^4$$

$$A_h = A_c + (\alpha_{el} - 1) \sum A_p = 440 \text{ cm}^2$$

$$y_h = \frac{A_c y_c + (\alpha_{el} - 1) \sum (A_p y_p)}{A_h} = 17 \text{ cm}$$

$$I_h = I_c + (\alpha_{el} - 1) \sum [A_p (y_h - y_p)^2] = 67570 \text{ cm}^4$$

$$W_1 = \frac{I_h}{y_h} = 3960 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{I_h}{h - y_h} = 3750 \text{ cm}^3$$

Verificação das tensões devidas à protensão:

É interessante verificar as tensões, logo após a protensão, quando ainda não ocorreram as perdas por retração e fluência e sem levar em conta os esforços devidos à carga e ao peso próprio, porque a viga é protendida deitada.

Esforços devidos à protensão:

$$N = 10 \quad P = 220 \text{ kN}$$

$$M = 8 \cdot P \cdot (y_h - y_{p1}) - 2 \cdot P \cdot (y_{p2} - y_h) = 16 \text{ kN m}$$

Tensões no concreto:

$$\sigma_{c1} = - \frac{N}{A_h} - \frac{M}{W_1} = - 5,0 - 4,0 = - 9,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c2} = - \frac{N}{A_h} + \frac{M}{W_2} = - 5,0 + 4,3 = - 0,7 \text{ N/mm}^2$$

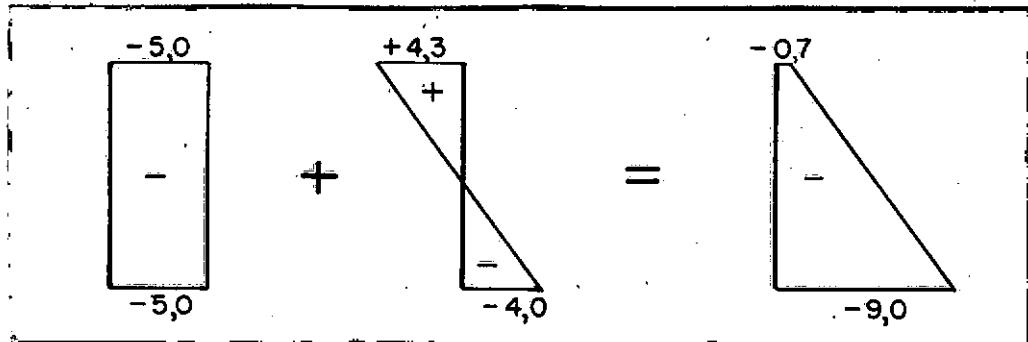


Fig. 9 - Tensões no concreto devidas à protensão.

$\sigma_{c2}$  é tensão de compressão e

$$|\sigma_{c1}| < \frac{f_{c10}}{1,5} = 10 \text{ N/mm}^2$$

## 2.4º - RESUMO DA ARMADURA

Armadura das vigas:

A armadura representada abaixo é comum a todas as vigas. Os estribos da viga próximos ao dente funcionam, também, como armadura vertical do dente e serão novamente representados no resumo da armadura dos dentes.

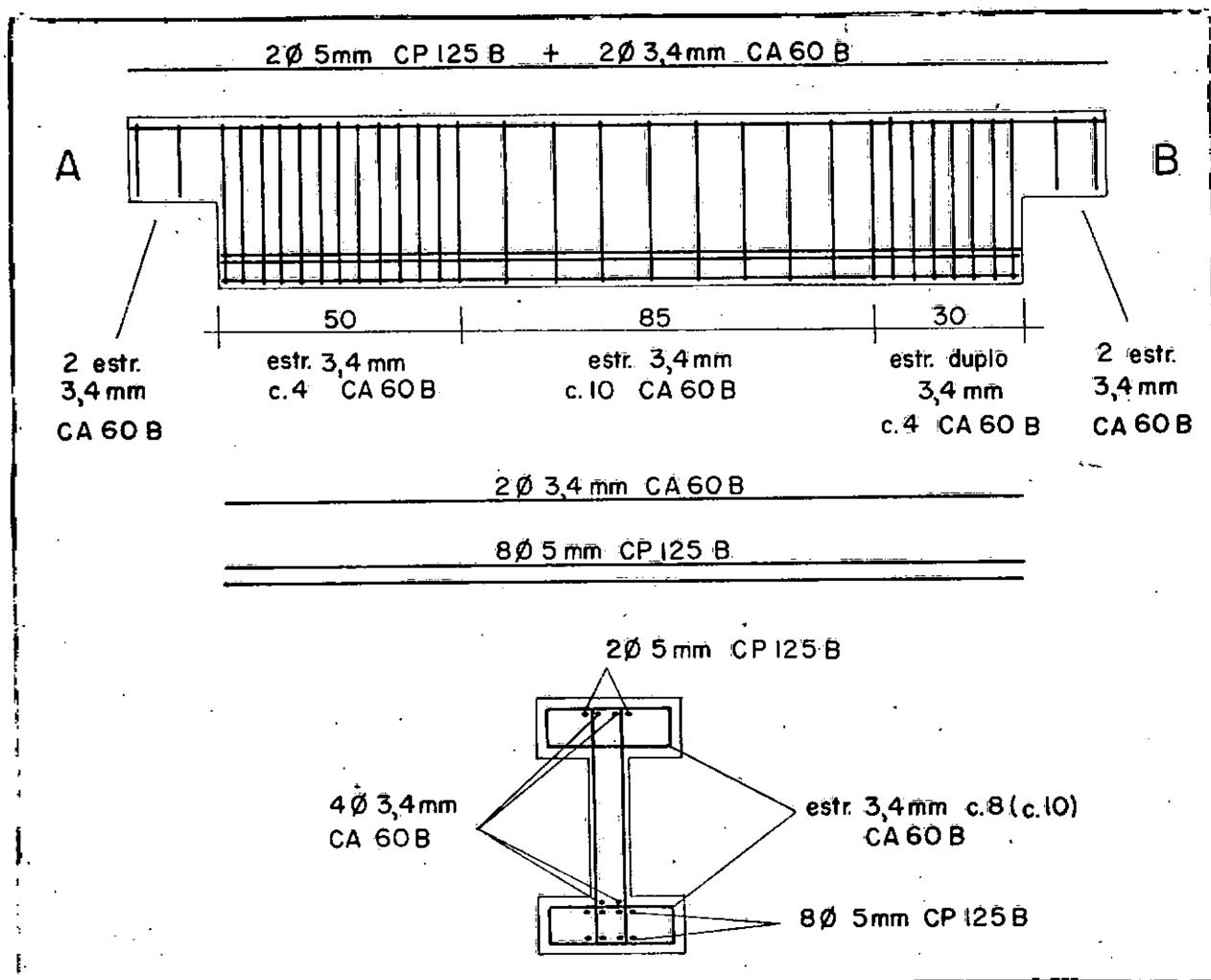
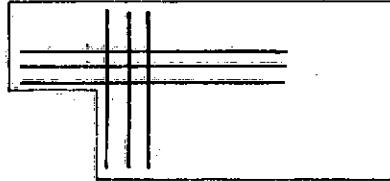
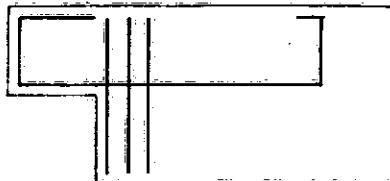
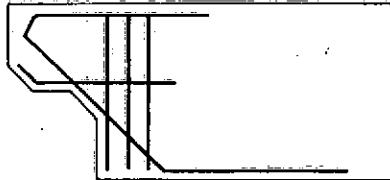
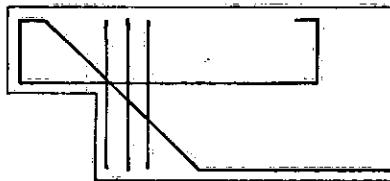
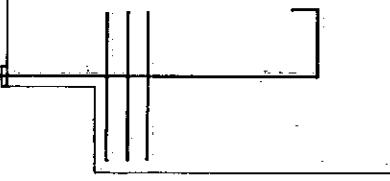


Fig. 10 - Armadura das vigas.

## QUADRO 2 ARMADURA DOS DENTES

ESQUEMA	VIGAS	DETALHE	DENTES A	DENTES B
	1 e 2	estribos horizontais	estribos 3,4mm CA60B	estribos duplos 3,4mm CA60B
	3 e 4	barra horizontal	1φ 5/16" CA50B	1φ 5/8" CA50B
	5 e 6	barra inclinada estribo horizontal	1φ 3/8" CA50B estribo 3,4mm CA60B	1φ 1/2" CA50B estribo 3,4mm CA60B
	7 e 8	barra horizontal e inclinada	1φ 5/16" CA50B	1φ 9,5mm CA60B
	9 e 10	barra horizontal	1φ 5/16" CA50B	1φ 5/8" CA50B

esc. 1:15

estribos verticais: ver página seguinte

Os estribos verticais da armadura dos dentes são os mesmos que foram representados no resumo da armadura das vigas:

Dentes A - estribos de 3,4 mm CA60B c.4

Dentes B - estribos duplos de 3,4 mm CA60B c.4

As barras dos detalhes 3-4, 5-6, 7-8 e 9-10 foram dobradas com raio de gancho:

QUADRO 3 RAIOS INTERNOS DE GANCHOS

Aço	$\phi_{nom}$	r
CA60B	3,4; 4,6; 9,5mm	1,5 $\phi$
CA50B	5/16"; 3/8"	1,5 $\phi$
CA50B	1/2" ; 5/8"	2,5 $\phi$

O recobrimento das barras é de 1 cm.

No detalhe 1-2, a distância entre os estribos horizontais é 2,5 cm nos dentes A e 3,0 cm nos dentes B.

No detalhe 9-10, a chapa soldada à barra tem 5 cm de largura e 4 cm de altura.

Nos detalhes 3-4, 7-8 e 9-10 foram acrescentadas duas barras horizontais construtivas de 3,4 mm CA60B, conforme se pode observar nas figuras 13 e 14.

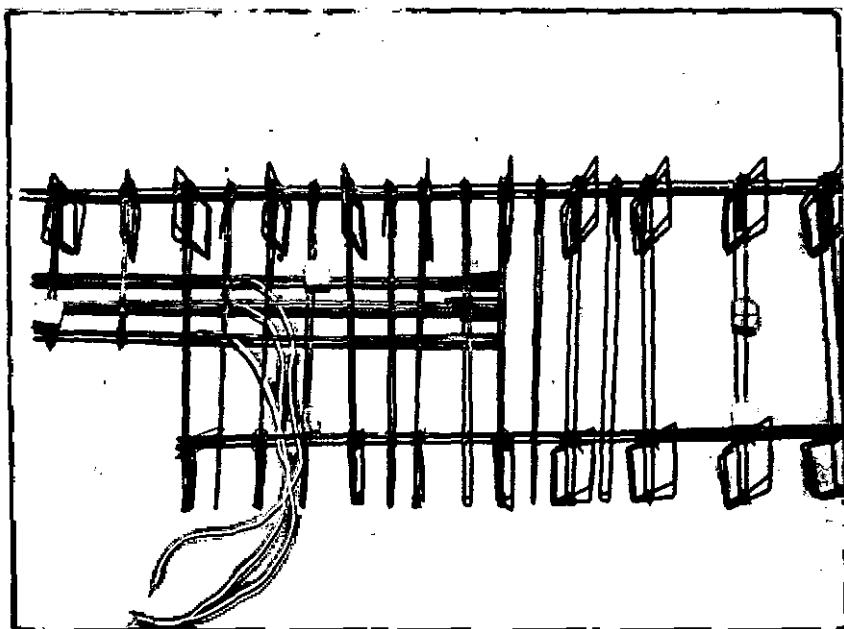


Fig. 11 - Armadura do dente 2A.

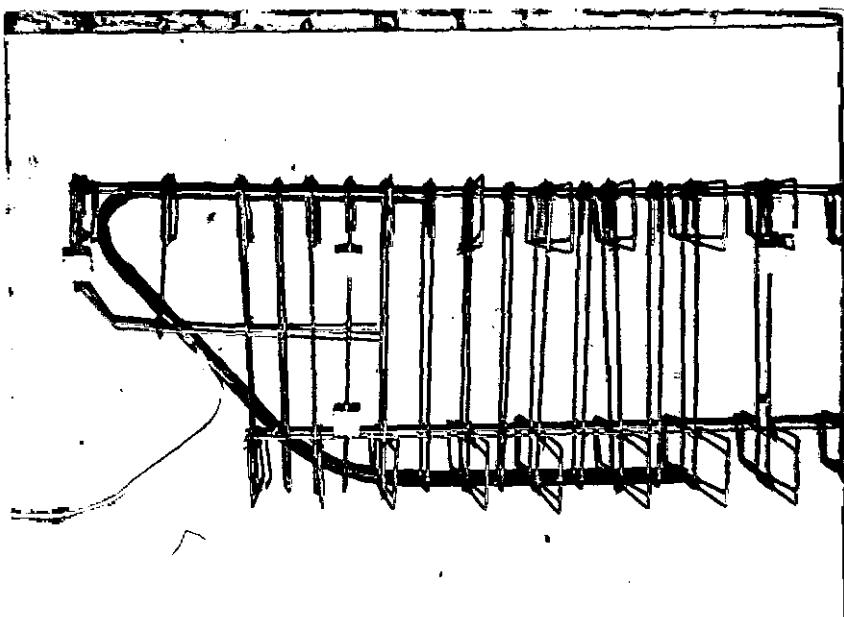


Fig. 12 - Armadura do dente 6A.

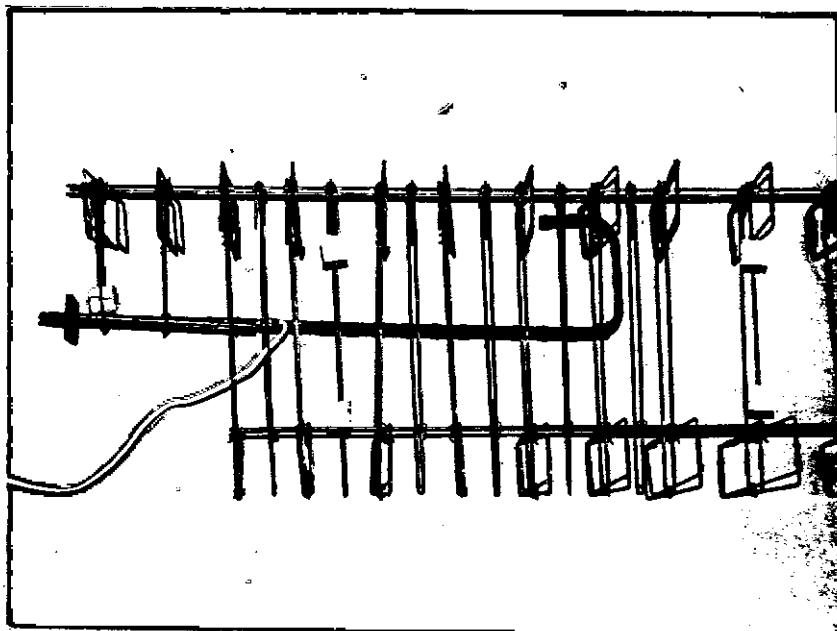


Fig. 13 - Armadura do dente 10A.

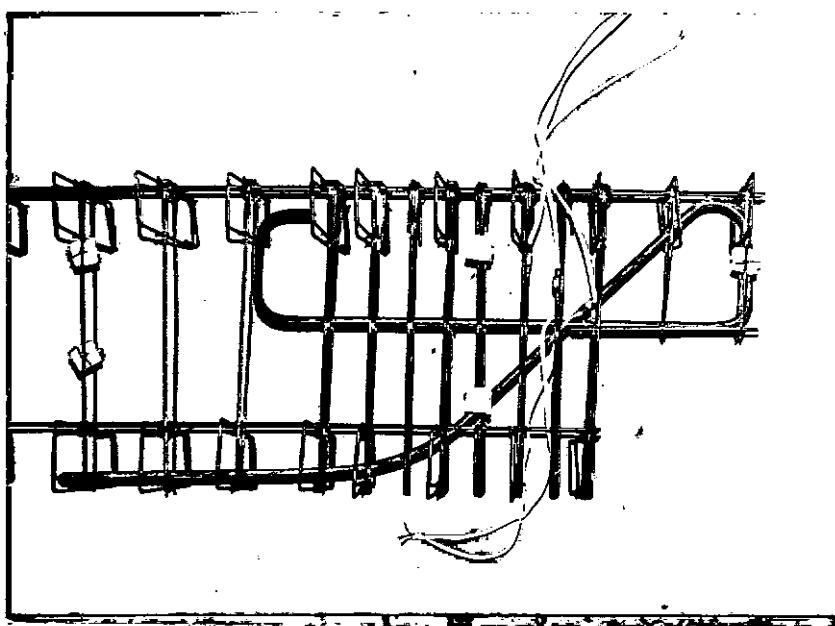


Fig. 14 - Armadura do dente 8B.

## 2.5 - CÁLCULO DA REAÇÃO DE APOIO ÚLTIMA

Calculou-se a reação de apoio última para todos os dentes, aplicando-se os métodos propostos por Reynolds e pelo Comitê Holandês para Pesquisa do Concreto.

Exemplo: Cálculo de  $R_u$  para os dentes 7A e 8A

Cálculo de  $R_{45}$

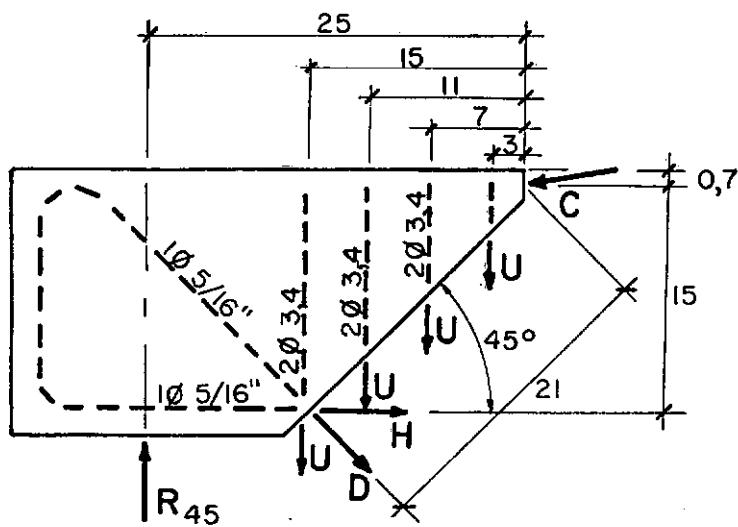


Fig. 15 - Forças no dente na ruptura.

$$\beta = 45^\circ$$

$$l = 25 \text{ cm}$$

$$H = D = 30,4 \text{ kN}$$

$$U = 13,2 \text{ kN}$$

Equilíbrio de forças na direção horizontal:

$$H + \frac{D}{\sqrt{2}} = 0,75 b \times f_c$$

sendo

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$f_c = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$x = 1,7 \text{ cm}$$

$$0,4 x = 0,7 \text{ cm}$$

Equilíbrio de momentos em relação ao ponto de aplicação de C, desprezando o peso próprio do dente:

$$25 R_{45} = 15 H + 21 D + (3 + 7 + 11 + 15) U$$

$$R_{45} = 62 \text{ kN}$$

Os valores da tensão de escoamento nas barras e estribos, adotados no cálculo de  $R_{45}$  e  $R_{min}$  são obtidos nos ensaios de tração dos aços (quadro 5, pág.34).

### Cálculo de $R_{min}$

Repetindo o cálculo de equilíbrio de momentos para outros valores de  $\ell$ , obtem-se pares de valores de  $\ell$  e  $R_u$  correspondentes, com os quais traçamos o gráfico abaixo e determinamos:

$R_{min} = 60,5 \text{ kN}$ , que corresponde a:

$$\ell_{min} = 18 \text{ cm}$$

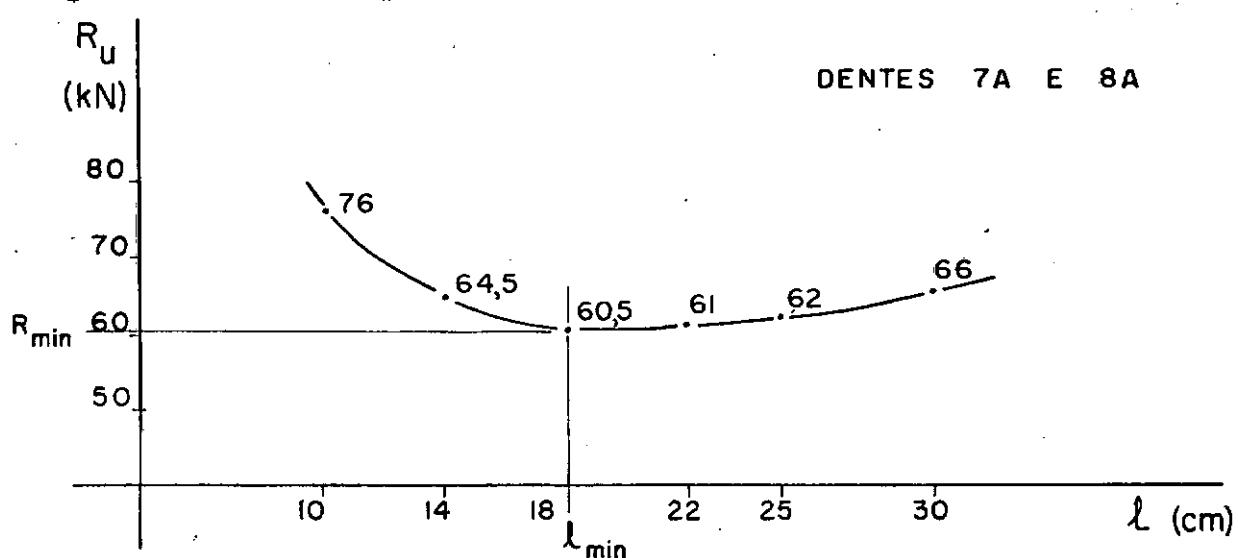


Fig. 16 - Variação de  $R_u$  com  $\ell$

Os valores de  $R_{45}$  e  $R_{min}$  para todos os dentes estão tabelados na página 51.

Os dentes B foram superdimensionados, de modo a ocorrer rupturas por esmagamento da biela de concreto e, por isto,  $R_{45}$  e  $R_{min}$  não representam valores esperados de  $R_u$ .

## C A P I T U L O 3

### PARTE EXPERIMENTAL

#### 3.1 - MATERIAL

##### CONCRETO

Agregado miúdo: areia média peneirada

Agregado graúdo: argila expandida com  $d_{max} = 20 \text{ mm}$

Cimento tipo portland

O concreto foi dosado para  $f_{c28}^2 = 20 \text{ N/mm}^2$ , encontrando-se o traço em peso :

1: 2,42: 1,67

e fator água-cimento:

0,65

Foram moldados 40 corpos de prova. O de nº 515 foi desprezado porque estava brocado. Os de nº 539 e 542 foram ensaiados à compressão diametral. Os outros 37 corpos de prova foram ensaiados à compressão e em 33 destes, foram determinados o módulo de deformação longitudinal do concreto  $E_c$  e o módulo de deformação longitudinal dinâmico do concreto  $E_{din}$ .

Foram moldados 5 corpos de prova para cada viga pretendida, dos quais, os 3 primeiros, na primeira betonada.

QUADRO 4 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

nº	VIGA	IDADE dias	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	$f_c$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{cm}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_c$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{din}$ N/mm <sup>2</sup>	$E_{din}/E_c$ %
509		144	16,3	24,4		15950	16480	103
510	1	144	16,2	24,7	25,2	15400	16070	104
511		144	16,3	26,4		15950	17600	110
512		88	16,1	22,5				
513	9	108	16,0	24,1	22,8	18600	16840	91
514		108	16,1	21,8		16050	15960	99
516		130	16,7	24,6		15400	17260	112
517	3	130	16,2	25,6	25,1	15950	17360	109
518		141	15,7	25,3		17170	16250	95
519	5	141	16,4	22,7	24,7	17980	15950	89
520		141	16,6	26,2		18100	17820	98
521		130	15,7	22,8		14790	15510	105
522	7	130	15,5	22,7	22,6	14330	15120	106
523		130	15,8	22,2		15600	15860	102
524		85	16,6	25,8		15950	16860	106
525		85	16,1	24,8		17170	16600	97
526	8	85	16,0	25,8	23,3	15400	16430	107
527		85	15,5	19,6		14050	14180	101
528		85	15,3	20,4		12900	14780	115

QUADRO 4 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO (cont.)

nº	VIGA	IDADE dias	γ kN/m <sup>3</sup>	f <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cm</sub> N/mm <sup>2</sup>	E <sub>c</sub> N/mm <sup>2</sup>	E <sub>din</sub> N/mm <sup>2</sup>	E <sub>din</sub> /E <sub>c</sub> %
529	4	55	16,5	22,7				
530		85	16,4	22,6		17980	17020	95
531		85	16,1	23,1	23,2	15950	16600	104
532		55	16,3	23,6				
533		85	16,0	23,9		15400	16210	105
534	2	77	16,4	23,1		15400	16500	107
535		77	15,9	22,5		13530	15550	115
536		76	16,1	23,9	21,5	15950	16440	103
537		76	15,0	18,6		13220	13270	100
538		76	15,4	19,5		12400	13815	111
540	10	66	15,7	24,5		14980	15970	107
541		66	15,6	23,0	22,6	14400	15810	110
543		66	15,5	20,4		13130	14900	113
544	6	11	15,7	13,1				
545		66	14,9	19,4		13530	14310	106
546		66	15,0	17,7	16,8	13080	13820	106
547		66	15,3	15,0		12390	12810	103
548		66	15,4	14,9		11610	13240	114
valor médio			15,9	22,3		15140	15730	104

Os corpos de prova 539 e 542 , da viga 10, ensaiados à compressão diametral com a idade de 36 dias, apresentaram as seguintes resistências à tração:

$$\text{nº } 539 : f_{ct} = 1,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{nº } 542 : f_{ct} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

Os valores médios das características do concreto são:

$$\gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3$$

$$f_c = 22,3 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 15140 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{din}} = 15730 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c/E_{\text{din}} = 104 \%$$

Apresenta-se, a seguir, o gráfico tensão - deformação do concreto, correspondente ao ensaio do corpo de prova nº 536.

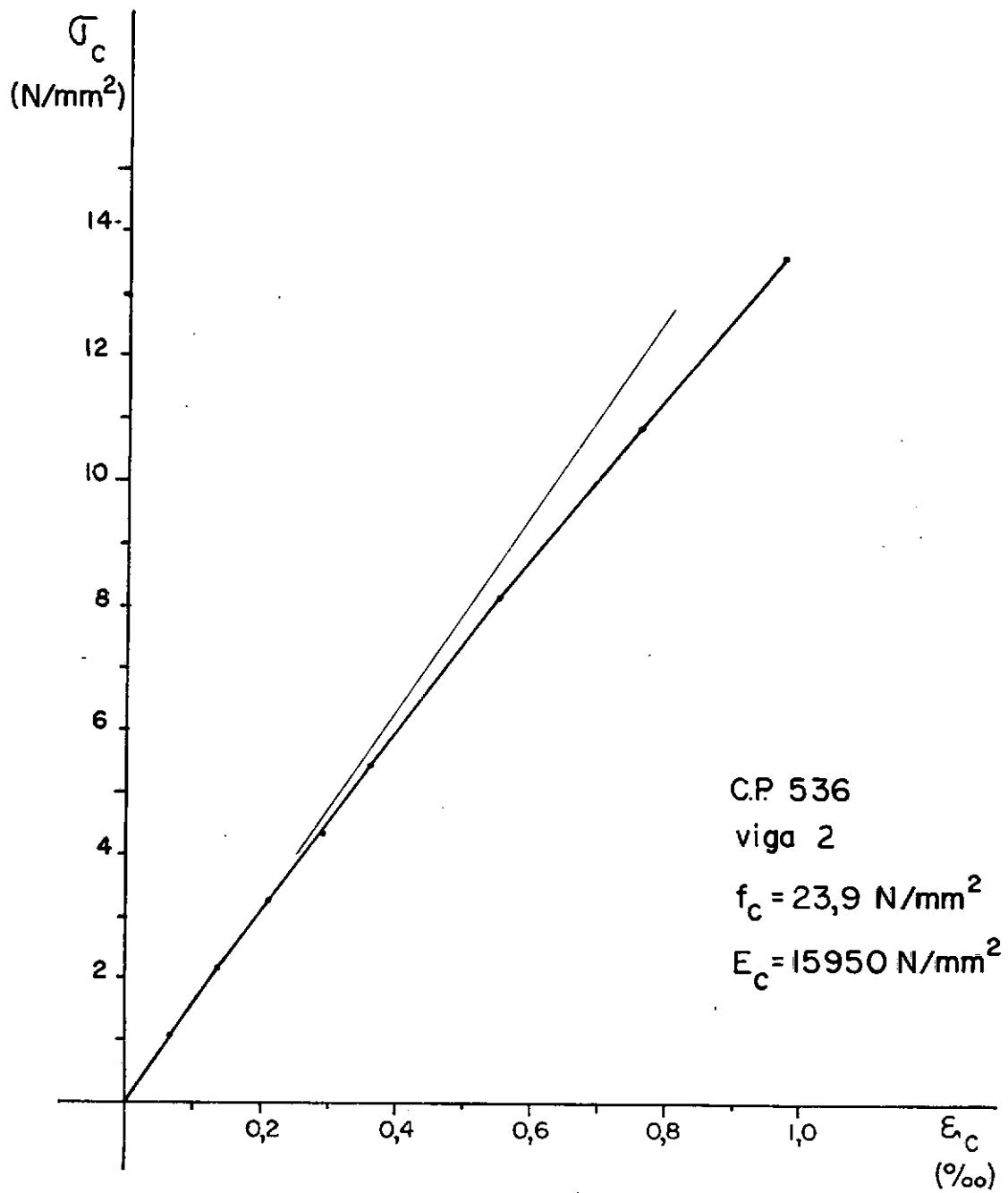


Fig. 17 - Gráfico tensão-deformação do concreto.

## AÇOS

Foram usados os aços CA50B e CA60B para a armadura dos dentes. Nas vigas foi usado o aço CA60B, para a armadura transversal, e o aço CP125B, para a armadura longitudinal.

Os valores, que se encontram em cada linha do quadro das características dos aços, representam a média dos resultados obtidos em 4 ensaios. Em seguida ao quadro de características, apresentam-se os gráficos tensão-deformação dos aços usados.

QUADRO 5 CARACTERÍSTICAS DOS AÇOS

AÇO	$\phi_{nom}$	$A_e$ $\text{mm}^2$	$f_{0,2}$ $\text{N/mm}^2$	$f_t$ $\text{N/mm}^2$	$\epsilon_t$ %
CA50B	5/16"	49,1	620	830	12
	3/8"	83,1	515	640	16
	1/2"	126,4	525	660	12
	5/8"	192,9	530	675	-
CA60B	3,4mm	9,2	715	860	-
	4,6mm	16,6	665	830	5
	9,5mm	71,0	690	880	6
CP125B	5,0mm	19,7	1350	1540	6

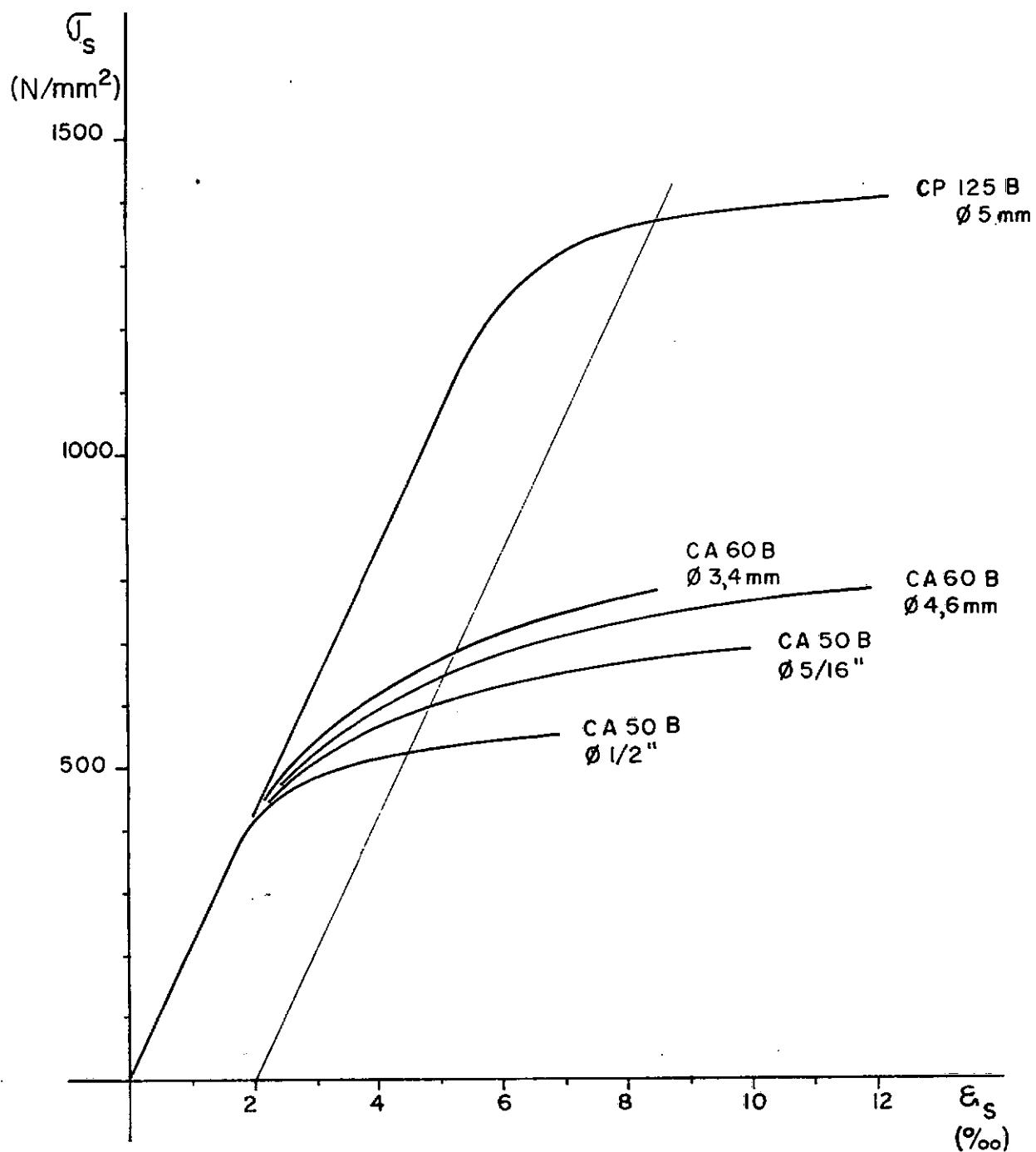


Fig. 18 - Gráfico tensão-deformação dos aços.

### 3.2 - PROTENSÃO

#### EQUIPAMENTO

As vigas protendidas foram fabricadas numa mesa de protensão vibratória, que tem, numa das extremidades, um dispositivo em cunha com parafuso que permite que os fios sejam soltos simultânea e gradativamente.

