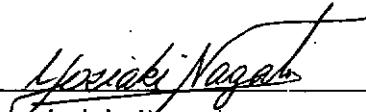


RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE DE PEÇAS DE
CONCRETO ARMADO DE SEÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR

João Carlos Alves Nunes

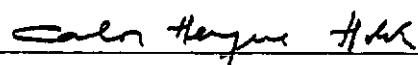
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE
JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA (M. Sc.)

Aprovada por:


Prof. Yoshiaki Nagato
(Presidente)


Prof. Fernando L. Lobo B. Carneiro


Prof. Antonio Cláudio Ferraro Maia


Prof. Carlos Henrique Holck

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

AGOSTO DE 1981

NUNES, JOÃO CARLOS ALVES

Resistência ao Esforço Cortante de Peças de Concreto Armado de Seção Transversal Circular. (Rio de Janeiro) 1981.

XII , 129 p., 29,7 cm (COPPE-UFRJ, M. Sc., Engenharia Civil, 1981).

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

I. Força cortante

I. COPPE/UFRJ

II. Título (Série)

À minha mulher.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Yosiaki Nagato, pela valiosa orientação.

Ao Professor Michel Prê, pela inestimada ajuda na fase de planejamento e ensaios.

Aos amigos em tese: João de Souza Vieira Filho, Décio Zendron, Eliane Maria L. Carvalho e Vanderlei Tizato pela ajuda e interesse demonstrados.

Ao pessoal técnico do Laboratório de Estruturas: Manoel Agnaldo, Eduardo Mollica, João Pinto, Osvaldo, Vicente, José Maria e Flávio pela colaboração e amizade.

A equipe de programação do Laboratório de Estruturas: Engenheiro Álvaro G. Coutinho e Natale Pecca pela inestimada ajuda na fase de compilação dos resultados.

Ao CNPq e à COPPE, pelo apoio financeiro.

A todos os colegas e professores que direta ou indiretamente contribuiram para a elaboração deste trabalho.

SUMÁRIO

Apresentam-se os resultados de uma pesquisa experimental sobre a ruptura por esforço cortante em peças de concreto armado de seção transversal circular. Foram ensaiadas 8 vigas com seção transversal de 0,4 m de diâmetro e 3,0 m de vão, carregadas por duas cargas concentradas simétricas. Foram variadas as distâncias entre as cargas e os apoios, a taxa de armadura transversal e a taxa de armadura longitudinal.

Os resultados experimentais do esforço cortante de ruptura foram comparados com valores teóricos fornecidos por algumas normas e recomendações, com algumas extrapolações devido ao fato da seção transversal ser circular.

Verificou-se que as normas e recomendações estudadas conduziram a resultados quase sempre a favor da segurança, mas devido ao pequeno número de ensaios realizados e a limitada faixa de variação dos parâmetros envolvidos, qualquer conclusão definitiva sobre o assunto seria precipitada. Recomenda-se a realização de mais ensaios para o melhor conhecimento do assunto.

SUMMARY

The results of an experimental research on the shear failure of reinforced concrete members with a circular cross-section are presented.

Eight simply supported beams with a 3,0 m span and a 0,4 m diameter cross-section were tested by loading them with two symmetrical concentrated forces. The variable parameters were the distance from one of the concentrated force to the nearest support and the ratios of longitudinal and transverse reinforcement.

The measured ultimate shear forces were compared with predictions based on Design Codes and late recommendations. These comparisons were made by adjusting design formulae for other cross-section geometries to the circular case.

It was observed that these Design predictions are usually conservative. But, due to the limited number of tests in the present experimental programme and the limited range of the parameters involved, any premature conclusion taken from this research would seem unjustifiable. It is recommended that more tests should be conducted for a better understanding of the subject.

NOTAÇÕESDIMENSÕES

a = distância da carga concentrada ao apoio (vão de cortante)

D = diâmetro da seção transversal

d = altura útil da seção transversal (altura efetiva)

b_w = espessura da alma

s = espaçamento entre os estribos

z = braço de alavança do momento resistente

A_{sl} = área da armação longitudinal

A_{sw} = seção transversal total de cada estribo

A_c = área total da seção transversal

A_{cd} = área efetiva da seção transversal (equivalente a $b_w \cdot d$)

VALORES CARACTERÍSTICOS DOS MATERIAIS

f_y = limite de escoamento do aço

f_{ccm} = resistência à compressão média do concreto, determinada em cilindro de 150x300 mm, à idade do ensaio

f_{ctm} = resistência à tração axial média do concreto, à idade do ensaio

CARGAS

P_u = carga última ou carga de ruptura

ESFORÇOS SOLICITANTES

V_c = esforço cortante resistido pelo concreto e efeitos secundários

V_w = esforço cortante resistido pela armadura transversal

V_u = esforço cortante último

DEFORMAÇÕES

ϵ = deformação específica

TENSÕES

τ_u = valor último da tensão de cisalhamento convencional (V_u/A_{cd})

DIVERSOS

$n\phi_L$ = número de barras longitudinais

ρ = taxa geométrica de armação

ω = taxa mecânica de armação

ÍNDICES

d = de cálculo

e = de ensaio

p = projeto

w = alma

L = longitudinal

c = concreto

s = aço

UNIDADES

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

Usamos no presente trabalho as seguintes aproximações:

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

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

ÍNDICE

	<u>Pág.</u>
<u>CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....</u>	1
I.1 - Considerações Iniciais.....	1
I.2 - Pesquisas Realizadas Anteriormente.....	2
I.3 - Normas e Recomendações Existentes.....	11
<u>CAPÍTULO II - PLANO DE PESQUISA.....</u>	12
II.1 - Características das Vigas Testadas.....	12
II.2 - Esquema de Ensaio.....	14
II.3 - Instrumentação.....	17
<u>CAPÍTULO III - CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS.....</u>	24
<u>CAPÍTULO IV - MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO.....</u>	28
IV.1 - Materiais.....	28
IV.2 - Fabricação das Vigas.....	33
IV.3 - Dimensionamento.....	34
IV.3.1 - Comentários.....	34
IV.3.2 - Verificação das Vigas ao Esforço Cortante.....	35
IV.3.3 - Verificação das Vigas ao Momento Fletor.....	38

<u>CAPÍTULO V - ANÁLISE DOS RESULTADOS.....</u>	40
V.1 - Cargas de Ruptura.....	40
V.2 - Deformação Específica dos Estripos.....	41
V.3 - Rotação nos Apoios.....	58
V.4 - Flechas.....	62
V.5 - Deformações do Concreto.....	66
V.5.1 - Deformação do Concreto nas Rosetas.....	66
V.5.2 - Deformação do Concreto na Fibra Superior.....	66
V.6 - Deformação Específica na Armadura Longitudinal.....	79
V.7 - Cálculo das Cargas de Ruptura Teóricas e Comparação com os Resultados Experimentais.....	86
V.7.1 - Considerações Iniciais.....	86
V.7.2 - Cálculo de Vud segundo a Norma Brasileira NB-1/78	86
V.7.3 - Cálculo de Vud Segundo a Norma CEB-FIP/78.....	89
V.7.4 - Cálculo de Vud Segundo a Comissão ACI-ASCE 426...	93
V.7.5 - Cálculo de Vud Segundo a Norma ACI 318/77.....	96
V.7.6 - Comparação Entre os Processos de Cálculo de Vud..	98
<u>CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES.....</u>	111
<u>APÊNDICE - ILUSTRAÇÕES FOTOGRÁFICAS.....</u>	115
<u>BIBLIOGRAFIA.....</u>	127

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

I.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O dimensionamento de peças de concreto armado de seção transversal circular solicitadas por esforços cortantes elevados é dificultado pelo pouco conhecimento experimental sobre o assunto. As estacas circulares de fundações de estruturas de grande porte, em caso de acidente sísmico, por exemplo, podem sofrer tal tipo de solicitação.

Buscando ampliar o conhecimento sobre o assunto, foram ensaiadas 8 vigas de concreto armado com seção transversal de 0,4 m de diâmetro e 3,0 m de vão, carregadas por duas cargas concentradas simétricas. Foram variadas as distâncias entre as cargas e os apoios, a taxa de armadura transversal e a taxa de armadura longitudinal, uniformemente distribuída no perímetro. O programa experimental baseou-se no estudo de M. J. Faradji Capon e R. Diaz de Cossio |¹|.

As 8 vigas ensaiadas romperam efetivamente por cortante. Os resultados experimentais do esforço cortante de ruptura foram comparados com valores teóricos fornecidos por algumas normas e recomendações, com algumas extrações devidas à inexistência de fórmulas específicas para seções circula-

res em algumas delas |²| e |⁵|.

Foram medidas, além das cargas aplicadas, as rotações em 4 seções transversais, as flechas em 9 seções, as deformações no concreto (nas fibras superiores e à meia altura), na armadura longitudinal inferior e em alguns estribos, e as aberturas máximas de fissura.

I.2 - PESQUISAS REALIZADAS ANTERIORMENTE

M. J. Faradji Capon e R. Diaz de Cossio |¹| desenvolveram um programa de ensaios que compreendeu o estudo de 21 vigas de concreto armado, com 0,25 m de diâmetro nominal. A tabela I.1 nos fornece as características principais das vigas ensaiadas. Duas qualidades de aço foram empregadas nas armações das vigas:

Armação longitudinal: CA-40A

Armação transversal: CA-25

O esquema de carregamento, assim como os pontos de aplicação de cargas das diversas vigas é mostrado na Figura I.1.

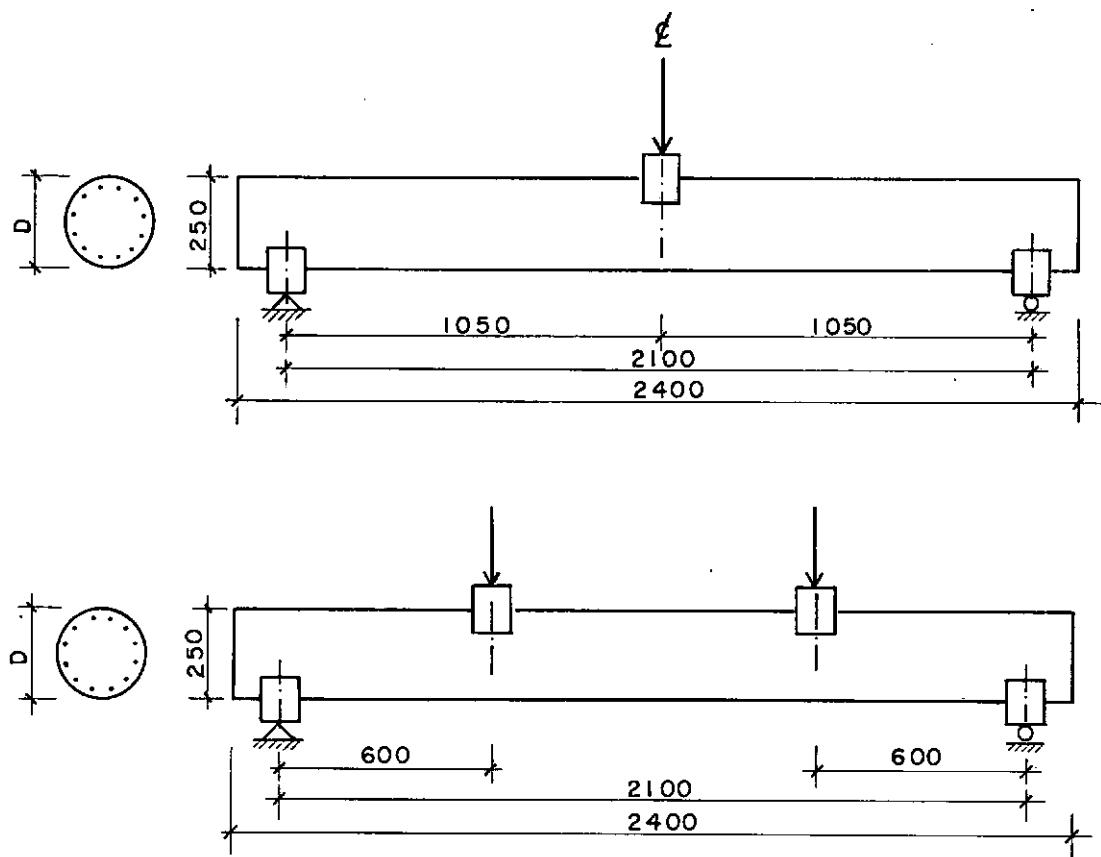
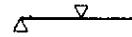
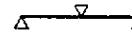
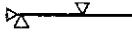
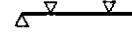
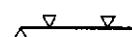
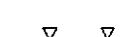
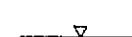
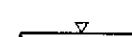
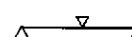
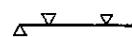
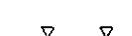


Fig. I.1 - Esquema de carregamento

TABELA I.1 - Características das vigas

VIGAS	DISTRIBUIÇÃO DA ARMAÇÃO	TIPO DE CARGA	f'_c MPa	$n\phi_L$	a/D	s (mm)	N kN
24.6-2-A B			25,6 29,2	8φ1/2"	4,20		
25-3-A B			46,1 44,4	12φ1/2"	4,20		
25-3-C D			29,9 34,9	12φ1/2"	4,20		611,5 583,0
F-25-3-A B			29,6 30,6	12φ1/2"	2,80 2,40		
F-∞ F-25 F-12.5			13,4 13,2 13,1	12φ1/2"	2,40	250 125	
F-10 F-6.25			21,7 21,6	12φ1/2"	2,40	100 62,5	
P-25-3-A B			23,7 24,8	12φ1/2"	4,20		
P-25-3-C D			24,9 28,7	12φ1/2"	4,20		
25-3-0			29,8	3φ1"	4,20		
FU-∞			13,7	12φ1/2"	2,40		
F-A			20,7	3φ5/8	2,40		
15-2-A*			24,6	8φ5/16"	4,20		

* Diâmetro = 150 mm

Para análise dos resultados Faradji Capon e Diaz de Cossio se basearam nas expressões propostas pela Comissão ACI-ASCE 426 que nos fornecem a capacidade resistente de vigas ao esforço cortante como a soma das duas parcelas definidas a seguir:

a) capacidade resistente de uma viga sem armação transversal

$$V_c = (0,16 \sqrt{f'_c} + 17,5 \rho_L \frac{Vd}{M}) b_w d$$

onde:

V_c - força cortante resistente da alma sem armação, em MN

b_w - largura de alma, em m.

d - altura efetiva, em m.

ρ_L - percentagem de aço longitudinal tracionado ($\rho = A_{sl}/b_w d$)

f'_c - resistência à compressão do concreto medida em cilindros de controle na idade do ensaio, em MPa

V/M - relação entre o cortante e o momento fletor na seção em que se calcula à capacidade resistente ao esforço cortante.

b) Contribuição dos estribos

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} d f_{yw}$$

onde:

V_w - força cortante resistente dos estribos

A_{sw} - seção transversal total de cada estribo

f_{yw} - tensão de escoamento do aço transversal

s - espaçamento entre os estribos

A primeira expressão foi obtida da análise de resultados experimentais de centenas de ensaios de vigas de seção retangular sem reforço de alma, e a segunda se baseia na analogia da Treliça de Mörsch.

Faradji Capon e Diaz de Cossio adaptaram estas expressões, usando definições até certo ponto arbitrárias para os parâmetros:

área efetiva $\rightarrow b_w d$

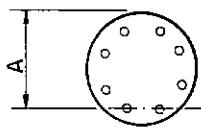
altura efetiva $\rightarrow d$

área de aço tracionado $\rightarrow A_{sL}$

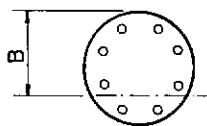
Estes parâmetros não têm definições óbvias no caso de seções circulares e por isto eles analizaram os resul-

tados definindo estes parâmetros de várias maneiras:

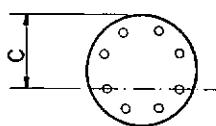
Altura Efetiva



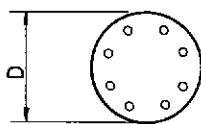
| A | Da fibra mais comprimida do concreto até ao eixo da barra longitudinal inferior



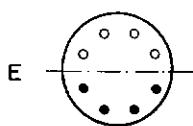
| B | Da fibra mais comprimida do concreto até ao eixo que passa pelo centro de gravidade da armadura longitudinal colocada abaixo do diâmetro horizontal



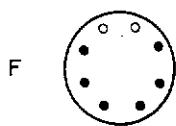
| C | Da fibra mais comprimida do concreto até ao eixo que passa pelo centro de gravidade das barras longitudinais que trabalham tracionadas no dimensionamento à flexão



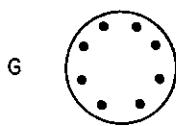
| D | Diâmetro da seção

Área de aço longitudinal

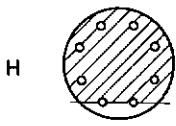
|E| Das barras que se encontram colocadas abaixo do diâmetro horizontal



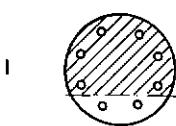
|F| Das barras que trabalham tracionadas no dimensionamento à flexão



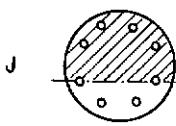
|G| Total

Área Efetiva

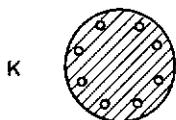
|H| A correspondente à altura efetiva A



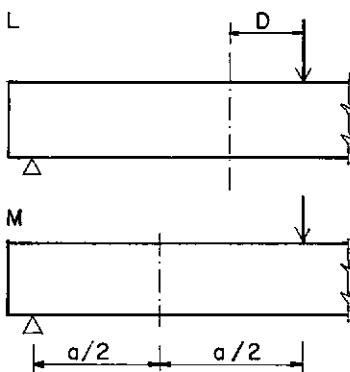
|I| A correspondente à altura efetiva B



|J| A correspondente à altura efetiva C



| K | Acorrespondente à altura efetiva D



Relação V/M

| L | A um diâmetro da carga

| M | Na metade do vão de cortante

A tabela I.2 mostra as diversas combinações dos parâmetros acima, usados na análise dos resultados.

TABELA I.2 - Combinação dos parâmetros definidos na análise dos resultados

COMB.	ALTURA EFETIVA				ÁREA DE AÇO LONG.			ÁREA EFETIVA				V/M		V_{ue}/V_{ud}	
	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	VALOR MÉDIO	C. V. %
1			X			X				X		X		1,58	11
2	X						X	X				X		1,15	11
3		X			X				X			X		1,47	10
4			X			X				X			X	1,51	11
5	X						X	X					X	1,10	9
6		X			X				X				X	1,40	8
7			X			X						X	X	1,21	11
8	X						X					X	X	1,09	10
9		X				X						X	X	1,23	13
10			X			X						X	X	1,17	12
11	X						X					X	X	1,03	10
12		X				X						X	X	1,18	11
13	X					X						X	X	1,19	10
14				X			X					X	X	1,07	11
14'*				X			X					X	X	1,07	8

* Foi obtida se eliminando da combinação 14 as vigas 25-3-0, FU- ∞ e F-A.