Como a vibração da mesa é muito intensa, resolvemos usar vibrador de imersão.

O macaco estica um fio de cada vez, funciona com uma bomba manual e não tem circuito de cravação da ancoragem.

As ancoragens são de dois tipos: passiva e ativa. Fazem parte do equipamento dois jogos de ancoragem, o "standard" e o "XL". Foram usadas ancoragens passivas "standard" e ancoragens ativas "XL", que tem desempenho melhor que as ancoragens ativas "standard". Na ancoragem passiva, o cone macho é cravado com pancadas. Na ancoragem ativa, a mola pressiona o cone macho contra o fio. Quando o fio é solto pelo macaco, ele crava o cone macho.

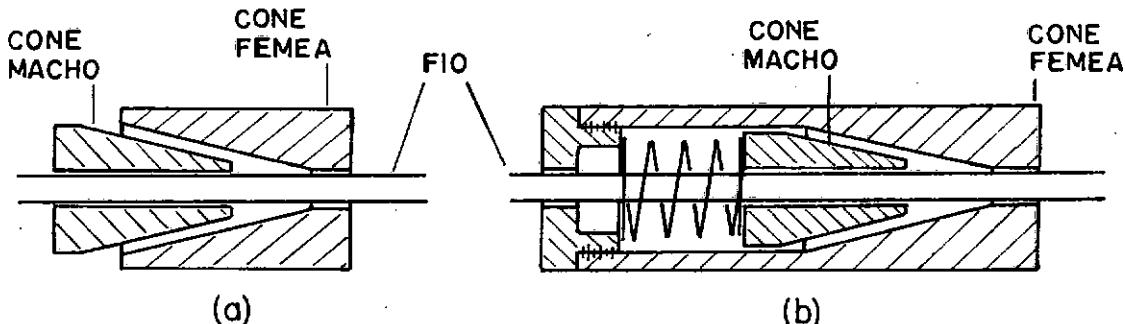


Fig. 19 - (a) Ancoragem passiva; (b) Ancoragem ativa.

## PROCEDIMENTO

O fio é preso numa das extremidades da mesa com uma ancoragem passiva, passa pelas formas das vigas e é esticado na outra extremidade pelo macaco. A frente do macaco, fica uma ancoragem ativa e, atrás dele uma ancoragem passiva provisória.

A força no fio é controlada pelo manômetro da bomba e a deformação é medida com extensômetro mecânico.

Atingida a força prevista, faz-se o retorno do óleo; o macaco solta o fio e a ancoragem ativa funciona, prendendo o fio. Depois disso, retira-se a ancoragem provisória e o macaco fica livre para esticar outro fio.

Esticados os fios, faz-se a concretagem. Depois que o concreto endurece, soltam-se os fios, e as vigas ficam protendidas. Nesta pesquisa, as vigas foram protendidas dez dias depois de concretadas.

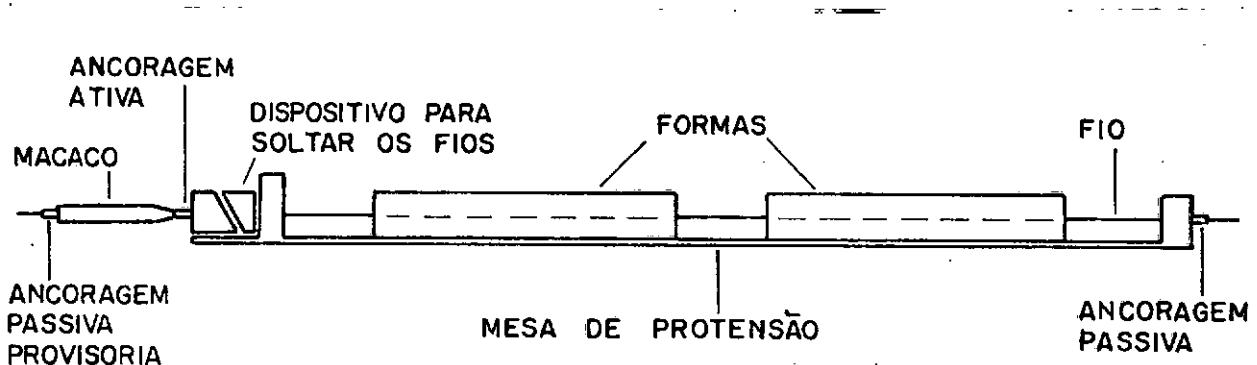


Fig. 20 - Esquema da protensão..

A mesa de protensão só permite que os fios sejam esticados numa faixa de 7 cm de largura. Como as vigas deviam ter fios no talão inferior e no talão superior, elas tiveram que ser concretadas e protendidas deitadas e a largura do talão ficou limitada a 20 cm.

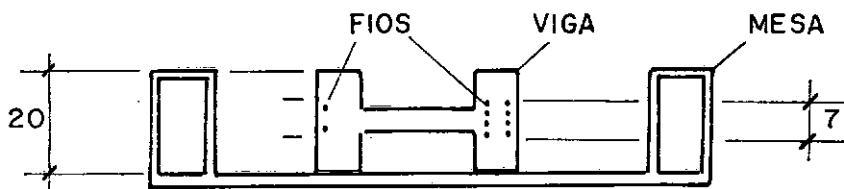


Fig. 21 - Seção transversal da mesa de protensão.

As limitações da mesa de protensão e a necessidade de espaço para a entrada do vibrador determinaram uma distância de 2,1 cm entre os fios de protensão no talão inferior. Como à ancoragem "XL" tem 2,5 cm de diâmetro, tivemos que usar duas chapas furadas para defasar as ancoragens e, dos oito fios, protender quatro de cada extremidade da mesa.

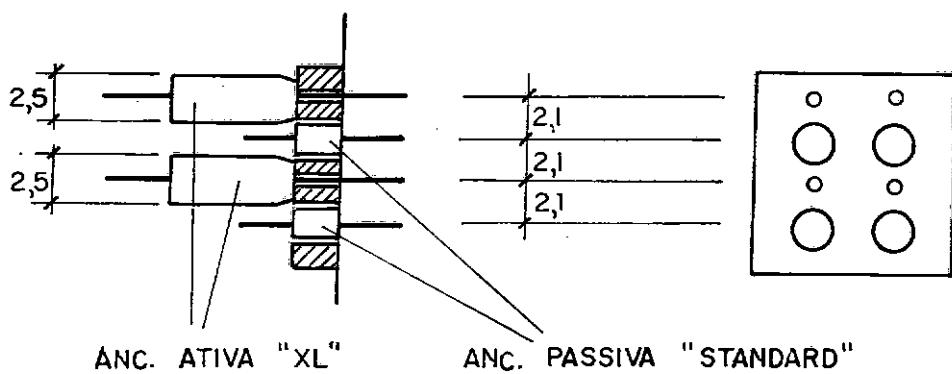


Fig. 22 - Esquema da ancoragem dos fios na mesa.

### 3.3 - ESQUEMA DO ENSAIO E INSTRUMENTAÇÃO

#### ESQUEMA DO ENSAIO

Em cada viga ensaiou-se primeiro o dente A e, em seguida, o dente B, conforme o esquema:

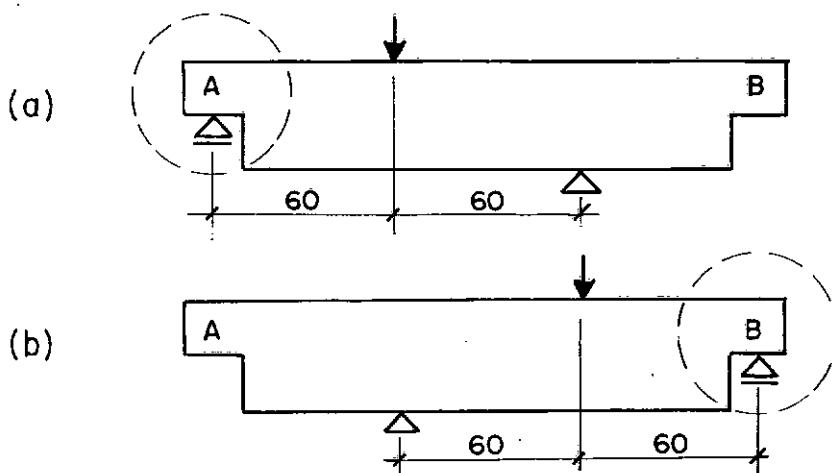


Fig. 23 - (a) Ensaio do dente A; (b) Ensaio do dente B.

#### INSTRUMENTAÇÃO

Foram feitas medidas de flechas nos pontos 1, 2, 3 e 4 com catetômetro.

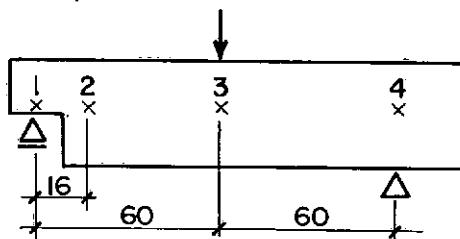


Fig. 24 - Pontos onde foram medidas as flechas.

Foram feitas medidas de rotações nas seções 1 e 2 com clinômetro.

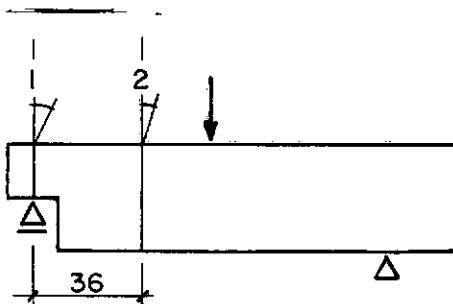


Fig. 25 - Seções onde foram medidas as rotações.

Foram feitas medidas de deformações no concreto e na armadura dos dentes com extensômetros elétricos de resistência.

Em todos os dentes foram colados extensômetros elétricos nas barras e estribos, nos pontos onde são atravessados por uma fissura principal admitida com  $\beta = 45^\circ$ , como, por exemplo, nos dentes 7A, 7B, 8A e 8B:

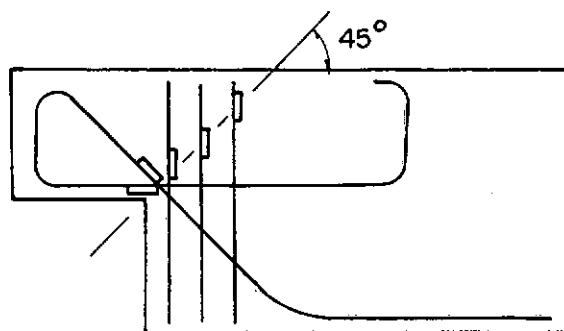


Fig. 26 - Posição dos extensômetros elétricos.

Foram medidas as deformações do concreto no talão superior em todos os dentes, com 3 extensômetros elétricos, colados longitudinalmente. Nos dentes B, mediram-se, também, as deformações na biela de concreto do dente, com uma roseta e um extensômetro, colados em uma das faces.

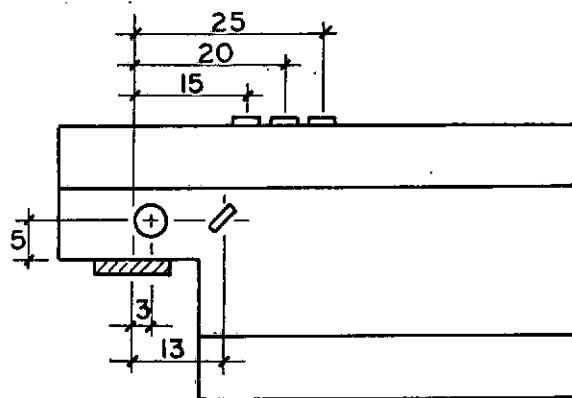


Fig. 27 - Posição dos extensômetros elétricos no concreto.

Os extensômetros elétricos colados nas barras e estribos, excetuando-se os estribos verticais das vigas 1,3,5 e 7, foram preparados antes da concretagem. A técnica consiste em lixar e limpar a barra de aço, colar o extensômetro, prender o fio com fita isolante, dobrar os filamentos, soldá-los ao fio e proteger o conjunto com cera derretida.

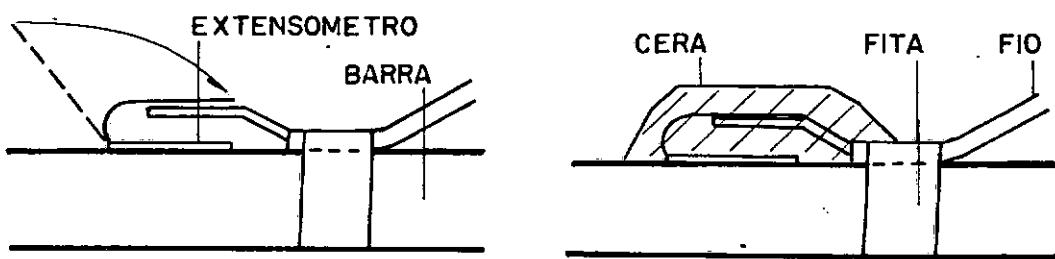


Fig. 28 - Preparação dos extensômetros elétricos.

A proteção com cera foi eficiente e os extensômetros funcionaram bem.

Nos estribos verticais das vigas 1, 3, 5 e 7, os extensômetros elétricos foram colados depois da concretagem e, para isso, deixou-se uma janelinha de acesso à armadura.

## C A P I T U L O 4

### RESULTADOS

#### 4.1 - RESULTADOS RELATIVOS À PROTENSÃO

##### ENSAIO DE DETERMINAÇÃO DO COMPRIMENTO DE TRANSMISSÃO

O comprimento de transmissão é o comprimento necessário para transmitir, por aderência, a força de protensão do aço ao concreto.

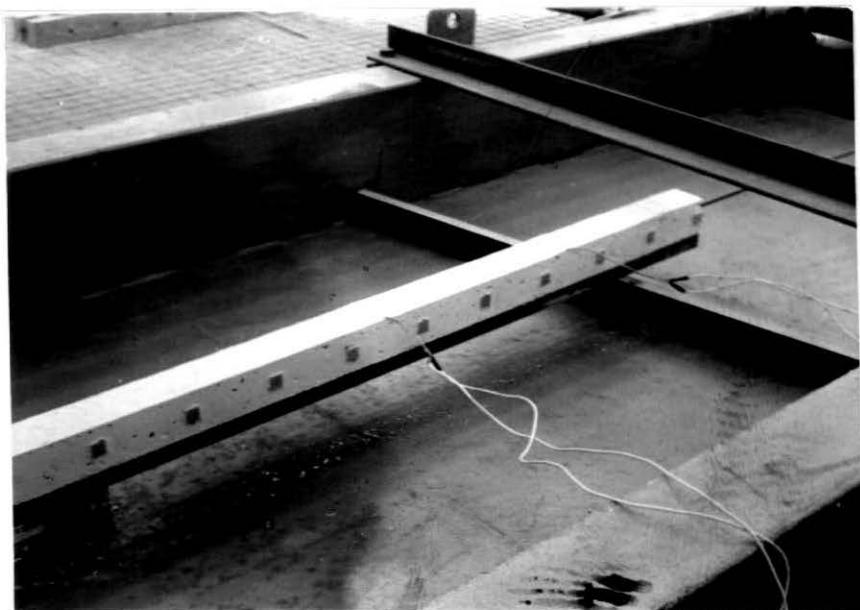


Fig. 29 - Vigota protendida, com referências para leitura de deformações com o Tensotast.

Um fio de 5 mm CP125B foi esticado e ancorado na mesa de protensão, com uma força  $P = 22 \text{ kN}$ . Em seguida, moldou-se, em volta do fio, uma vigota de concreto leve com 3 m de comprimento e seção transversal quadrada de 5 cm de lado, de modo que o fio ficasse centrado. Nove dias depois da concretagem, o fio foi solto e a vigota ficou protendida.

O concreto foi dosado para  $f_{c28} = 26 \text{ N/mm}^2$  e tinha traço em peso 1: 2,3: 1,6 com fator água-cimento 0,55. Ensaiado no dia da protensão, apresentou:

$$f_{c9} = 20,7 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 17000 \text{ N/mm}^2$$

O comprimento de transmissão foi determinado, medindo-se as deformações do concreto, em diversos pontos da vigota, provocadas pela protensão.

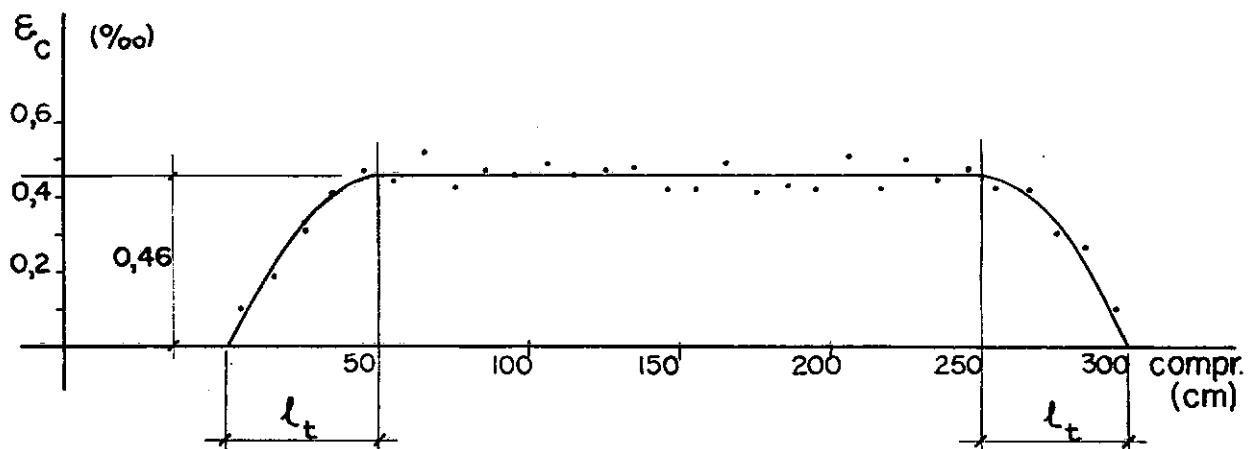


Fig. 30 – Deformações do concreto provocadas pela protensão.

Colaram-se nas duas faces laterais da vigota referências a cada 10 cm e foram feitas leituras com o Tensotast, antes e depois da protensão.

As deformações que são mostradas no gráfico da página anterior representam as médias das leituras correspondentes das duas faces opostas.

O comprimento de transmissão  $l_t$  é de aproximadamente 50 cm. A deformação média no trecho central, onde a força de protensão já foi transmitida, é  $\epsilon_{c,obs} = 0,46 \%$

O valor de  $\epsilon_c$ , calculado a partir da força no fio e das características do aço e do concreto, é:

$$\epsilon_c = \frac{P}{E_c A_c + (E_p - E_c) A_p} = 0,45 \%$$

Foram feitas, também, medidas das variações de deformação  $\Delta\epsilon_p$  do fio de aço na ocasião da transmissão do esforço de protensão. Para isto foram preparados 3 extensômetros elétricos de resistência, antes da concretagem.

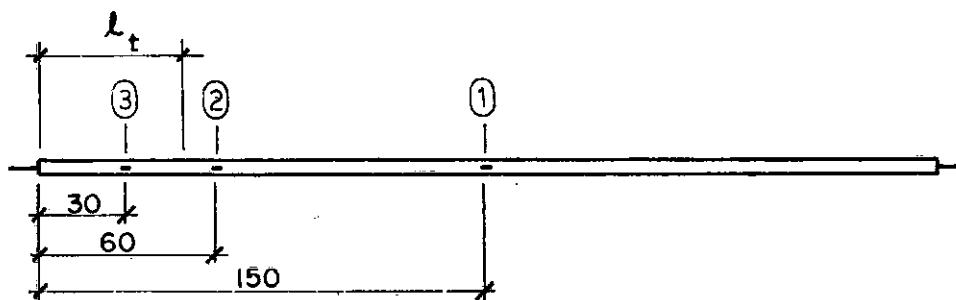


Fig. 31 - Pontos onde foram medidas as variações de deformação do fio na ocasião da protensão.

QUADRO 6 CARACTERÍSTICAS DA PROTENSÃO

PONTO	$\Delta\epsilon_p$ %	$\Delta P$ kN	$P_i$ kN
1	0,42	1,7	20,3
2	0,44	1,8	20,2
3	1,26	5,2	16,8

O extensômetro 3 está dentro do comprimento de transmissão, onde a variação de deformação do aço é maior que a deformação do concreto. Os extensômetros 1 e 2 estão no trecho onde a força de protensão já foi transmitida e a variação de deformação do aço é igual à deformação do concreto. A comparação de  $\Delta\epsilon_{p1}$  e  $\Delta\epsilon_{p2}$  com  $\epsilon_c$  e  $\epsilon_{c,obs}$  mostra boa concordância.

$\Delta\epsilon_{p1}$  e  $\Delta\epsilon_{p2}$  correspondem a perdas de protensão por deformação instantânea do concreto e  $\Delta\epsilon_{p3}$  a uma perda de protensão na ancoragem do fio na peça de concreto.

O comprimento de transmissão é, entre outros fatores, função da qualidade do concreto. Como nas vigas o concreto foi dosado para uma resistência menor do que a deste ensaio, é provável que o comprimento de transmissão tenha sido maior do que 50 cm.

Medidas das deformações do concreto, feitas 10 meses após a protensão da vigota, indicaram que não houve mudança significativa do comprimento de transmissão.

## PERDA DE PROTENSÃO NA ANCORAGEM DO FIO NA MESA

Existe uma perda de protensão na ancoragem na mesa que depende do comportamento da ancoragem ativa.

A deformação correspondente a esta perda foi medida em todos os fios esticados, com um extensômetro mecânico.

A experiência adquirida sobre esta perda com fio de 5 mm de diâmetro, esticado antes de ancorar com força de 26 a 27 kN e com equipamento C.C.L., é a seguinte:

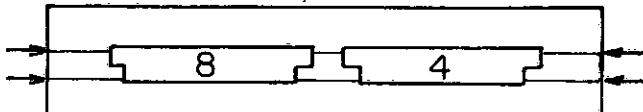
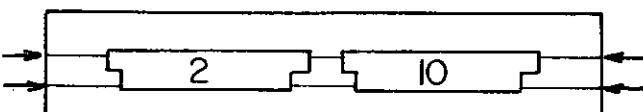
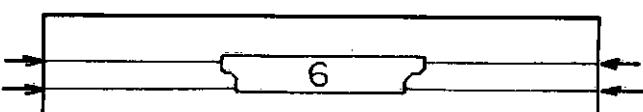
1. Varia muito (escorregamento de 3 a 20 mm);
2. É maior quando o fio está oxidado;
3. É menor para ancoragem do tipo "XL" (escorregamento médio = 9 mm), do que para o "standard";
4. É menor quando se usam duas molas ("XL" com 2 molas, escorregamento médio = 6 mm);
5. As tentativas de reesticar um fio, quando se tinha uma perda grande, foram inúteis, porque as novas perdas foram igualmente grandes.

A perda de protensão correspondente a um escorregamento de 9 mm na ancoragem é pequena numa pista de protensão. Em uma mesa com 5,40 m de comprimento, este escorregamento equivale a uma perda de tensão no aço de  $350 \text{ N/mm}^2$ , o que, para um aço CP125, corresponde a 28% da tensão de escoamento convencional. Neste caso, a ancoragem com mola pode ser substituída, com vantagem, por uma ancoragem simples, desde que seja usado um calço para afastar o macaco e permitir a cravação do cone macho por pan cada.

## FORÇAS E DEFORMAÇÕES NA PROTENSÃO

As vigas protendidas foram fabricadas em 3 etapas. Na primeira, foram concretadas e protendidas as vigas 8 e 4, na segunda, as vigas 2 e 10 e na terceira, a viga 6.

QUADRO 7      FORÇAS COM QUE OS FIOS FORAM ANCORADOS NA MESA

VIGAS	FORÇA TOTAL kN	FORÇA MÉDIA EM CADA FIO kN
	36,0 164,9	18,0 20,6
	37,6 176,3	18,8 22,0
	42,5 175,7	21,2 22,0

As deformações do concreto, provocadas pela protensão, foram medidas com Tensotast de base igual a 10 cm, no meio de cada viga.

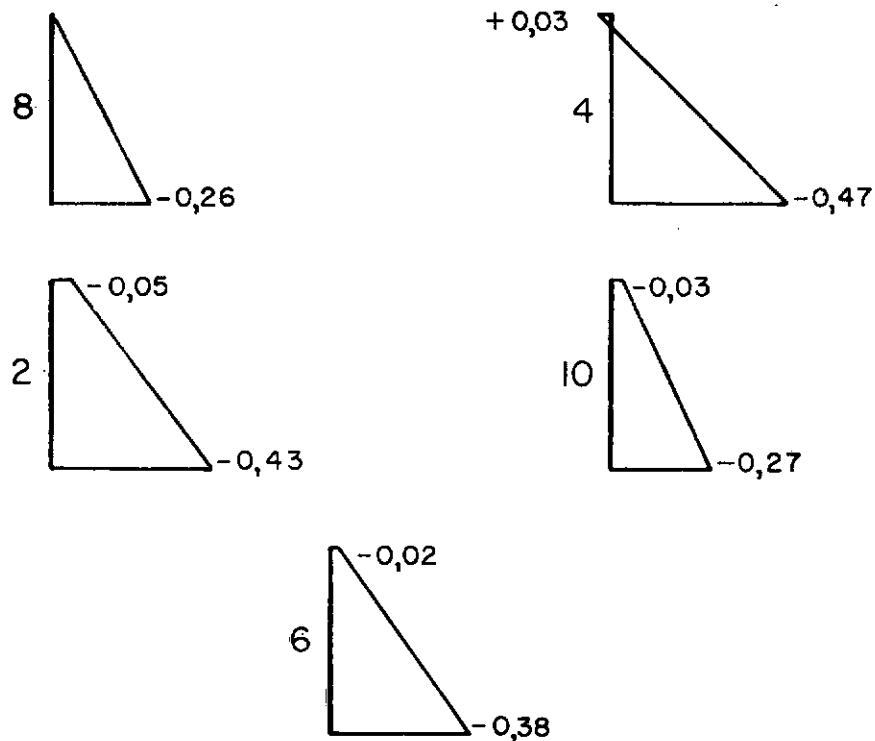


Fig. 32 - Valores medidos das deformações do concreto (%)

Deformações do concreto calculadas a partir das características da seção homogeneizada e admitindo  $P = 22 \text{ kN}$  e  $E_c = 15000 \text{ N/mm}^2$ :

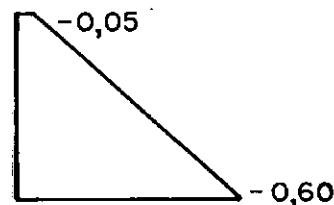


Fig. 33 - Valores calculados das deformações do concreto (%)

As deformações da armadura dos dentes das vigas protendidas foram medidas, por ocasião da protensão, pelos mesmos extensômetros elétricos usados depois nos ensaios. Estas deformações foram muito pequenas. A maior deformação medida foi da ordem de 0,1 %.

4.2 - RESULTADOS DOS ENSAIOS

QUADRO 8 RESUMO DOS ENSAIOS

DENTE	$R_{45}$ kN	$R_{\min}$ kN	$R_{\text{obs}}$ kN	$R_r$ kN	$\ell_{\min}$ cm	$\ell_{\text{obs}}$ cm	RUPTURA
1A	54,5	54,5	45,0	7,5	25	20	VIGA
2A	54,5	54,5	57,5	7,5	25	25	DENTE
3A	37,0	33,8	37,5	7,5	18	25	DENTE
4A	37,0	33,8	40,5	7,5	18	25	DENTE
5A	71,0	69,5	45,0	10,0	20	20	VIGA
6A	71,0	69,5	82,5	12,5	20	25	VIGA
7A	62,0	60,5	61,0	10,0	18	25	VIGA
8A	62,0	60,5	33,5	7,5	18	20	VIGA
9A	37,0	33,8	41,0	7,5	18	20	DENTE
10A	37,0	33,8	25,0	7,5	18	20	VIGA
1B	104,0	104,0	45,0	10,0	24	20	VIGA
2B	104,0	104,0	65,0	5,0	24	25	DENTE
3B	99,0	98,5	46,0	10,0	22	20	VIGA
4B	99,0	98,5	70,0	10,0	22	25	VIGA
5B	112,5	104,0	42,5	15,0	14	20	VIGA
6B	112,5	104,0	40,0	10,0	14	20	VIGA
7B	108,0	104,5	42,5	10,0	20	15	VIGA
8B	108,0	104,5	60,0	10,0	20	20	VIGA
9B	99,0	98,5	47,5	10,0	22	20	VIGA
10B	99,0	98,5	65,0	10,0	22	25	VIGA

## GRÁFICOS

São apresentados, em seguida, os gráficos que relacionam a reação de apoio com a flecha nos pontos 2 e 3, com a rotação relativa das seções 1 e 2 e com a deformação relativa no concreto e na armadura.

Nos gráficos de deformação da armadura, o asterisco colocado ao lado do número do extensômetro elétrico significa que a leitura da deformação correspondente ao último estágio de carga representado estava fora do campo de medida do aparelho.

Nos gráficos de deformação dos dentes B, para uma melhor visualização, foram representadas somente as curvas mais significativas. Em cada um destes ensaios, dos extensômetros colados no talão superior, foi representada somente a curva do que apresentou maiores deformações. O extensômetro 4, nos ensaios de 4B e 6B, e o extensômetro 2, no ensaio de 7B, não funcionaram.

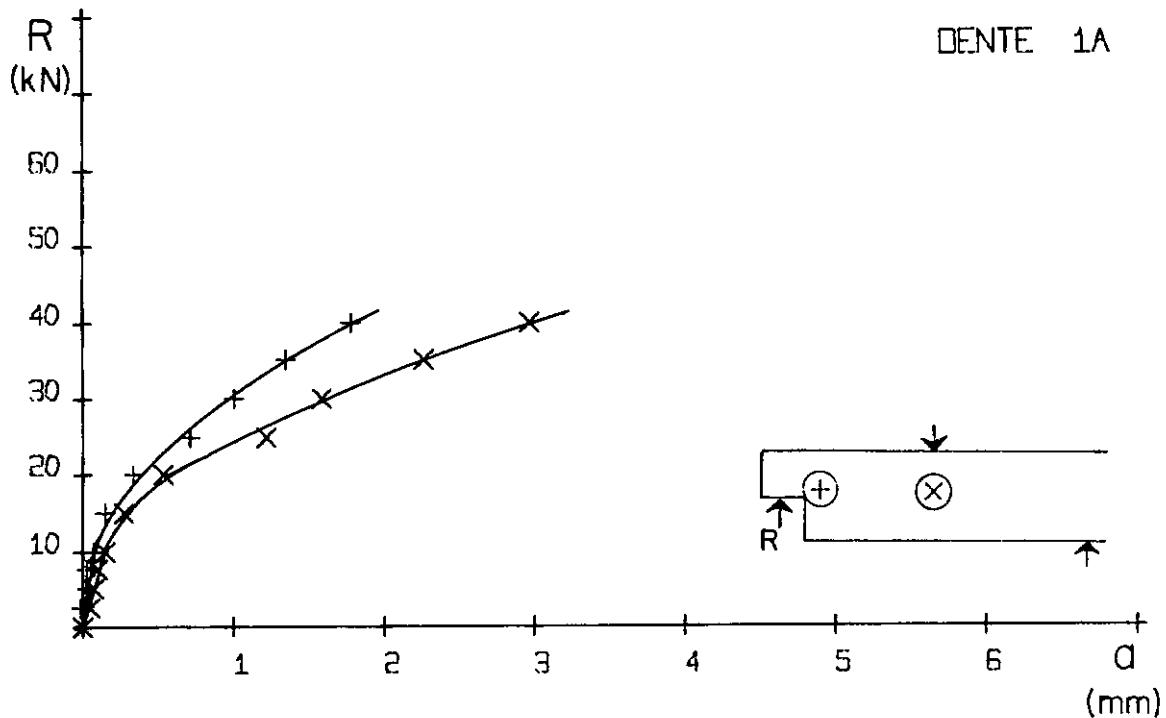


Fig . 34 e 35 – Gráficos reação de apoio – flecha nos pontos 2 e 3.