C.V. → Coeficiente de variação

De todas as combinações aplicadas nas expressões propostas pela Comissão ACI-ASCE 426, a que levou aos melhores resultados foi aquela cujos parâmetros foram definidos do seguinte modo:

altura efetiva \rightarrow diâmetro da seção transversal

área efetiva \rightarrow área total da seção transversal

ρ_L = percentagem da área total de aço longitudinal em relação a área total da seção transversal

V/M = relação calculada a um diâmetro da carga.

I.3 - NORMAS E RECOMENDAÇÕES EXISTENTES

As normas ACI 318/77 [6] e CEB-FIP/78 [3] baseadas no trabalho de Faradji Capon e Diaz de Cossio estabeleceram critérios para o dimensionamento de seções circulares ao esforço cortante. Estes critérios serão mostrados detalhadamente no Capítulo V do presente trabalho.

CAPÍTULO IIPLANO DE PESQUISAII.1 - CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS TESTADAS

O plano de pesquisa consistiu no ensaio até a ruptura de 8 vigas de seção transversal circular, divididas em 3 grupos. Em todas as 8 vigas se conservaram constantes os seguintes fatores:

- a) Diâmetro nominal da seção - 400 mm
- b) Comprimento das vigas - 4.200 mm
- c) Distância entre os apoios - 3.000 mm
- d) Condições de apoio-vigas simplesmente apoiadas
- e) Esquema de carregamento
- f) Cobrimento da armadura - 15 mm
- g) Qualidade do aço longitudinal*-CA-50A - diâmetro nominal 15,9 mm (5/8")

* valores nominais, isto é, previstos para a pesquisa.

h) Distribuição do aço longitudinal

i) Qualidade do aço transversal*CA-25-diâmetro nominal 6,35 mm
(1/4")

j) Resistência do concreto à compressão* - 25 MPa

* Valores nominais, isto é, previstos para a pesquisa.

As variáveis principais caracterizaram 3 grupos distintos de vigas:

GRUPO A

Vigas: ABC-1, A-2, A-3 e A-4

Fator variável - relação a/D

GRUPO B

Vigas: ABC-1, B-2 e B-3

Fator variável - espaçamento entre os estribos (s)

GRUPO C

Vigas: ABC-1, C-2 e C-3

Fator variável - número de barras longitudinais ($n \phi_L$)

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

TABELA II.1 - Plano de ensaios

VIGAS	a mm	a/D	s mm	n ϕ_L (BARRA)
ABC-1	1050	2,63	150	24
A-2	875	2,19	150	24
A-3	700	1,75	150	24
A-4	525	1,31	150	24
B-2	1050	2,63	100	24
B-3	1050	2,63	200	24
C-2	1050	2,63	150	20
C-3	1050	2,63	150	28

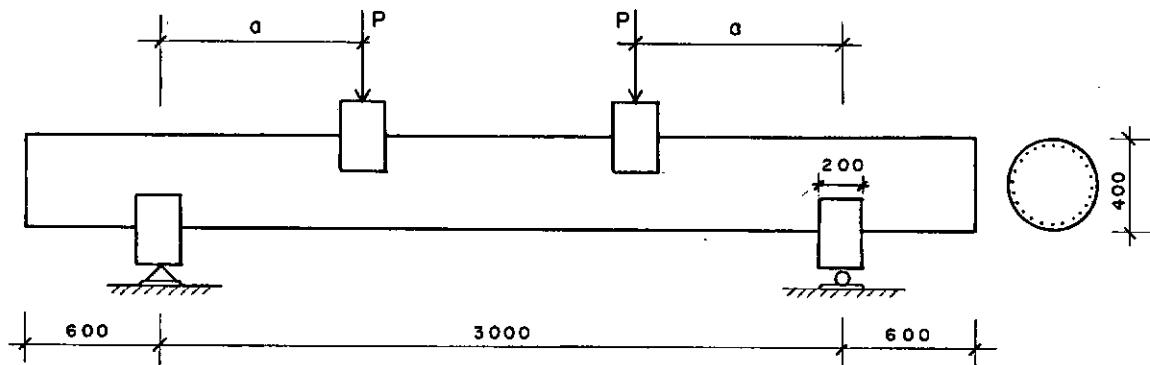
II.2 - ESQUEMA DE ENSAIO

A montagem escolhida foi a viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas (Fig. II.1). Esta montagem é a mais usual nas investigações de ruptura por esforço cortante, pois tem a vantagem de combinar duas condições diferentes de teste: flexão pura na região entre as cargas e esforço cortante constante nas duas regiões extremas da viga.

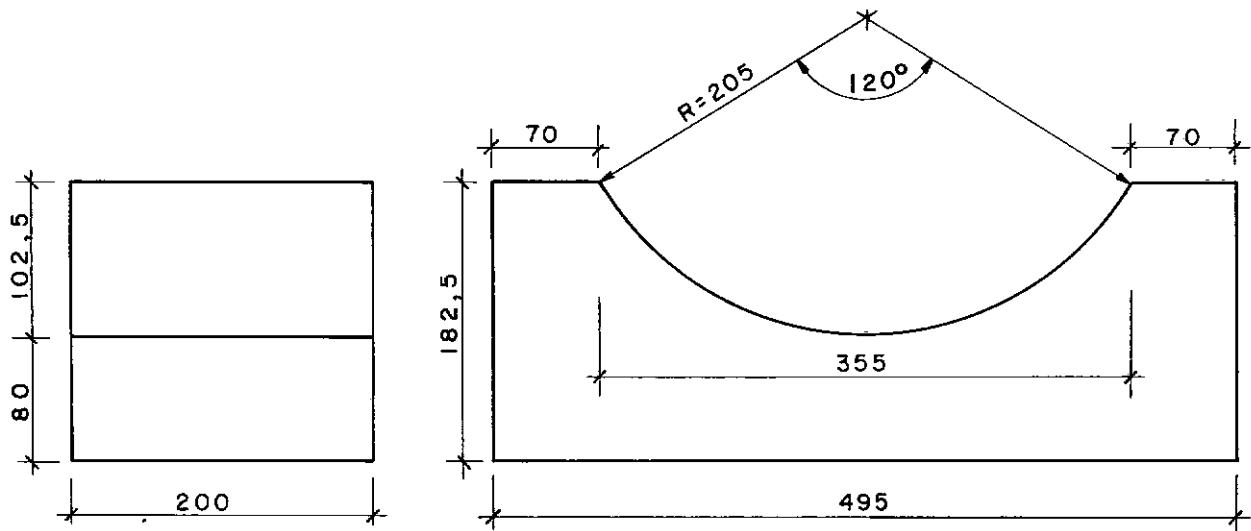
Os ensaios foram efetuados na placa de reação do Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da UFRJ.

Os apoios das vigas assim como a aplicação das cargas foram feitos através de blocos de concreto armado (Fig. II.1.b). O assentamento das vigas nos blocos, tanto os de apoio como os de aplicação de carga, foi feito com gesso para que não ocorressem vazios entre as superfícies em contacto. Os blocos de apoio transmitiam o carregamento à placa de reação através de aparelhos de apoio de aço (Fig. II.1.c).

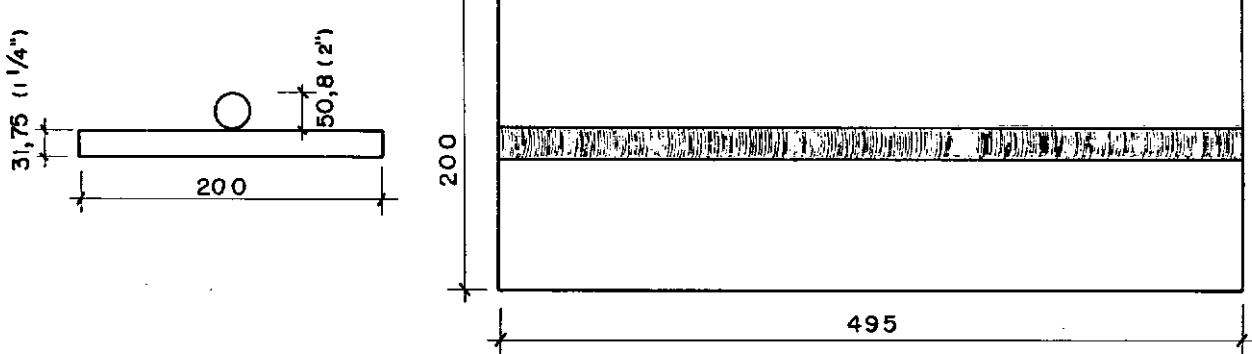
As cargas foram aplicadas à viga por meio de macacos hidráulicos, conectados a um sistema de controle M.T.S., em regime de controle de deslocamento. Os incrementos de cargas aplicados às vigas foram variáveis dependendo da capacidade de carga prevista para cada ensaio. Para cada viga ensaiada foram realizadas, em média, 12 etapas de carga.



a) Esquema da montagem dos ensaios



b) Blocos de apoio e carga



c) Aparelhos de apoio

Fig. II.1 - Características gerais da montagem dos ensaios

II.3 - INSTRUMENTAÇÃO

No início do ensaio e após cada incremento de carga eram efetuadas medições visando a determinação das seguintes grandezas.

a) Ângulos de rotação

Foram medidas as rotações nos apoios e nas seções distantes 250 mm dos pontos de aplicação de carga (Fig. II.2). Os aparelhos usados para estas medições foram clinômetros de bolha marca Stoppani com precisão de 2".

b) Flechas

As flechas foram medidas com um catetômetro marca Wild Heerbrug com precisão de 0,1 mm, nos pontos mostrados na Fig. II.2.

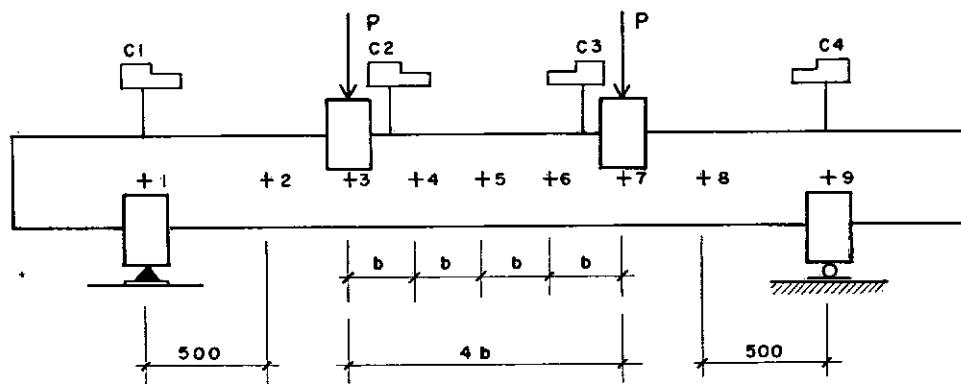


Fig. II.2 - Pontos em que foram medidas, flechas e rotações

Os pontos 2 e 8 do catetômetro não foram marcados na viga A.4.

c) Deformação nas armaduras

Para a medição destas deformações foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (E.E.R.) marca Kyowa, base 2 mm. Os extensômetros foram colados nas armaduras com cola Super Bonder 495 e protegidos após a colagem por cera de abelha derretida sobre eles.

c.1) Armadura longitudinal

Em todas as vigas somente a barra longitudinal inferior foi instrumentada. A disposição dos E.E.R. é mostrada na Fig. II.3.

c.2) Armadura transversal

Em todas as vigas 4 seções (S_1 , S_2 , S_3 e S_4) tiveram os estribos instrumentados (Fig. II.3), com o intuito de se conhecer o grau de solicitação nos estribos, dentro do vão de corte, ao longo das diversas etapas de carregamento.

Os E.E.R. foram colados nas fibras externas dos estribos e a disposição dos mesmos é mostrada na Fig. II.4.

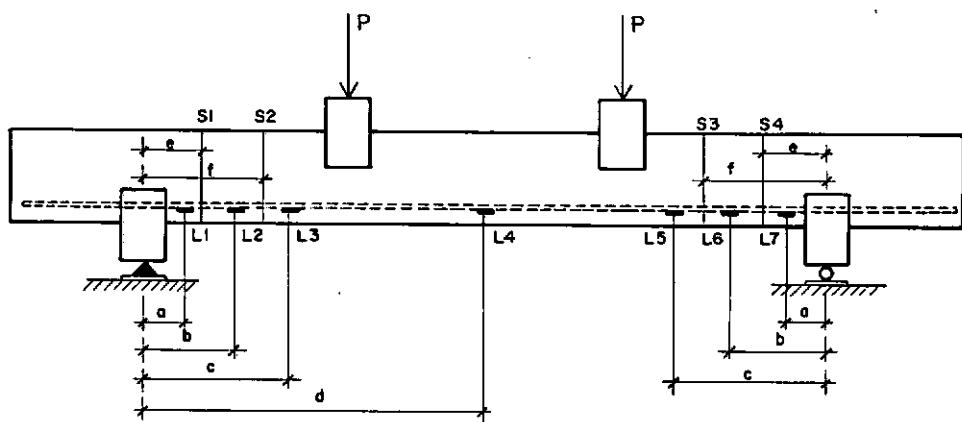


Fig. II.3 - Disposição dos E.E.R. na barra longitudinal inferior e seções transversais instrumentadas

TABELA II.2 - Locação dos E.E.R. na barra horizontal e das seções transversais instrumentadas

VIGAS	a mm	b mm	c mm	d mm	e mm	f mm
ABC-1	175	475	825	1500	300	450
A-2	175	375	675	1500	300	450
A-3	175	375	625	1500	300	450
A-4	75	225	375	1500	150	300
B-2	150	450	850	1500	300	600
B-3	225	500	825	1500	400	600
C-2	175	475	825	1500	300	450
C-3	175	475	825	1500	300	450

VIGAS : ABC-1 , A2, A3, A4
B2, B3.

VIGA: C2

VIGA : C3

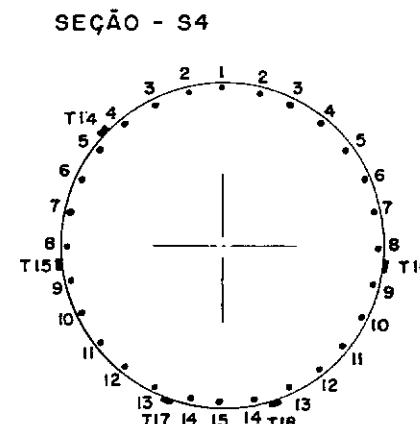
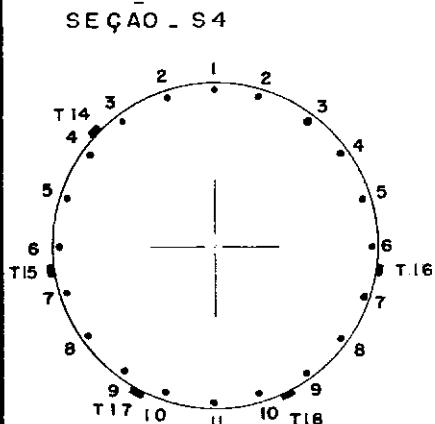
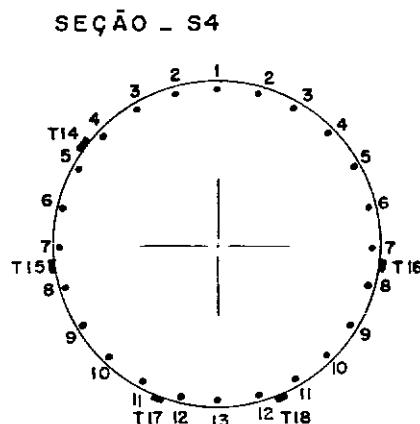
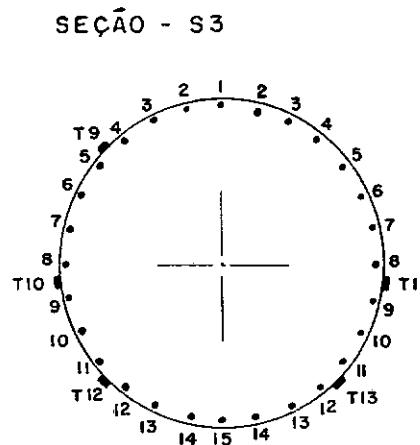
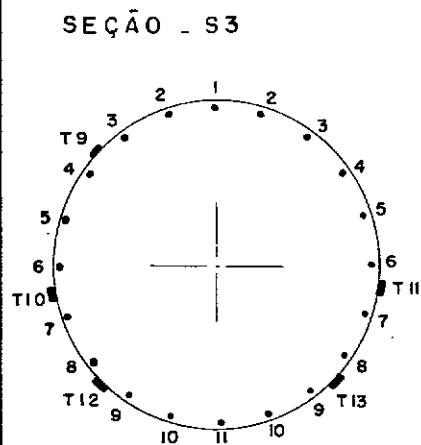
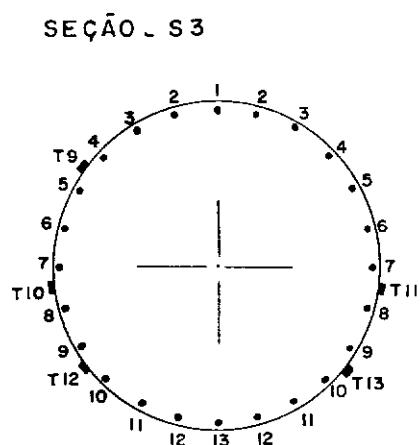
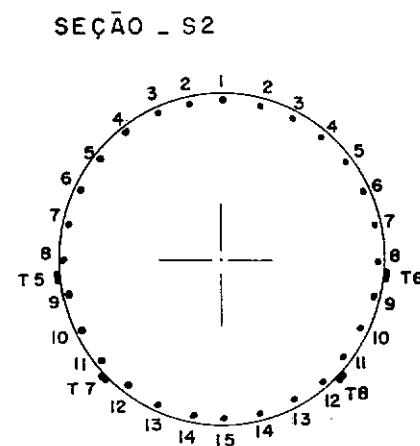
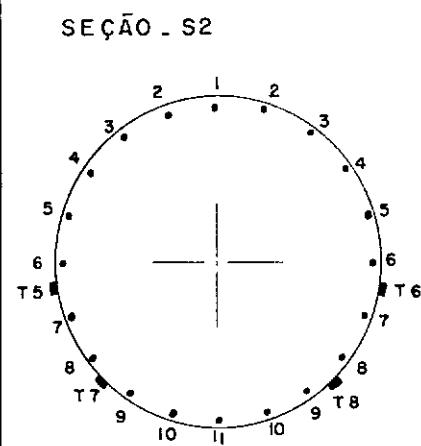
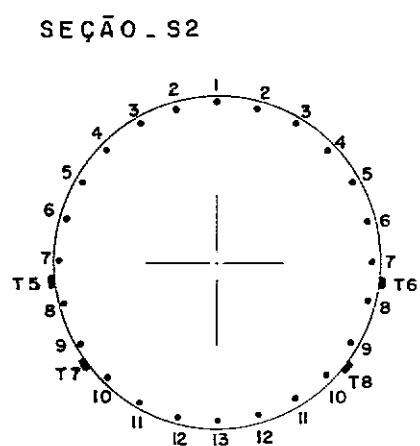
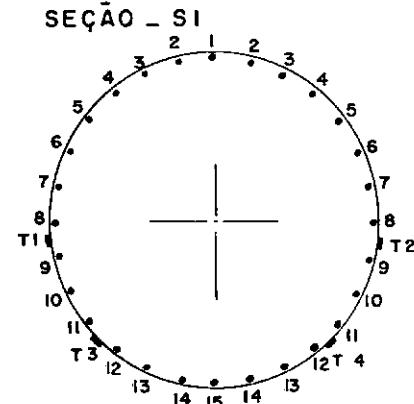
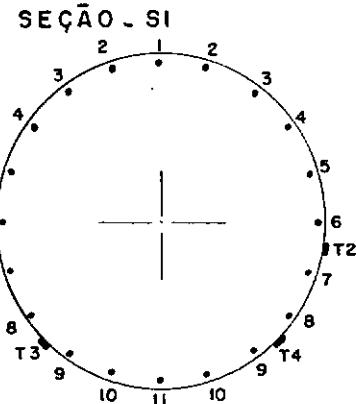
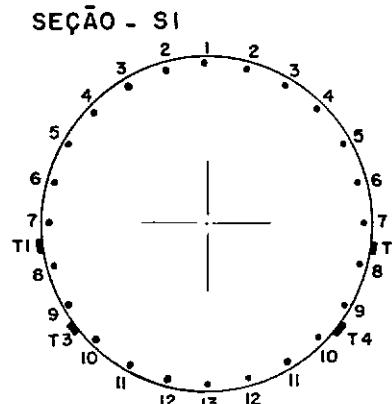


FIG. II - 4. — DISPOSIÇÃO DOS E.E.R. NOS ESTRIBOS

d) Deformações no concreto

Na parte superior da viga, dentro do vão de corte, foram efetuadas medições das deformações na direção longitudinal. As medições foram efetuadas em ambos os lados da peça. Ainda dentro do vão de corte, em ambos os lados da viga e : a meia altura da seção, foram coladas bases para extensômetros mecânicos formando rosetas. Nas rosetas foram efetuadas medições verticais, horizontais e em duas direções inclinadas de 45° em relação ao plano horizontal.

As rosetas da viga A-4 eram diferentes das demais pela pequena extensão do vão de corte (Fig. II.6).

Em todas as vigas foram também lidas, de ambos os lados, as deformações longitudinais, no meio do vão entre as cargas.

O aparelho usado para a leitura das deformações no concreto foi um extensômetro mecânico marca Huggenberger de base de medição 100 mm e sensibilidade de 0,001 mm.

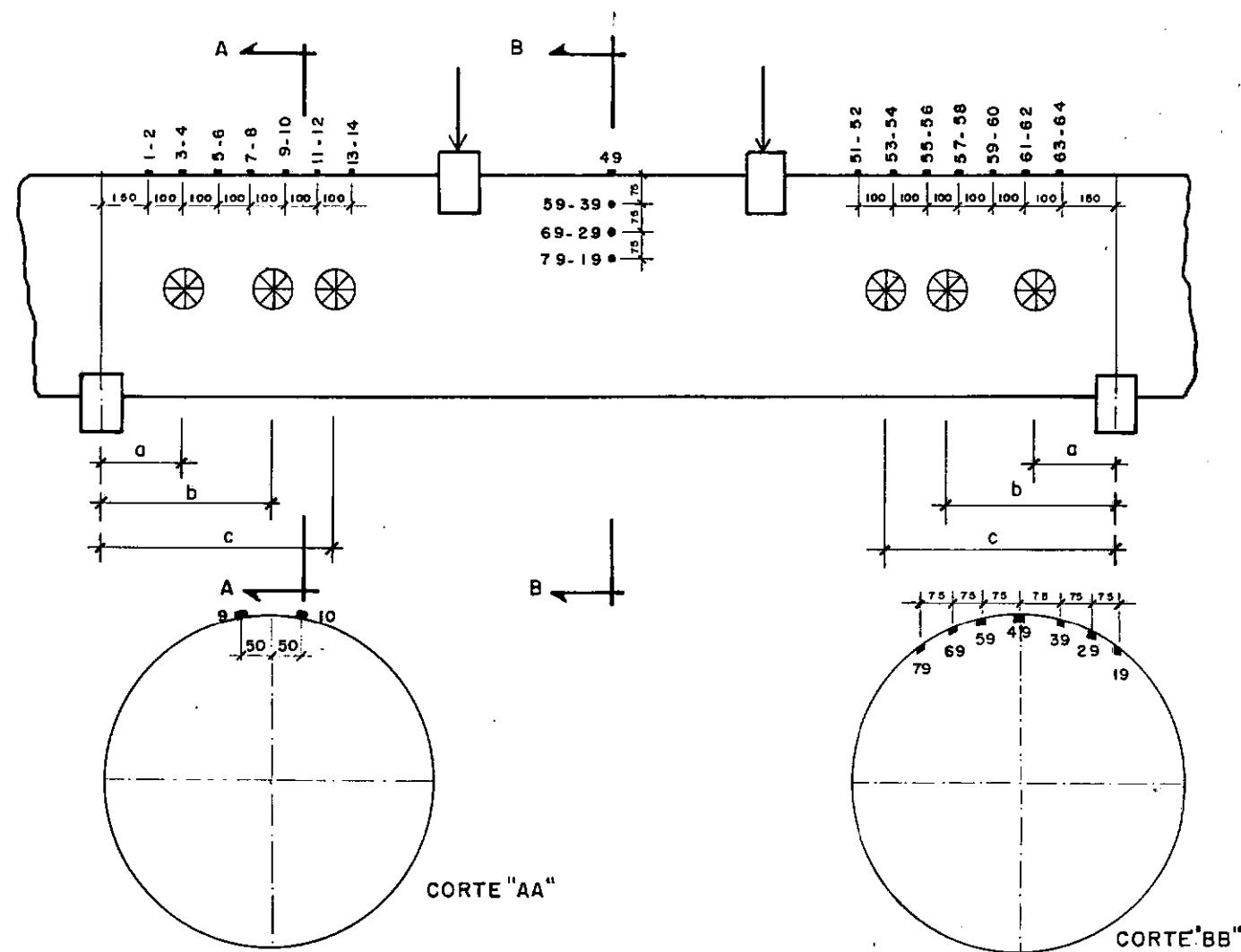


Fig. II.5 - Pontos de medição de deformação no concreto

TABELA II.3 - Locação das rosetas

VIGAS	a (mm)	b (mm)	c (mm)
ABC-1	225	500	675
A-2	225	375	525
A-3	225	375	525
A-4	-	-	-

continua...

TABELA II.3 - Continuação

VIGAS	a (mm)	b (mm)	c (mm)
B-2	225	500	675
B-3	225	500	675
C-2	225	500	675
C-3	225	500	675

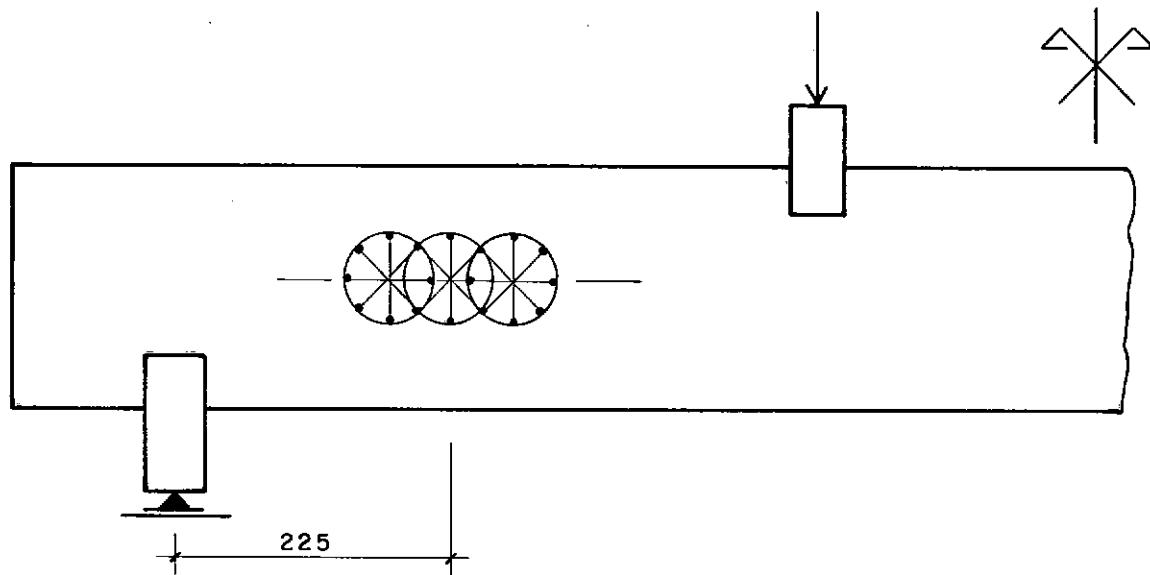


Fig. II.6 - Roseta da viga A-4

e) Fissuração

Após a fissuração do concreto, a localização, extensão e abertura das fissuras, foram registradas.

CAPÍTULO III

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

O mecanismo de resistência ao esforço cortante é complexo e ainda não totalmente compreendido. Entre as diversas publicações que tratam do assunto podemos destacar o "Bulletin d'Information nº 126 - Shear and Torsion" |⁷| que contém diversos trabalhos relacionados com a Norma CEB-FIP/78, e o relatório da Comissão ACI-ASCE 426 |⁵| que condensa um extenso trabalho sobre a resistência ao esforço cortante de peças de concreto armado ou protendido em geral.

Na realidade não existe uma resistência ao esforço cortante puro, mas uma resistência à ação combinada de esforço cortante e momento fletor com a presença eventual de esforço normal, protensão e torção.

Antes da fissuração por flexão o esforço cortante é resistido pelo concreto submetido a um estado múltiplo de tensões. Após a fissuração por flexão e antes da fissuração inclinada (por cortante) o esforço cortante é resistido pelo concreto da região comprimida, pela ação de "engrenamento" dos agregados e pelo efeito de rebite da armadura longitudinal (encavilhamento). A soma dessas parcelas é geralmente considerada como o esforço cortante absorvido pelo concreto, V_c . Após a fissuração por cortante (inclinada), uma parte do esforço cortante, V_w , é resistida pela armadura transversal (barras dobradas e estri-

bos). Após o escoamento da armadura transversal ainda é possível um aumento da contribuição do concreto, V_c . Os estribos, além de absorverem a parcela V_w do esforço cortante, controlam a abertura da fissura inclinada ajudando a ação de engrenamento dos agregados e "seguram" as barras longitudinais aumentando seu efeito de rebite. Além disso os estribos absorvem também uma parte do esforço cortante por ação de rebite e aumentam a resistência do concreto da região comprimida pelo confinamento que causam. Em peças com uma porcentagem mecânica de armadura transversal elevada é possível que a ruptura da peça ocorra por esmagamento das bielas comprimidas (analogia da treliça) antes do escoamento da armadura transversal. Em peças com cargas próximas aos apoios existe um efeito de arco que aumenta a resistência ao esforço cortante.

Tanto a parcela do esforço cortante absorvida pelo concreto, V_c , como a parcela absorvida pela armadura transversal, V_w , sofrem a influência de muitos fatores. Nas referências [5] e [7] são analisados diversos desses fatores, entre os quais citamos:

- forma e dimensões da seção transversal;
- porcentagem, tensão de escoamento, características de aderência, cobrimento, diâmetro, interrupção (emenda), dobramento e ancoragem da armadura longitudinal;

- idem, da armadura transversal, além do tipo (barras dobradas ou estribos) e da inclinação desta;
- armadura das mesas de vigas I ou T;
- Relação M/Vd , tipo de apoio (extremo ou intermediário), tipo de transmissão de carga;
- Tipo de carregamento (cargas repetidas, cargas dinâmicas, cargas reversíveis);
- carga axial, protensão e torção;
- dimensões dos agregados;
- resistência do concreto (à tração e à compressão simples e em estado múltiplo de tensões).

Todos esses fatores influem na inclinação, na abertura e na distribuição das fissuras, afetando assim todas as parcelas da resistência ao esforço cortante.

Em virtude da complexidade do assunto, as normas de projeto e execução de obras de concreto armado ou pretendido procuram estabelecer fórmulas simples que cubram com segurança a maioria dos casos que possam ocorrer na prática, preocupando-se não só quanto à segurança contra a ruptura mas também com relação ao controle da fissuração em serviço.

A maioria das normas atuais estabelece o cálculo do esforço cortante último V_u segundo a teoria aditiva

$$V_u = V_w + V_c$$

estando a diferença básica entre elas na forma de se calcular a parcela do esforço cortante absorvida "pelo concreto", V_c (como já ficou claro, não é só o concreto que contribui para a parcela V_c). A parcela V_w é calculada de acordo com a teoria clássica de Mörsch ou então de acordo com uma treliça com inclinação variável das bielas comprimidas, sendo que, por simplificação, é comum adotar-se d no lugar de z .

Tecemos as considerações acima para mostrar que a comparação que faremos em seguida entre os diversos processos de cálculo de V_u utilizados no Capítulo V e a comparação entre os resultados teóricos e os obtidos na série de ensaios realizada é bastante limitada, por ter sido abrangida apenas uma pequena região do domínio de estudo da resistência ao esforço cortante das peças de concreto armado ou pretendido em geral, e mesmo do sub-domínio das peças de seção circular. Em diversas referências já citadas e também nas referências |¹⁰| e |¹⁴| encontram-se comparações entre resultados teóricos e experimentais que ajudam na compreensão deste assunto.

CAPÍTULO IVMATERIAIS E DIMENSIONAMENTOIV.1 - MATERIAISa) Areia

Foi usada, na confecção do concreto, areia grossa, lavada e peneirada. Suas características, obtidas dos ensaios, foram:

Diâmetro máximo - D_{\max} = 4,8 mm

Módulo de fissura - MF = 3,19

b) Agregado graúdo

O agregado graúdo empregado foi a brita nº 1 e suas características, tiradas dos ensaios, foram:

Diâmetro máximo - D_{\max} = 19,0 mm

Módulo de fissura - MF = 6,90

c) Cimento

Foi empregado na confecção do concreto o cimento tipo Portland, CP 320, marca Alvorada.

d) Aço

Para as armaduras das vigas foram especificadas duas categorias de aço:

CA-25 - armadura transversal

CA-50 A - armadura longitudinal

Dos ensaios à tração das amostras obtiveram-se os valores médios agrupados na Tabela IV.1.

TABELA IV.1 - Características dos aços

AÇO	φ POL.	φ mm	AREA mm ²	f _y MPa	f _r MPa	ε _r %	E MPa
CA-25*	1/4	6,30	32	397,0	490,0	22	210000
CA-50-A	5/8	15,70	194	490,0	780,0	17	210000

* categoria especificada no pedido.

As amostras de aço foram ensaiadas à tração na máquina de ensaios tipo universal Amstler-1000 kN e as deformações das barras foram medidas com extensômetros. A deformação de ruptura, ϵ_r , foi tomada na zona de estrição em um comprimento de aproximadamente dez diâmetros, os valores do módulo de elasticidade longitudinal, E, foram considerados 210000 MPa independente dos ensaios.

Apesar do aço especificado como CA-25 não ter correspondido à especificação, ele foi utilizado na pesquisa levando-se em conta suas características reais.

e) Concreto

Foi utilizado um concreto dosado pelo método racional, com traço em peso de:

1:2,01:3,72

Fator água-cimento - $x = 0,65$

Consumo de cimento - 323 kg/m^3

Para cada viga concretada foram moldados 16 corpos de prova, vibrados com vibrador de imersão, capeados com pasta de cimento e, após 24 horas, retirados da forma e colocados em um tanque d'água, onde ficaram durante 7 dias. Dos 16 corpos de prova, 3 foram ensaiados à compressão aos 28 dias, com o intuito de se avaliar a qualidade do concreto, os restantes foram rompidos à mesma época do ensaio da viga correspondente. Em 4 dos 13 corpos de prova, que eram rompidos à mesma época dos ensaios, foi obtida a resistência à tração, determinada por compressão diametral. Os outros 9 foram rompidos à compressão, sendo que em 4 corpos de prova o diagrama tensão-deformação do concreto foi determinado.

O valor do módulo de deformação longitudinal do concreto, E_c , foi tomado com a inclinação da tangente à curva tensão-deformação pela origem.

A tabela IV.2 apresenta os valores médios para a resistência à compressão, resistência à tração e módulo de deformação longitudinal do concreto de cada viga à época do ensaio.

TABELA IV.2 - Características do concreto

VIGAS	f_{ccm} - MPa	f_{ctm} - MPa	E_{cm} - MPa	IDADE DIAS
ABC-1	25,9	2,45	26200	101
A-2	31,3	2,75	30500	85
A-3	31,3	2,75	30500	113
A-4	32,7	2,75	30500	120
B-2	27,5	2,45	26200	91
B-3	32,7	2,75	30500	91
C-2	27,5	2,45	26200	76
C-3	27,5	2,45	26200	59

A resistência à tração (f_{ctm}) foi determinada através de ensaios de compressão diametral utilizando-se a fórmula preconizada nas Recomendações do CEB-1970 |¹⁹|

$$f_{ct} = 0.85 \frac{2F}{\pi \cdot D \cdot \ell} \quad \text{onde}$$

0,85 representa o coeficiente de correspondência entre a resistência à tração pura e a resistência à tração obtida nos ensaios de compressão diametral.

F - é a carga de compressão transversal que provoca a ruptura por compressão diametral.

D e ℓ - são o diâmetro e o comprimento do corpo de prova cilíndrico.

Os valores de f_{ctm} e de E_{cm} foram obtidos pela média dos ensaios dos corpos de prova de 4 vigas:

$$\left. \begin{array}{l} E_{cm} = 26200 \text{ MPa} \\ f_{ctm} = 2,45 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Vigas ABC-1, B-2, C-2 e C-3}$$

$$\left. \begin{array}{l} E_{cm} = 30500 \text{ MPa} \\ f_{ctm} = 2,75 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Vigas A-2, A-3, A-4 e B-3}$$

A areia e a brita utilizadas nas vigas ABC-1, B-2, C-2 e C-3 não foram as mesmas utilizadas nas vigas A-2, A-3, A-4 e B-3, o que afetou a qualidade do concreto.