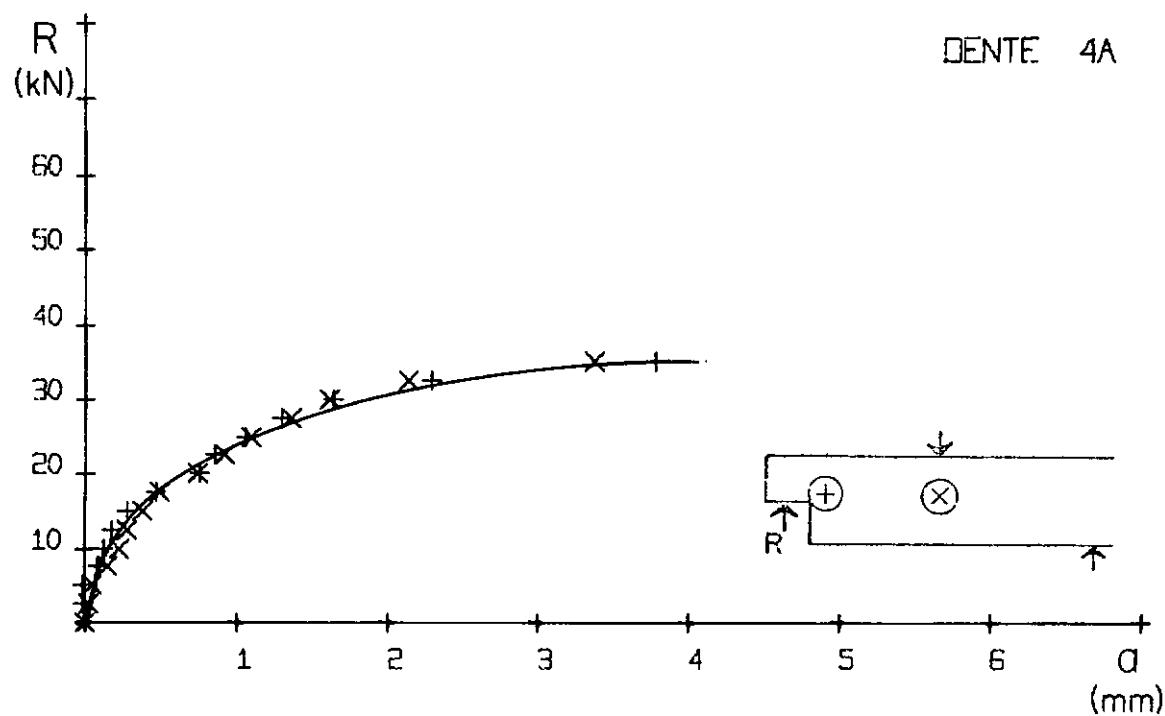
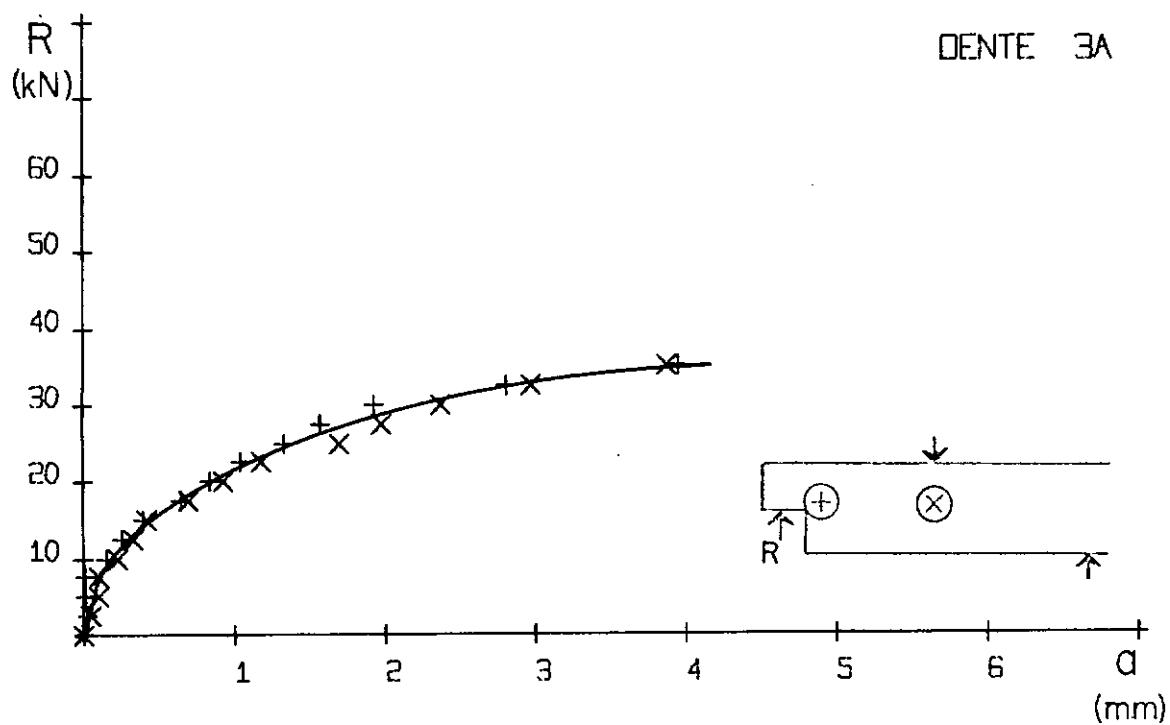


Fig. 36 e 37 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

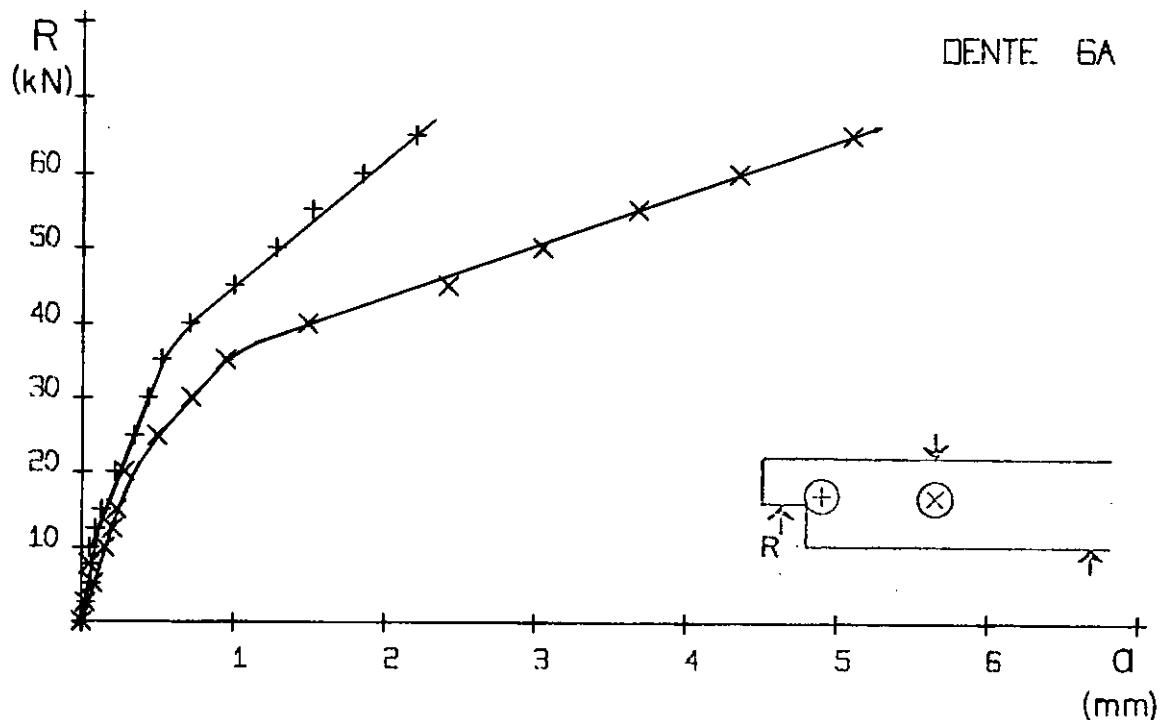
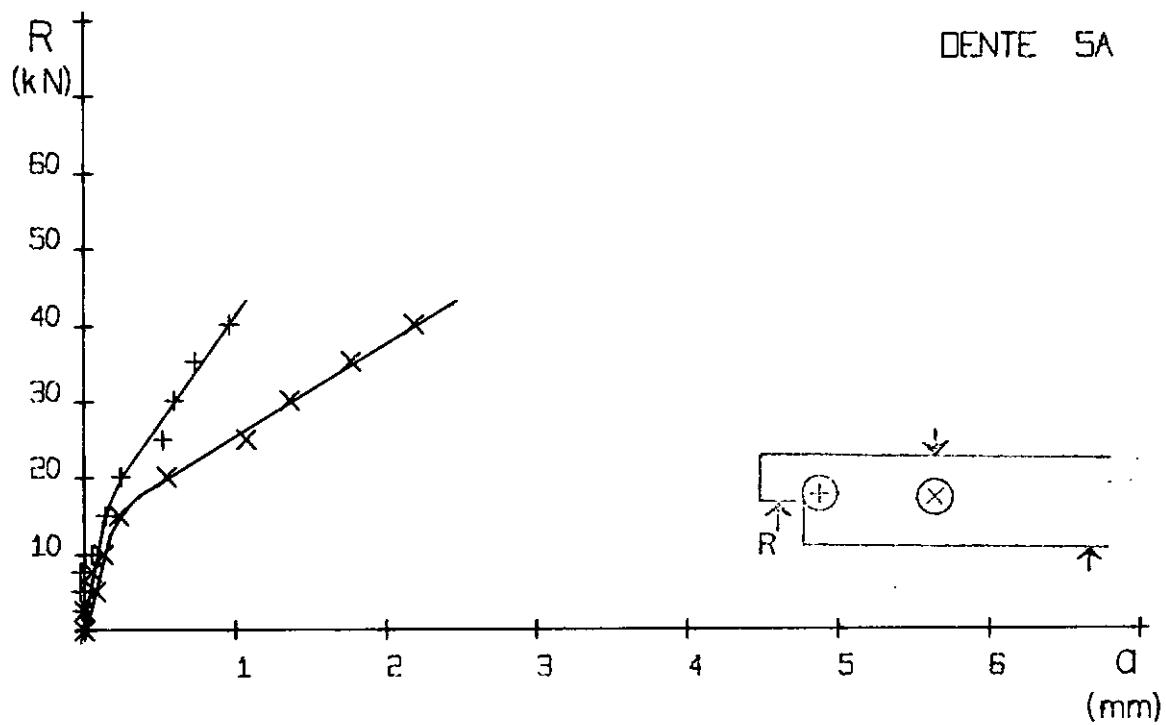


Fig. 38 e 39 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

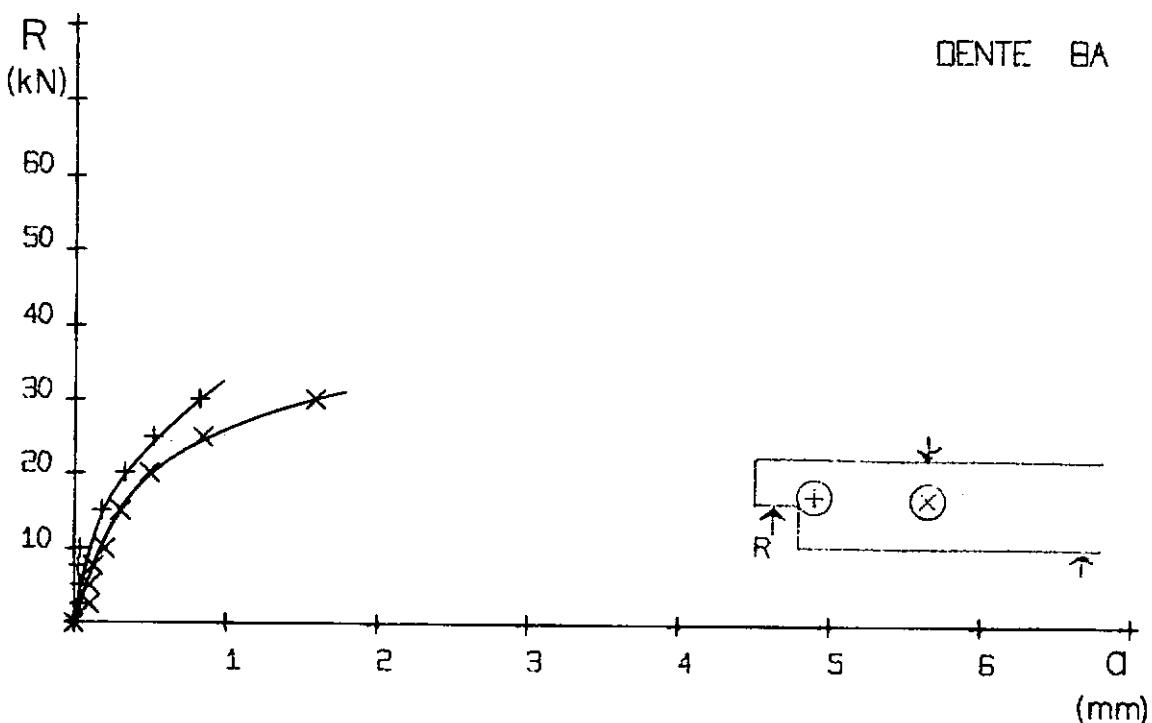
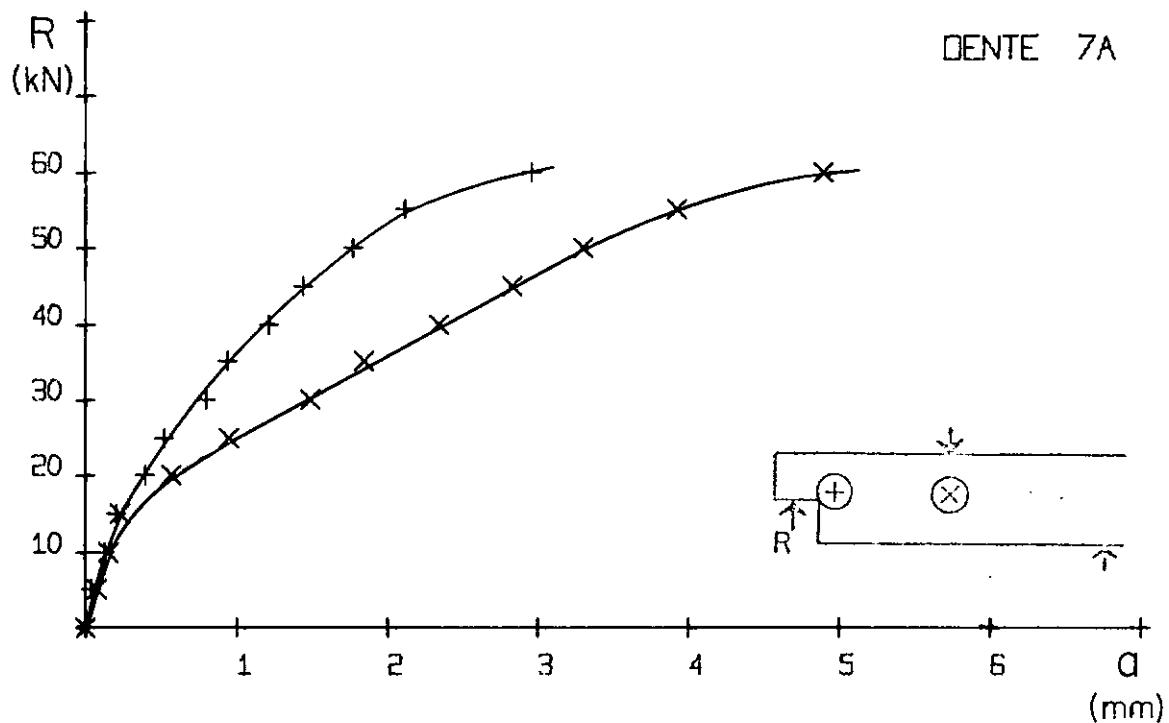


Fig. 40 e 41 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

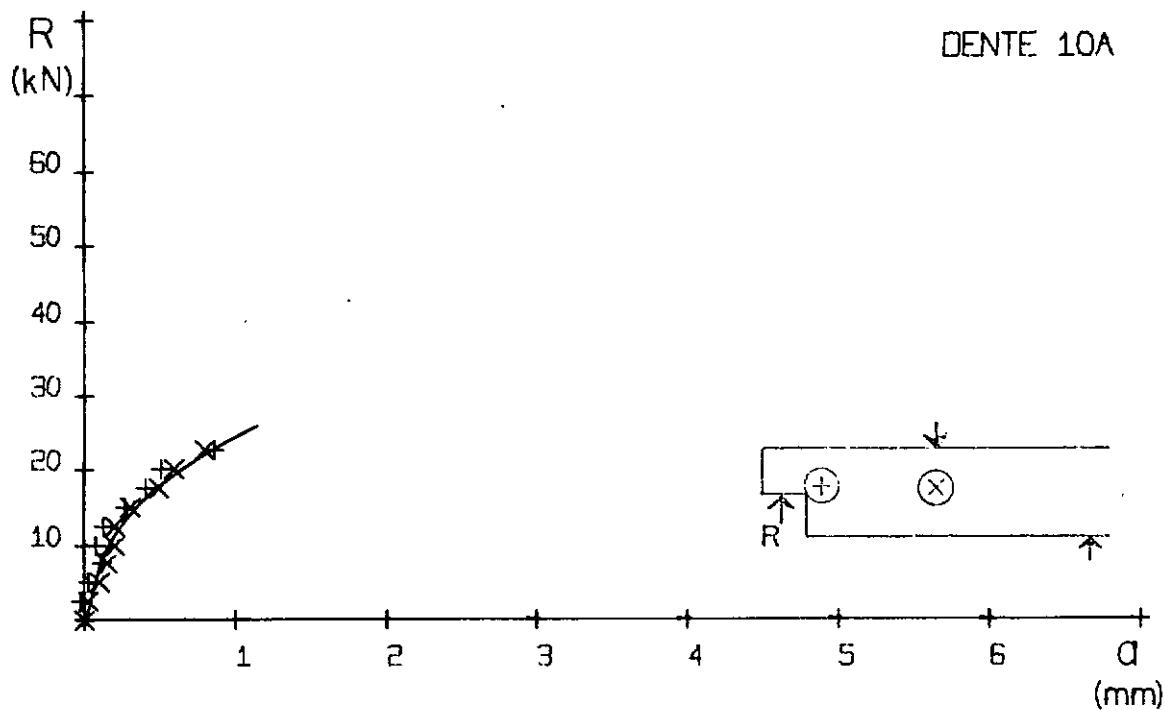
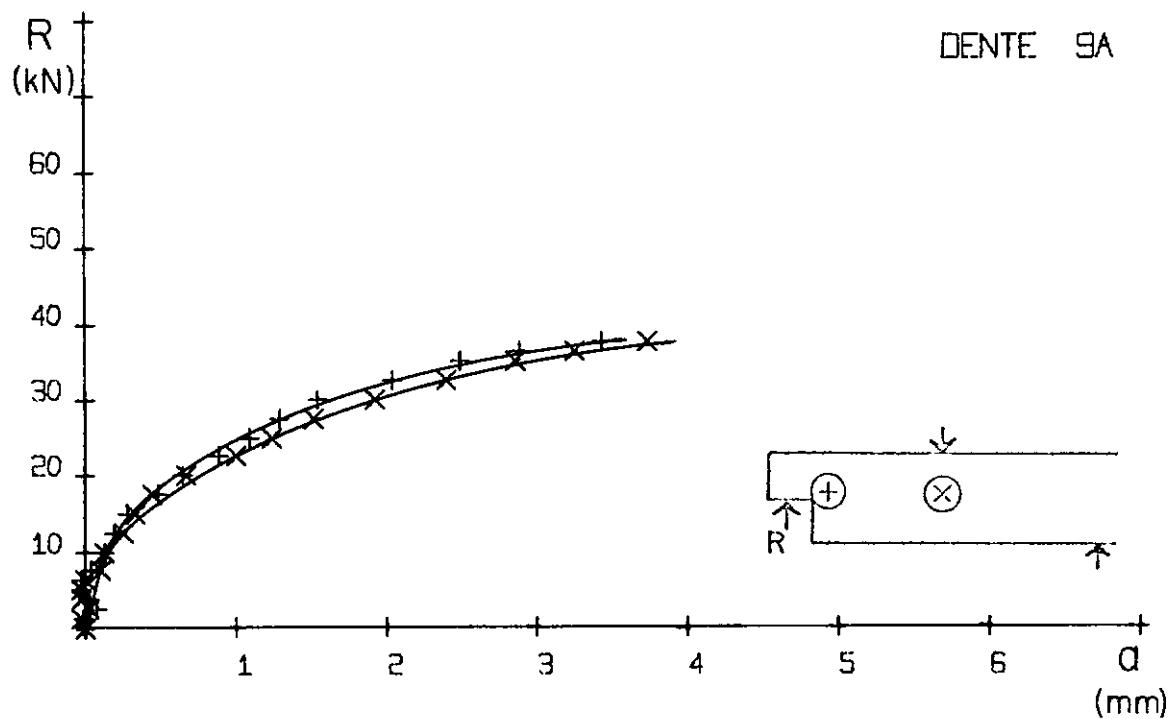


Fig. 42 e 43 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

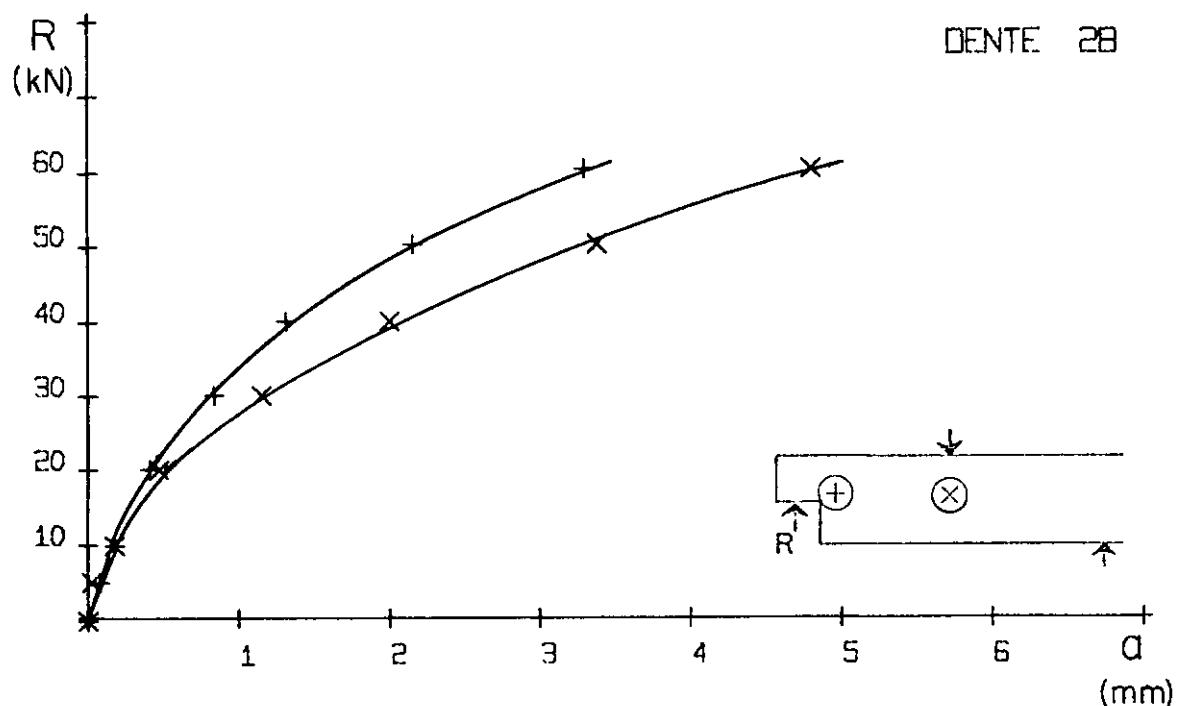
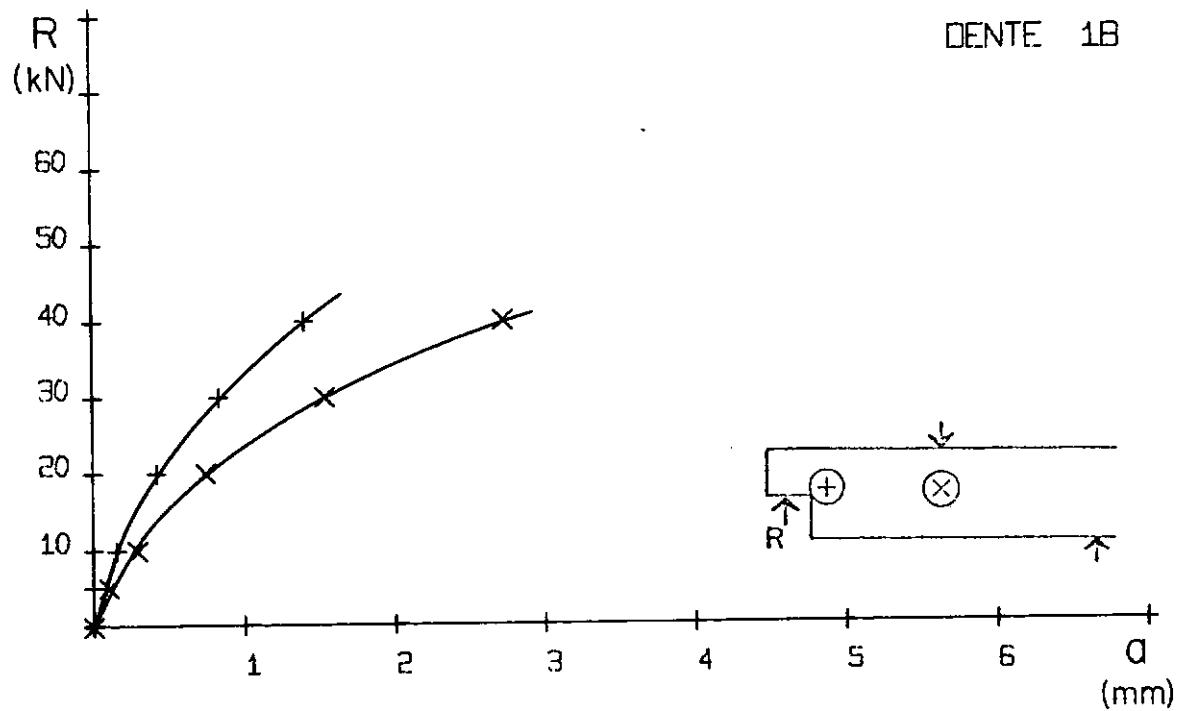


Fig. 44 e 45 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

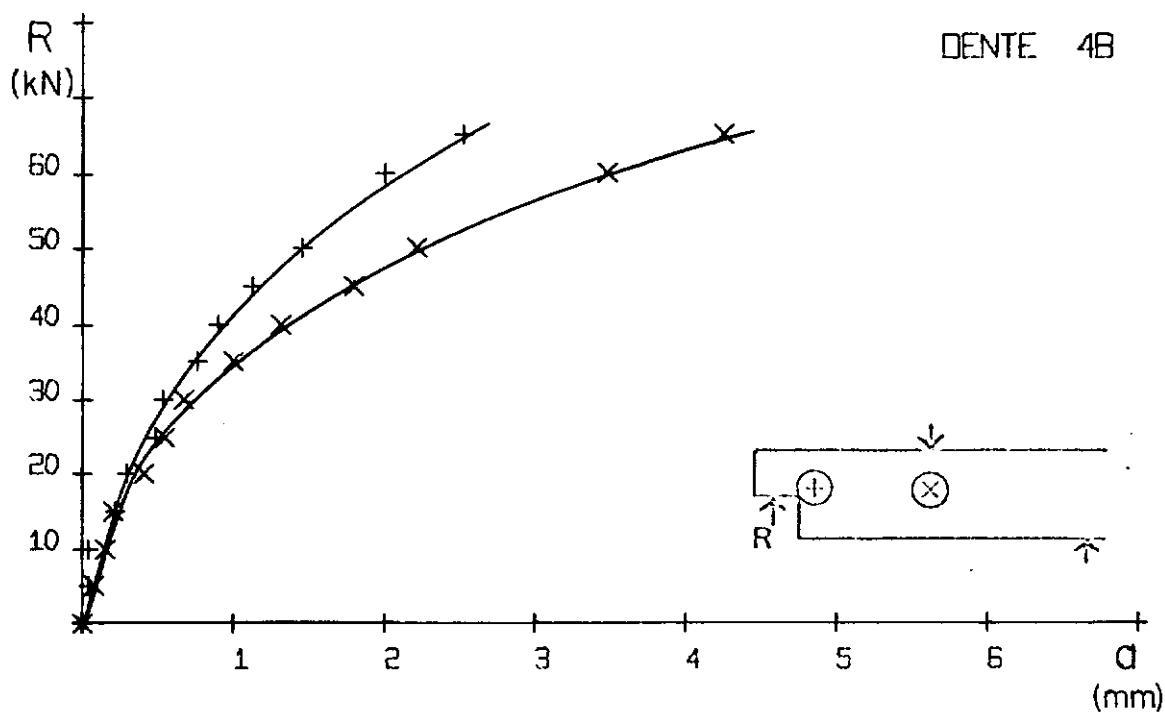
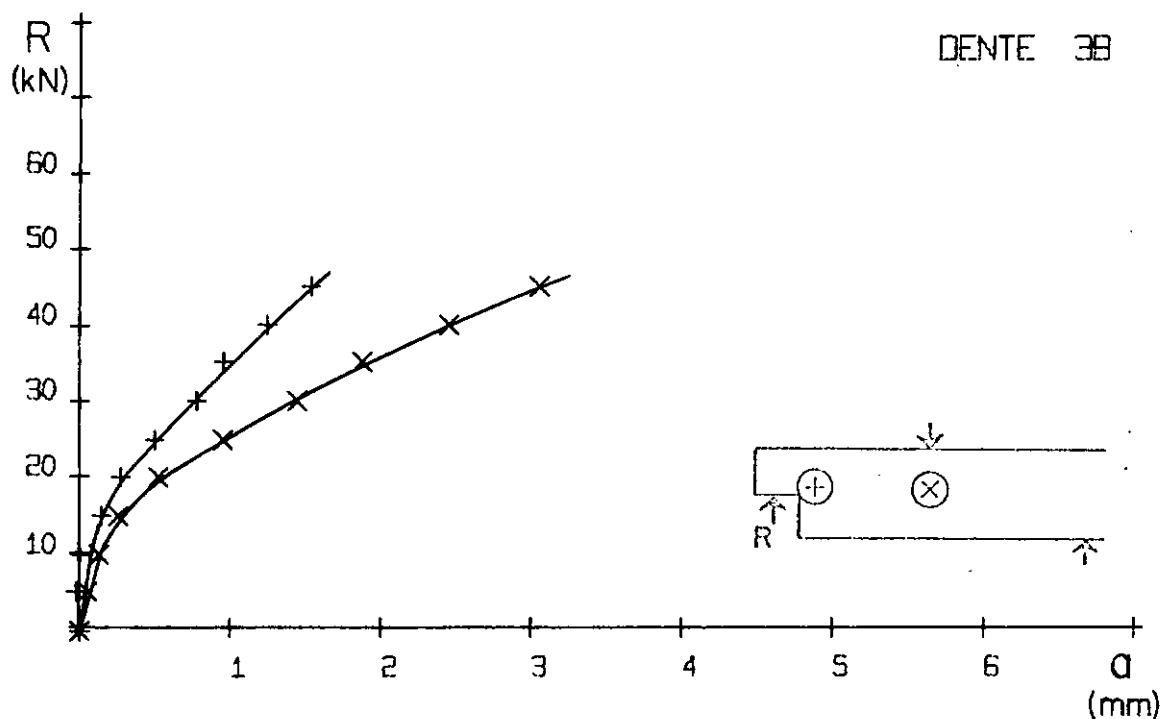


Fig. 46 e 47 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

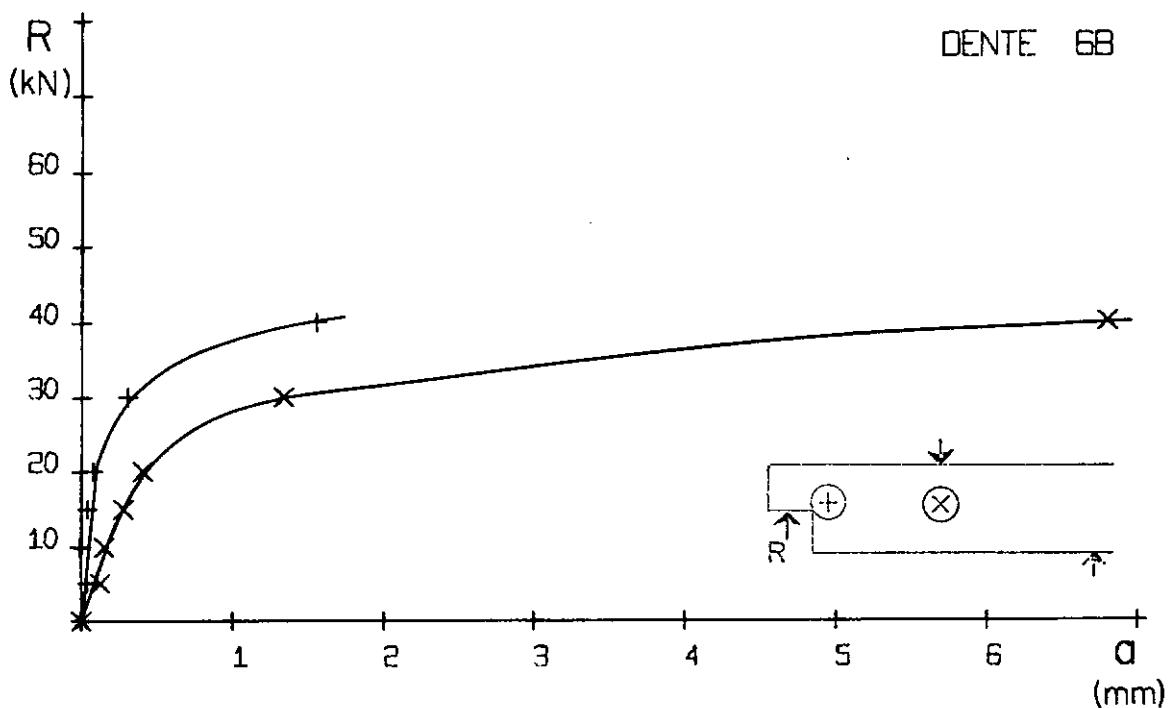
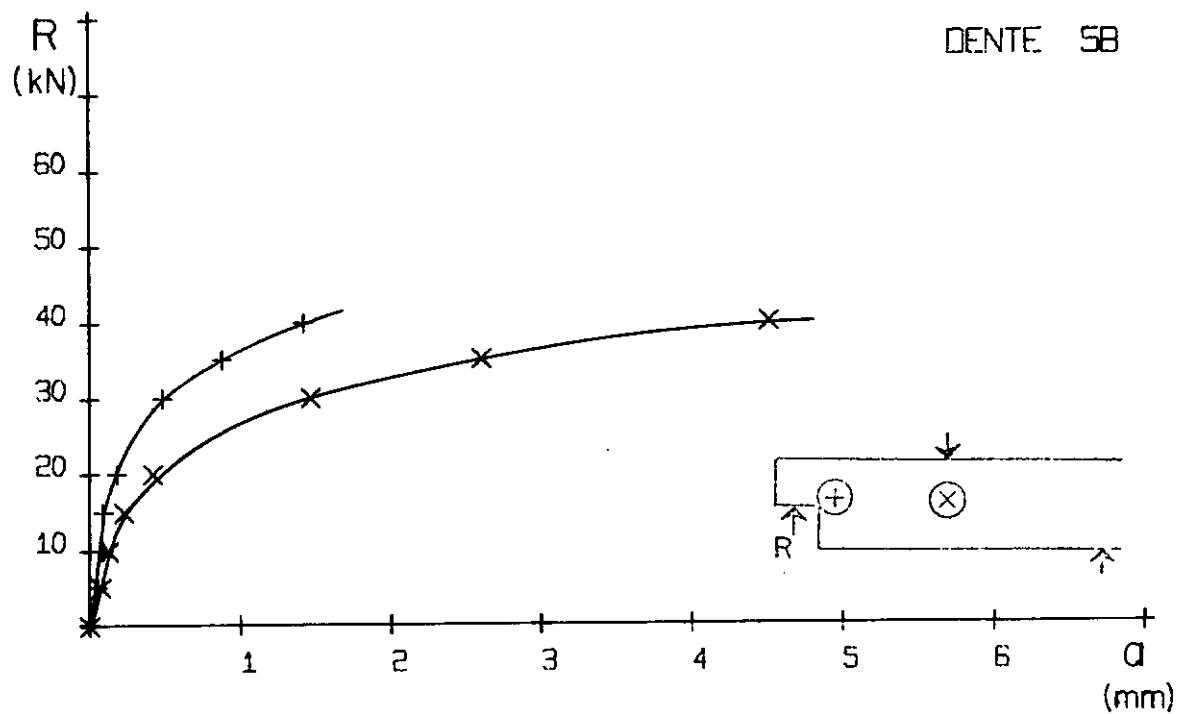


Fig. 48 e 49 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

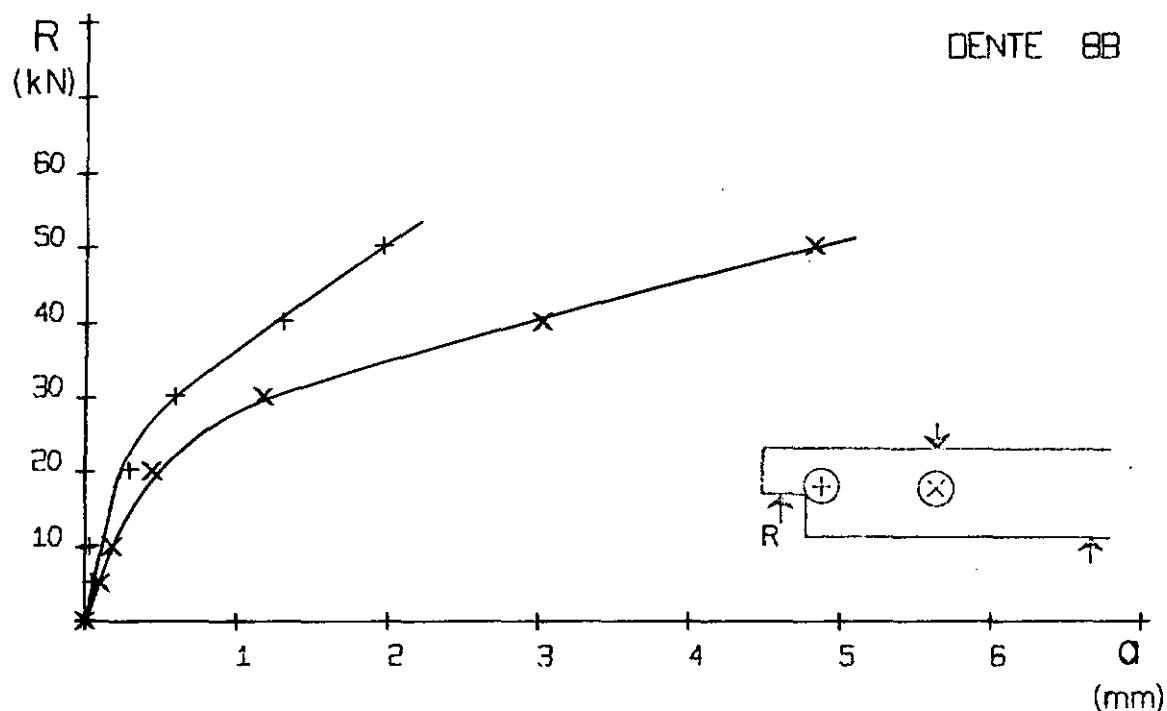
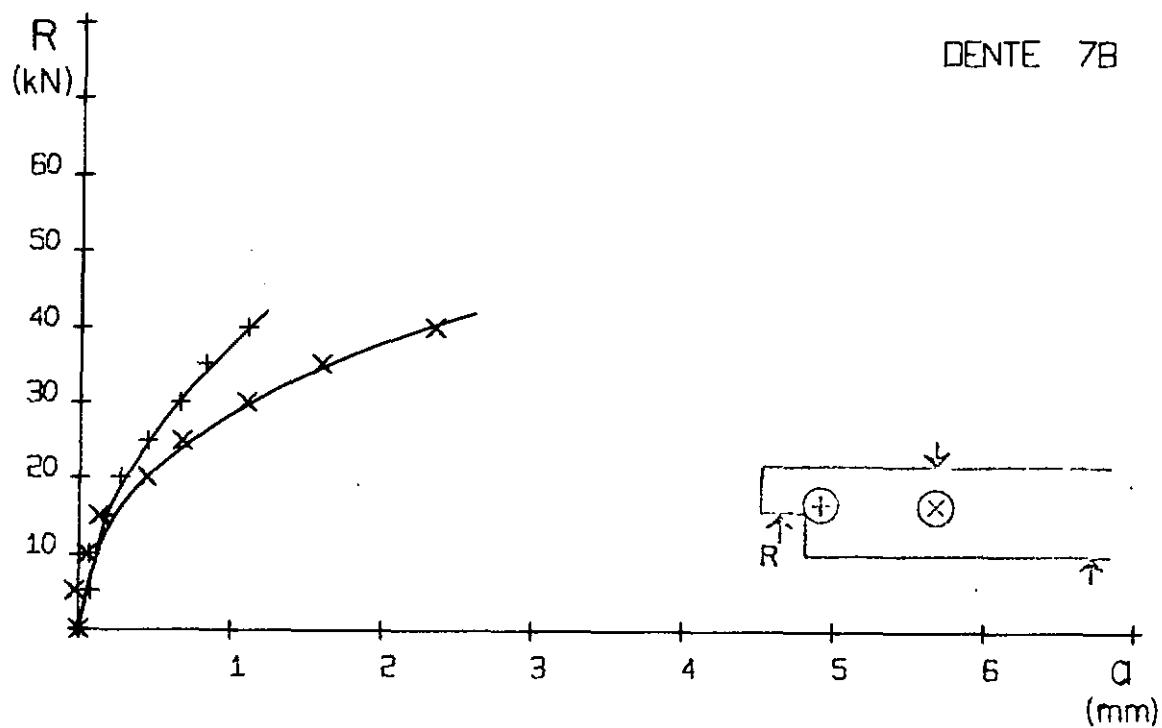


Fig. 50 e 51 - Gráficos reação de apoio - flecha nos pontos 2 e 3.