IV.2 - FABRICAÇÃO DAS VIGAS

Na moldagem das vigas foram usadas formas de madeira revestidas com Formica, o que possibilitou que cada forma fosse usada duas vezes. As formas eram compostas de duas meias-canais que se justapunham perfeitamente e eram ligadas por meio de parafusos (Fig. IV.1).

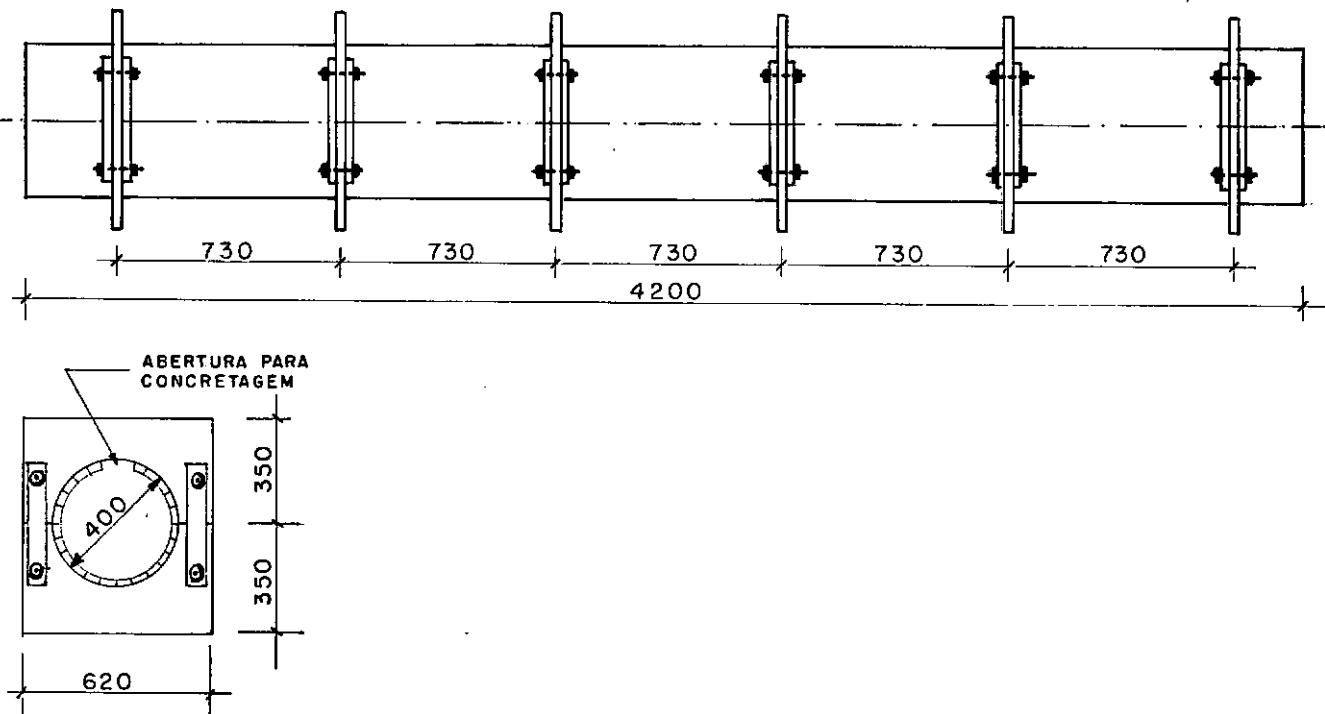


Fig. IV.1 - Detalhe da forma das vigas

Obedeceu-se à seguinte ordem de lançamento dos materiais à betoneira:

- 10% de água, brita, areia, cimento e o restante da água (cada betonada com 150 ℥)

O concreto apresentou boa trabalhabilidade para o adensamento com vibrador de imersão.

IV.3 - DIMENSIONAMENTO

IV.3.1 - Comentários

No dimensionamento das vigas dois fatores foram preponderantes na escolha do diâmetro da seção transversal, D = 400 mm:

- 1º) capacidade do equipamento para a realização dos ensaios
- 2º) desejo de se aproximar o máximo possível das dimensões usadas na prática.

Partindo-se de um pré-dimensionamento fixou-se a armação transversal em estribos de 1/4" cada 150 mm de CA-25 e a armação longitudinal em 24 barras de 5/8" de CA-50A.

A posição do carregamento sobre a viga ($a = 1050$ mm, $a/d = 2,63$) se baseou em estudos encontrados em |⁸| que mostram que a influência da posição da carga sobre a capacidade resistente à força cortante passa por um mínimo para uma relação $2,5 \leq a/d \leq 3,0$.

IV.3.2 - Verificação das Vigas ao Esforço Cortante

O cálculo da carga última teórica nas condições de projeto foi feito através das fórmulas propostas pela Comissão ACI-ASCE 426, e nas definições dos parâmetros adotaram-se as sugeridas por |¹| (ver ítem I.2) como se mostra a seguir:

$$V_u = V_w + V_c$$

$$V_w = \frac{A_{sw}}{s} d \cdot f_y w$$

$$V_c = (0,16 \sqrt{f'_c} + 17,5 \rho_L \frac{Vd}{M}) b_w d$$

(forças em MN, áreas em m^2 , tensões em MPa e dimensões lineares em m).

onde:

$$A_{sw} = 2 \times 32 = 64 \text{ mm}^2 \text{ (projeto)}$$

$d = D = 400 \text{ mm}$ - diâmetro da seção transversal

$$f_{yw} = 250 \text{ MPa} \text{ (projeto)}$$

$$f'_c = 25 \text{ MPa} \text{ (projeto)}$$

V/M = relação calculada a um diâmetro da carga

$$b_w d = \text{área efetiva} = \pi D^2 / 4$$

ρ_L = percentagem da área total de aço longitudinal em relação a área total da seção transversal (inicialmente o valor de ρ_L foi estimado).

O cálculo de V_u da viga ABC-1 é mostrado abaixo:

estribos 1/4" com 150 mm

$$V_w = \frac{64 \times 400 \times 250}{150} = 42666 \text{ N} = 42,67 \text{ kN}$$

$$\rho_L = A_{SL}/A_c = \frac{2 \times 198}{\pi \times 400^2/4} = 0,0378 = 3,78\%$$

$$V_c = (0,16 \sqrt{25} + 17,5 \times 0,0378 \times \frac{0,40}{0,65}) 1256 \times 10^{-4} \therefore$$

$$\therefore V_c = 0,1516 \text{ MN} = 151,60 \text{ kN}$$

$$\text{logo } V_u = 42,67 + 151,60 = 194,67 \text{ kN}$$

Na tabela IV.3 apresentam-se os valores do cortante último de projeto (V_{up}) para as diversas vigas.

TABELA IV.3 - Valores do cortante último teórico nas condições de projeto (V_{up})

VIGAS	V_w kN	V_c kN	V_{up} kN
ABC-1	42,67	151,60	194,67
A-2	42,67	170,44	213,11
A-3	42,67	211,26	253,93
A-4	42,67	366,35	409,02
B-2	64,00	151,60	215,60

continua...

TABELA IV.3 - Continuação

VIGAS	V_w kN	V_e kN	V_{up} kN
B-3	32,00	151,60	183,60
C-2	42,67	143,10	185,77
C-3	42,67	160,24	202,91

IV.3.3 - Verificação das Vigas ao Momento Fletor

A armadura longitudinal de flexão, $24\phi 5/8"$ foi obtida por tentativas, e usando-se os diagramas de interação adimensionais de ^[17] verificou-se qual seria o momento último nas condições de projeto por ela resistido (M_{up}).

Adotou-se como coeficiente de segurança do ensaio, isto é, a margem de segurança de que a ruptura ocorreria por efeito do cortante, a relação entre o momento último resistido pela seção transversal nas condições de projeto e o momento máximo correspondente ao cortante último nas condições de projeto (M_{vup}). Na tabela IV.4 encontram-se os valores dos momentos últimos para todas as vigas.

TABELA IV.4 - Valores dos momentos únicos nas condições de projeto e dos coeficientes de segurança do ensaio

VIGAS	M_{up} kNm	M_{vup} kNm	M_{up}/M_{vup}
ABC-1	320,28	204,40	1,57
A-2	320,28	186,47	1,72
A-3	320,28	177,75	1,80
A-4	320,28	214,74	1,49
B-2	320,28	226,38	1,41
B-3	320,28	192,78	1,67
C-2	276,32	195,06	1,42
C-3	367,38	213,06	1,72

Para proporcionar ancoragem suficiente à armadura longitudinal, cada viga foi executada com um comprimento excedente além dos apoios de 600 mm, e o tipo de ancoragem escolhido foi a ancoragem reta para todas as barras longitudinais.

CAPÍTULO V

ANÁLISE DOS RESULTADOS

V.1 - CARGAS DE RUPTURA

Foi observado nos ensaios que numa determinada etapa de carregamento ocorria um desequilíbrio entre as cargas dos macacos, isto é, para um mesmo incremento de deslocamento, a carga de um dos macacos continuava a aumentar, enquanto a do outro diminuia. Definiu-se então, como carga de ruptura, ao maior carregamento que era possível aplicar-se sobre a viga sem que ocorresse o desequilíbrio das cargas, e considerou-se que a ruptura da viga ocorria no lado em que era registrada a queda da carga do macaco.

Por falta de energia elétrica o ensaio da viga C-2 foi interrompido durante alguns instantes, quando a carga aplicada sobre a mesma era de 120 kN, em cada macaco. O ensaio da viga A-3 foi interrompido, durante alguns dias, para reforço do quadro de ensaios, pois quando a carga sobre a viga era de 120 kN, em cada macaco, o quadro de ensaio apresentou sinais visíveis de instabilidade.

Na tabela V.1 são apresentadas as cargas de ruptura ou cargas últimas ($P_{u.e}$) dos modelos ensaiados.

TABELA V.1 - Valores das cargas últimas (P_{ue})

GRUPOS	VIGAS	P_{ue} kN
A	ABC-1	201
	A-2	270
	A-3	290
	A-4	494
B	ABC-1	201
	B-2	270
	B-3	190
C	ABC-1	201
	C-2	210
	C-3	215

V.2 - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DOS ESTRIBOS

Apresentam-se nas figuras a seguir o diagrama "carga-deformação específica nos estribos" para os modelos ensaiados. Convém frisar que vários E.E.R. apresentaram leituras instáveis, logo os diagramas apresentados só se referem as seções cujos E.E.R. apresentaram leituras estáveis.

Os diagramas mostram que a armação transversal não é praticamente solicitada até surgirem fissuras inclinadas na região de cortante. Com a aparição das fissuras inclinadas os estribos passam subitamente a ser solicitados. Logo, pelos diagramas, podemos concluir que, antes da fissuração inclinada,

o aço transversal praticamente não contribui para a resistência ao esforço cortante, sendo este quase totalmente absorvido pelo "concreto". Após a fissuração inclinada a armação transversal passa a contribuir efetivamente para a resistência ao esforço cortante.

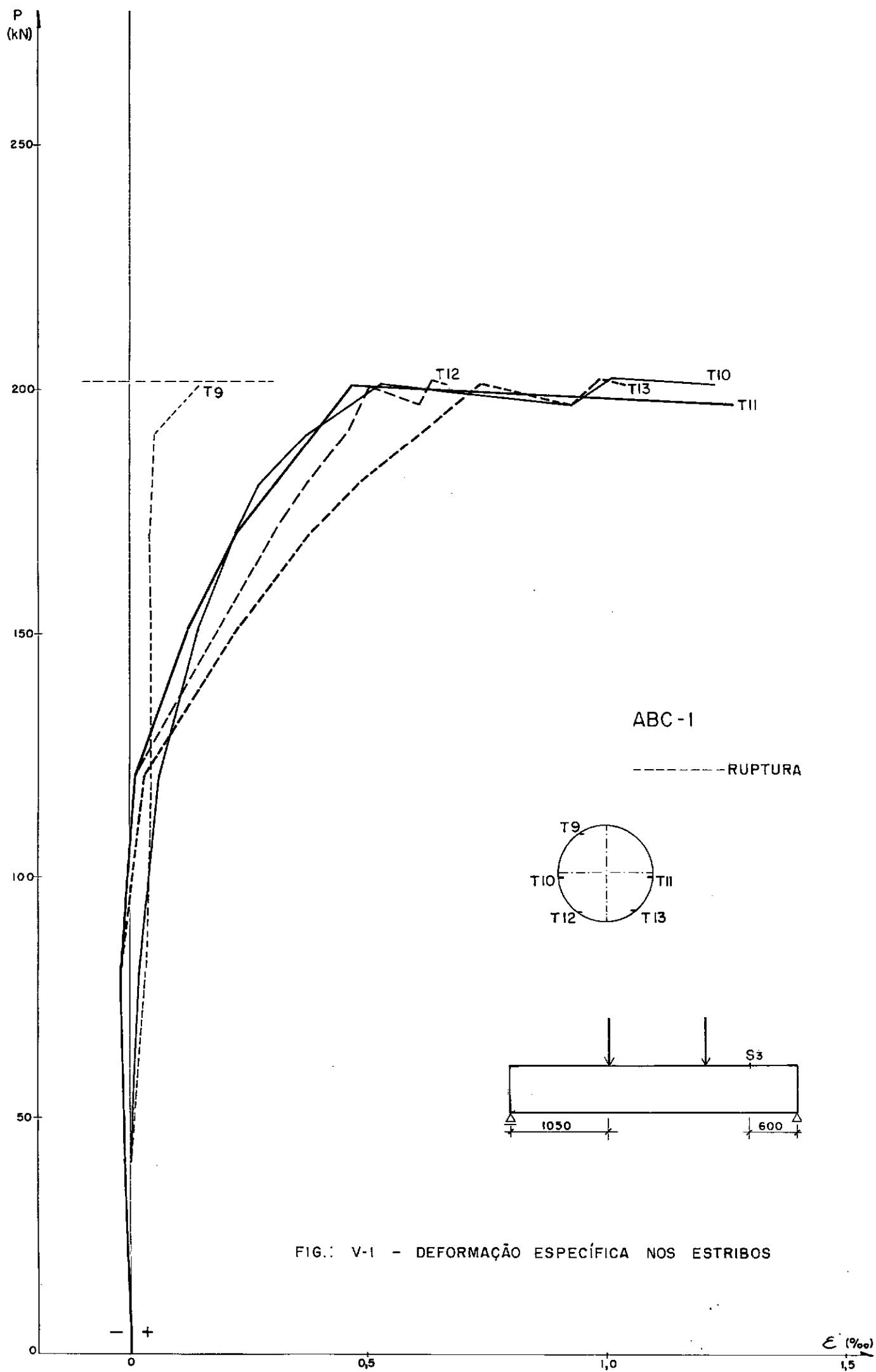
Em todos os ensaios foi assinalado o cortante que ocasionava o surgimento da primeira fissura inclinada, na região de cortante, que atravessava o eixo médio da viga (V_{fiss}), estes valores são apresentados na tabela V.2.

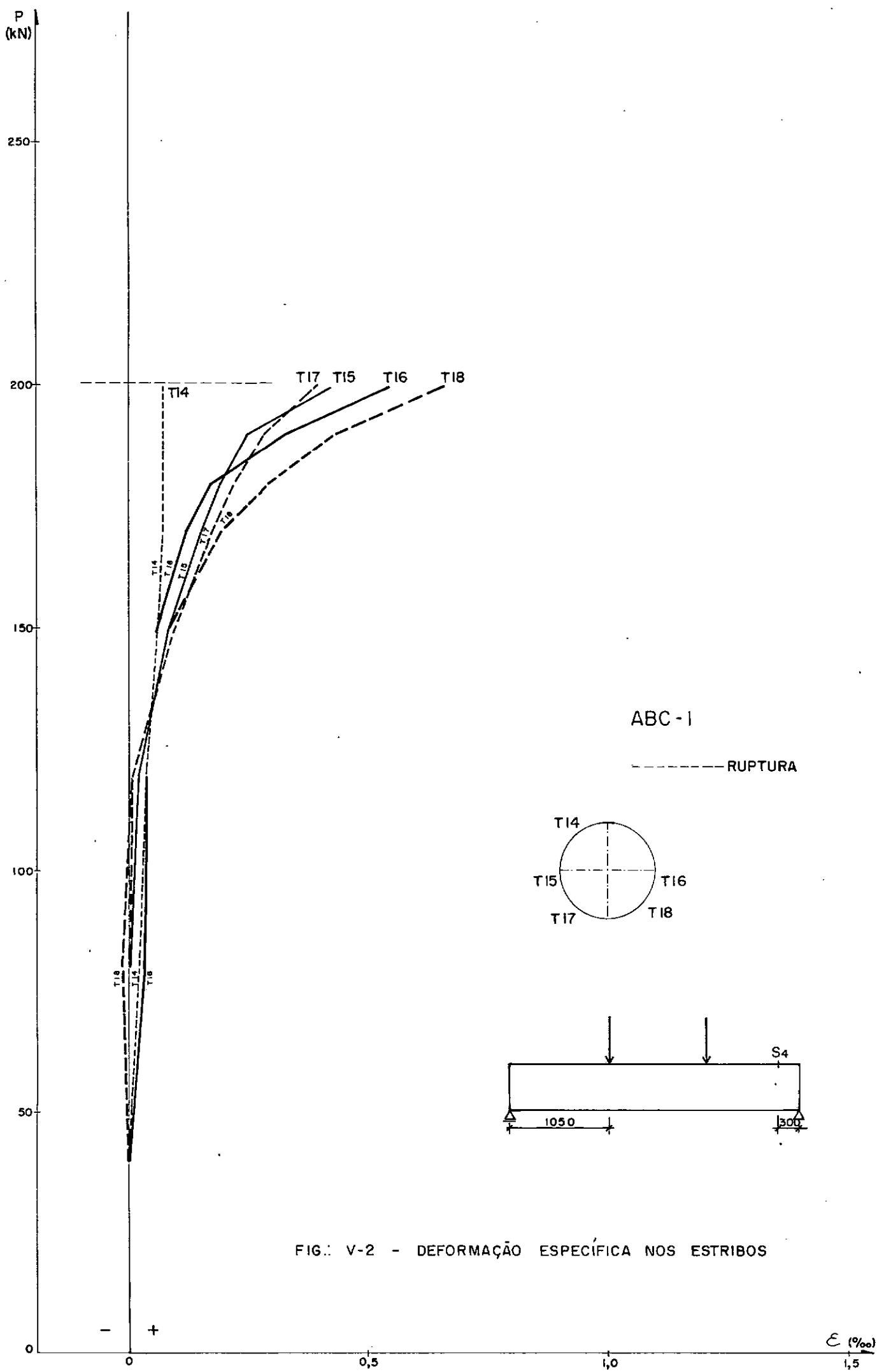
É importante observar a quase igualdade entre os valores dos cortantes de fissuração anotados durante os ensaios e os pontos dos diagramas em que a armação transversal passa efetivamente a trabalhar.

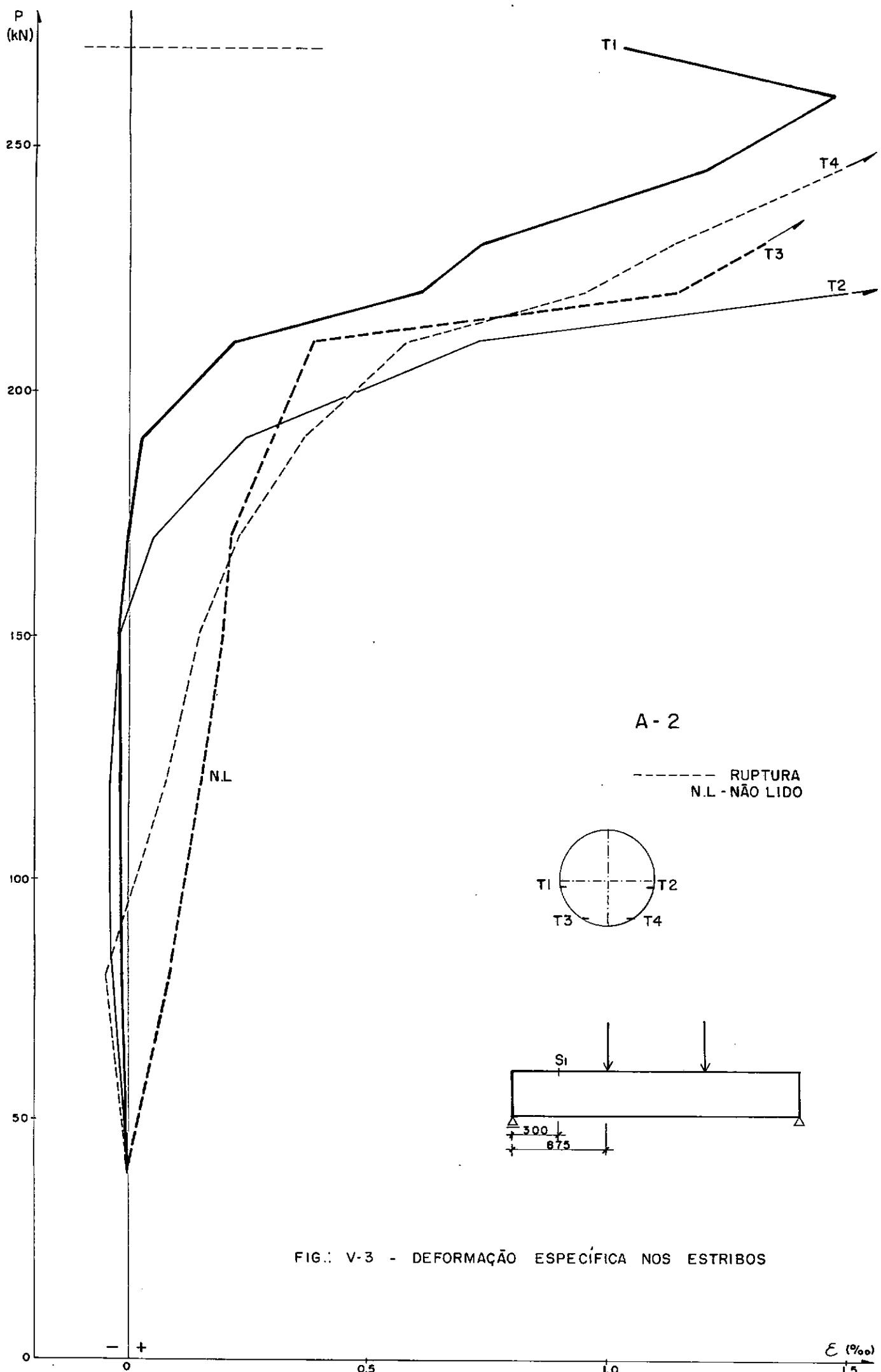
Nos diagramas pode-se ainda observar que conforme diminui a relação a/d, isto é, quanto mais a carga se aproxima do apoio, mais tardam a surgir as fissuras inclinadas devido ao esforço cortante, isto é, maior é o esforço cortante absorvido pelo "concreto".

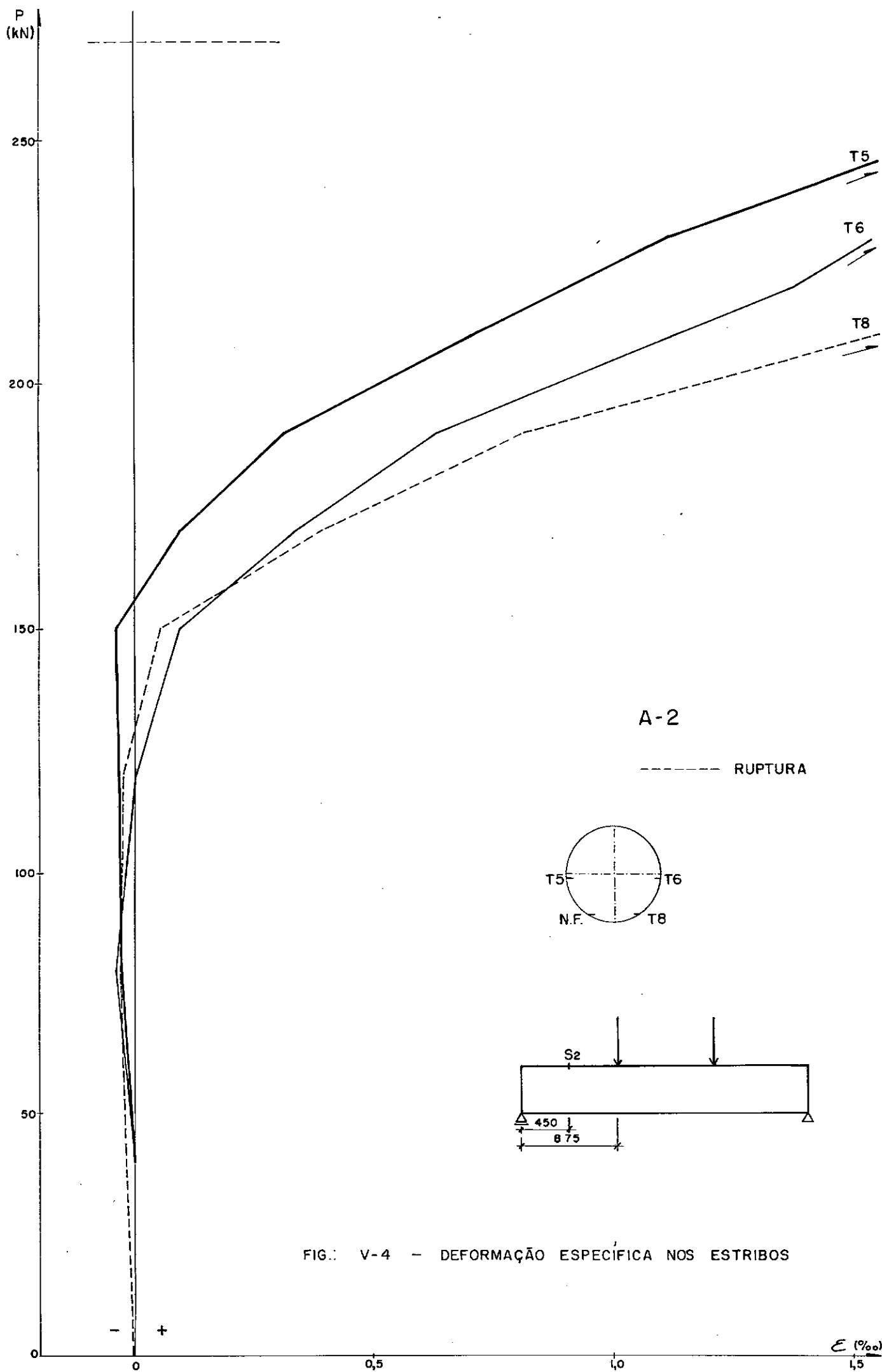
TABELA V.2 - Valores de V_{fiss} anotados durante os ensaios

GRUPOS	VIGAS	V_{fiss} kN
A	ABC-1	120
	A-2	150
	A-3	160
	A-4	200
B	ABC-1	120
	B-2	150
	B-3	120
C	ABC-1	120
	C-2	120
	C-3	150









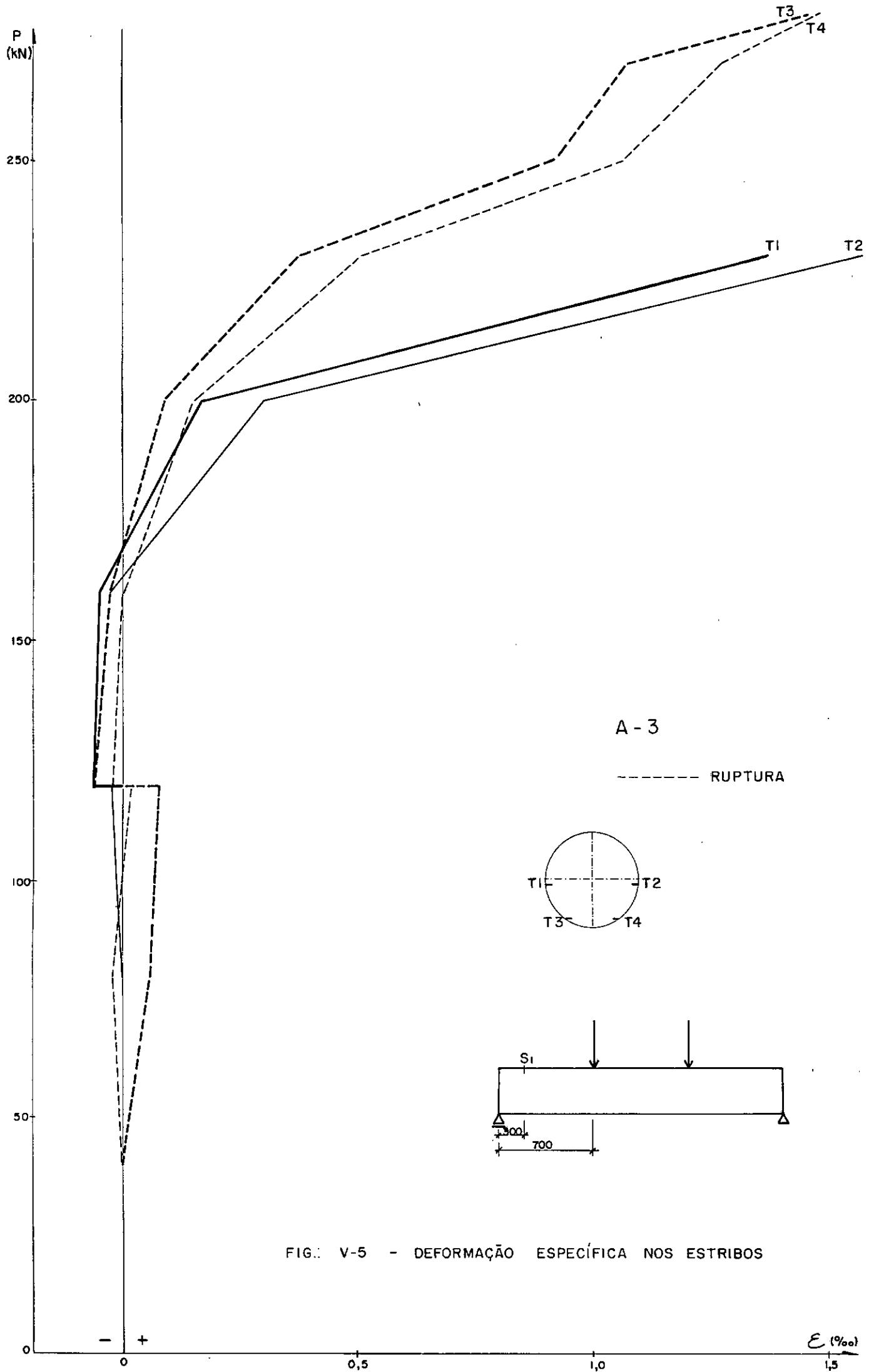
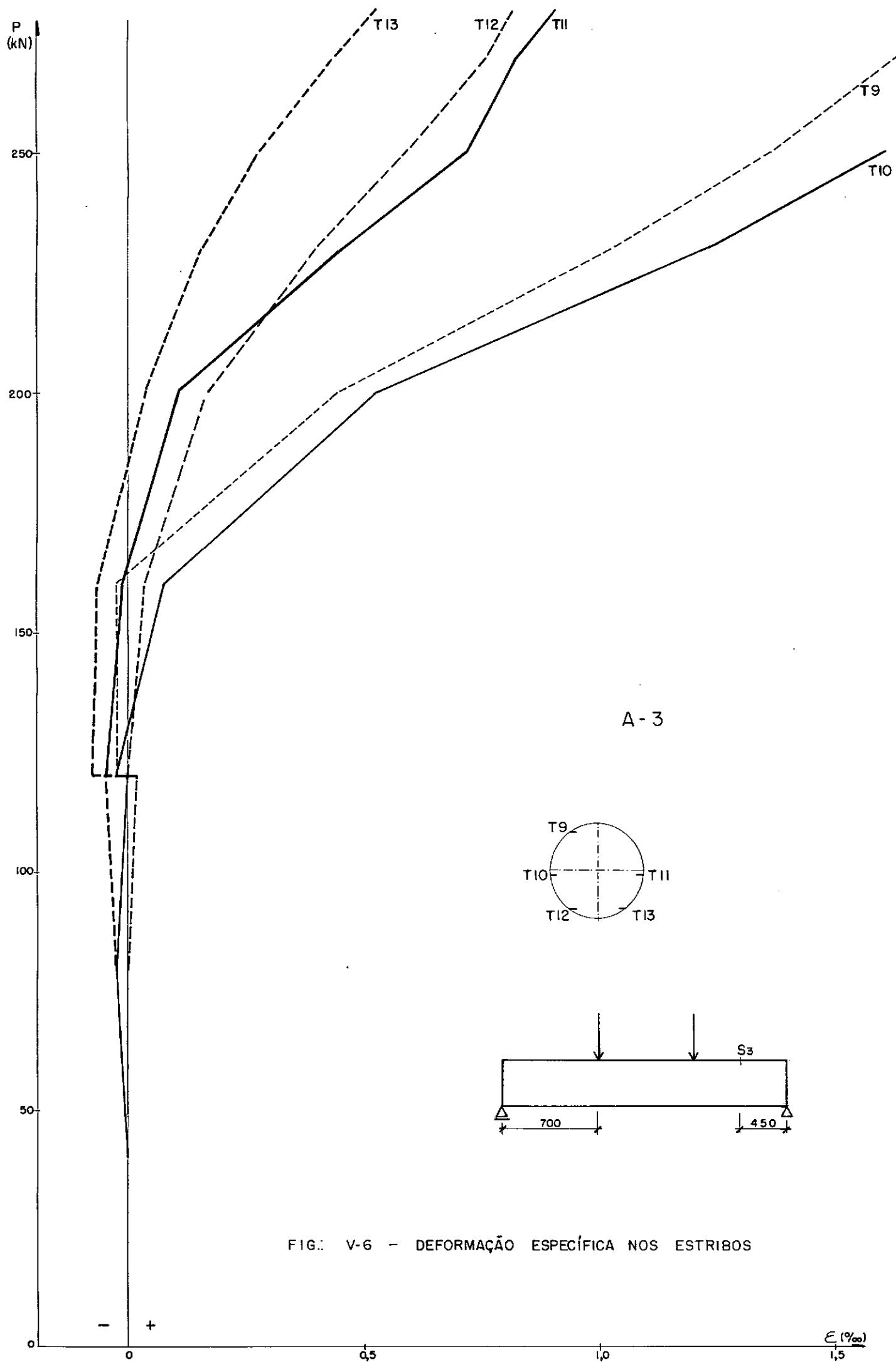
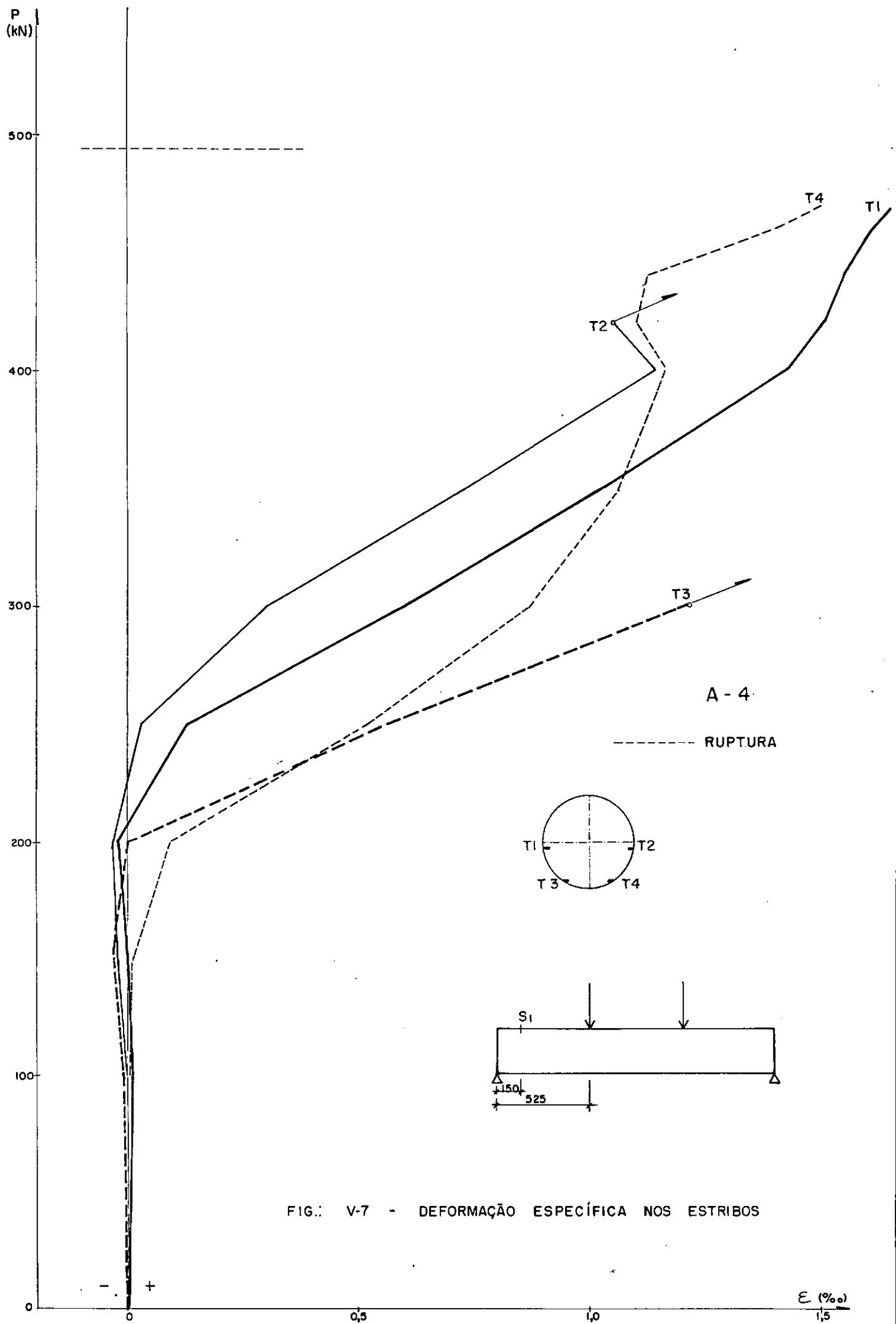
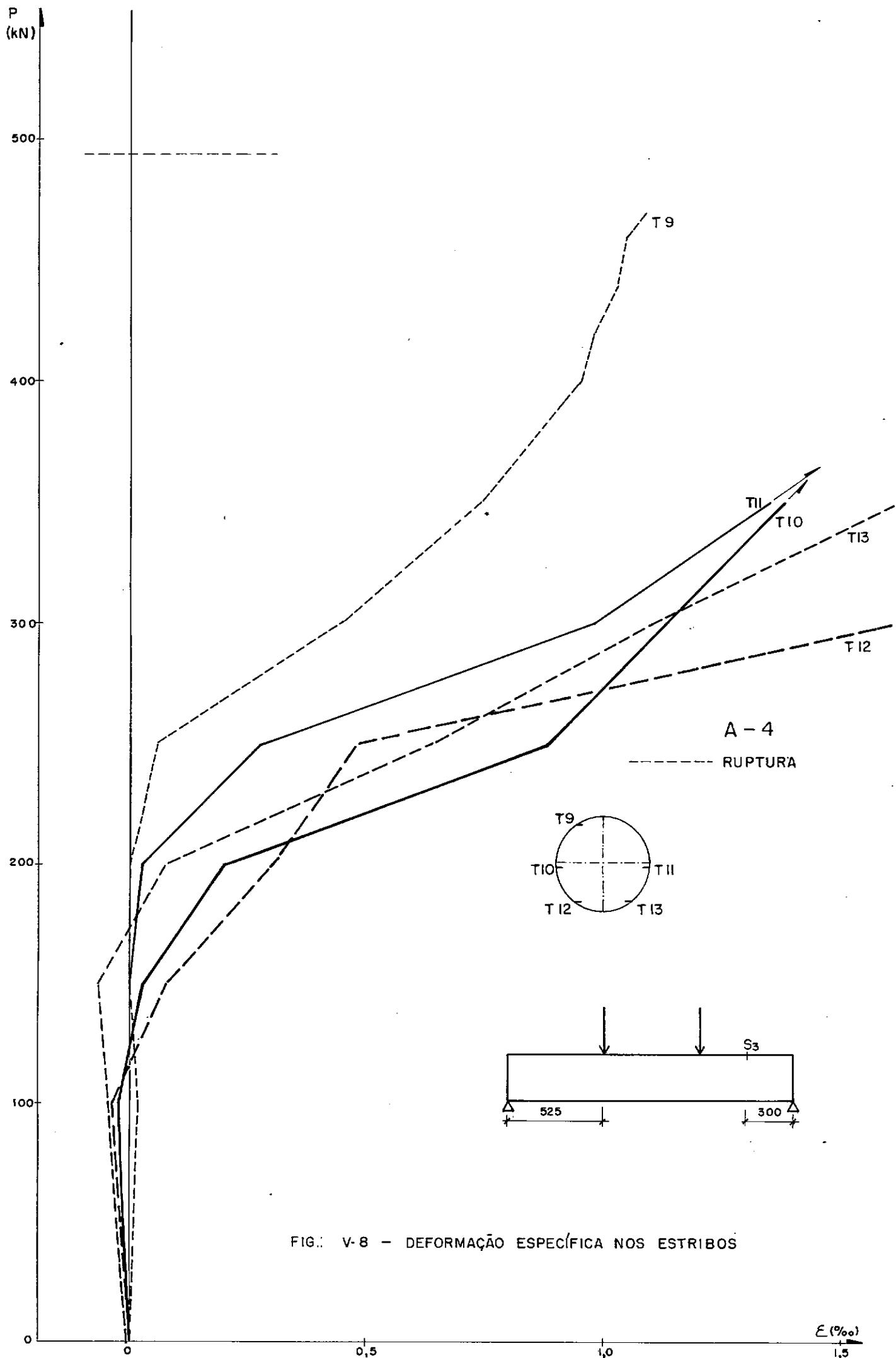
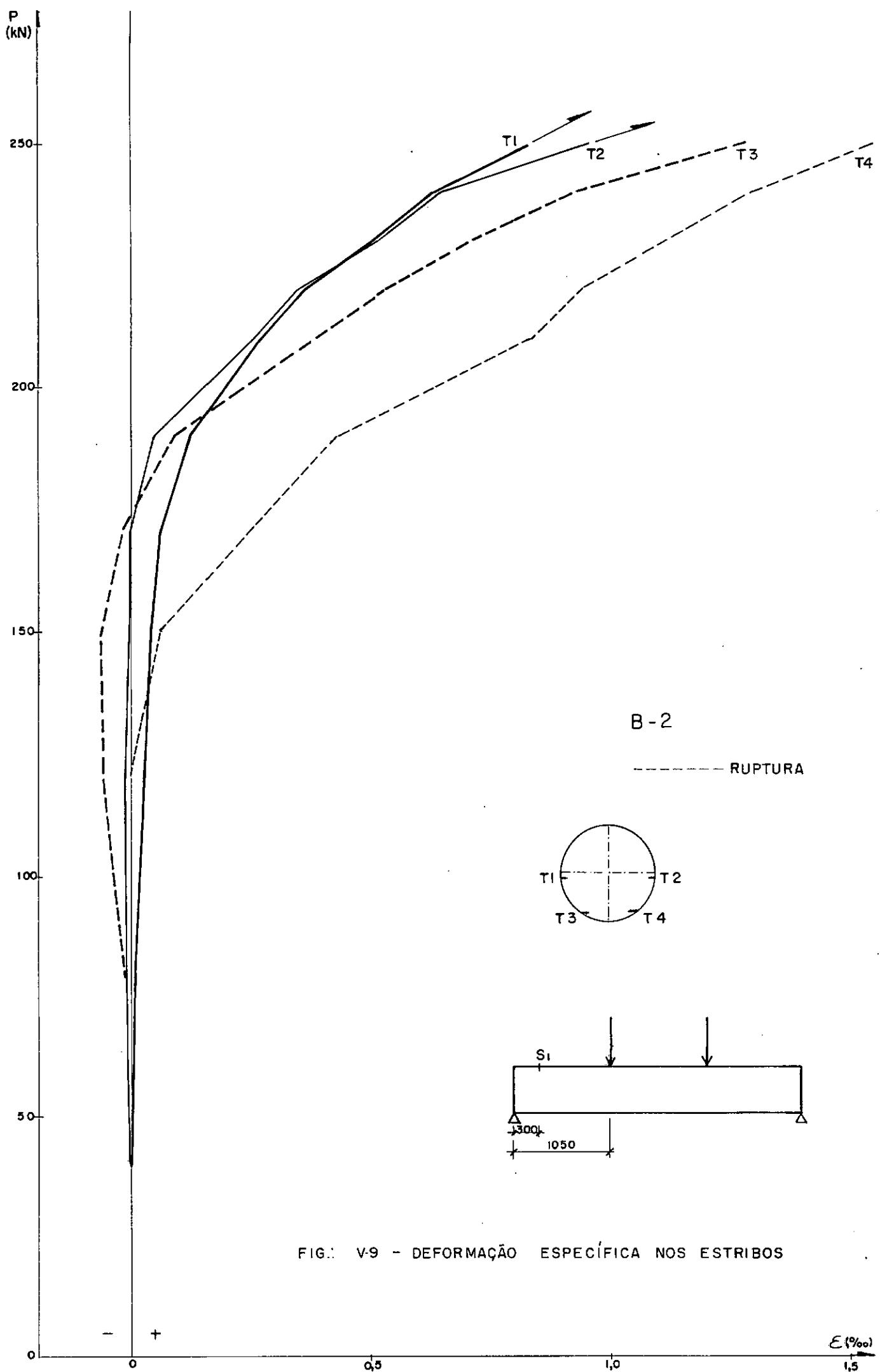