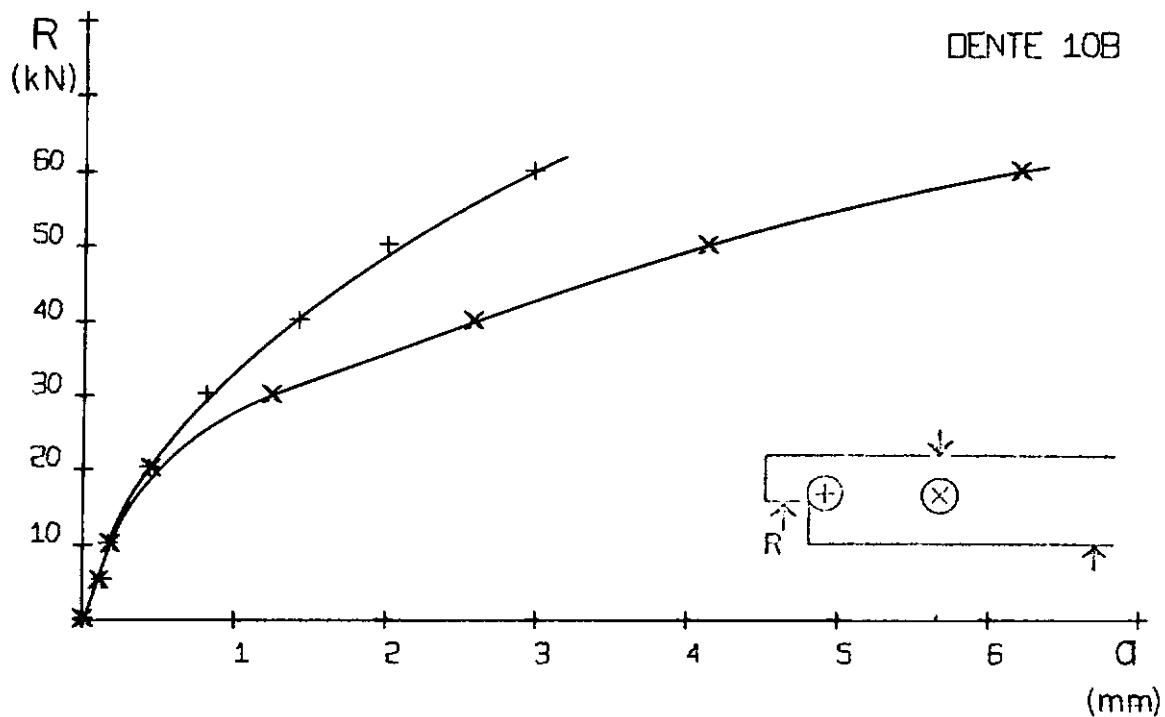
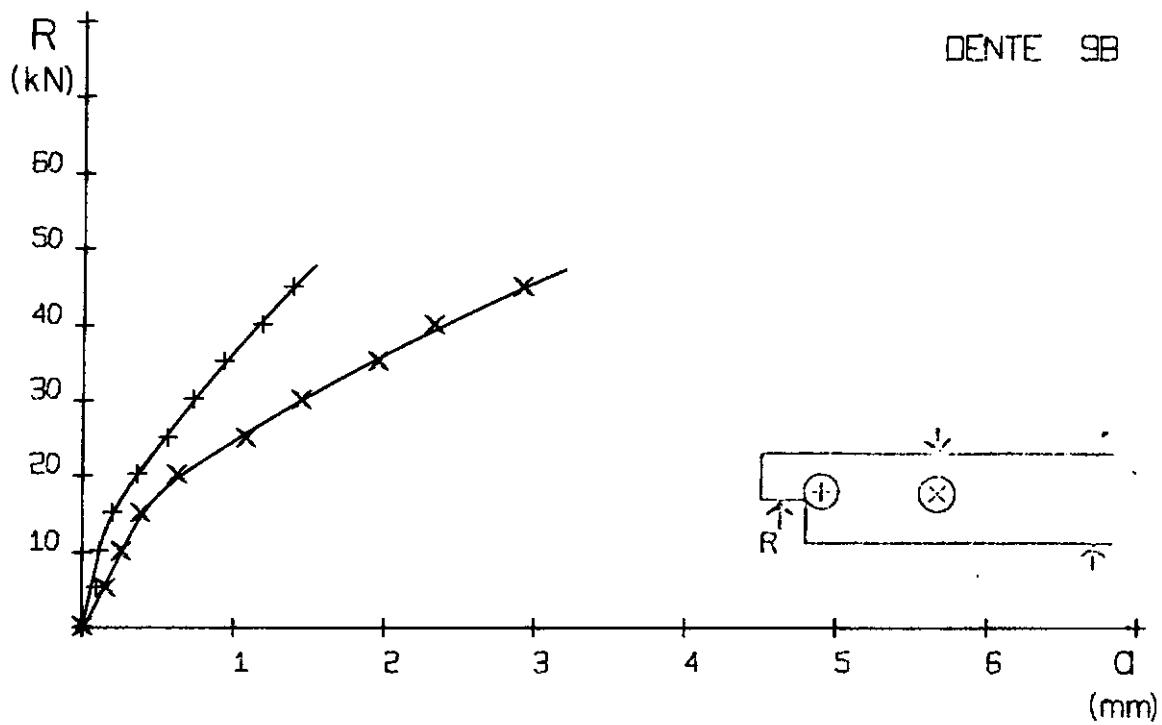


Fig. 52 e 53 – Gráficos reação de apoio – flecha nos pontos 2 e 3.

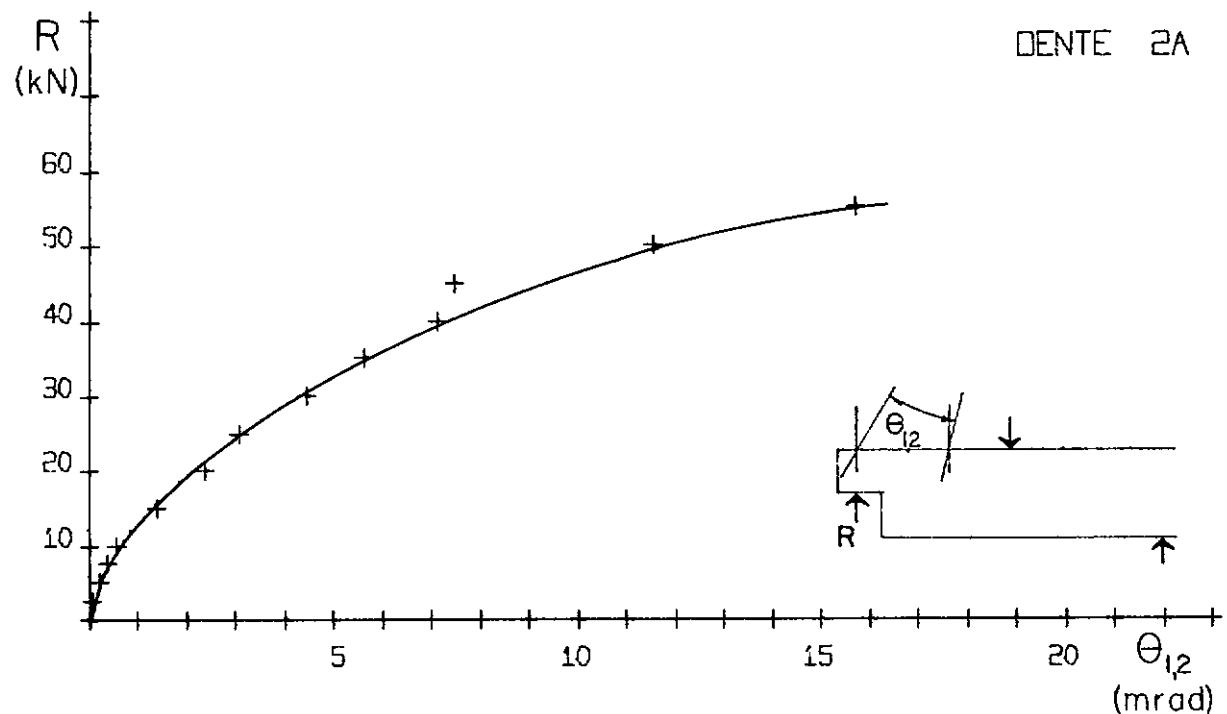
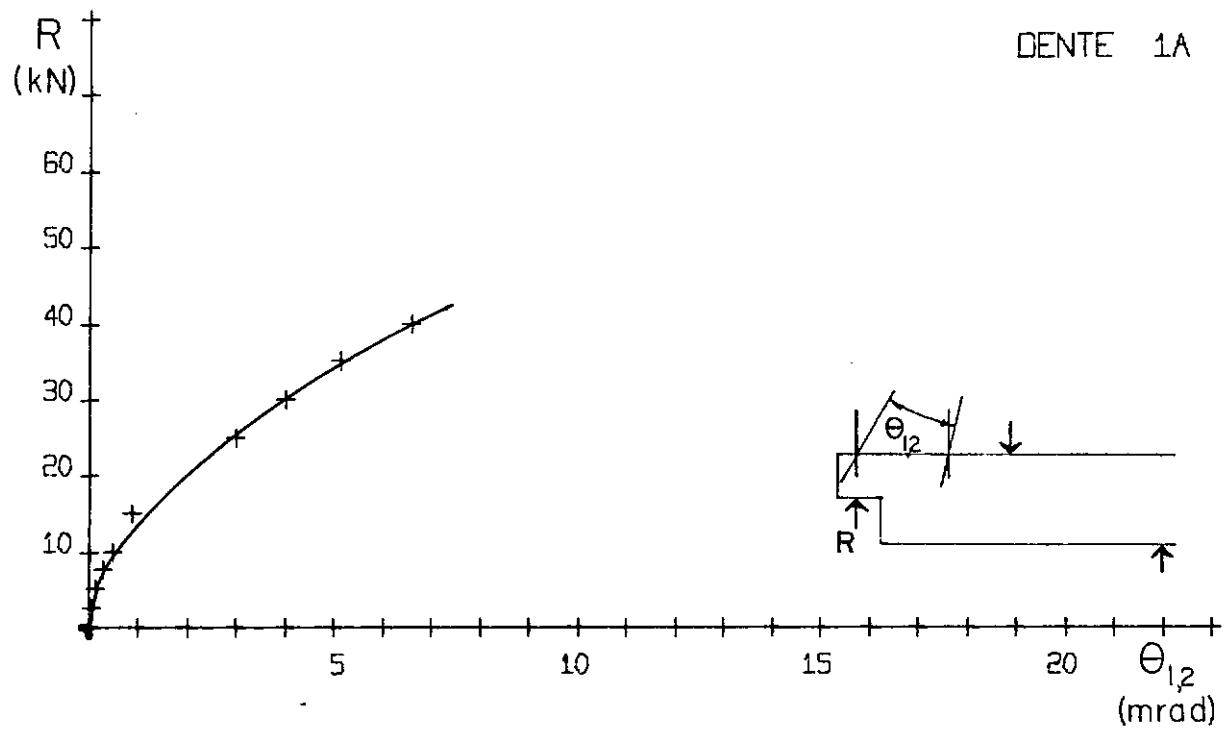


Fig. 54 e 55 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

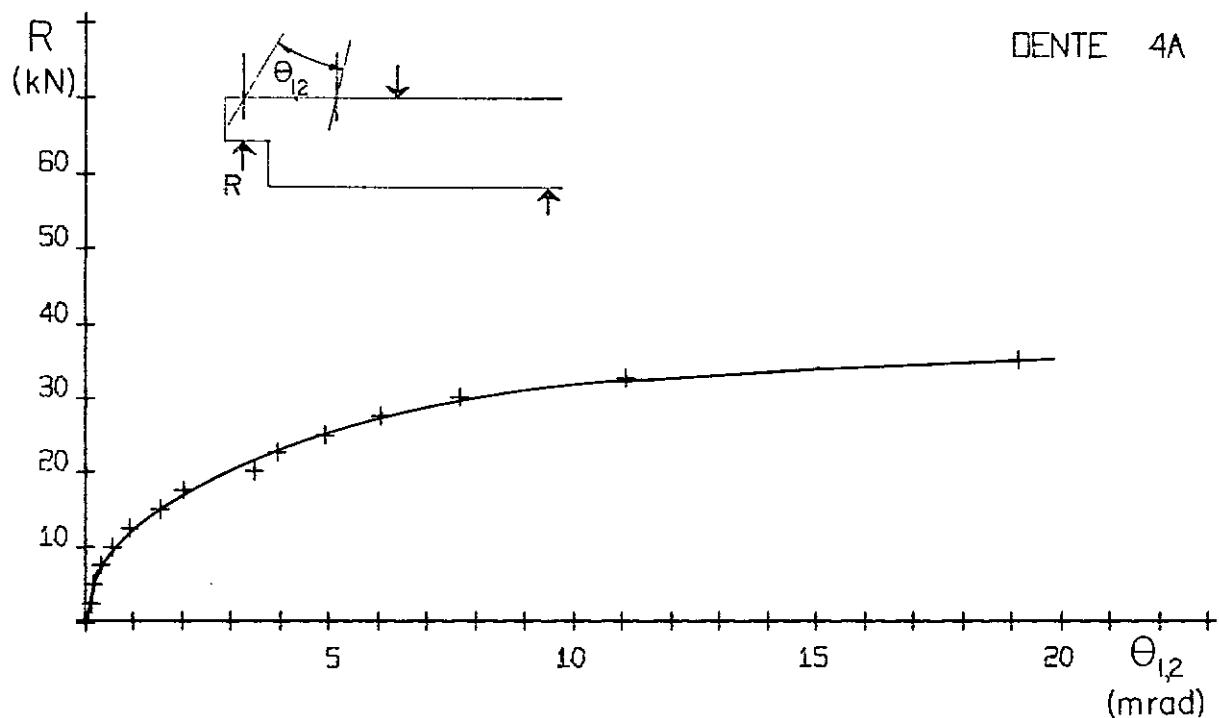
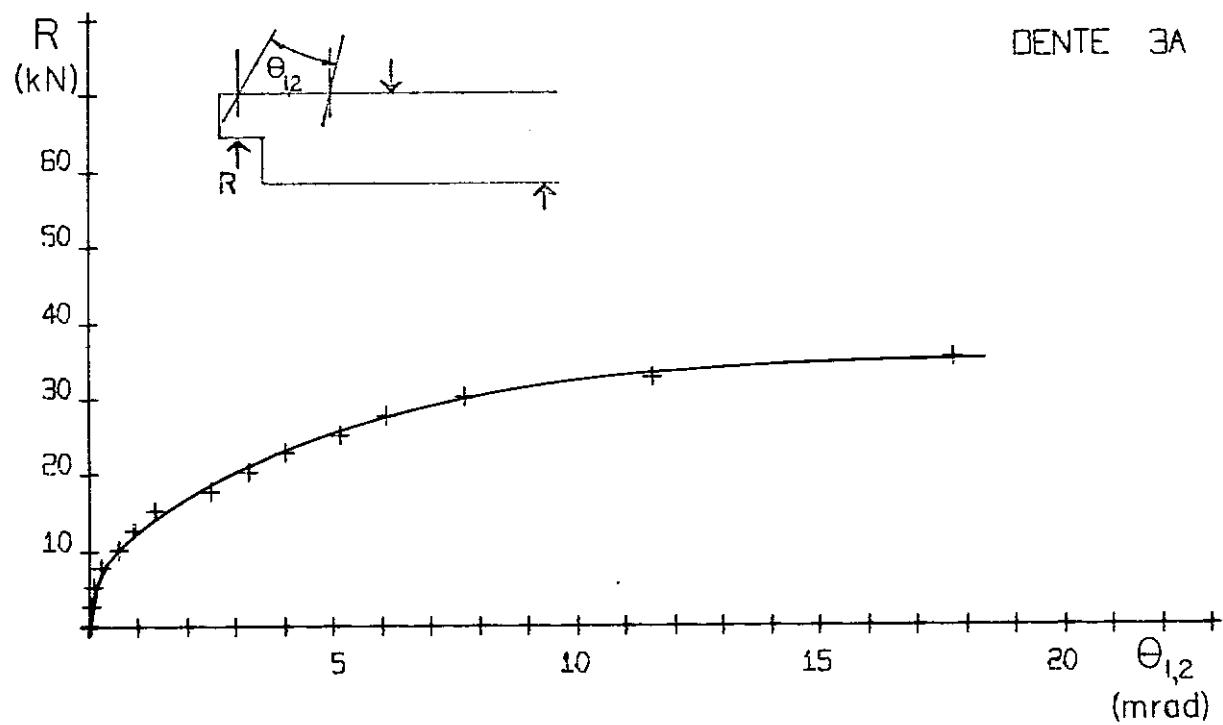


Fig. 56 e 57 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

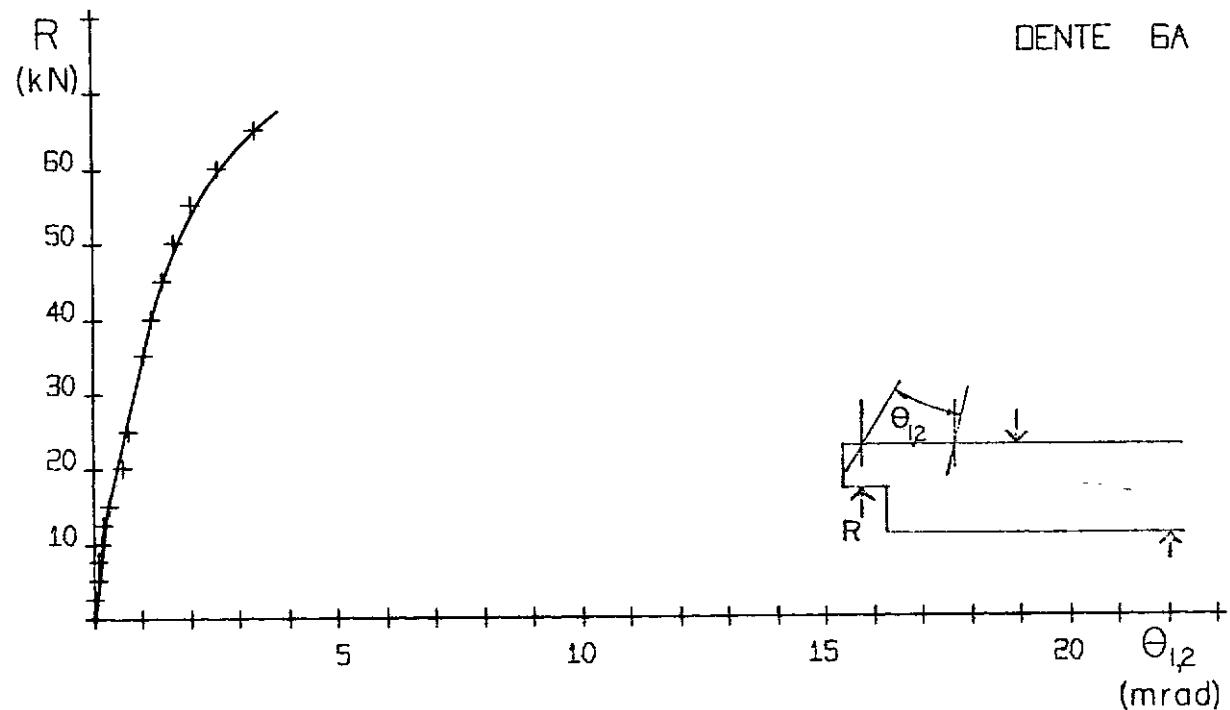
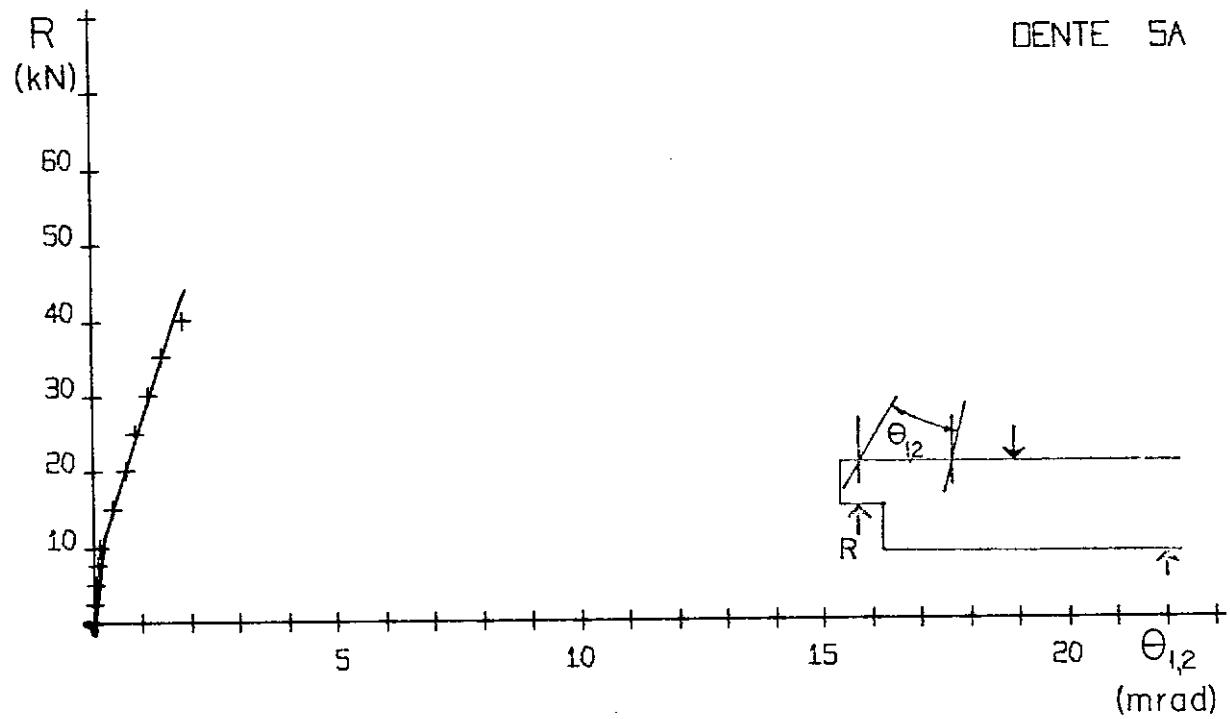


Fig. 58 e 59 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

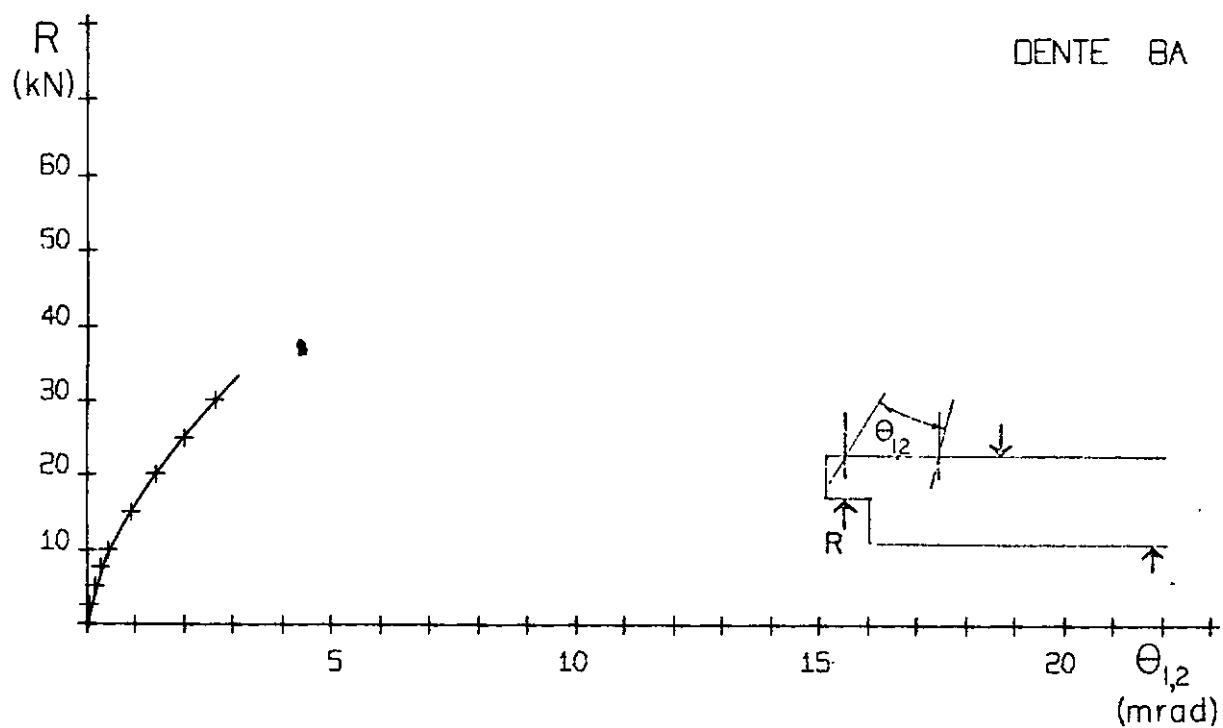
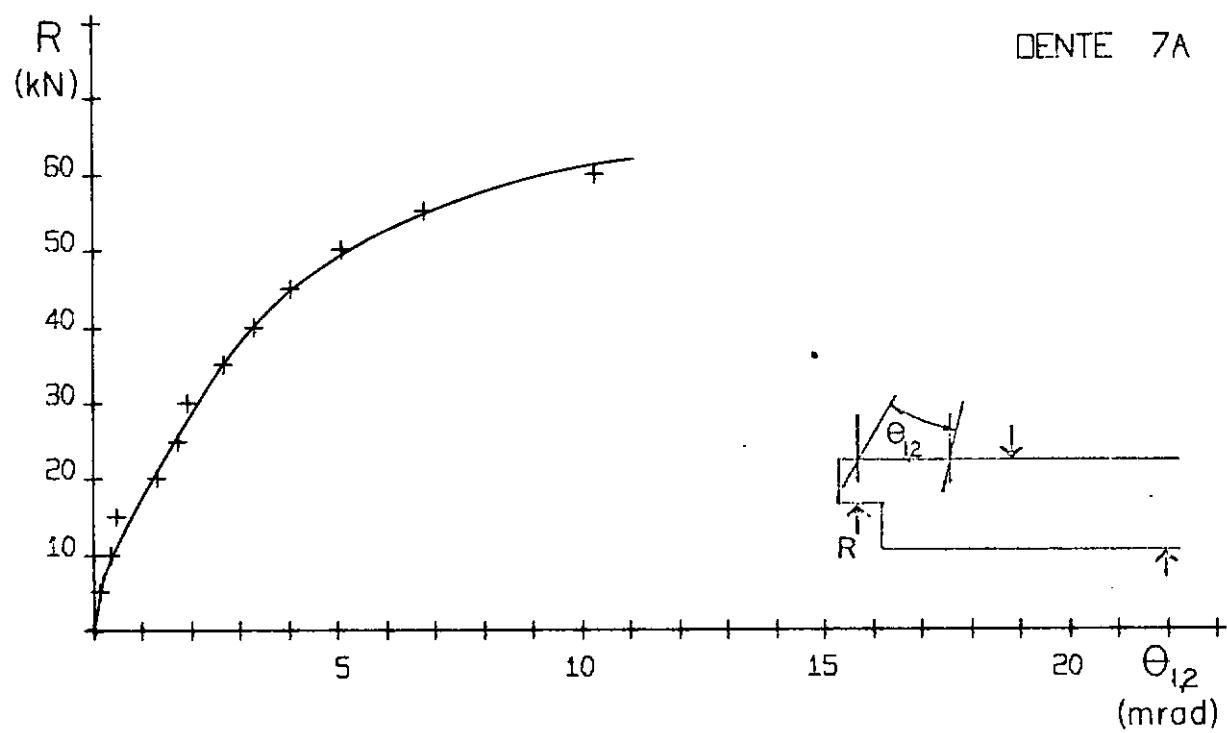