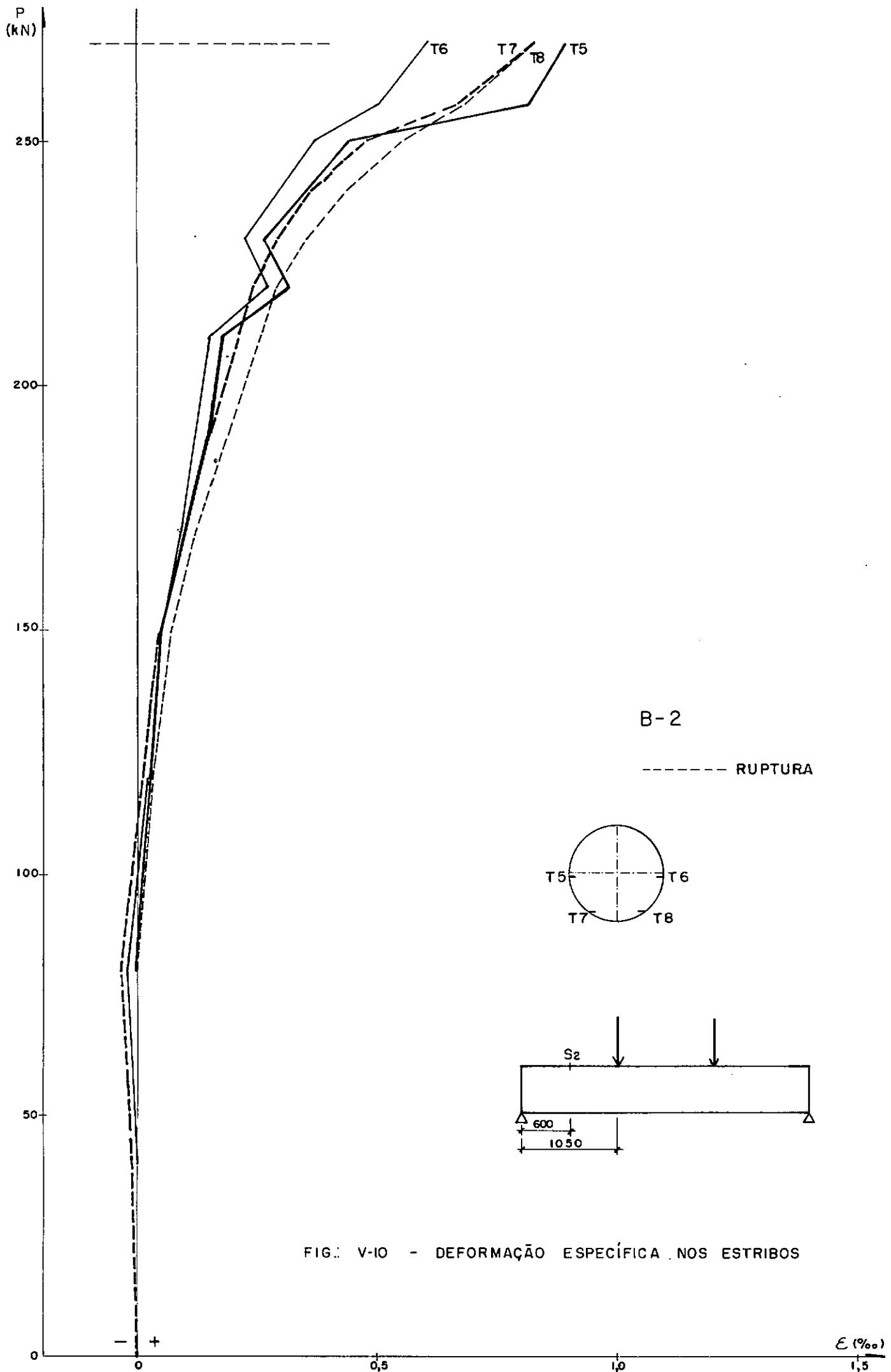
FIG.: V-5 - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NOS ESTRIBOS