Fig.60 e 61 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

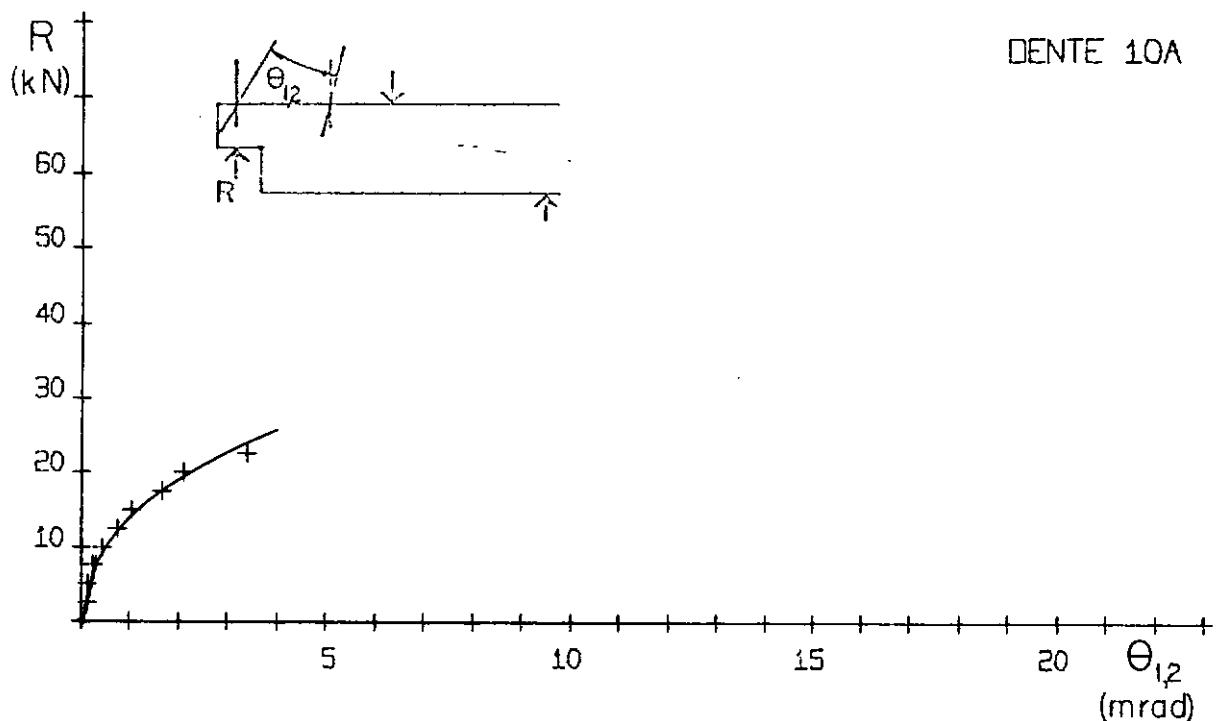
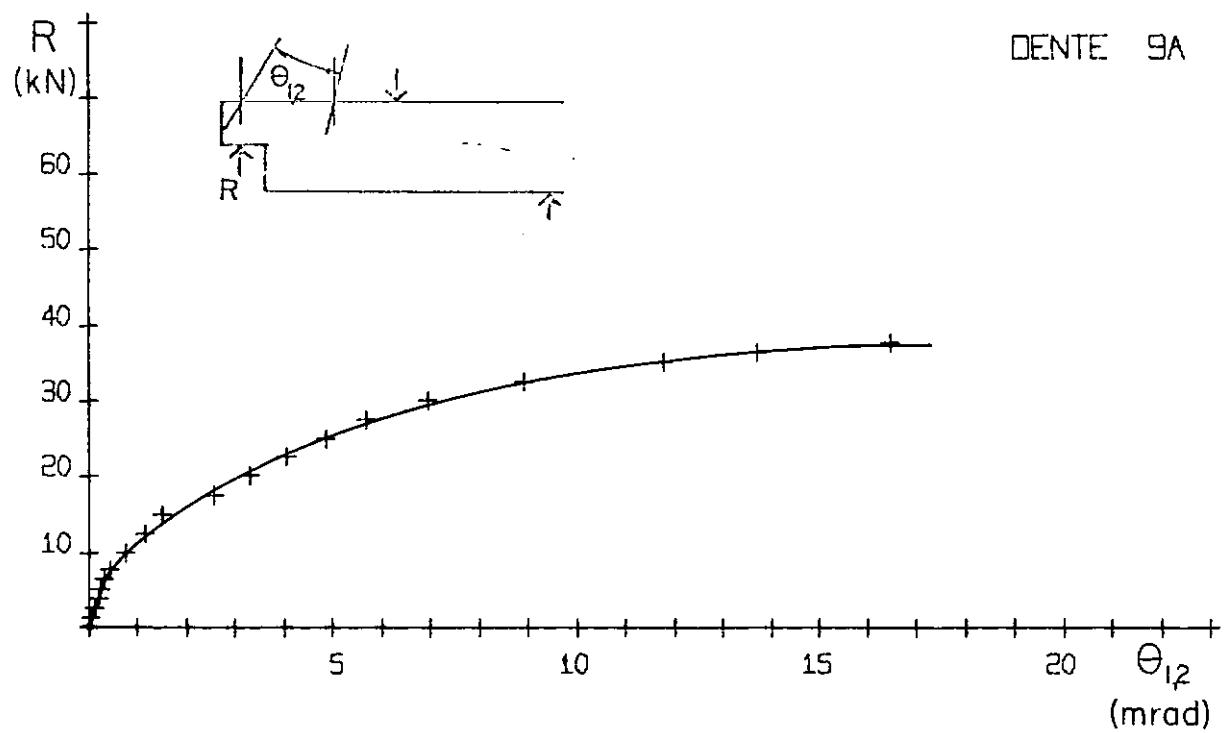


Fig. 62 e 63 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

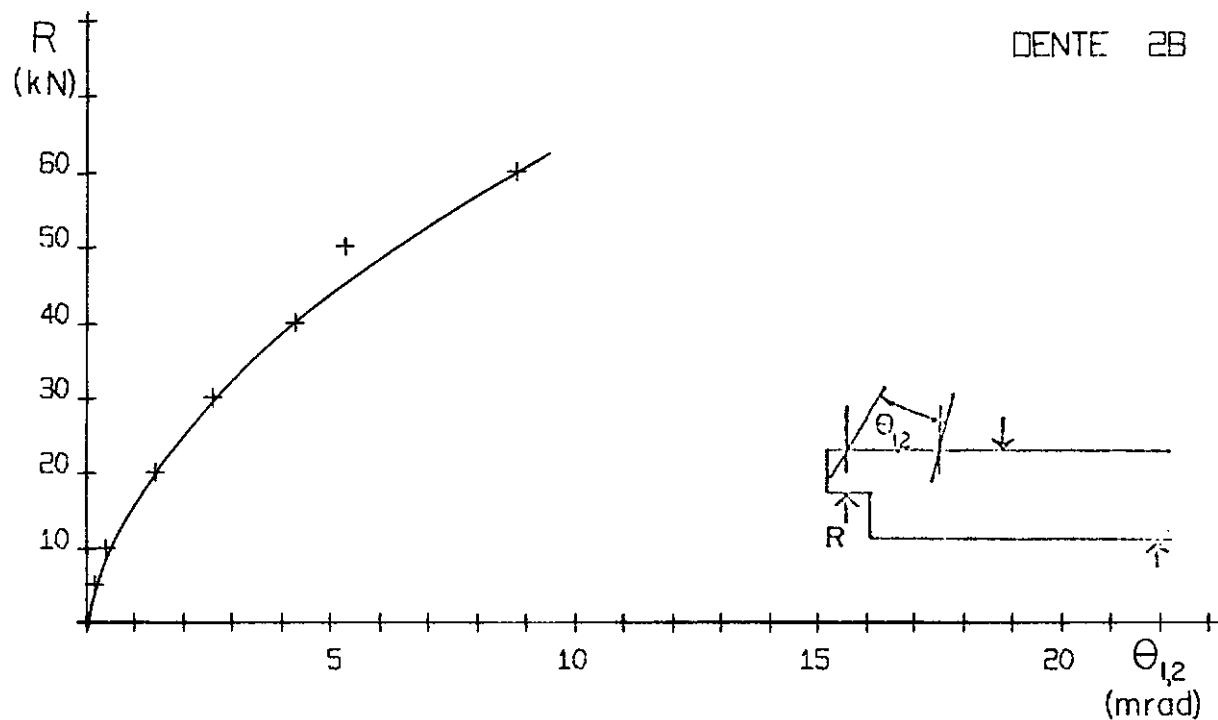
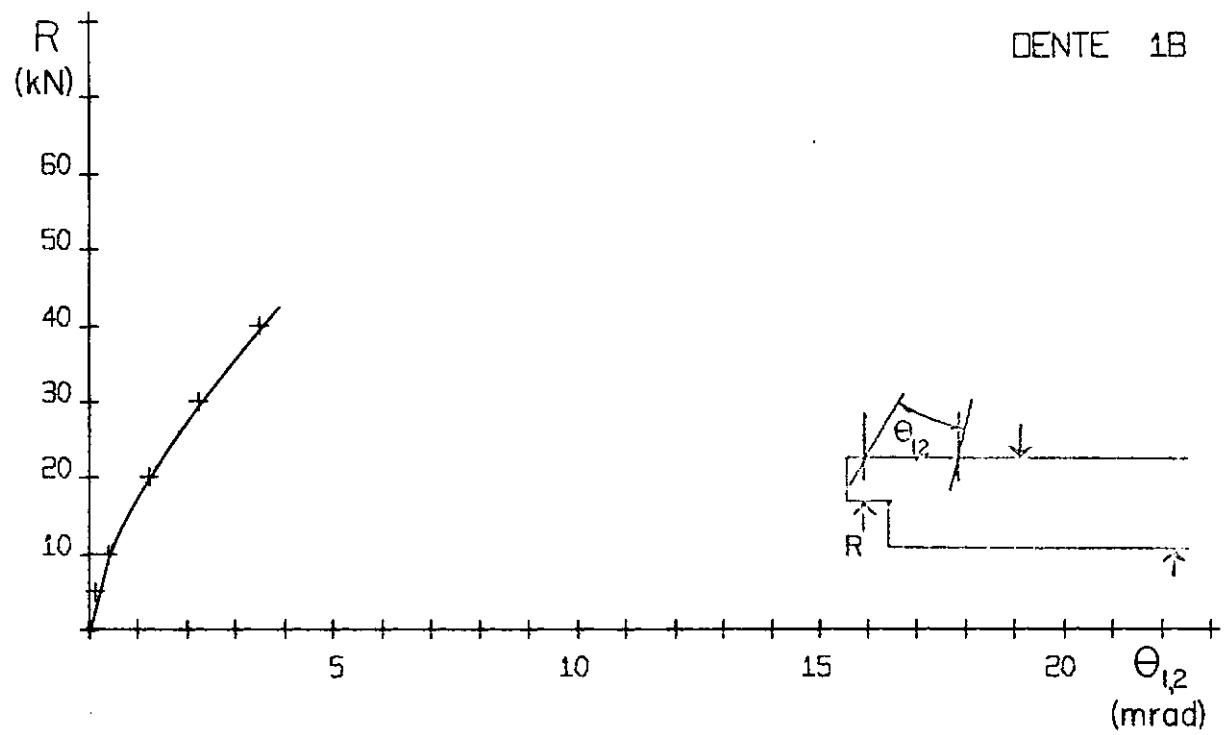


Fig. 64 e 65 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

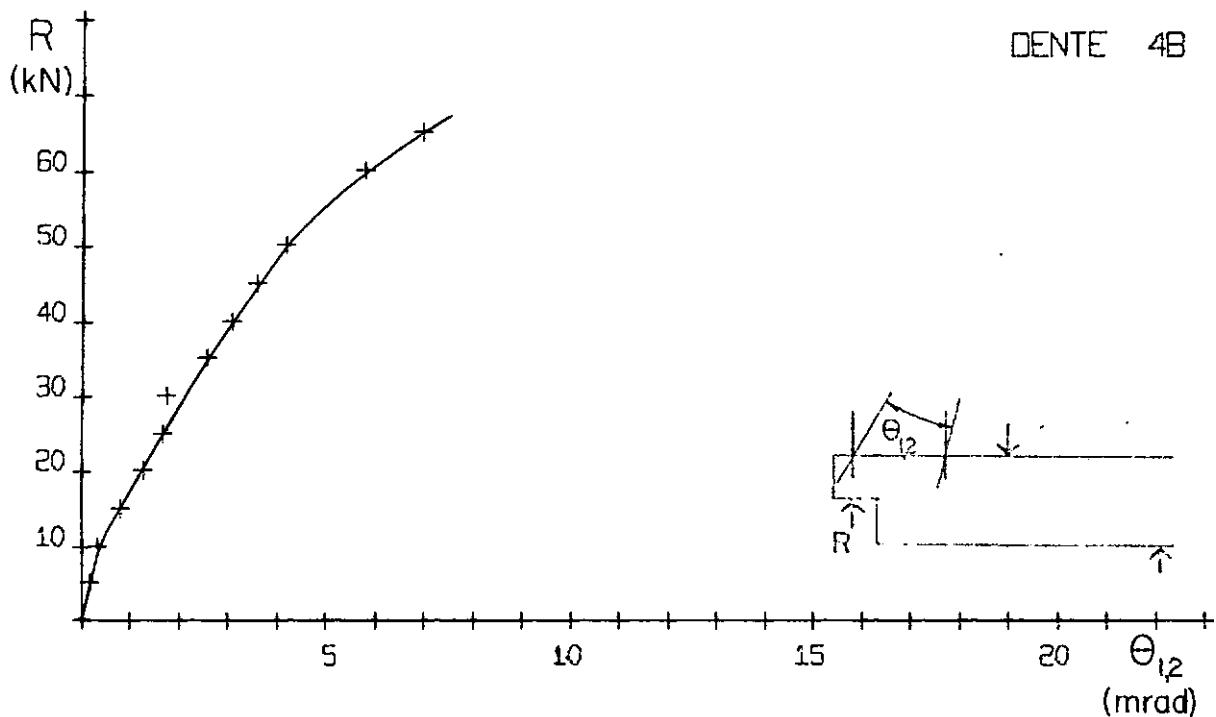
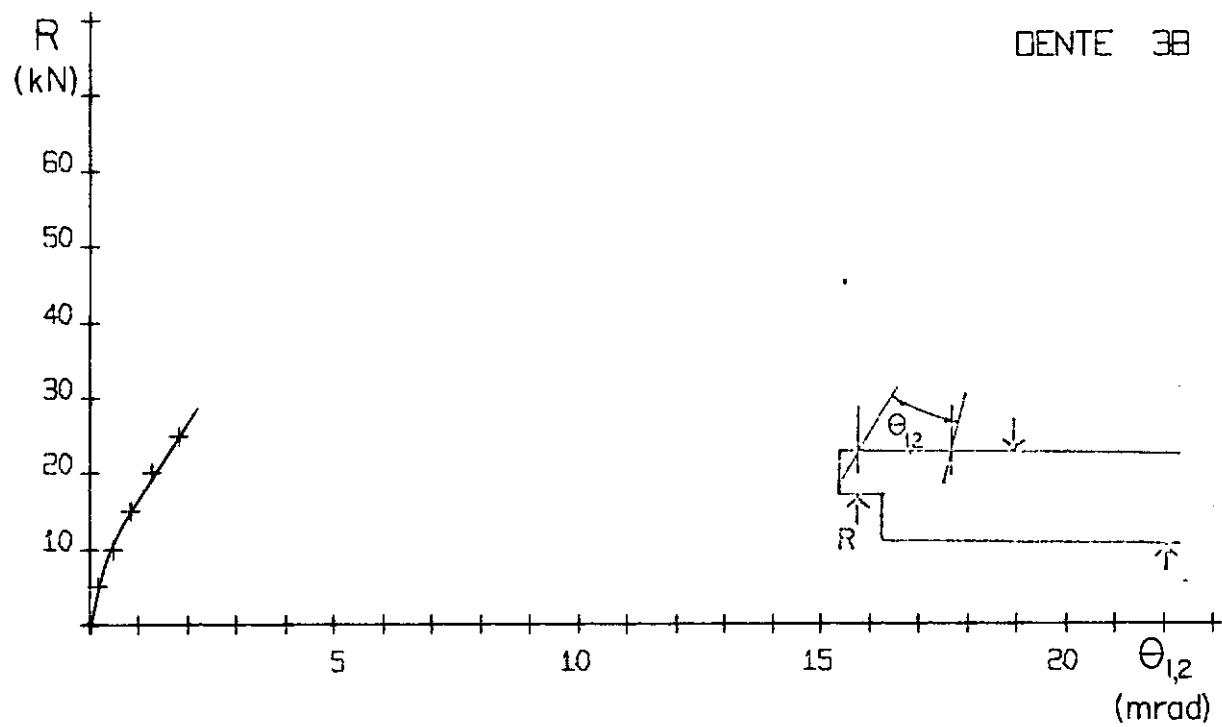


Fig. 66 e 67 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

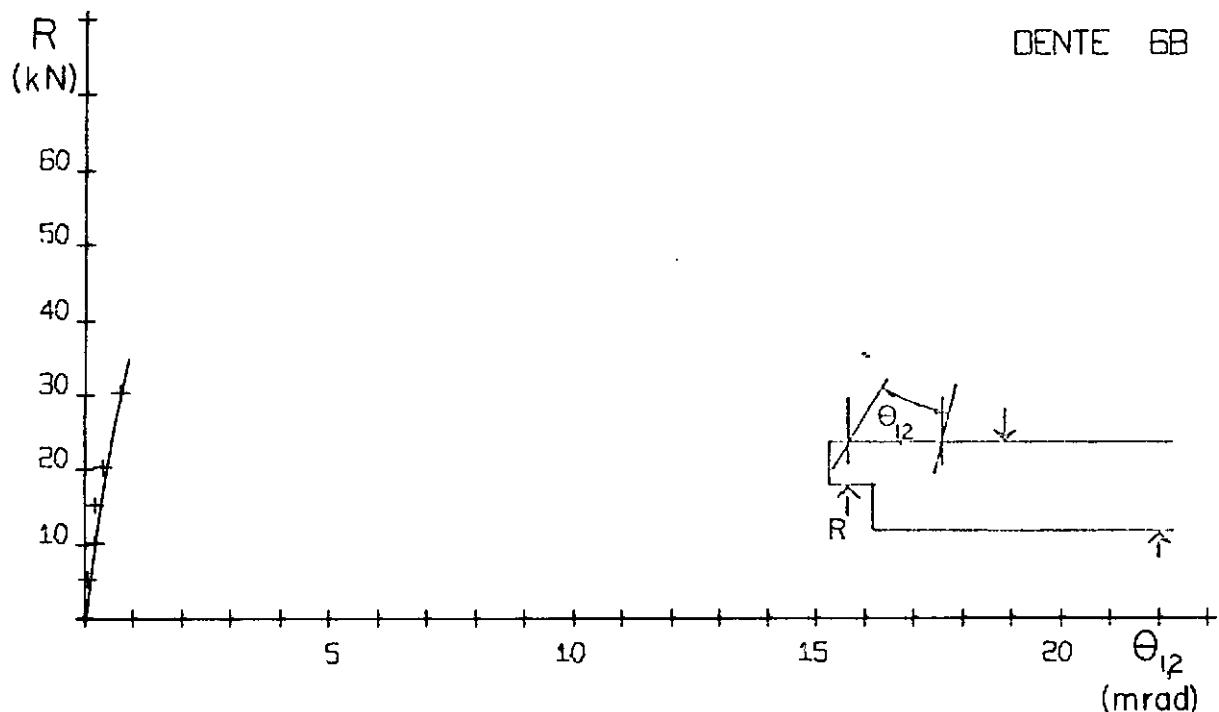
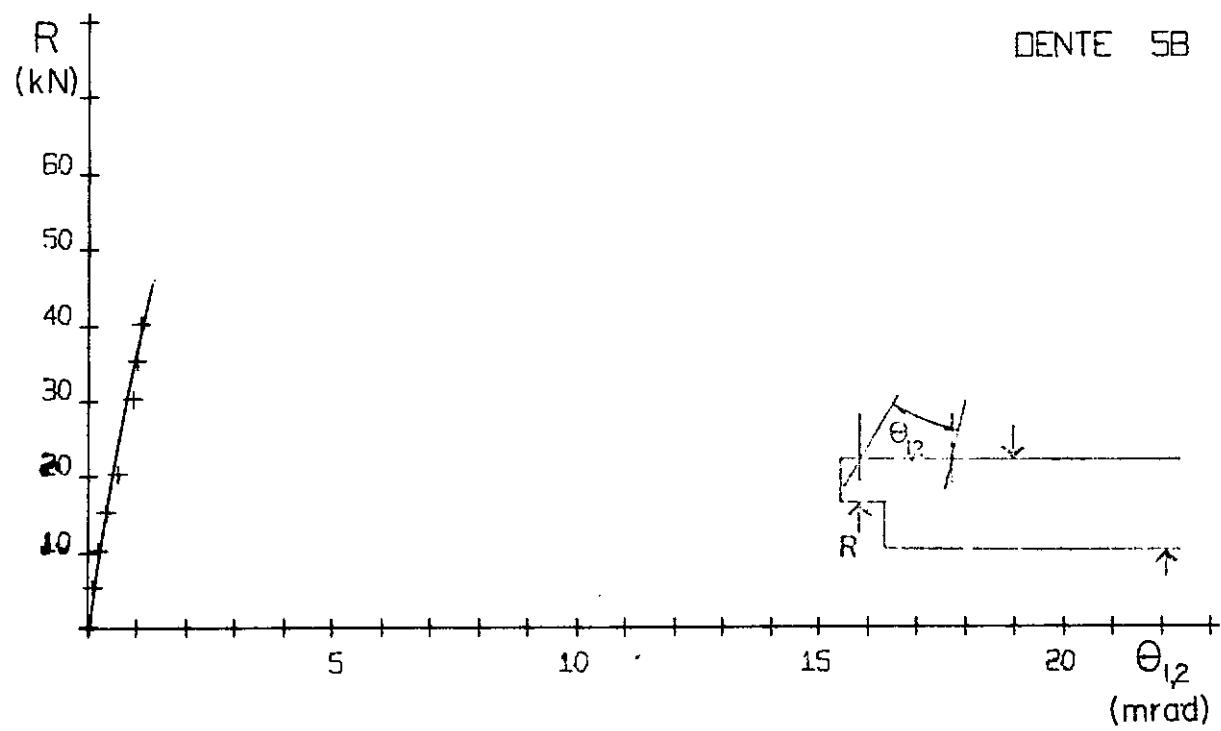


Fig. 68 e 69 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

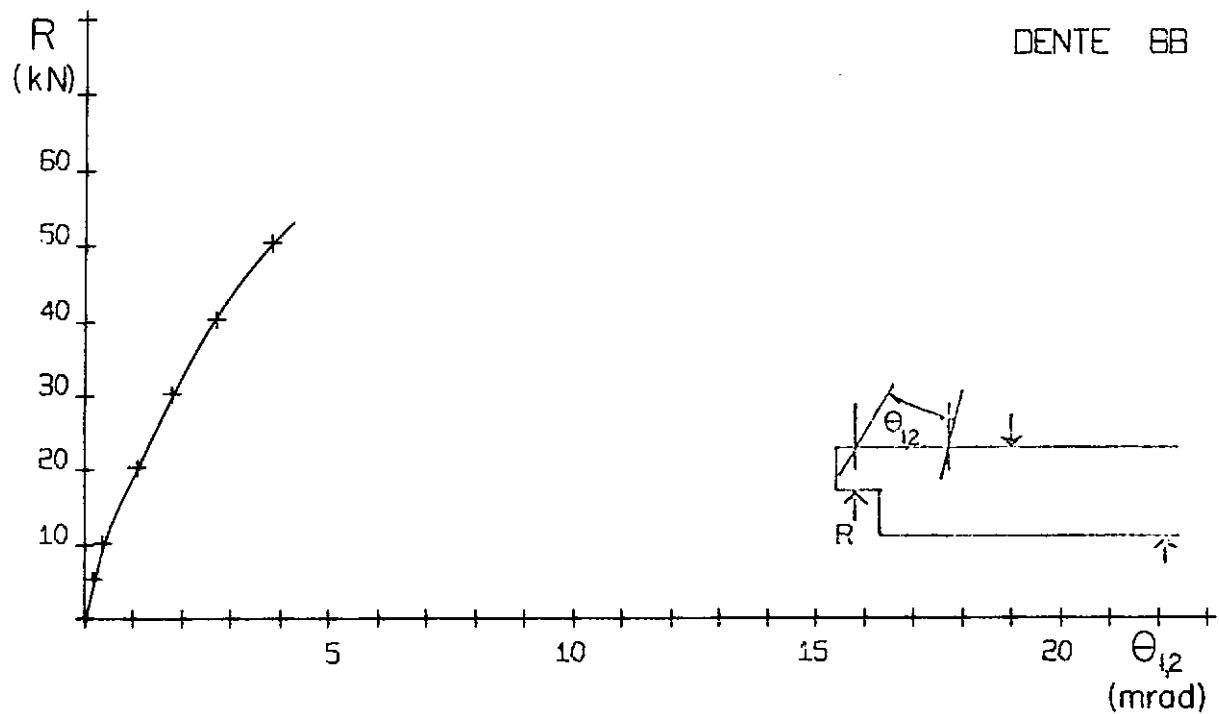
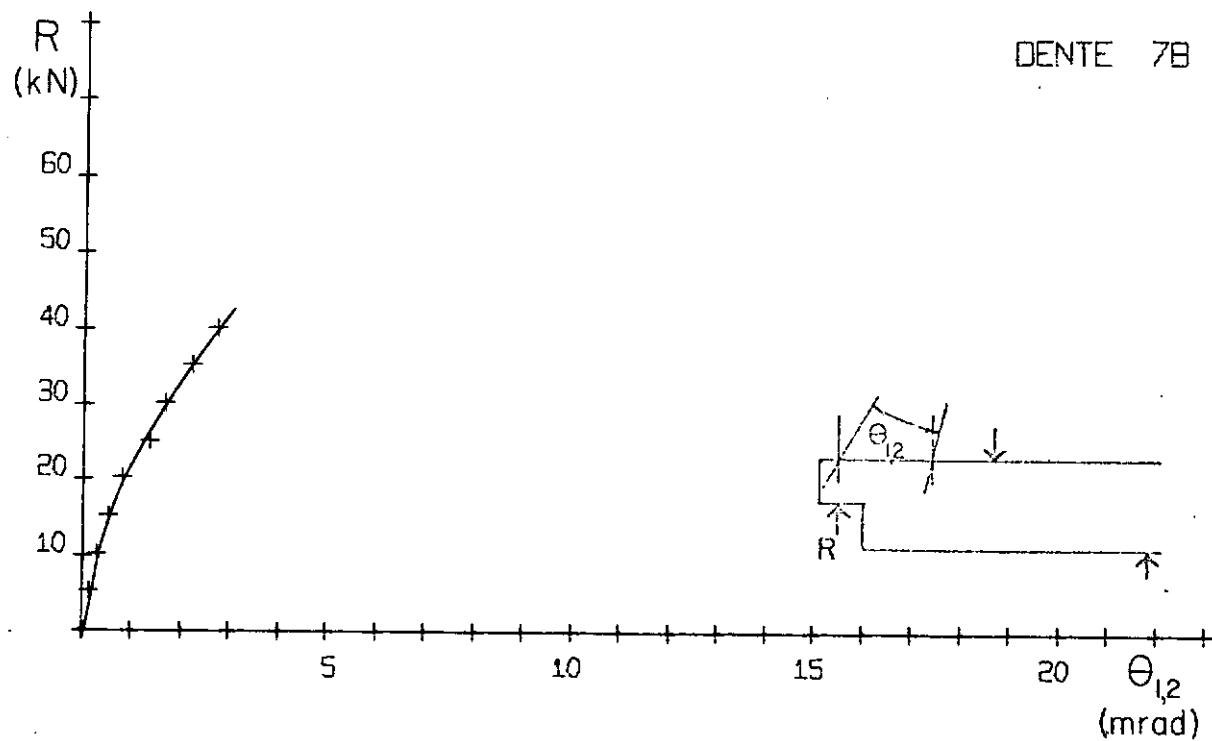


Fig. 70 e 71 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

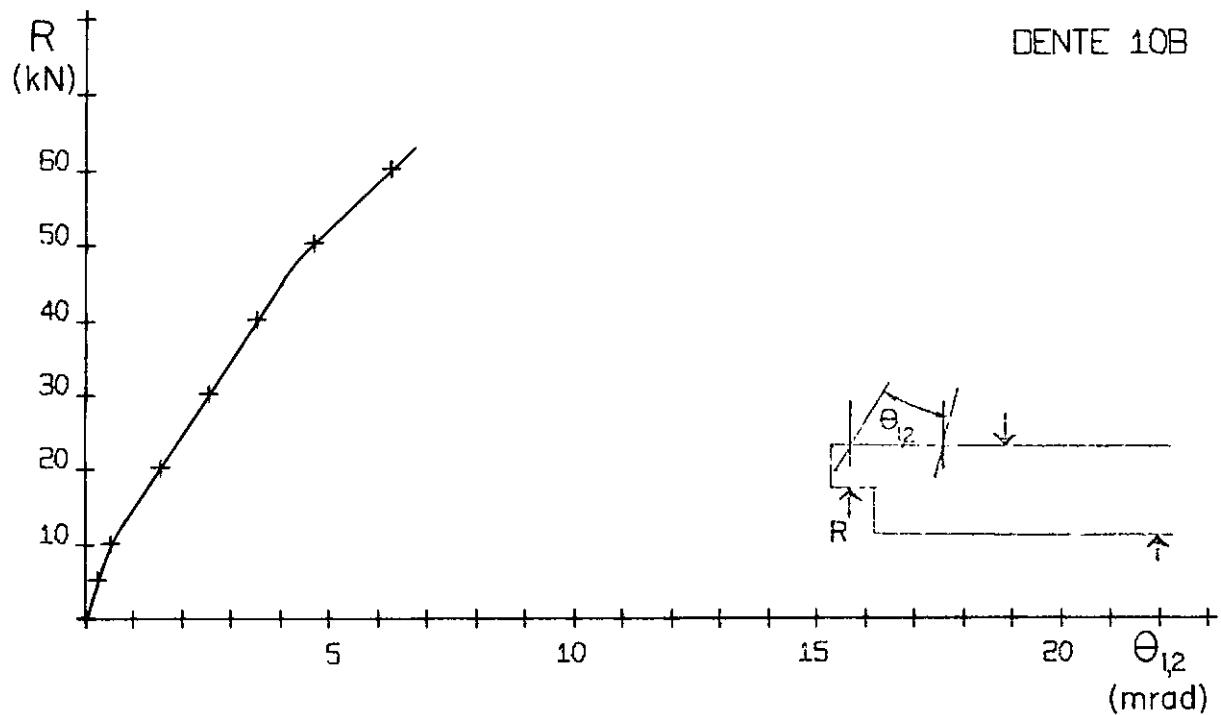
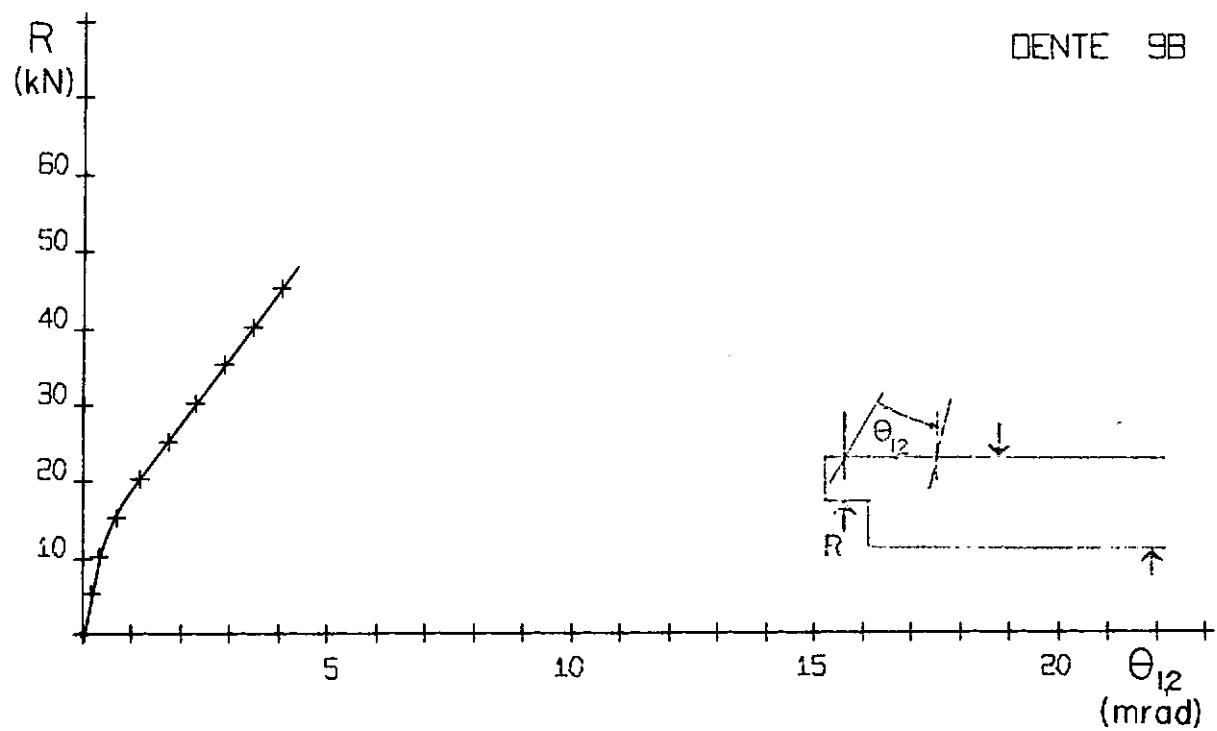


Fig. 72 e 73 - Gráficos reação de apoio - rotação relativa das seções 1 e 2.