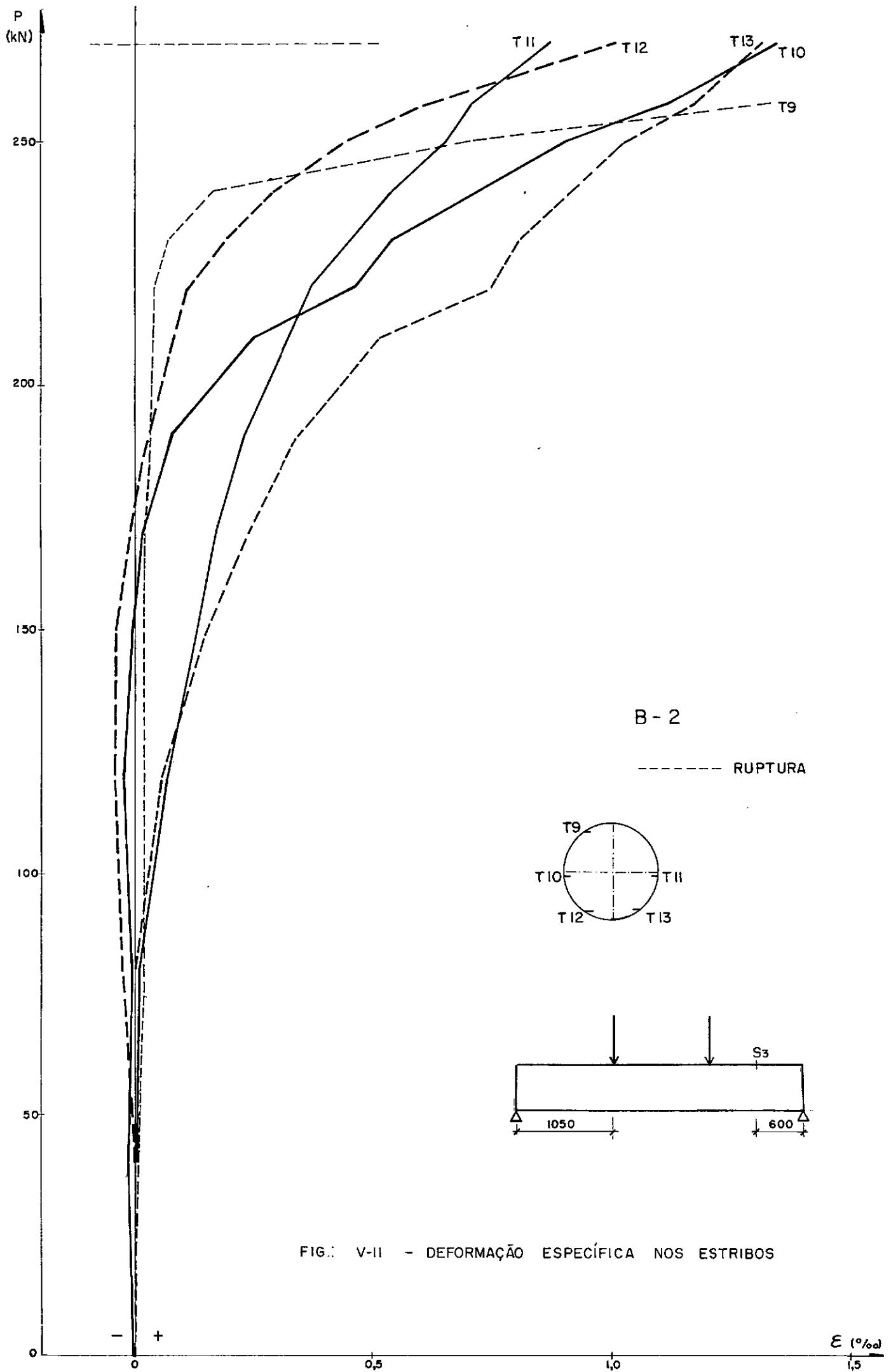


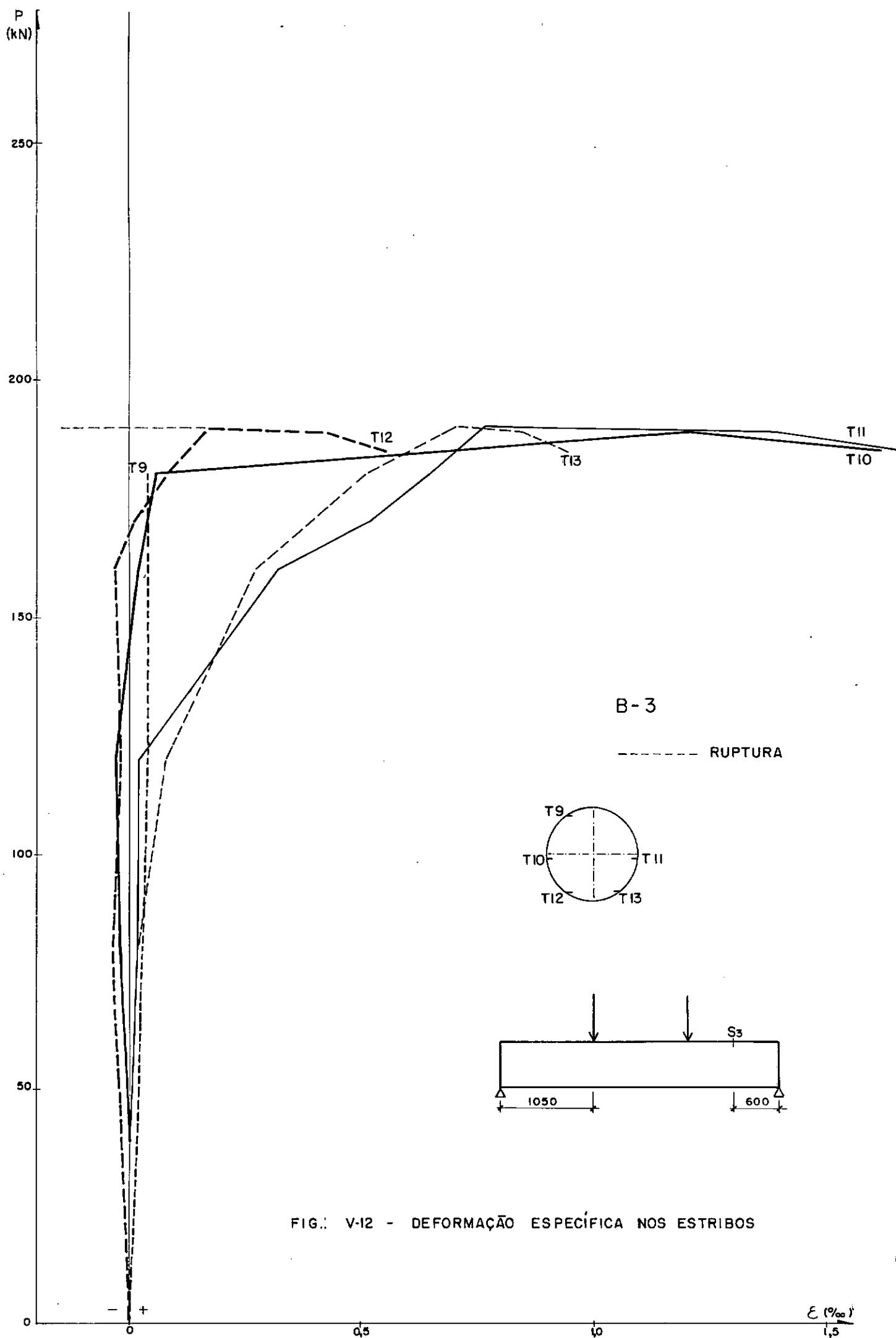


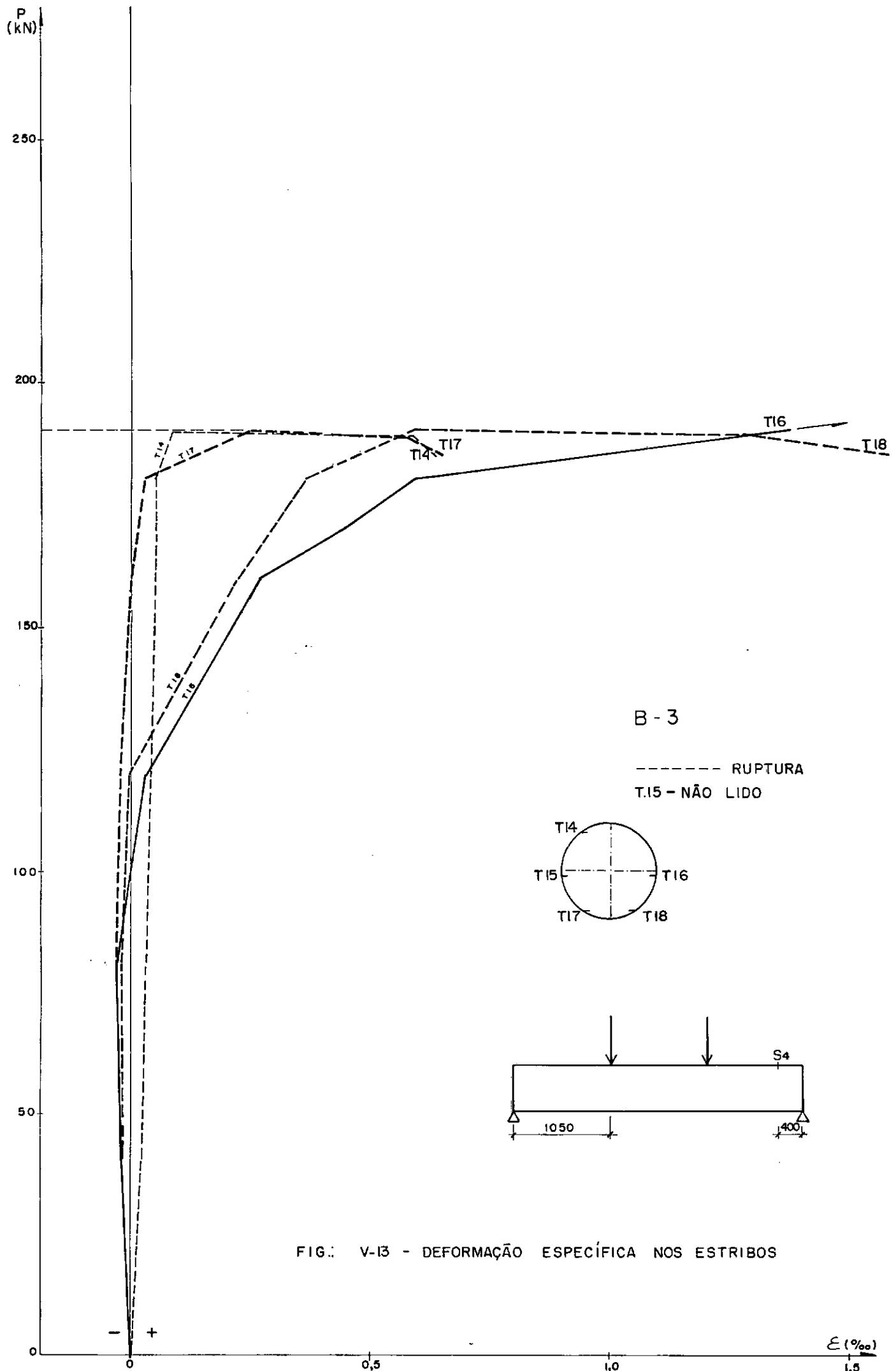


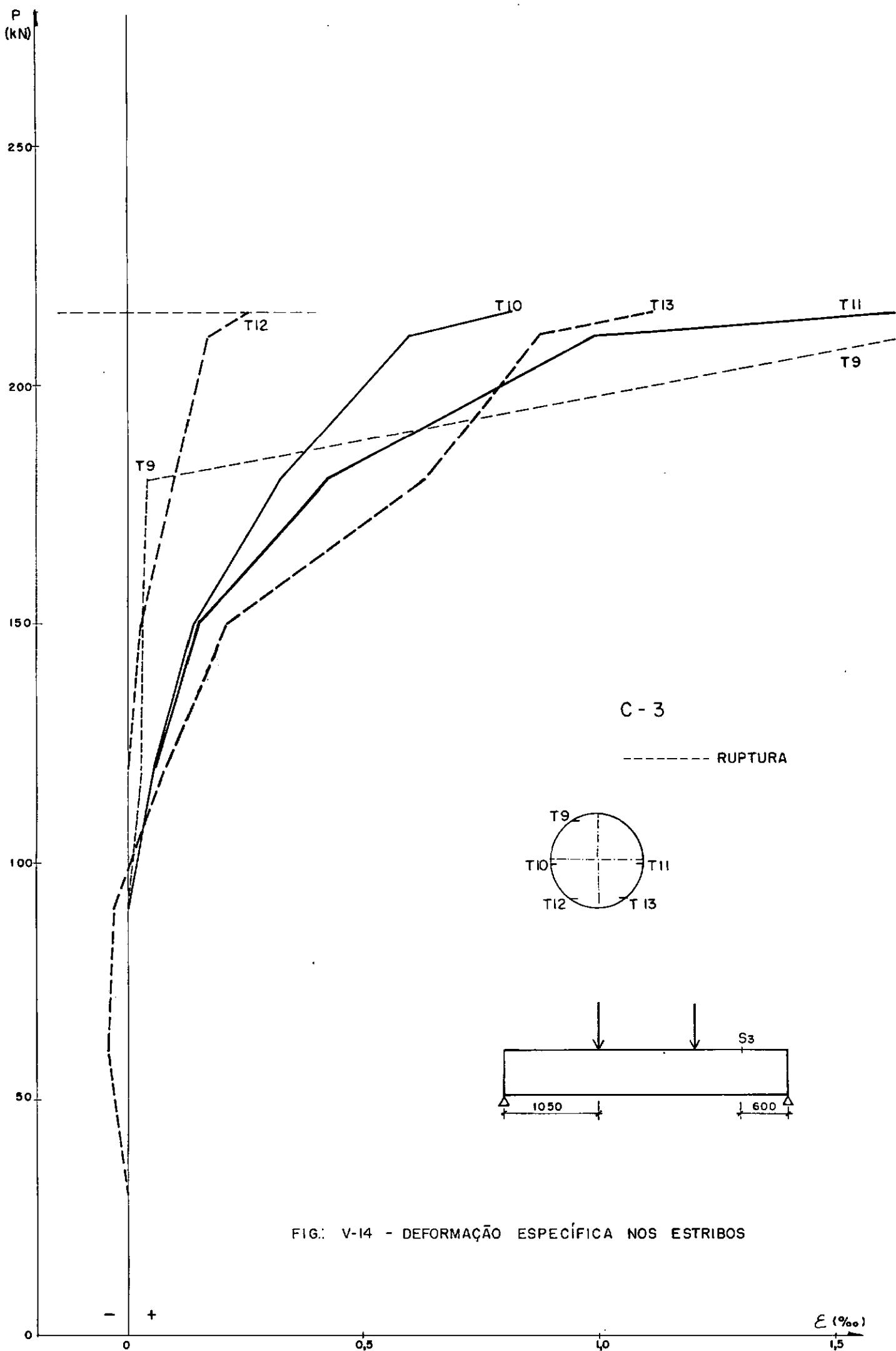












V.3 - ROTAÇÕES NOS APOIOS

As figuras V.15, V.16 e V.17 apresentam a comparação dos diagramas "carga-rotação nos apoios" para vigas de um mesmo grupo, sendo que as medidas utilizadas foram as obtidas no clinômetro 1. Dos diagramas 3 conclusões principais são tiradas:

- 1º) as rotações de apoio aumentam a medida que cresce o fator a/d , ou seja, à medida que a carga se afasta do apoio (fig. V.15).
- 2º) o aumento da armação transversal em nada modifica a rotação de apoio das vigas (Fig. V.16).
- 3º) a armação longitudinal aumenta a rigidez das vigas, isto é, quanto maior a armação longitudinal menor a rotação de apoio (Fig. V.17).

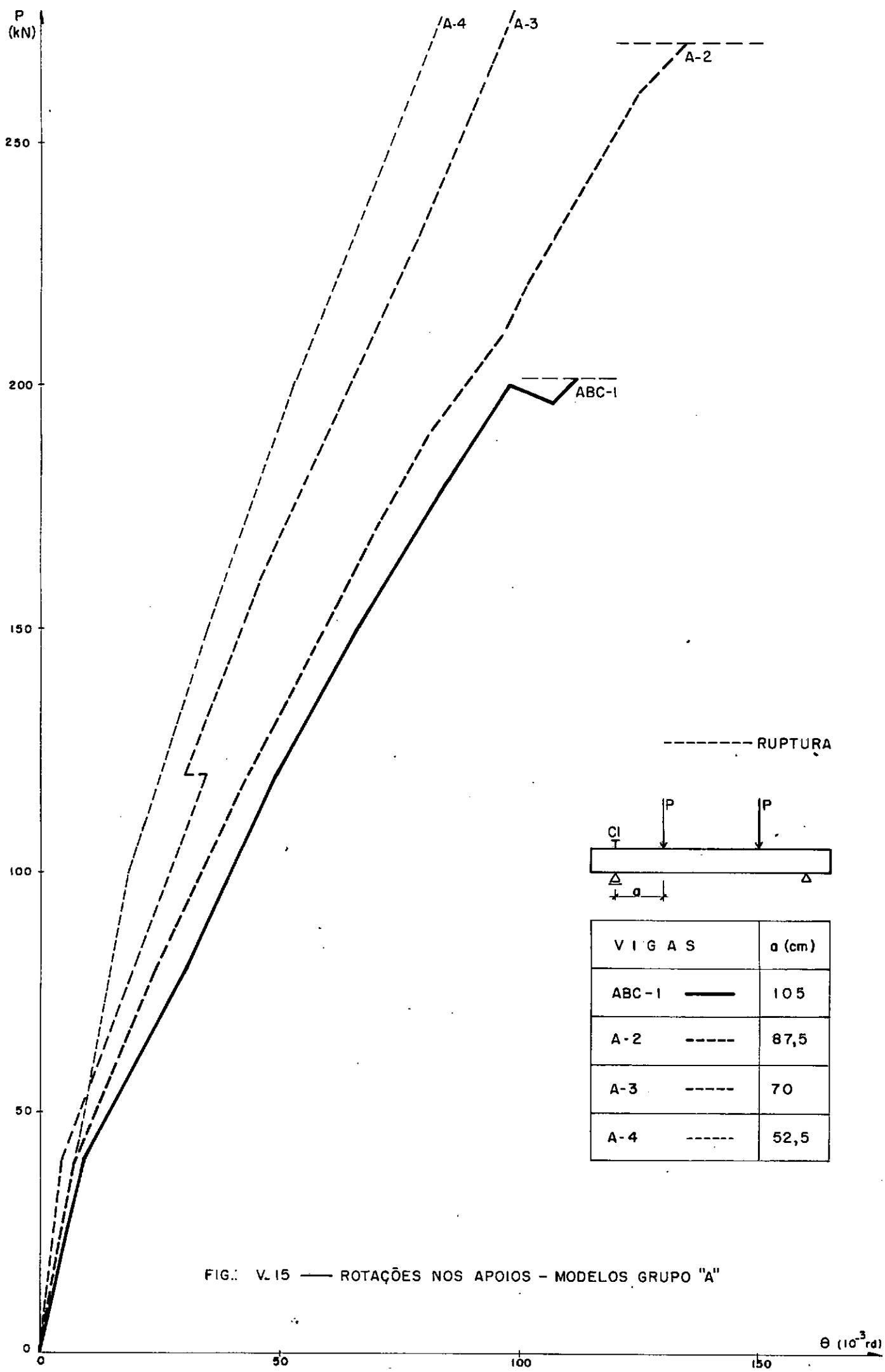
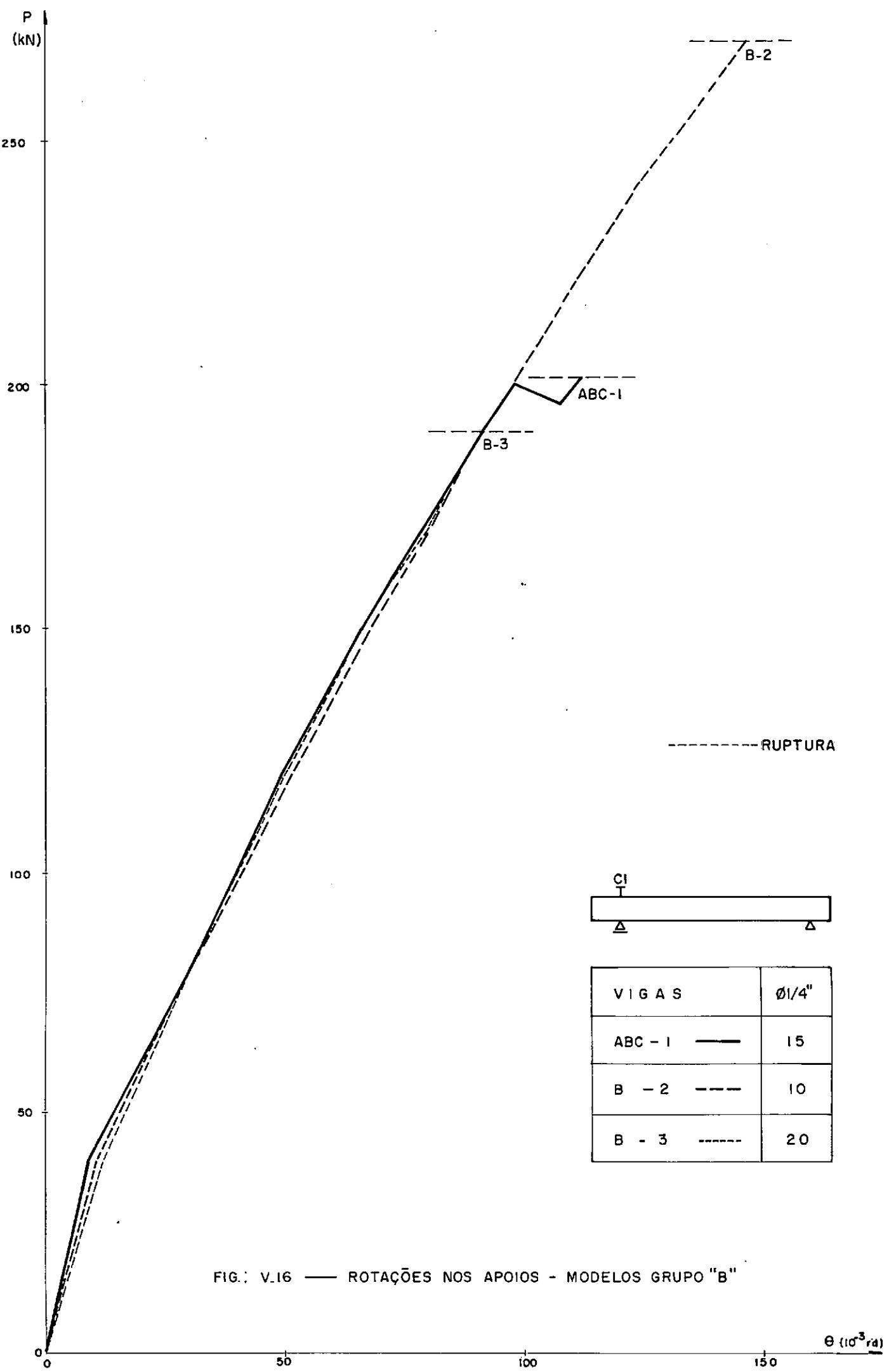
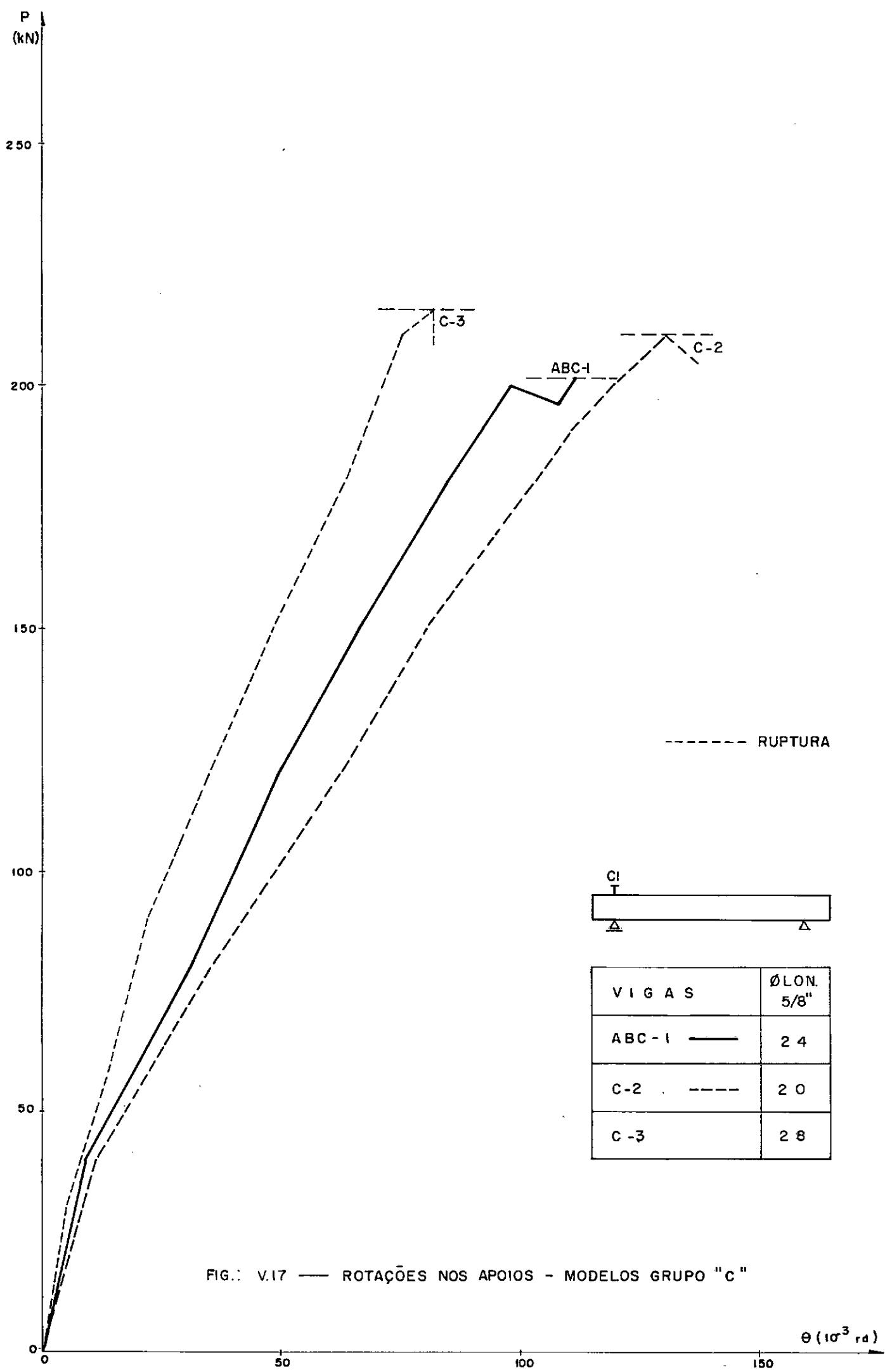