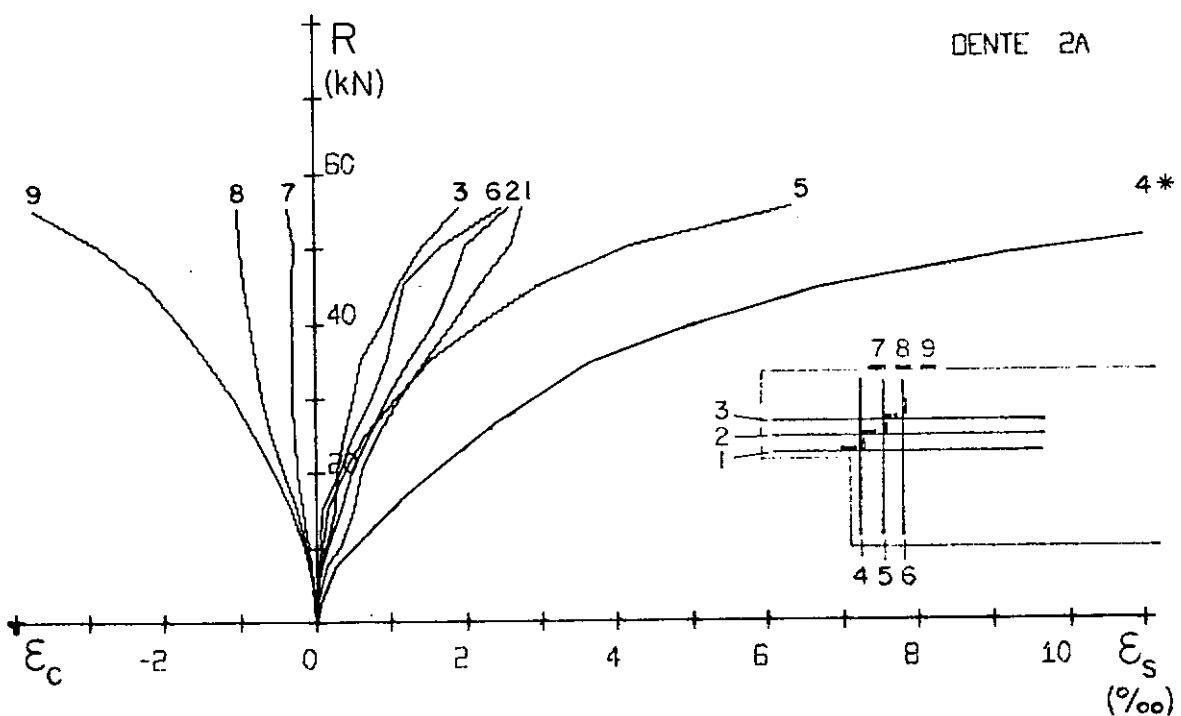
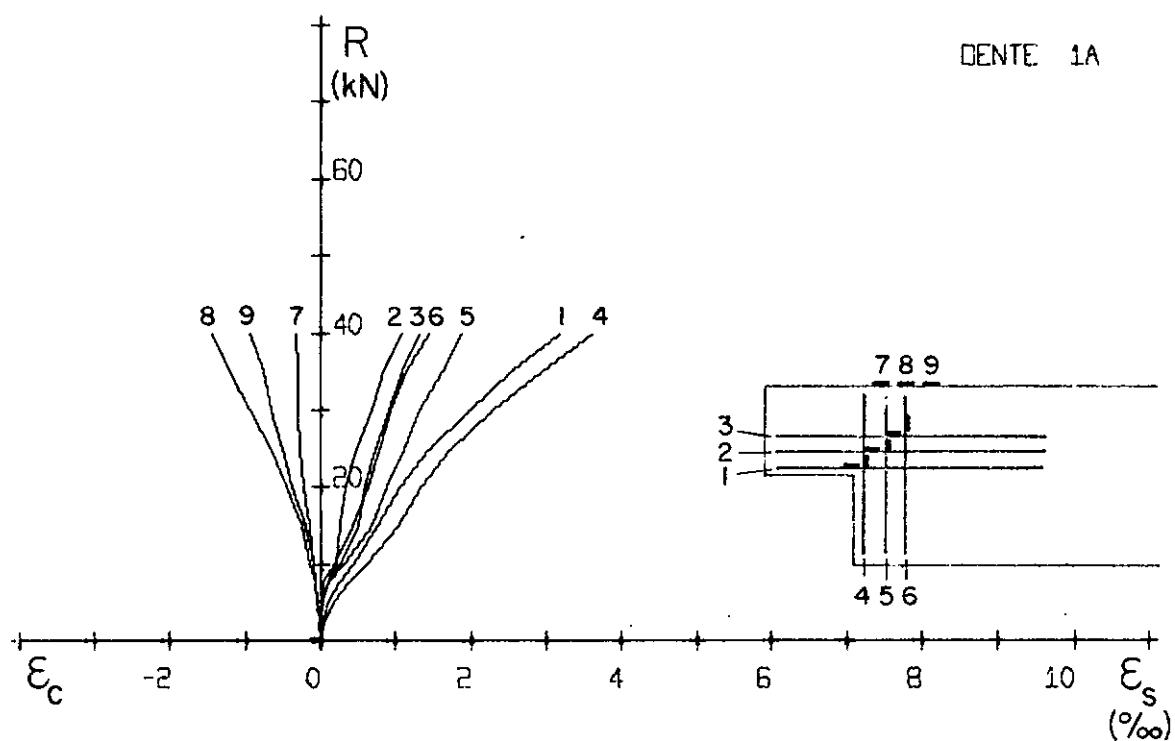


Fig. 74 e 75 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

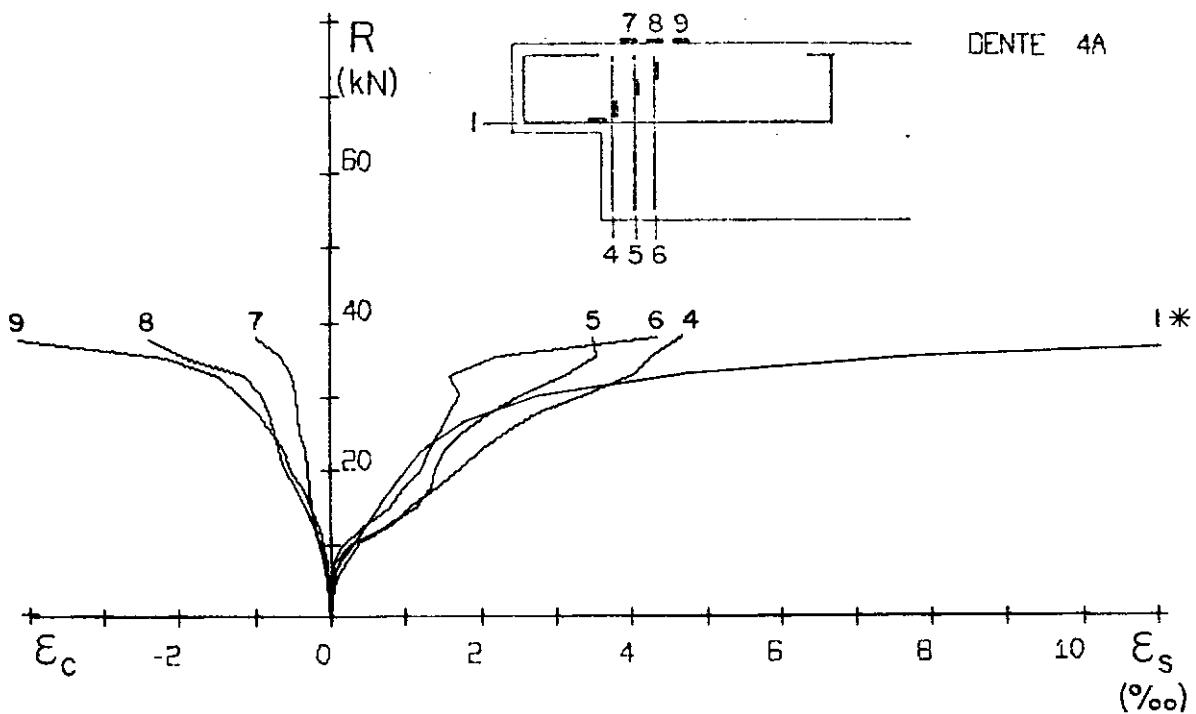
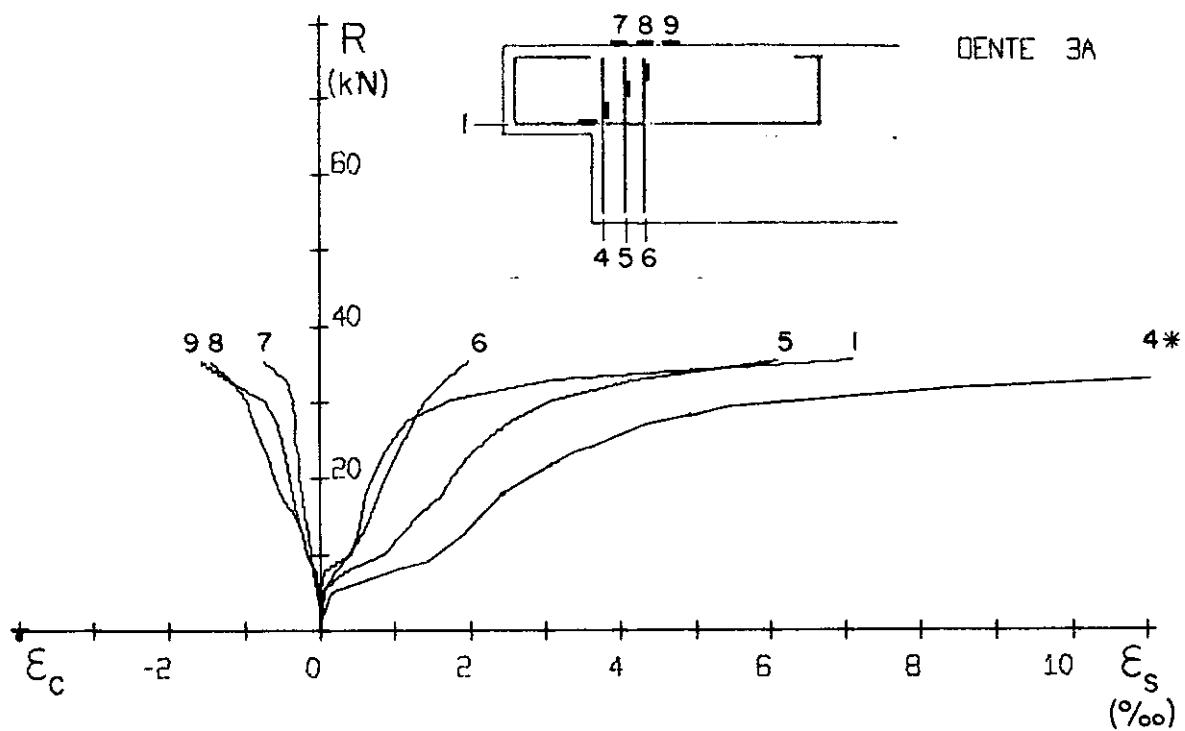


Fig. 76 e 77 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

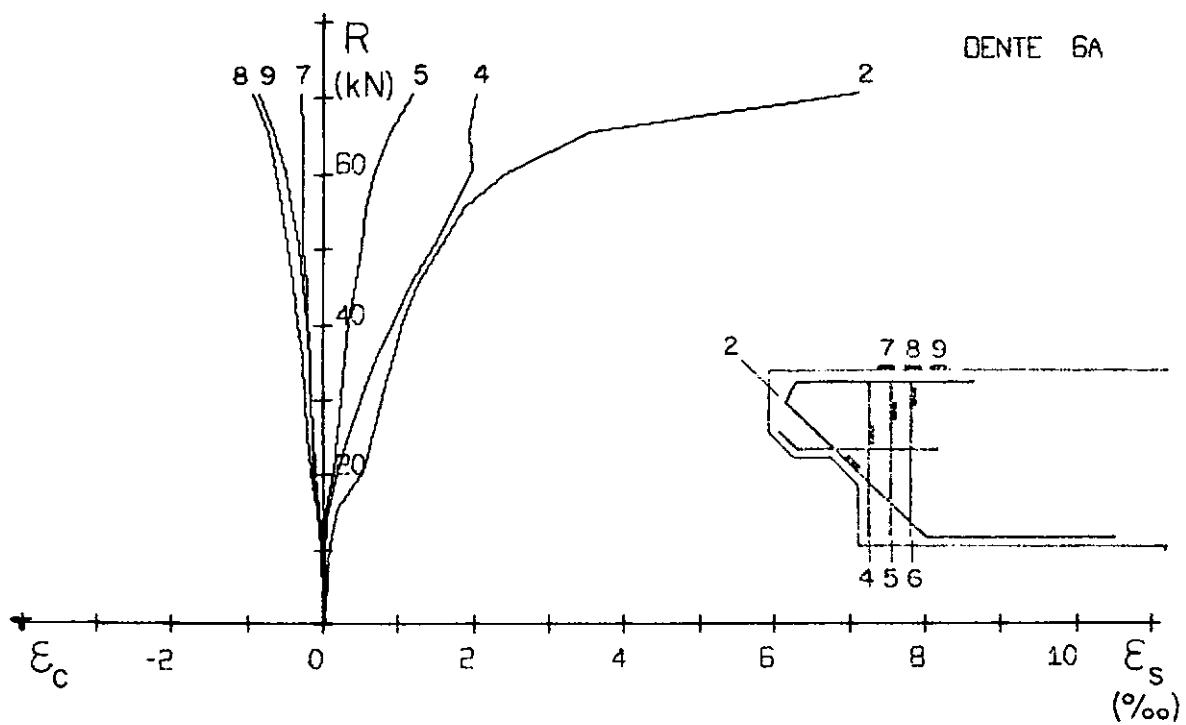
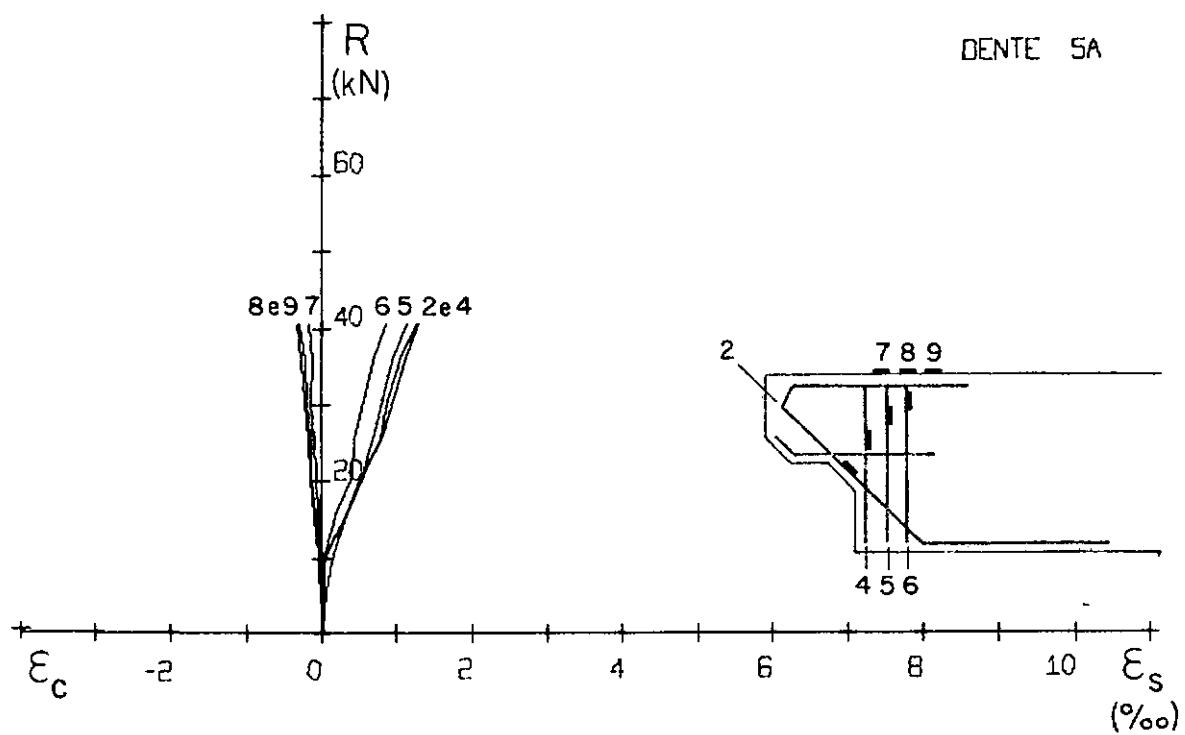


Fig. 78 e 79 - Gráficos reação de apoio - deformação do concreto e da armadura.

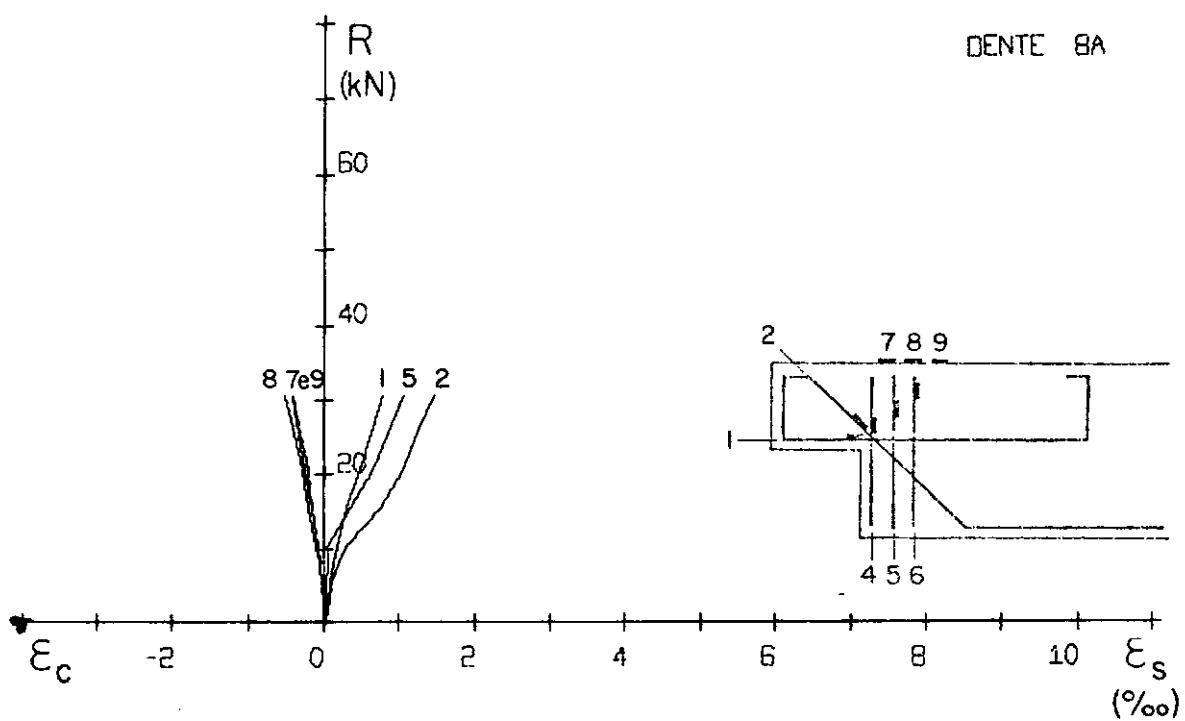
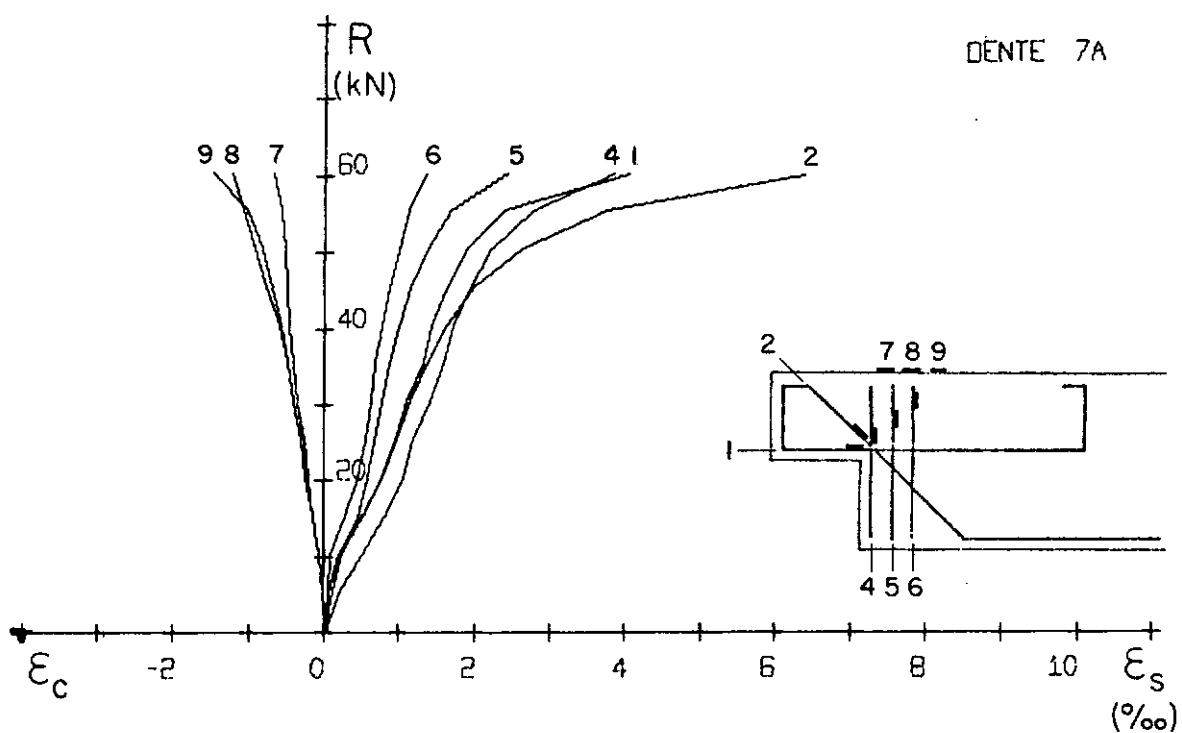


Fig. 80 e 81 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

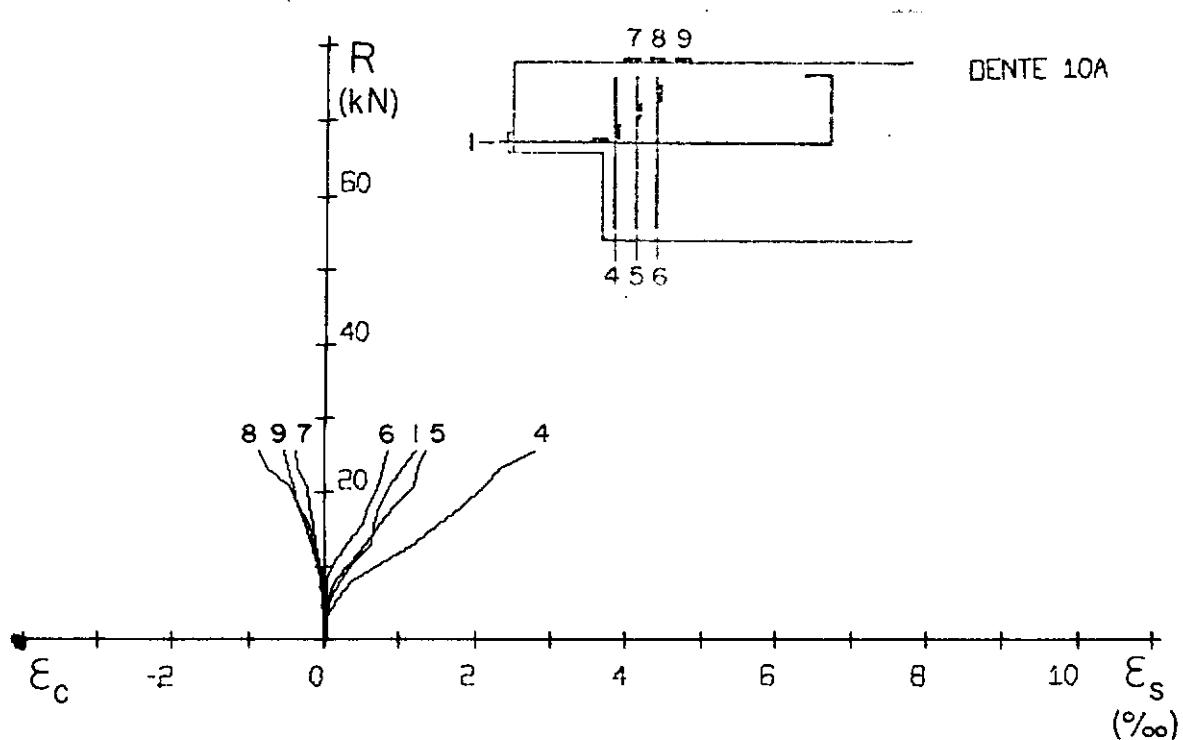
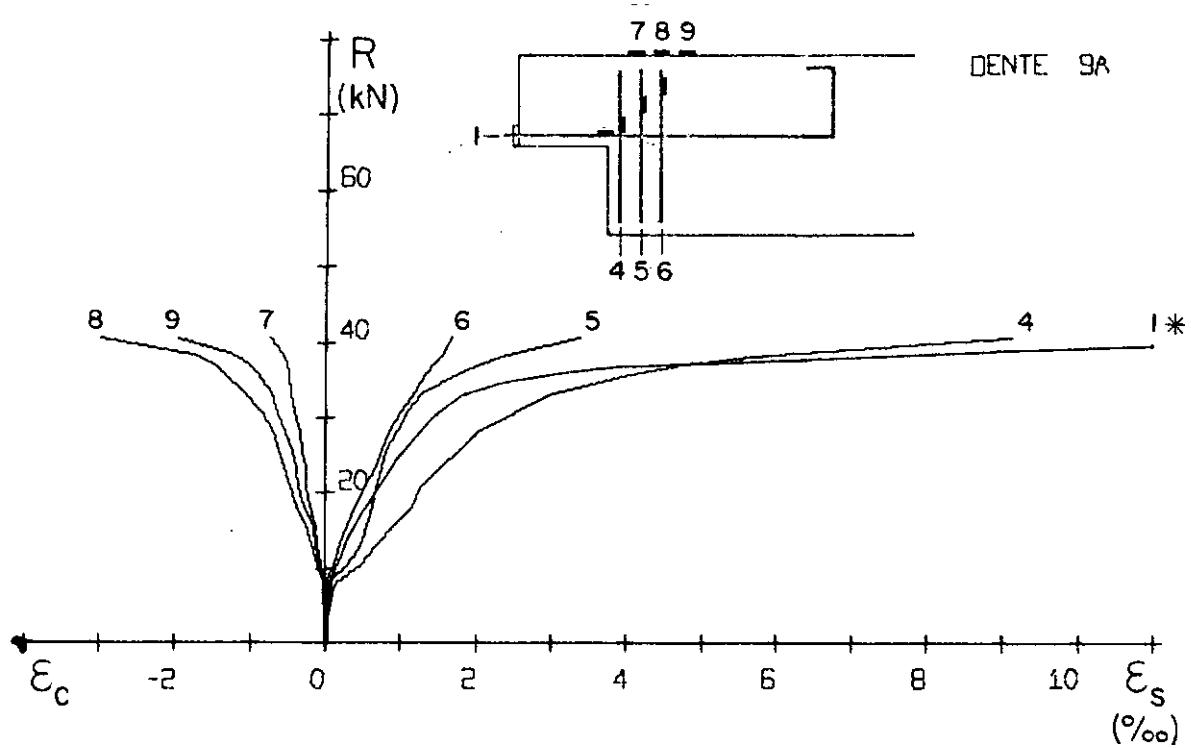


Fig. 82 e 83 - Gráficos reação de apoio - deformação do concreto e da armadura.

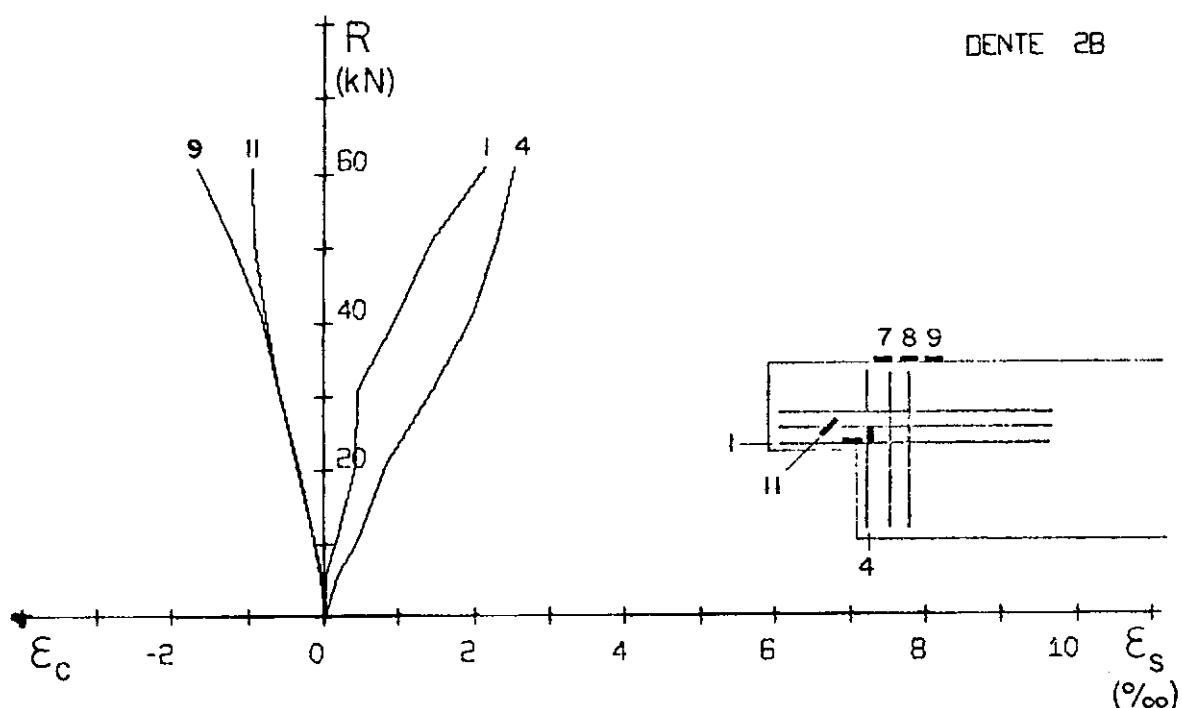
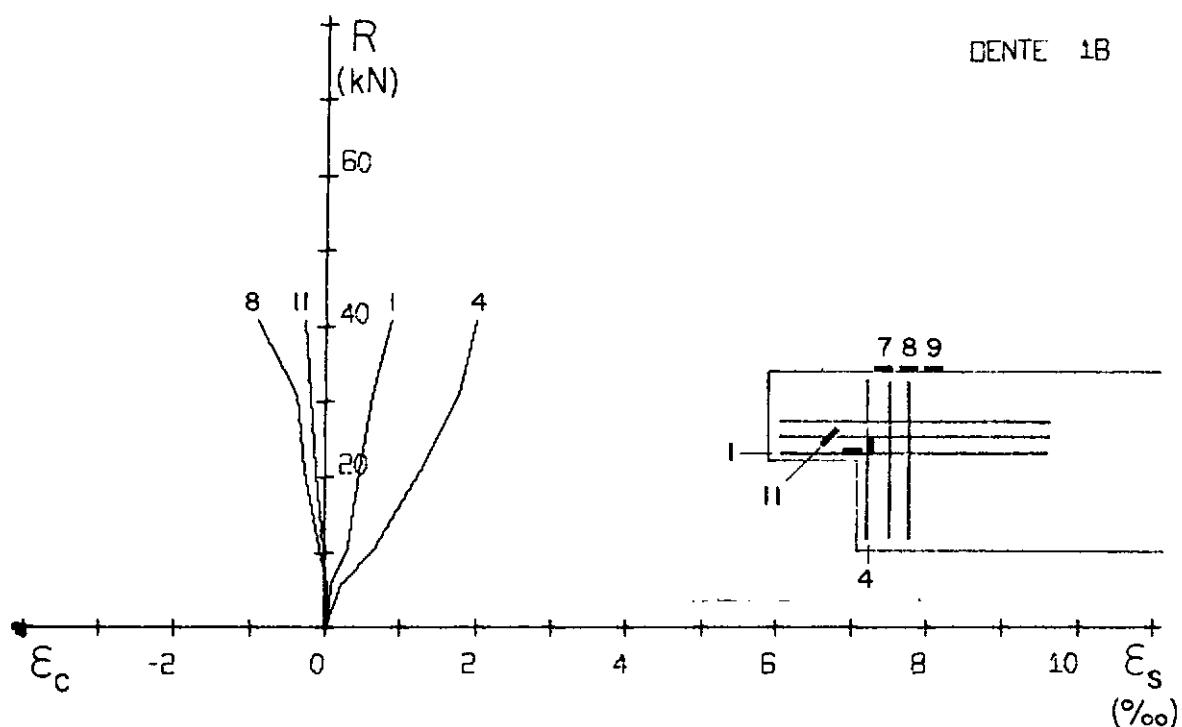


Fig. 84 e 85 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

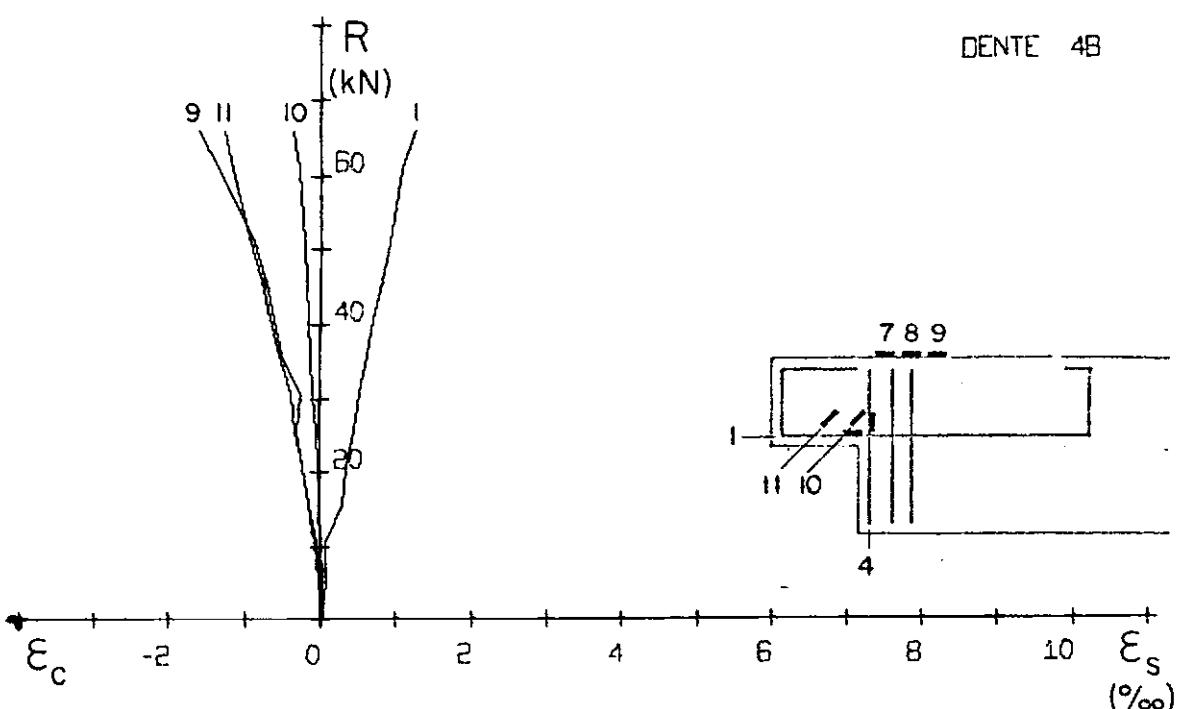
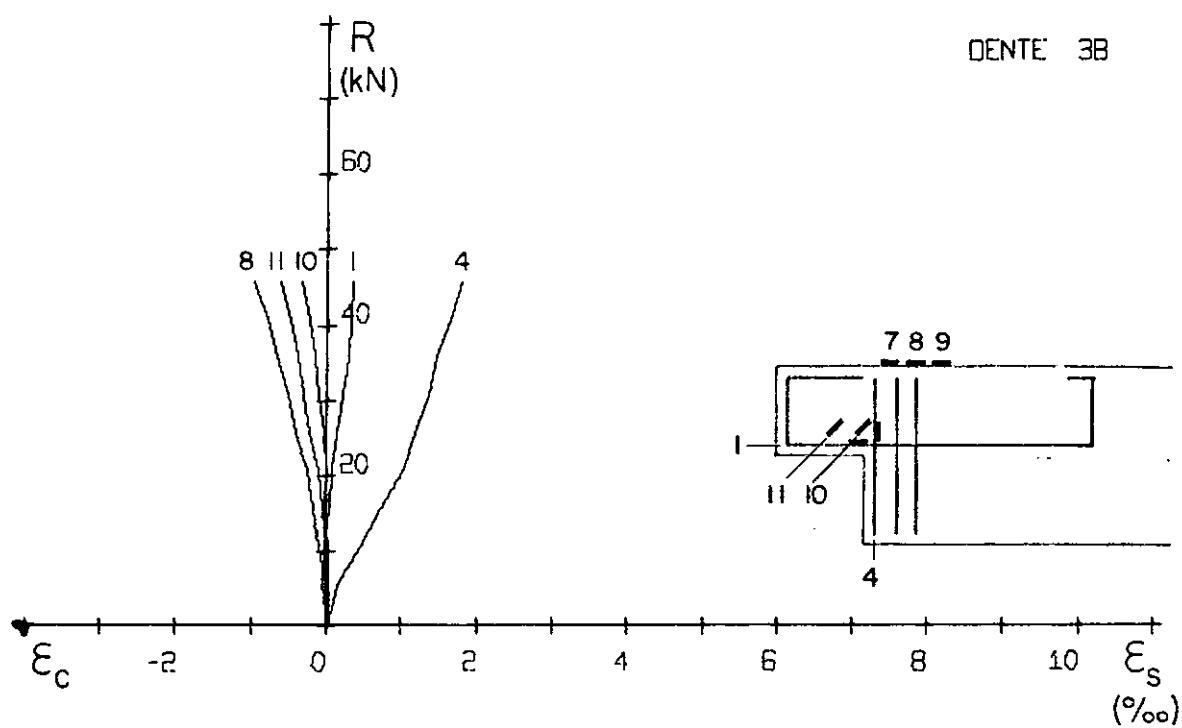


Fig. 86 e 87 - Gráficos reação de apoio - deformação do concreto e da armadura.

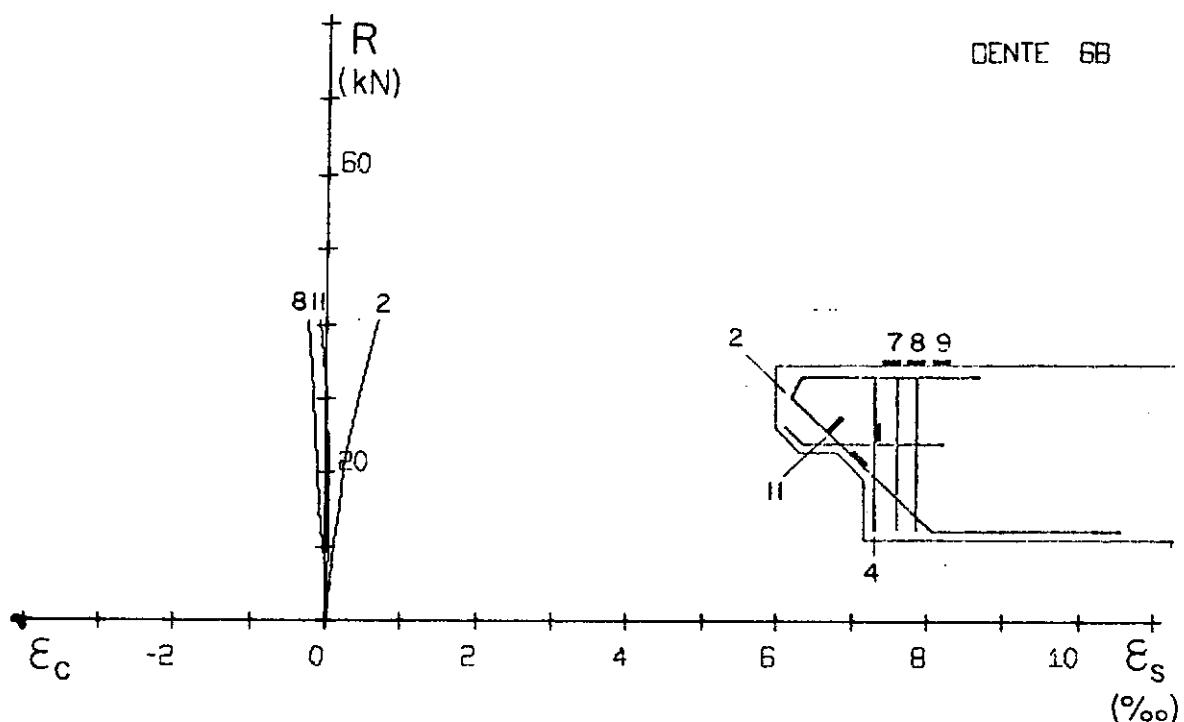
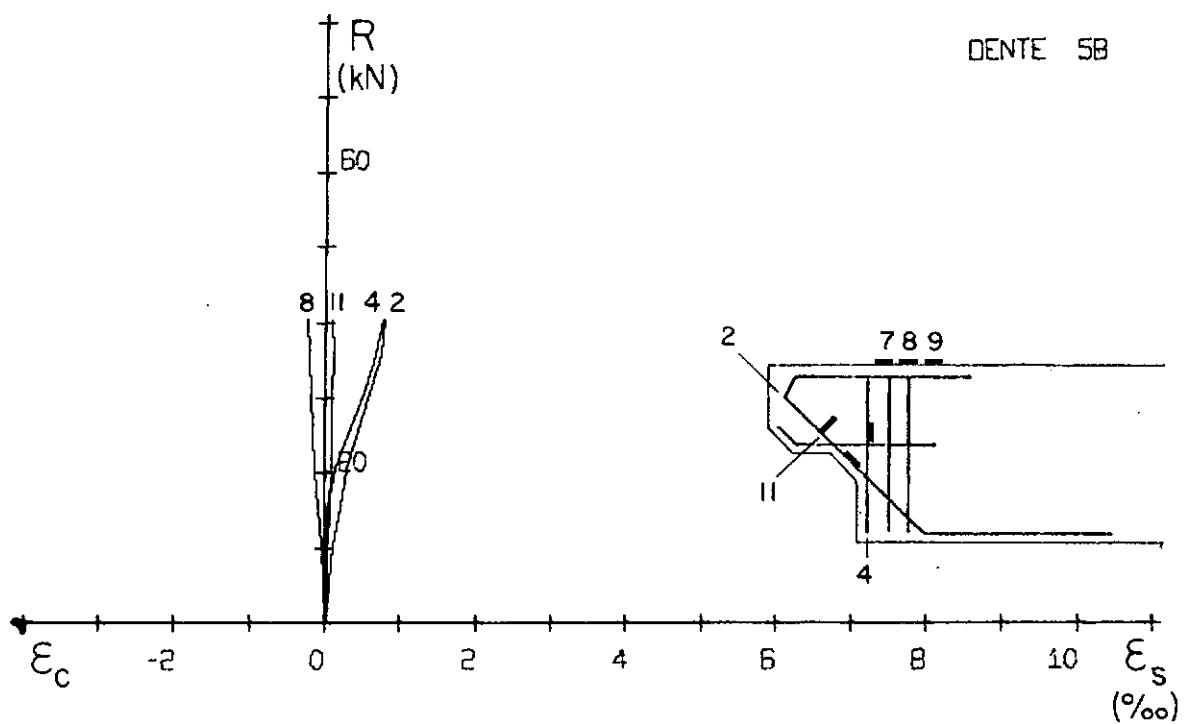


Fig. 88 e 89 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

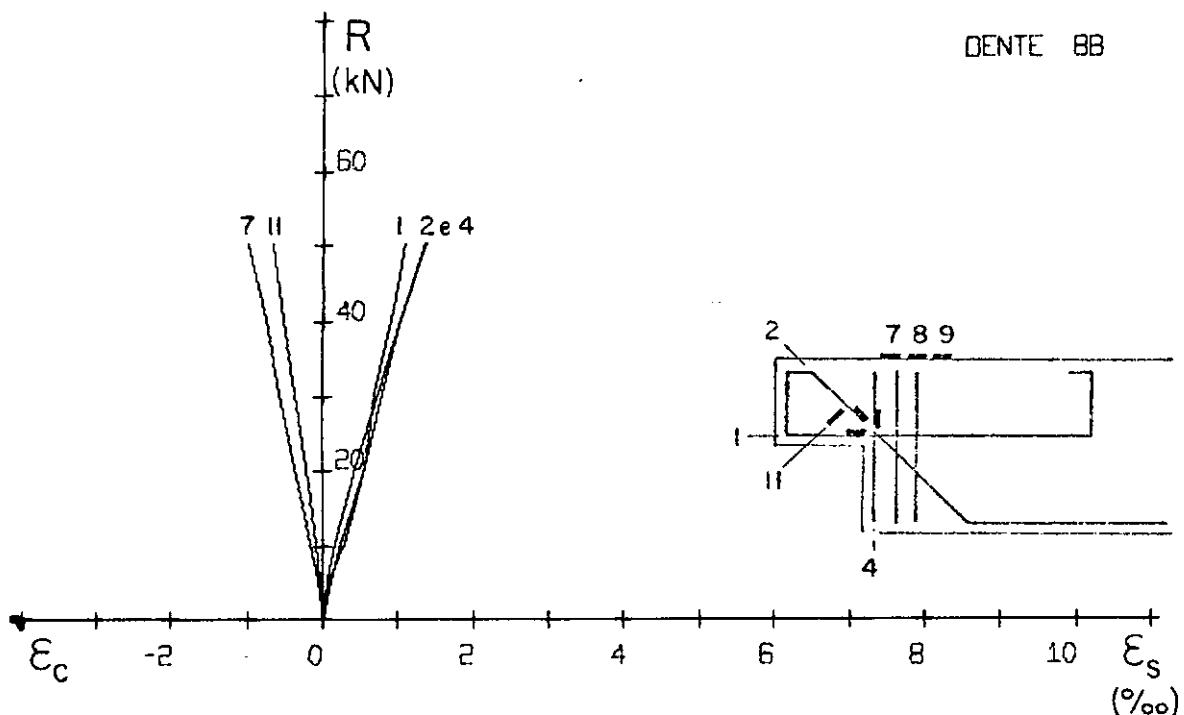
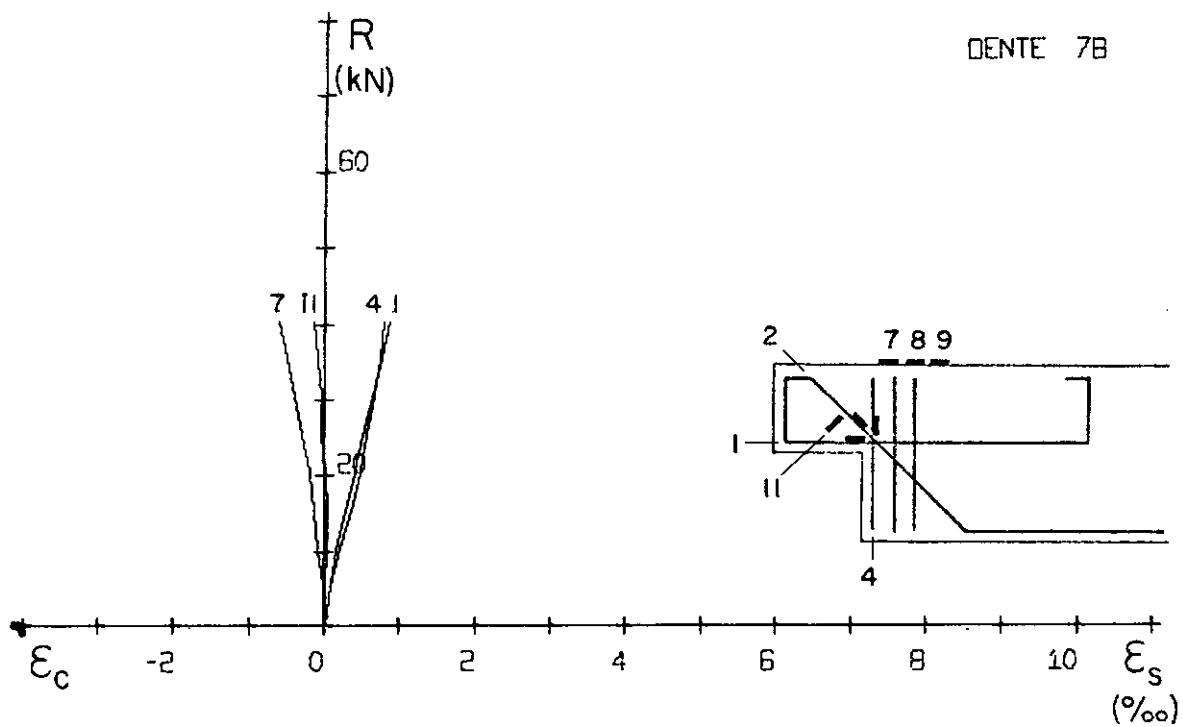


Fig. 90 e 91 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

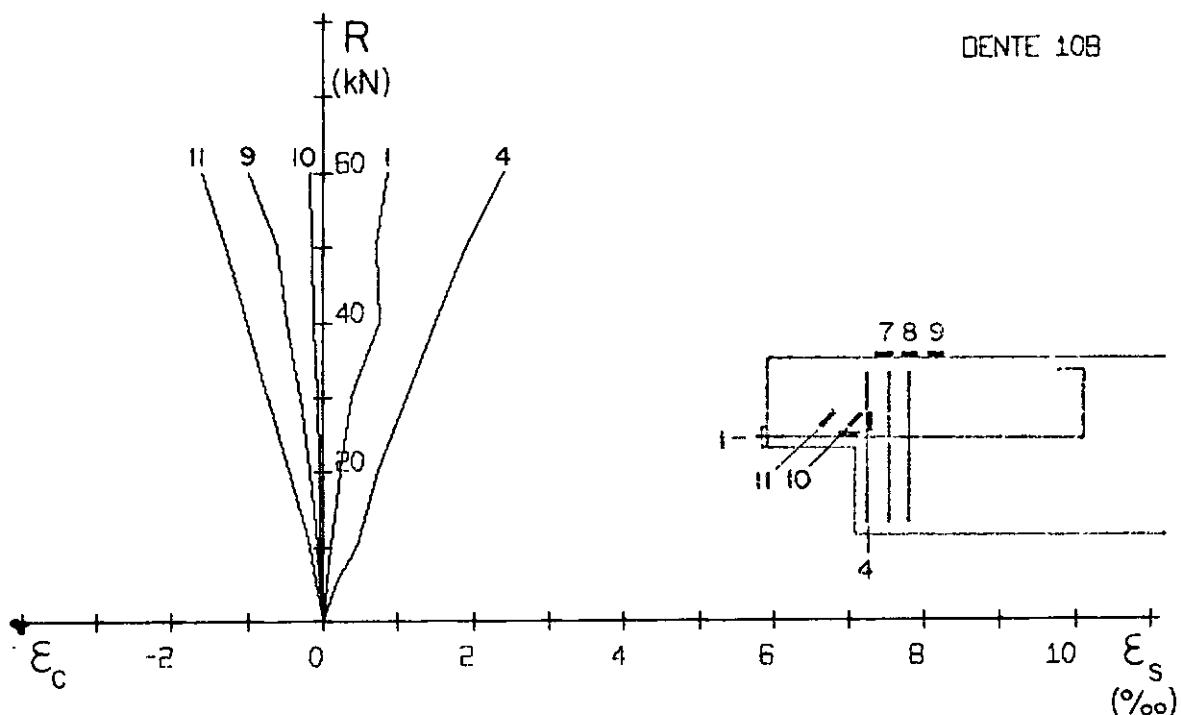
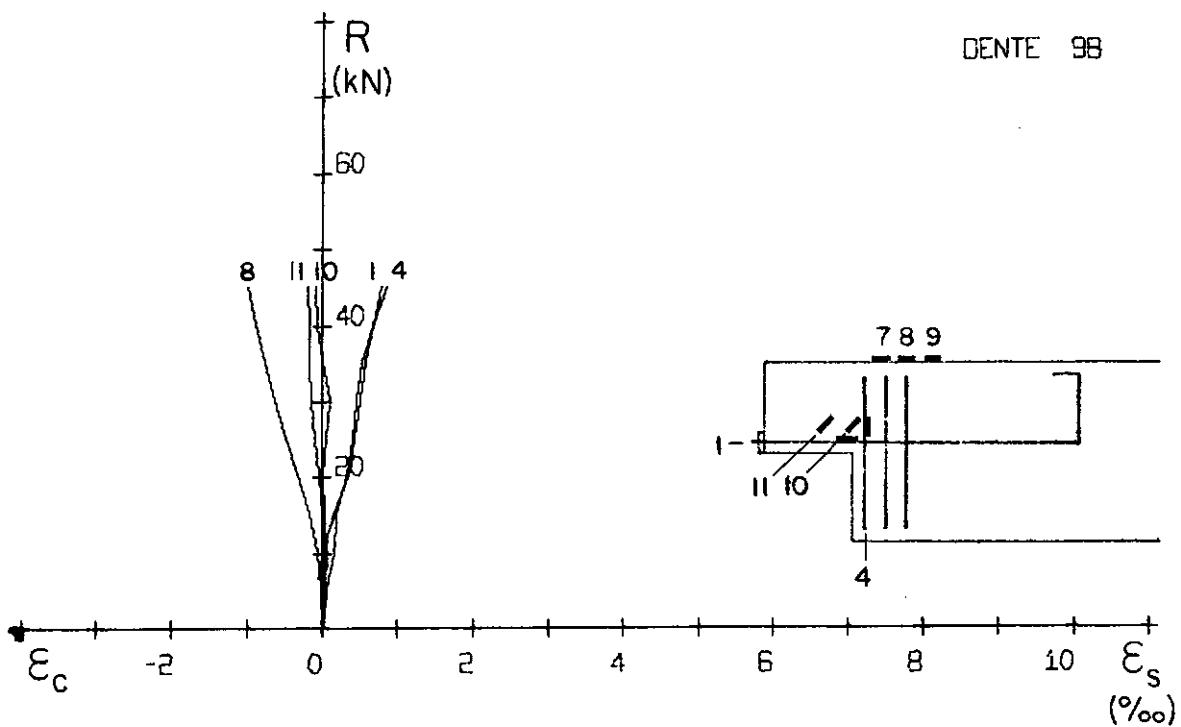


Fig. 92 e 93 – Gráficos reação de apoio – deformação do concreto e da armadura.

#### 4.3 - DESCRIÇÃO DAS RUPTURAS

Dos vinte ensaios realizados, cinco resultaram em rupturas do dente. Quinze resultaram em rupturas da viga, decorrentes da deficiência de ancoragem da armadura longitudinal de tração.

No ensaio do dente 10A ocorreu a primeira ruptura por deficiência de ancoragem, com o escorregamento dos fios no talão inferior. Foi feito, em seguida, o ensaio do dente 8A com o objetivo de verificar se a superposição da barra inclinada, que desce do dente, com a armadura longitudinal da viga era suficiente para garantir a ancoragem desta última. Neste ensaio, também ocorreu o escorregamento dos fios. Como não havia possibilidade de trocar o tipo de fio, porque as vigas já estavam prontas para serem ensaiadas, decidimos acrescentar aos fios das vigas protendidas restantes uma ancoragem externa. Nas vigas armadas não foi possível usar esta ancoragem complementar, porque as pontas dos fios estavam imersas no concreto.

#### RUPTURAS DOS DENTES

Os ensaios que resultaram em rupturas do dente foram 2A, 3A, 4A, 9A e 2B.

O comportamento dos dentes 3A, 4A e 9A foi semelhante. O fator decisivo na ruptura destes três dentes foi a ruptura do primeiro estribo vertical da viga junto ao dente. Nos três ensaios, a barra horizontal atingiu o escoamento e, em 3A, o segundo estribo também escoou.

Nas proximidades da ruptura, foi escolhido o mais comprimido dos extensômetros elétricos colados no talão superior e acompanharam-se as deformações deste extensômetro até a ruptura.

No ensaio de 3A, a deformação do concreto atingiu 2,2 % quando o estribo rompeu.

No ensaio de 4A, a deformação do concreto atingiu 4,8% e houve o esmagamento ( $R = 38,5 \text{ kN}$ ). O esforço de compressão ficou sendo suportado pelos dois fios superiores de 5 mm e, logo em seguida, o estribo rompeu ( $R_{\text{obs}} = 40,5 \text{ kN}$ ).

No ensaio de 9A, a deformação do concreto atingiu 3,4% quando o estribo rompeu.

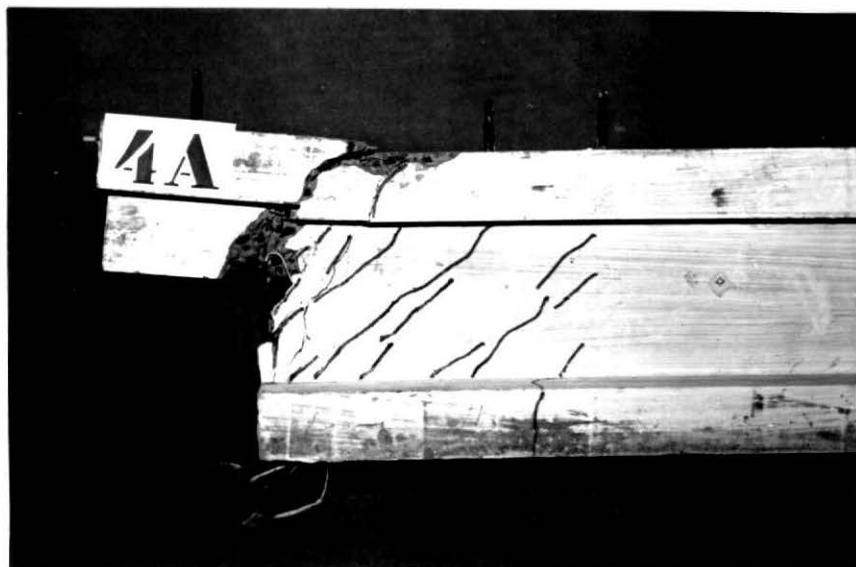


Fig. 94 - Ruptura do dente 4A.

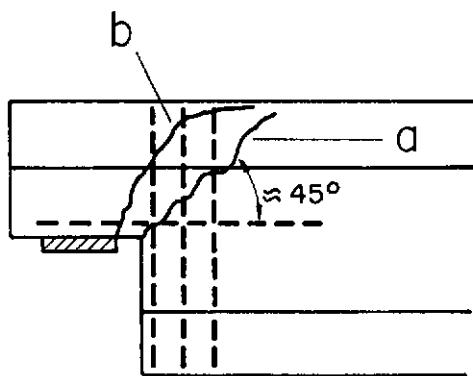


Fig. 95 - Fissuras principais nos ensaios de 3A, 4A e 9A.

A fissura (a) é a primeira a surgir e tem  $\beta \approx 45^\circ$ . Tem a maior abertura e, no ensaio de 4A, conduz à região de esmagamento do concreto. Nestes três ensaios, imediatamente antes da ruptura do estribo vertical, a fissura mais importante passa a ser (b), que atravessa o primeiro estribo e envolve os outros, evitando-os.

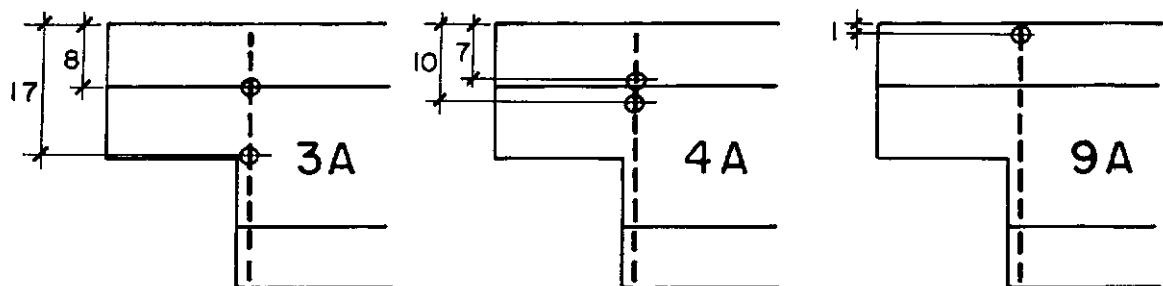


Fig. 96 - Lugar onde romperam os estribos.

No ensaio de 2A, o colapso também ocorreu pela rupatura do primeiro estribo vertical, mas o aspecto da ruptura foi bem diferente. A superfície de ruptura foi horizontal, ignorando totalmente a fissuração inclinada que se formara com o desenvolvimento do ensaio.

Os dois primeiros estribos verticais escoaram e a ruptura se deu quando o primeiro partiu. Os estribos horizontais não escoaram ( $\epsilon_s < 3\%$ ). A deformação do concreto atingiu 4,2% e não houve esmagamento.

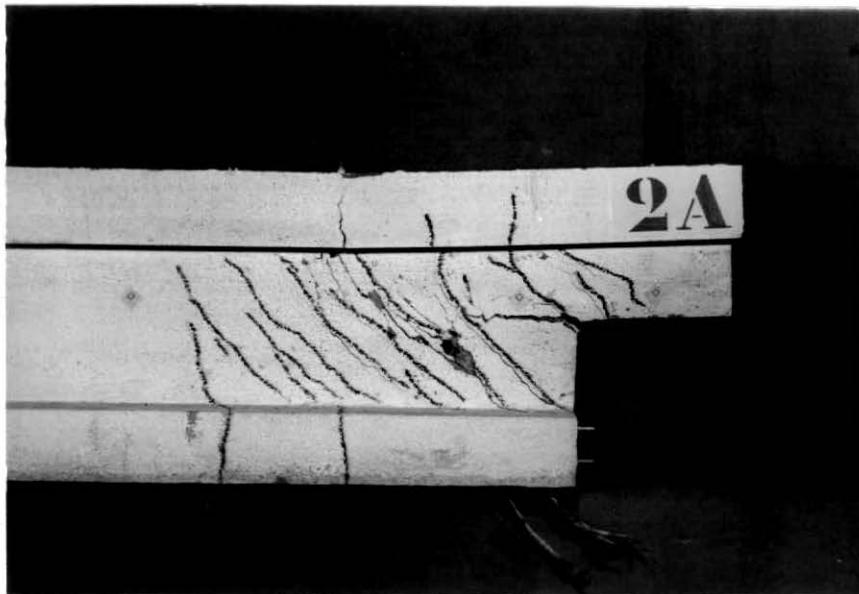


Fig. 97 - Ruptura do dente 2A.

No ensaio de 2B, a ruptura se deu pelo esmagamento da biela de concreto do dente com  $R_{obs} = 65$  kN. Os estribos horizontais e verticais não atingiram o escoamento. Com  $R = 60$  kN, a deformação do concreto no talão superior foi de 1,7% e na alma, ao lado da região que se esmagou, foi de 1%. O esmagamento teve início na ligação da alma com o talão superior.

A tensão tangencial no dente atingiu:

$$\tau_{den,u} = \frac{V_u}{b_w d_{den}} = 8,7 \text{ N/mm}^2 = 0,40 f_{cm}$$

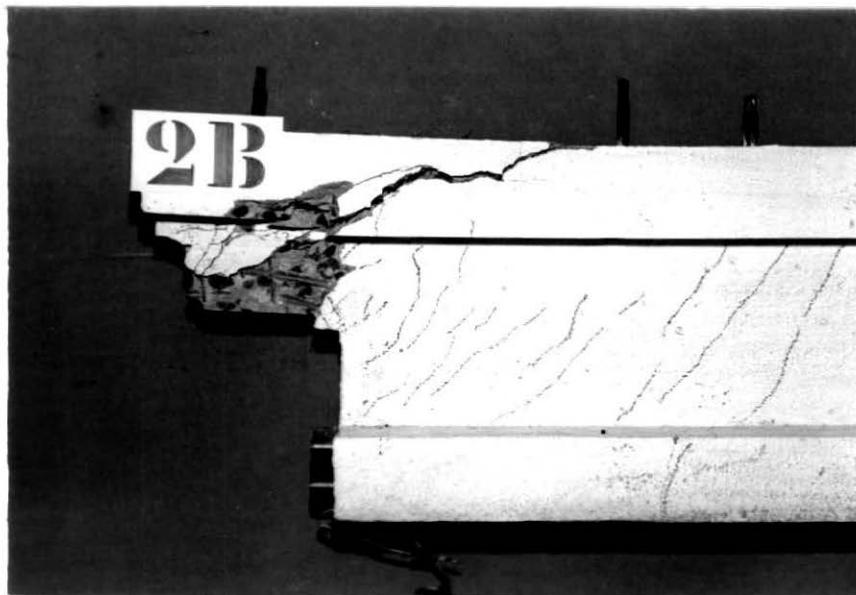


Fig. 98 - Ruptura por esmagamento da biela de concreto do dente 2B.

## RUPTURAS DAS VIGAS

Nos ensaios dos dentes 1A, 5A, 7A, 8A, 10A, 1B, 3B, 5B, 6B, 7B e 9B, a ruptura ocorreu por deficiência de ancoragem, com o deslizamento dos fios. A ruptura foi quase sempre brusca e portanto perigosa.

Nos ensaios de 10A e 8A, esta ruptura ficou facilmente caracterizada, quando se observou que as pontas dos fios haviam mergulhado no concreto.

Nos ensaios de 5B, 6B e 7B, as vigas romperam do lado oposto ao dente, numa região onde a aderência entre os fios e o concreto já havia sido afetada pelos ensaios de 5A, 6A e 7A.

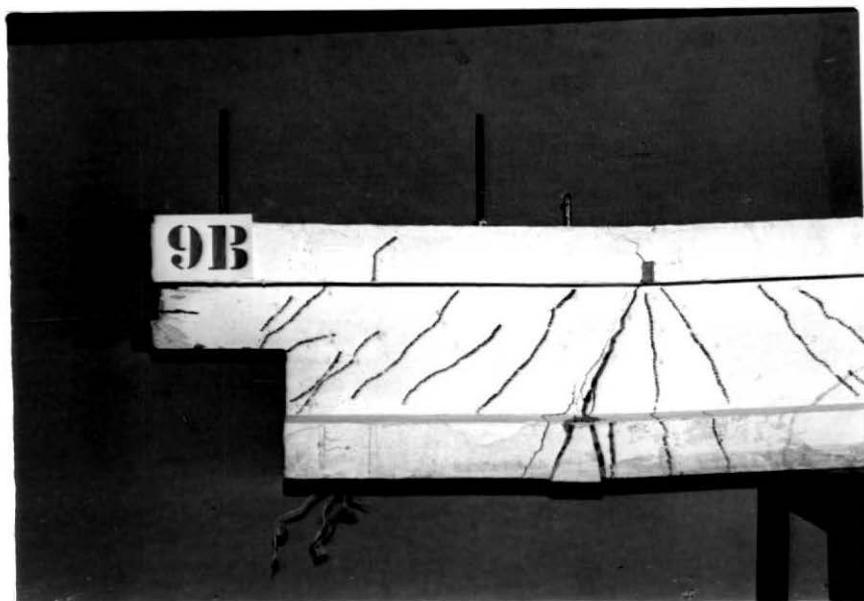


Fig. 99 - Ruptura da viga no ensaio do dente 9B.

No ensaio dos dentes 6A e 8B, a ruptura se deu com o esmagamento do concreto à frente das ancoragens externas.



Fig. 101 - Esmagamento do concreto à frente das ancoragens externas no ensaio do dente 6A.

No ensaio dos dentes 4B e 10B, a ruptura se deu com o esmagamento das bielas de concreto da viga. O esmagamento teve início na biela extrema, na ligação da alma com o talão inferior, e se prolongou em direção à carga concentrada. Nestas duas rupturas, o talão inferior se deslocou, em relação à alma, aproximadamente 2 cm.

A tensão tangencial na viga atingiu os valores:

$$4B: \quad \tau_{wu} = \frac{V_u}{b_w d} = 4,5 \text{ N/mm}^2 = 0,19 f_{cm}$$

$$10B: \quad \tau_{wu} = \frac{V_u}{b_w d} = 4,2 \text{ N/mm}^2 = 0,19 f_{cm}$$

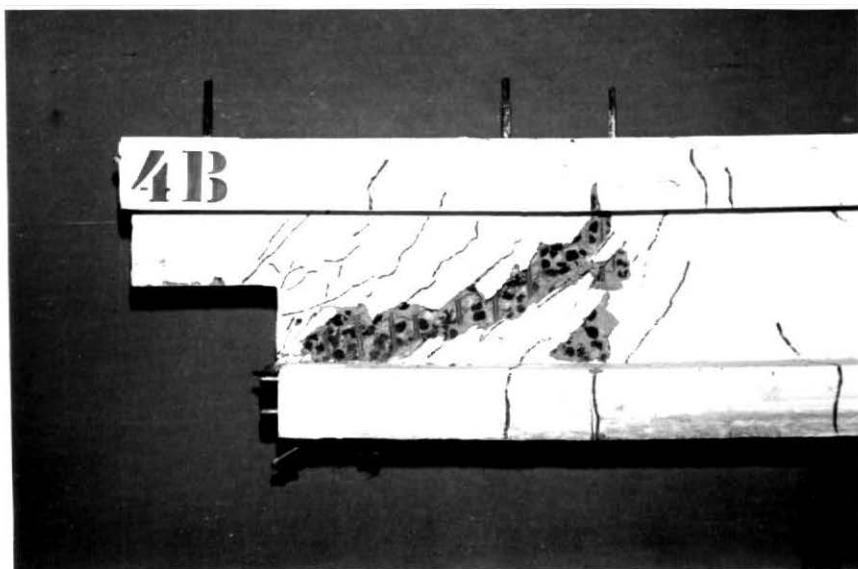


Fig. 100 - Esmagamento das bielas de concreto da viga no ensaio do dente 4B.

Deve-se notar que para  $R = 0,95 R_{obs}$  a deformação do concreto da biela do dente era de 1,3% em 4B e 1,6% em 10B.

Do mesmo modo que em 4B e 10B, nos ensaios de 6A e 8B, o esforço de tração nos fios foi segurado pela ancoragem externa que esmagou o concreto à sua frente. Na ruptura de 6A, admitindo uma força de 21 kN em cada fio e sendo a área de contato entre cada ancoragem e a viga de  $260 \text{ mm}^2$ , a tensão no concreto à frente da ancoragem externa atingiu, aproximadamente,  $80 \text{ N/mm}^2$ !

É interessante notar também que, no ensaio de 6A, não houve esmagamento da biela da viga ou do dente, apesar das tensões tangenciais terem atingido:

$$\tau_{wu} = \frac{V_u}{b_w d} = 5,3 \text{ N/mm}^2 = 0,32 f_{cm}$$

$$\tau_{den,u} = \frac{V_u}{b_w d_{den}} = 11,0 \text{ N/mm}^2 = 0,66 f_{cm}$$

Isto parece indicar que o esmagamento da biela de concreto ocorre nos dentes com armadura principal inclinada, para valores da tensão tangencial maiores do que nos dentes só com armadura vertical e horizontal. Pode-se imaginar que no primeiro caso, a biela fica espalhada em leque e, no segundo, fica concentrada (Fig. 102).

Apesar das rupturas inesperadas das vigas, obtivemos em 18 ensaios  $\tau_{den,u} > 0,20 f_{cm}$  e em 8 destes  $\tau_{den,u} > 0,30 f_{cm}$  e só houve esmagamento da biela do dente 2B com  $\tau_{den,u} = 0,40 f_{cm}$ .

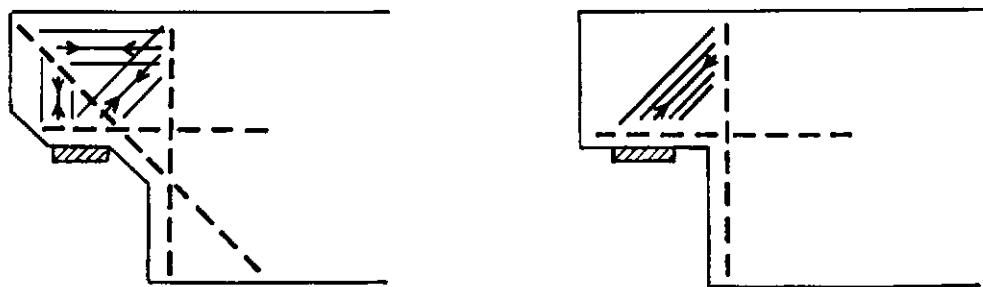


Fig. 102 - Posição das bielas de concreto comprimidas.

## 5.2 - INFLUÊNCIA DA PROTENSÃO

Comparando os gráficos de flechas, rotações e deformações dos dentes correspondentes de vigas armadas e protendidas, verifica-se que eles tem comportamento semelhante e não se nota influência da protensão na rigidez dos dentes. Também comparando  $R_r$ , a abertura e direção das fissuras nos dentes, não se percebe nenhuma diferença significativa entre dentes de vigas armadas e protendidas.

Nos poucos ensaios em que houve ruptura do dente não se notou nenhuma influência da protensão na resistência do dente.

Este resultado pode ser explicado pelo fato de que, como o comprimento de transmissão é de aproximadamente 50 cm, a protensão na região do dente é apenas parcial. Além disso, a finalidade dos fios de protensão superiores é apenas evitar tensões de tração no talão superior, quando as cargas ainda não estão atuando. Por isso, as tensões iniciais de compressão na borda superior são pequenas e pouco influem no comportamento do dente.

## C A P I T U L O 5

### ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 5.1 - ANÁLISE DAS RUPTURAS

Nos ensaios de 3A, 4A e 9A, verificamos que o terceiro estribo vertical não atinge o escoamento e que o segundo não escoa ou começa a escoar, quando o primeiro já está rompendo. Próximo à ruptura, o segundo e terceiro estribos foram envolvidos e evitados pela fissura crítica. Isto mostra que a armadura vertical deve ser colocada bem junto ao dente.

Em 2A, ficou clara a deficiência de armadura vertical, isto é, a proporção entre as armaduras vertical e horizontal não era boa.

Nos ensaios de 4B e 10B, o esmagamento da biela de concreto da viga ocorreu com valores da tensão tangencial inferiores aos correspondentes ao estado último por esmagamento do concreto das recomendações CEB-FIP que são  $5 \text{ N/mm}^2$  e  $0,20 f_c$ . Além disso, o esmagamento se deu na biela da viga e não na biela do dente, apesar de que a tensão tangencial no dente era, aproximadamente, o dobro da tensão tangencial na viga! Provavelmente, o que ocorreu nestes dois ensaios foi que, superada a resistência de ancoragem dos fios por atrito e aderência, praticamente todo o esforço de tração passou a ser segurado pela ancoragem externa. A viga passou a se comportar como um arco atirantado e não como uma treliça de Mörsch. A biela de concreto extrema ficou sobre-carregada e houve o esmagamento.

A medida de deformações da armadura dos dentes indicou também que nenhum esforço importante foi introduzido nas barras e estribos dos dentes, por ocasião da protensão.

### 5.3 - COMPARAÇÃO DA RIGIDEZ DOS DENTES

Apesar de muitos ensaios terem resultado em rupturas da viga, foi possível comparar a rigidez dos dentes para os diversos detalhes, através dos dados relativos aos ensaios de 2A, 4A, 6A e 7A. Em 2A e 4A houve a ruptura do dente e em 6A e 7A os dentes estavam próximos a ruptura quando se deu o colapso da viga.

Para fins de comparação foram tomados os seguintes valores para  $R_u$ :

QUADRO 9 VALORES DE  $R_u$  ADMITIDOS

DETALHE	ENSAIO	$R_u$ (kN)
1-2	2A	60
3-4 e 9-10	4A	40
5-6	6A	90
7-8	7A	70

A comparação pode ser feita deste modo, porque o comportamento dos dentes em cada um destes 4 grupos foi bastante semelhante, conforme se verifica pelos gráficos de flechas, rotações e deformações.

Foram traçados os gráficos 103 e 104 que relacionam a razão entre a reação de apoio e a flecha no ponto 2 ( $R/a_2$ ) e a razão entre a reação de apoio e a rotação relativa das seções 1 e 2 ( $R/\theta_{1,2}$ ) com a reação de apoio como percentagem da reação de apoio última ( $R/R_u$ ).

A razão  $R/\theta_{1,2}$  é uma boa medida da rigidez do dente, porque a rotação entre as duas seções não é função do comportamento do resto da viga. Já a flecha do ponto 2 em relação a linha que passa pelos apoios é função do comportamento da viga entre os apoios. Comparando-se os gráficos 48 e 68 do dente 5B, por exemplo, percebe-se que, próximo a ruptura, as rotações não sofrem influência do colapso da viga, enquanto que as flechas aumentam consideravelmente. Por este motivo, a comparação entre a rigidez dos dentes para os diversos detalhes deve ser feita a partir do gráfico 104. Deve-se notar, no entanto, que a disposição das curvas no gráfico 103 é a mesma que no gráfico 104.

No gráfico 104, percebe-se o comportamento destacado do detalhe 5-6 e a ligeira superioridade do detalhe 7-8 sobre os demais.

A maior rigidez dos dentes 5 e 6 deve ser atribuída, em parte, à sua forma. No entanto, mesmo depois de fissurados, estes dentes apresentaram-se bem mais rígidos que os demais. Este comportamento deve então ser atribuído, ao mesmo tempo, à forma do dente e ao detalhe de armadura usado.

No detalhe 5-6, a armadura inclinada é dobrada e ancorada no talão superior. É possível que funcione, aí, como uma armadura comprimida, contribuindo, assim, para uma maior rigidez do dente.

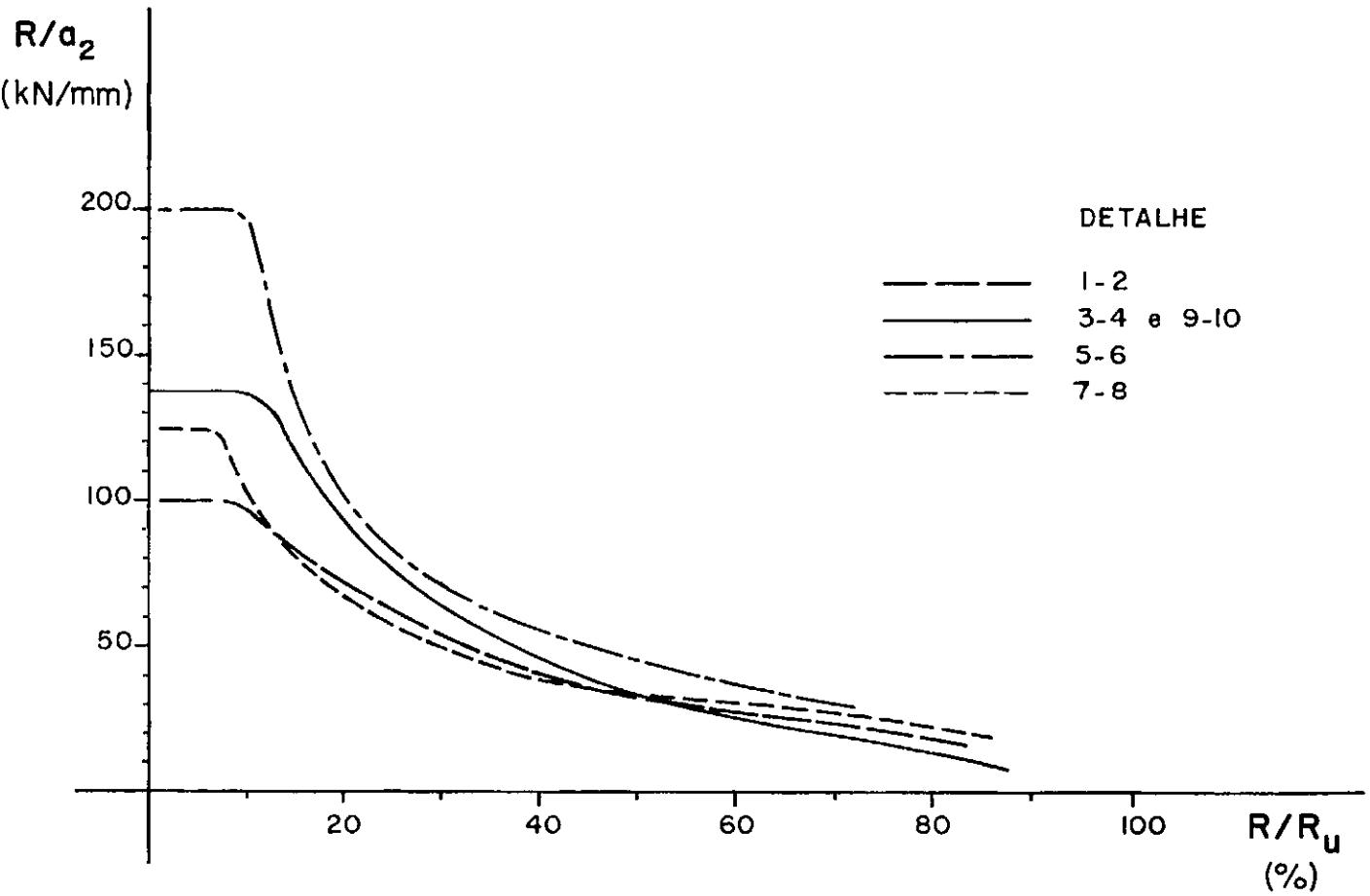


Fig. 103 – Variação da razão entre a reação de apoio e a flecha no ponto 2 ( $R/a_2$ ) com a reação de apoio como percentagem da reação de apoio última ( $R/R_u$ ).

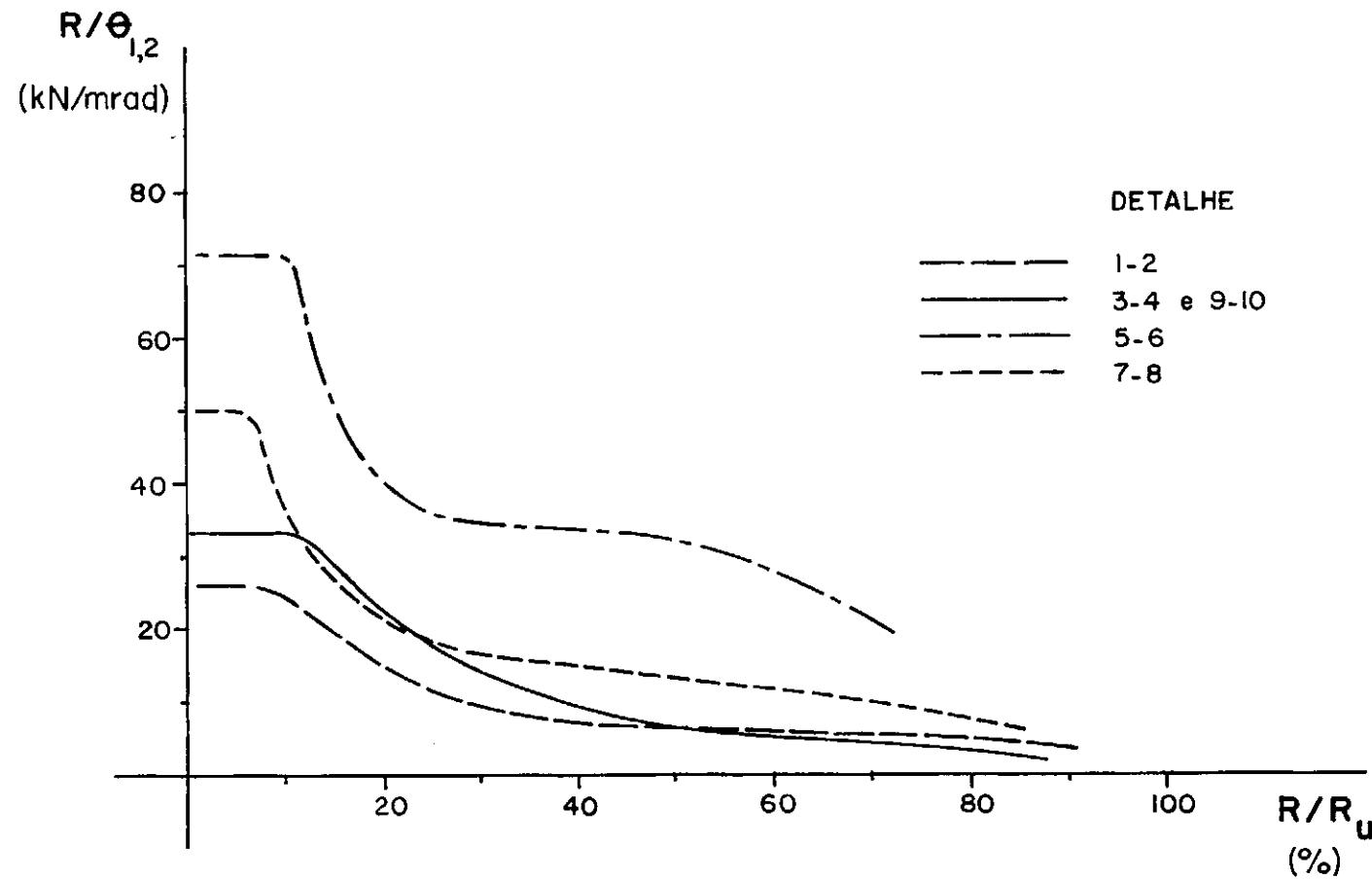


Fig. 104 - Variação da razão entre a reação de apoio e a rotação relativa das seções 1 e 2 ( $R/\theta_{1,2}$ ) com a reação de apoio como percentagem da reação de apoio última ( $R/R_u$ ).

A forma e o tipo de armadura dos dentes 5 e 6 são basicamente os sugeridos por Franz e Niedenhoff e, apenas, a armadura inclinada foi concentrada junto ao dente, onde ela é mais eficiente.

A medida em que aumentarmos a mísula, o comportamento de uma viga com esse tipo de dente deve assemelhar-se ao de uma viga com seção variável, em que parte do esforço cortante é absorvido pela armadura longitudinal inclinada.



Fig. 105 - Comportamento semelhante de dois tipos de viga.

#### 5.4 - COMPARAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DA REAÇÃO DE APOIO ÚLTIMA

Como no grupo de dentes A só houve ruptura de quatro dentes, ficou prejudicado o objetivo inicial de testar os métodos de cálculo de  $R_u$ . Destas quatro rupturas pode-se observar o seguinte:

- Em todas elas  $R_{obs}$  superou  $R_{45}$  e  $R_{min}$ , e  $R_{45}$  foi a melhor avaliação de  $R_{obs}$ ;

- O valor de  $\lambda_{obs}$  em 3 dos 4 ensaios foi o que corresponde a  $\beta = 45^\circ$  e, em 9A,  $\lambda_{obs}$  ficou próximo de  $\lambda_{min}$ , mas isto não correspondeu a um valor de  $R_{obs}$  mais próximo de  $R_{min}$ .

QUADRO 10 RESUMO DAS RUPTURAS DE 2A, 3A, 4A e 9A

DENTE	$R_{45}$ kN	$R_{\min}$ kN	$R_{\text{obs}}$ kN	$\ell_{\min}$ cm	$\ell_{\text{obs}}$ cm	$R_{45}/R_{\text{obs}}$ %	$R_{\min}/R_{\text{obs}}$ %
2A	54,5	54,5	57,5	25	25	95	95
3A	37,0	33,8	37,5	18	25	99	90
4A	37,0	33,8	40,5	18	25	91	83
9A	37,0	33,8	41,0	18	20	90	82

A hipótese de tensão de escoamento em todas as barras interceptadas pela fissura principal não é real, mas leva a bons resultados. Os valores de  $R_u$  calculados ficam próximos e menores que  $R_{\text{obs}}$ .

Sugere-se adotar  $0,68 f_{cd}$  como tensão média no concreto na ruptura, ao invés de  $0,75 f_{cd}$ , embora isto não implique em grande diferença no valor de  $R_u$ . O coeficiente 0,68 é o produto de 0,8 por 0,85, onde, 0,8 é o coeficiente que aparece na substituição do diagrama parábola-retângulo pelo diagrama retangular e 0,85 é um coeficiente de minoração que leva em conta, principalmente, o efeito Rüsch.

Caso se tenha o problema inverso, isto é, dado  $R_d$  dimensionar o dente, sugere-se:

1. Verificar se a tensão tangencial no dente é menor ou igual aos valores limites dados pelo CEB-FIP, para que não ocorra esmagamento da biela de concreto:

$$\tau_{den,d} = \frac{R_d}{b_w d_{den}} \leq \begin{cases} 5 \text{ N/mm}^2 \\ 0,20 f_{cd} \end{cases}$$

2. Um modo simples de dimensionamento, caso se resolva usar somente armadura vertical e horizontal, é o sugerido por Robinson:

Despreza-se a parcela de esforço cortante resistida pelo concreto, tomando-se :

$$U = R_d$$

$$\text{Admite-se } z_{den} = 0,87 d_{den}$$

Dimensiona-se  $H$  como num balanço curto de comprimento efetivo  $\lambda_e$  :

$$H = \frac{R_d \lambda_e}{z_{den}}$$

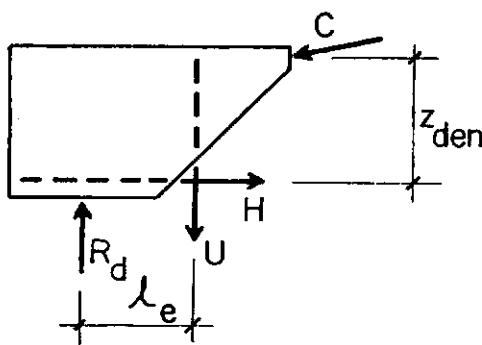


Fig. 106 - Forças no dente.

### 5.5 - ANCORAGEM DAS BARRAS, ESTRIBOS E FIOS DE PROTENSÃO

As barras dos detalhes 3-4, 5-6 e 7-8 foram dobradas com raio de gancho e, antes dos ensaios, imaginou-se a possibilidade de ocorrerem rupturas de ancoragem destas barras , por esmagamento do concreto ou tração transversal indireta.

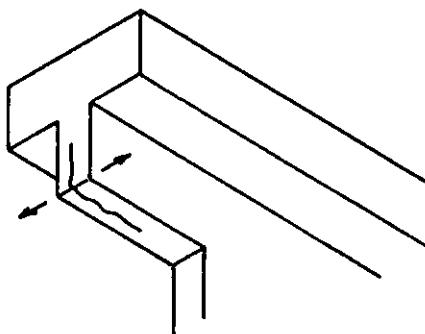


Fig. 107 - Ruptura por tração indireta.

Estas rupturas e este tipo de fissura não ocorreram. Deve-se, no entanto, levar em conta que as barras dobradas só atingiram o escoamento nos ensaios de 3A, 4A, 6A e 7A.

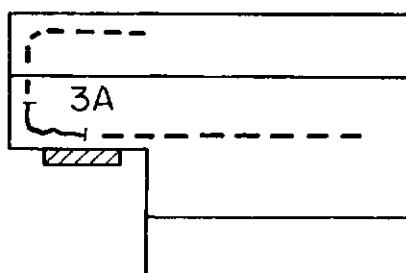


Fig. 108 - Fissura ao longo da barra no ensaio de 3A.

No ensaio de 3A, surgiram duas fissuras ao longo da dobra, uma em cada face, na ocasião da ruptura do dente. Houve uma ruptura da aderência da barra ao concreto naquele trecho, mas estas fissuras não influiram na ruptura do dente.

Nos ensaios de 2A, 2B e 9B, surgiram fissuras horizontais como na fotografia abaixo. Estas fissuras mostram a utilidade do estribo vertical no dente, quando a armadura horizontal não é dobrada para cima. As fissuras apareceram para os seguintes valores da reação de apoio:

$$2A \quad R = R_{obs} = 57,5 \text{ kN}$$

$$2B \quad R = 60 \text{ kN} \quad (R_{obs} = 65 \text{ kN})$$

$$9B \quad R = 45 \text{ kN} \quad (R_{obs} = 47,5 \text{ kN, ruptura da viga})$$

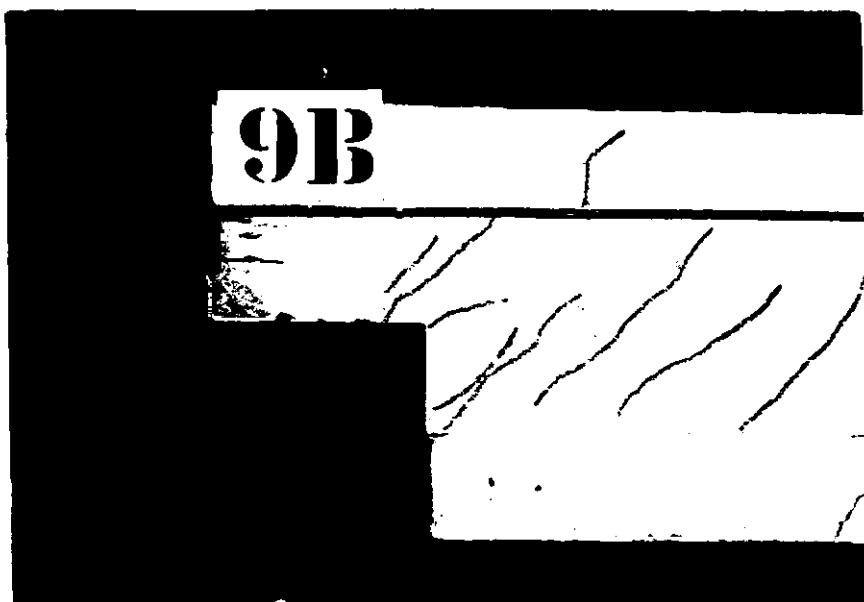


Fig. 109 - Fissuras horizontais no dente 9B.

As rupturas por deficiência de ancoragem dos fios nas vigas armadas (fios frouxos), ocorreram para valores de  $R_{obs}$  em torno de 45 kN, com exceção de 7A, para o qual  $R_{obs} = 61$  kN. Nas duas vigas protendidas ensaiadas sem ancoragem externa complementar, as rupturas ocorreram com  $R_{obs} = 33,5$  kN em 8A e  $R_{obs} = 25$  kN em 10A.

Nas vigas armadas para  $R_{obs} = 45$  kN, pode-se avaliar a força em cada fio em 11,6 kN, o que corresponde a uma tensão de aderência de  $1,75 \text{ N/mm}^2$ . Tomando-se  $f_{cd} = f_{cm}$ , o valor de cálculo desta tensão de aderência pelo CEB-FIP é, para a zona I,  $1,32 \text{ N/mm}^2$ , e, para a zona II,  $0,66 \text{ N/mm}^2$ .

É difícil avaliar a força e, consequentemente, a tensão de aderência, em cada fio, na ocasião da ruptura em 8A e 10A. No ensaio de determinação do comprimento de transmissão, com um concreto de maior resistência do que o das vigas, foi ancorada uma força de 20 kN em aproximadamente 50 cm, o que corresponde a uma tensão de aderência de  $2,55 \text{ N/mm}^2$ .

Devido ao efeito Hoyer, é possível obter-se em um fio pré-tracionado, uma tensão de aderência maior do que em um fio frouxo, mas o que acontece em uma viga protendida com fios aderentes é que, antes mesmo de ser carregada, já existe uma tensão de aderência que corresponde à ancoragem da força de protensão. Esta pode ser uma explicação para o fato das rupturas de ancoragem das vigas protendidas terem ocorrido com valores de  $R_{obs}$  menores do que os das vigas armadas.

Nas Recomendações do CEB-FIP encontramos:

"R.43,531 Ancoragem das Armaduras de Protensão

1. Protensão por fios aderentes:

Como as forças de protensão são transmitidas ao concreto por aderência, só é permitido utilizar aços com uma aderência suficiente verificada por ensaios, associados a um concreto de alta qualidade. Deve-se determinar, em particular, por ensaios, o comprimento  $l_t$  de transmissão do esforço e o comprimento de ancoragem  $l_b$ .

$l_t$  é o comprimento necessário para transmitir por aderência a força de protensão do aço ao concreto.

$l_b$  é o comprimento necessário para garantir a resistência da ancoragem por aderência até a ruptura dos aços."

Sugere-se o uso de fios de aço com molas ou saíências.

Nas Recomendações do CEB-FIP, encontramos ainda:

"R.43,145-2

Por exceção à regra geral (regra de descalagem), em um apoio simples extremo o esforço na membrura tracionada deve ser tomado maior ou igual à reação de apoio, o que condiciona, ao mesmo tempo a seção e a ancoragem da armadura longitudinal de tração."

Isto implica que se tenha no caso de protensão com fios aderentes:

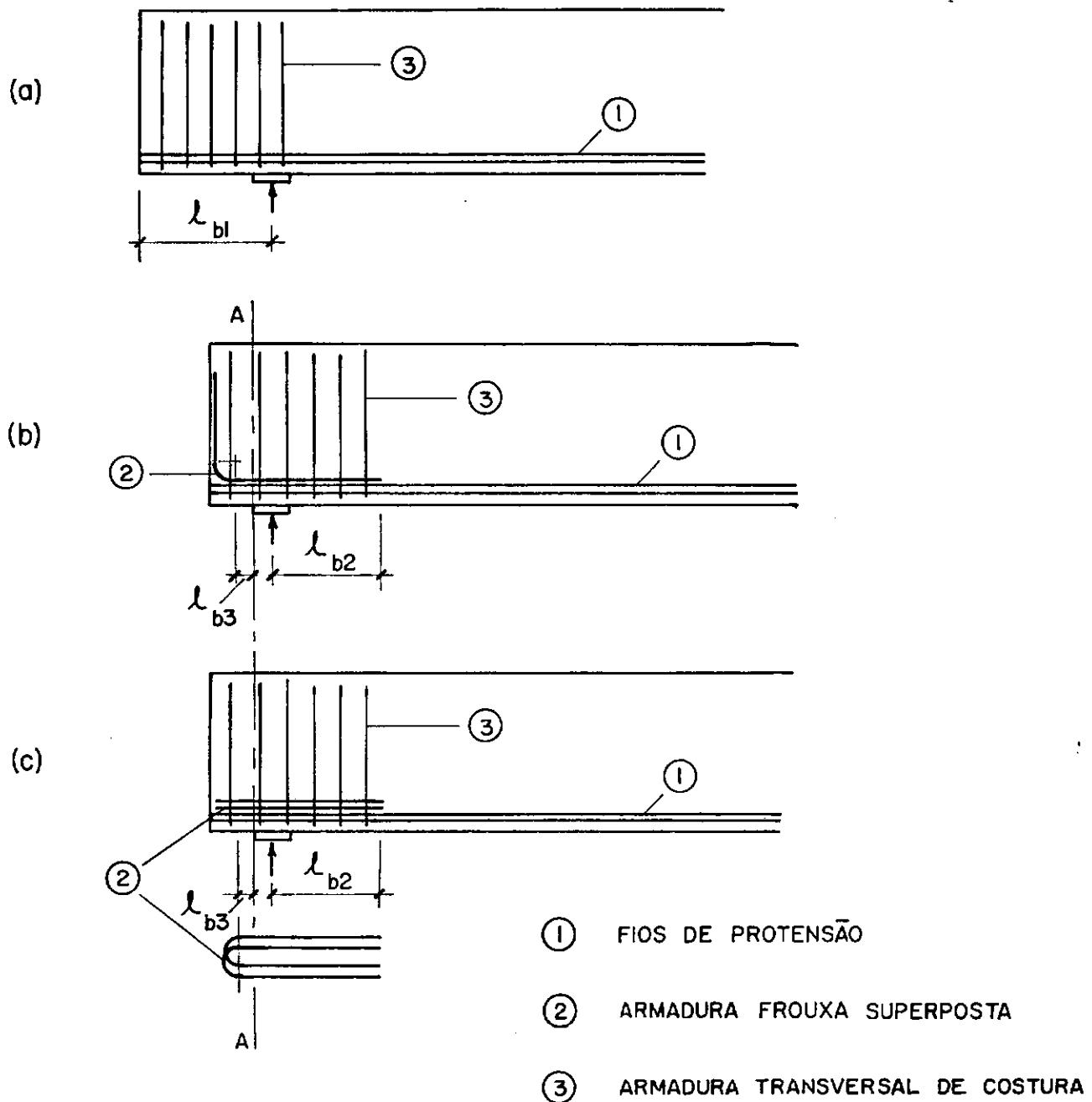


Fig. 110 - Sugestões para evitar rupturas de ancoragem junto ao apoio.

Em (a),  $l_{b1}$  é o comprimento de ancoragem de uma força igual a reação de apoio na armadura de protensão.

Em (b) e (c), o trecho da viga à esquerda do apoio é reduzido, usando-se uma armadura frouxa superposta, barras dobradas no plano vertical ou laços horizontais.

$l_{b2}$  é o comprimento de emenda por justaposição necessário para transferir da armadura de protensão para a armadura frouxa, uma força igual a reação de apoio R.

A curva da armadura frouxa não deve começar antes do final do apoio (seção A-A). Caso a curva comece logo após o final do apoio (à esquerda de A-A), deve ter um raio interno para barras curvadas definido nas normas. Se houver um trecho reto  $l_{b3}$  entre o final do apoio e o início da curva, o raio de curvatura pode ser reduzido proporcionalmente, mas nunca a valores menores que os exigidos para ganchos. De qualquer modo, os detalhes (b) e (c) só devem ser usados depois que tiverem a sua eficiência comprovada através de ensaios.

Quando houver dente, é indispensável a armadura frouxa superposta, que deve ser a própria armadura do dente. Podem ser usados os detalhes 5-6 e 7-8, desde que esta armadura tenha seção transversal e comprimento de superposição suficientes para garantir a ancoragem da armadura longitudinal de tração, o que não ocorreu nesta pesquisa. Quando a alma da viga não for muito estreita, pode-se usar armadura em laço, como é sugerido adiante.

Nas extremidades de vigas protendidas com fios aderentes, é usual impedir a aderência de alguns fios para evitar tensões de tração na face superior. Esta prática agrava o problema da ancoragem.

É provável que em vigas com apoios normais, sem dentes, haja uma melhor ancoragem dos fios, devido ao efeito favorável da compressão transversal.

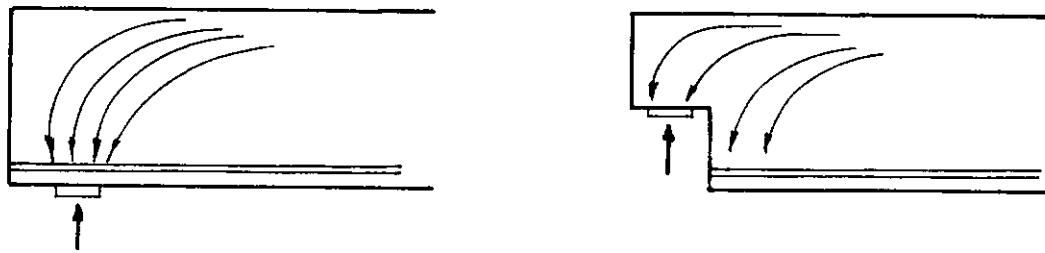
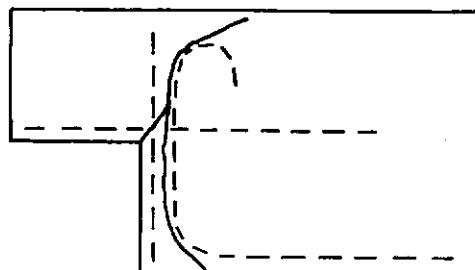


Fig. 111 - Efeito da compressão transversal na ancoragem dos fios.

Em vigas de concreto armado, Reynolds sugere que a armadura longitudinal de tração seja reta, para evitar problemas de ancoragem de estribos verticais e inclinados da armadura do dente. Isto, no entanto, pode implicar numa deficiência de ancoragem para a armadura longitudinal da viga.



Robinson sugere costurar os estribos verticais à armadura longitudinal dobrada, o que parece ser eficiente mas pouco prático.

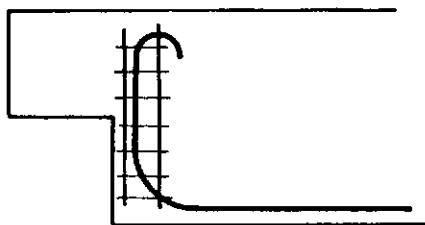


Fig. 113 - Sugestão de Robinson.

O melhor talvez seja usar uma armadura em forma de laço, continuando para dentro da viga, e que pode ser a própria armadura longitudinal da viga.

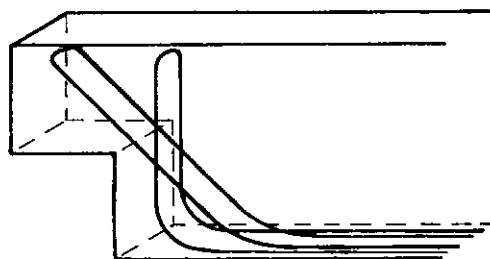
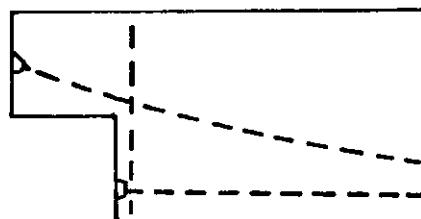


Fig. 114 - Armadura em forma de laço.

No caso de vigas protendidas com cabos, não há problema de ancoragem da armadura longitudinal nem do estribo vertical.



## C A P I T U L O 6

### CONCLUSÕES

1. A protensão com fios aderentes não teve influência no comportamento dos apoios em dente.

2. O valor de  $R_u$  calculado segundo o método apresentado por Reynolds ( $R_{45}$ ) mostrou ser uma boa medida de  $R_{obs}$ , com pequena diferença a favor da segurança.

3. Os dentes com mísula e armadura principal inclinada apresentaram maior rigidez.

4. A armadura vertical deve ser concentrada junto ao dente.

5. Os limites para a tensão tangencial, dados pelo CEB-FIP, para que não ocorra esmagamento da biela de concreto :  $5 \text{ N/mm}^2$  e  $0,20 f_{cd}$  , mostraram-se bastante seguros quando aplicados aos dentes. Sugere-se que sejam respeitados.

6. Em peças protendidas com fios aderentes, sugere-se usar fios com mossas ou saliências e garantir, no apoio, a ancoragem de uma força igual à reação de apoio. No caso de apoio em dente, torna-se imprescindível o uso de uma armadura fróixa superposta aos fios de protensão. Esta armadura pode ser do tipo mostrado na figura 114.

BIBLIOGRAFIA

- 1- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1, EB-3, Anexo da EB-3, P-EB-233, P-NB-116, Rio de Janeiro 1967 e 1970.
- 2- CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. Dosagem de Concretos, Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1953.
- 3- CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Armado e Protendido, Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1964.
- 4- CASTRO, Newton de. Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Leve, Rio de Janeiro, COPPE, 1971.
- 5- COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. Recommandations Internationales CEB-FIP - 1970 pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton, Bulletin d'Information nº 84, Paris, 1972.
- 6- COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. Notations-Terminologie, Bulletin d'Information nº 96, Paris, 1973.
- 7- DIN 1045. Beton Kalender 1973, Berlin, Wilhelm Ernst u. Sohn, 1973.
- 8- FRANZ,G. e NIEDENHOFF,H. Die Bewehrung von Konsolen und gedrungenen Balken, Beton-und Stahlbetonbau nº58, 1963.

- 9- LEONHARDT, F. Sobre el Arte de Armar Estructuras de Concreto Armado, Boletins do I.M.M.E. nº 13 e 17, 1966/1967
- 10- LEONHARDT, F. Effort Tranchant et Torsion en Béton Précontraint, Annales de l' Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics nº 280, 1971.
- 11- LEONHARDT, F. Prestressed Concrete, Berlin, Wilhelm Ernst u. Sohn, 1964.
- 12- NETHERLANDS COMMITTEE FOR CONCRETE RESEARCH. Loading Tests on a Full-Size Suspended Beam and a Model of this Beam for a Metro Viaduct at Rotterdam, C.U.R. Report nº 40, 1969.
- 13- REYNOLDS, G.C. The Strength of Half-Joints in Reinforced Concrete Beams, London, Cement and Concrete Association, Report nº 42.415, 1969.
- 14- ROBINSON, J.R. Consoles Courtes, Paris, CEB, 1973.
- 15- " RÜSCH, H. Stahlbeton-Spannbeton, Band 1, Düsseldorf, Werner-Verlag, 1972.