FIG. V.15 — ROTAÇÕES NOS APOIOS — MODELOS GRUPO "A"





V.4 - FLECHAS

Apresentam-se nas figuras V.18, V.19 e V.20 a comparação dos diagramas "carga-flechas" para vigas de um mesmo grupo, sendo que as medidas adotadas para a comparação foram as do ponto 5. Dos diagramas 3 conclusões principais são tiradas, conclusões semelhantes as já estudadas no item anterior:

- 1º) as flechas tornam-se mais pronunciadas à medida que cresce o fator a/d . (Fig. V.18).
- 2º) o aumento da armação transversal tem muito pouca influência sobre o deslocamento vertical da viga (Fig. V.19).
- 3º) a armação longitudinal aumenta a rigidez das vigas (Fig. V.20).

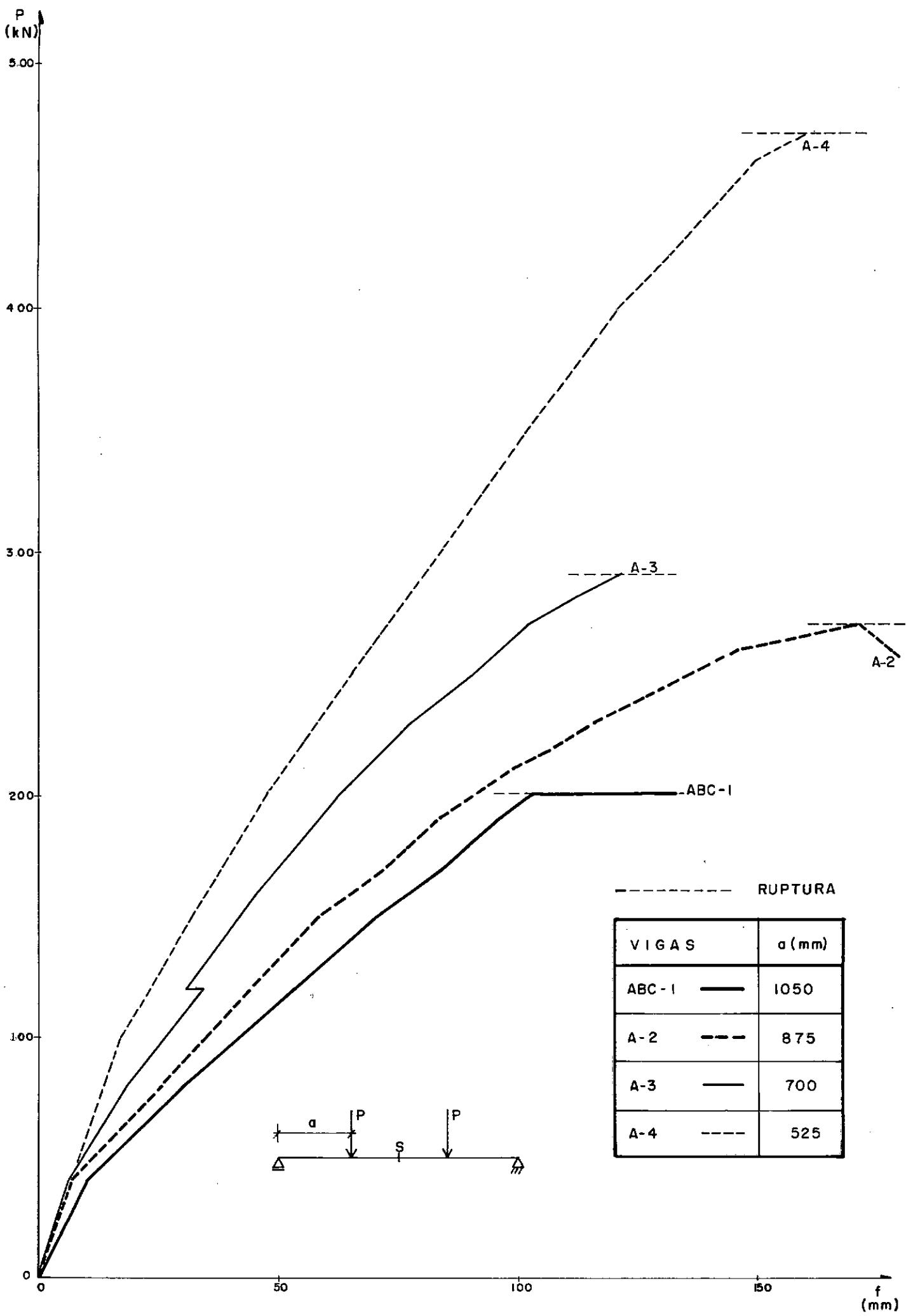
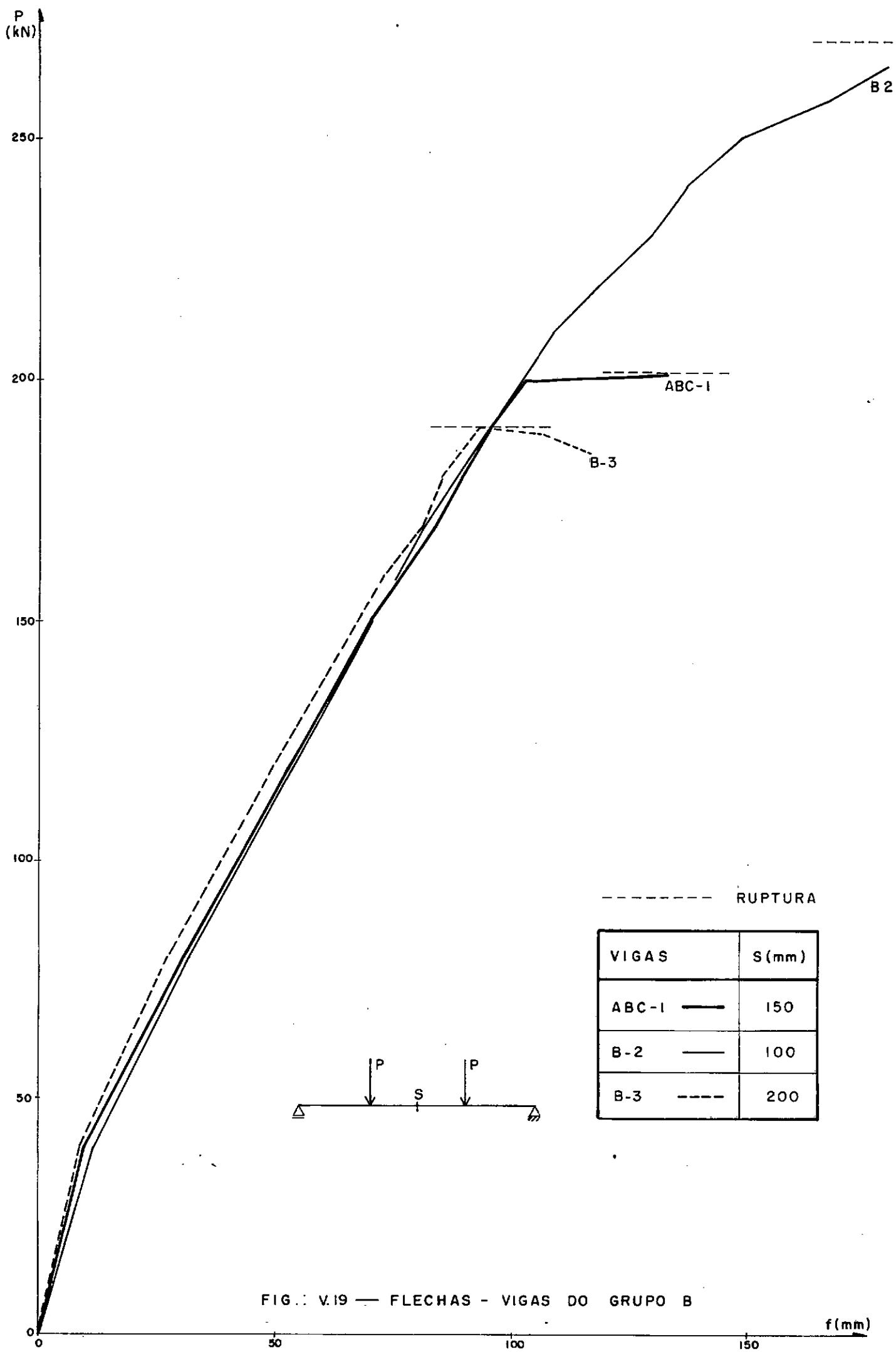


FIG.: V.18 —FLECHAS- VIGAS DO GRUPO A



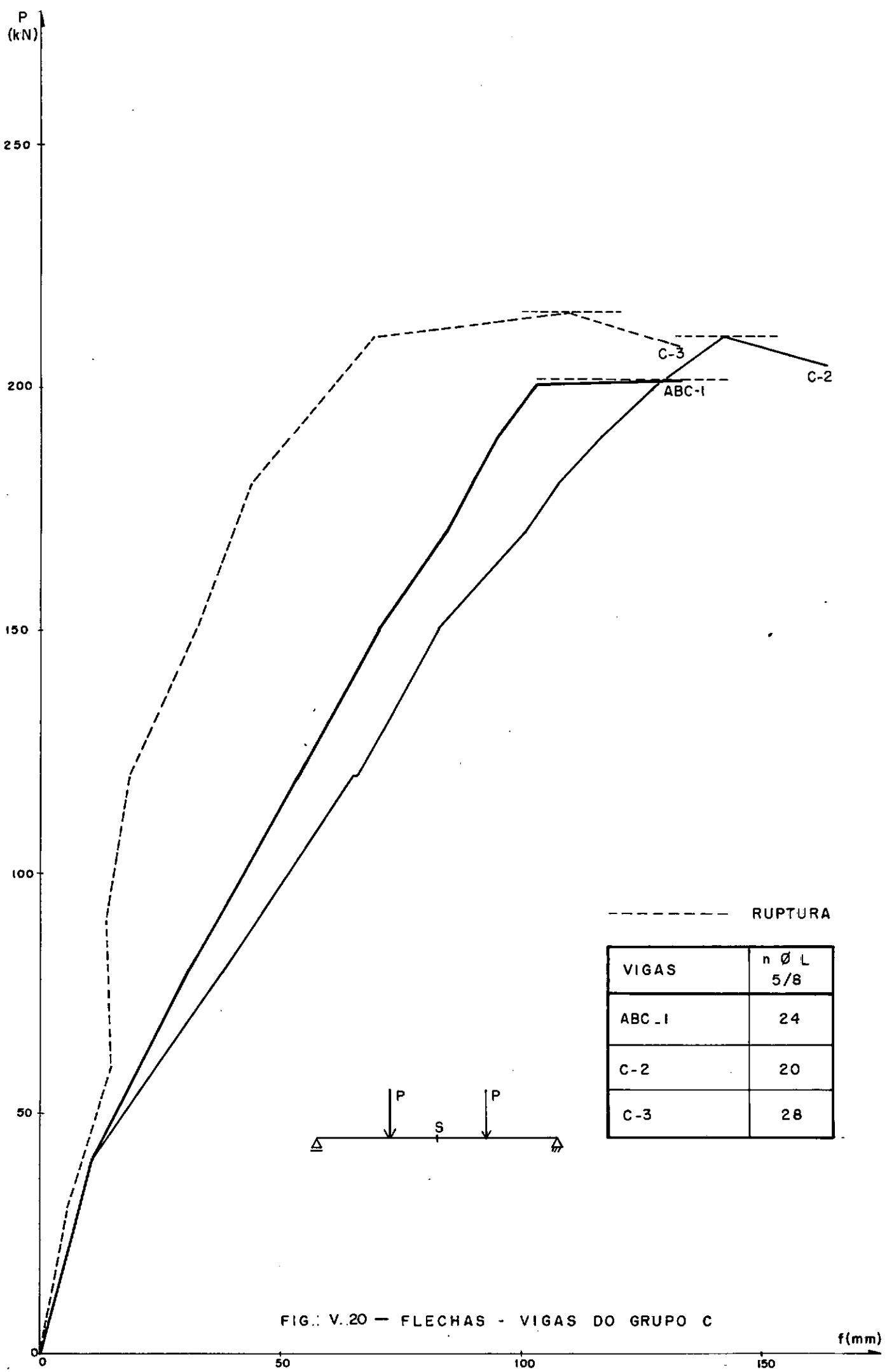


FIG. V.20 — FLECHAS - VIGAS DO GRUPO C

V.5 - DEFORMAÇÕES DO CONCRETO

V.5.1 - Deformação do Concreto nas Rosetas

As deformações medidas nas rosetas apresentaram leituras profundamente instáveis devido a vários problemas, sendo que o principal deles é a curvatura da seção transversal da viga. Por não considerarmos as leituras obtidas confiáveis não apresentaremos uma análise da deformação do concreto das rosetas.

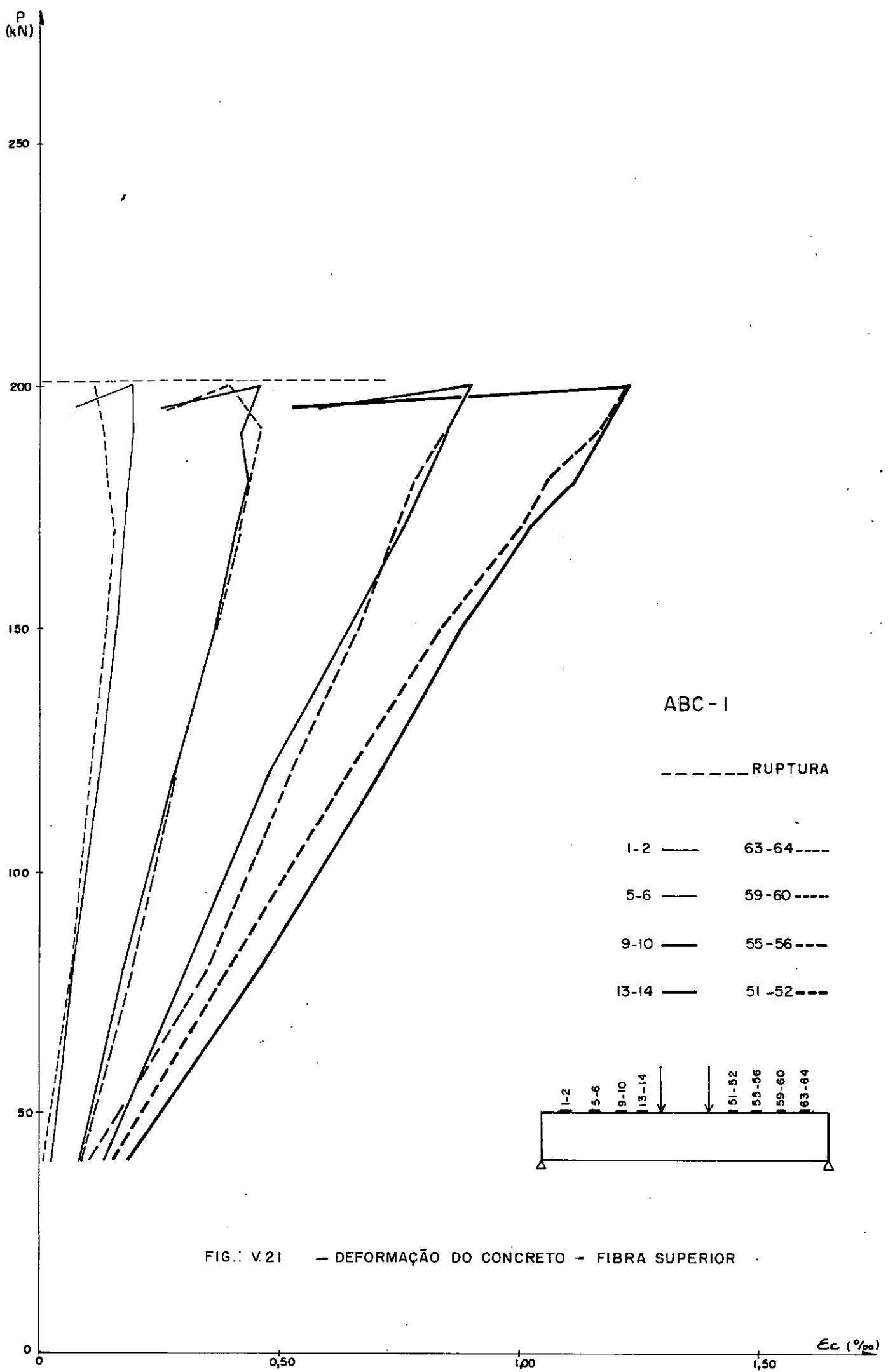
V.5.2 - Deformação do Concreto na Fibra Superior

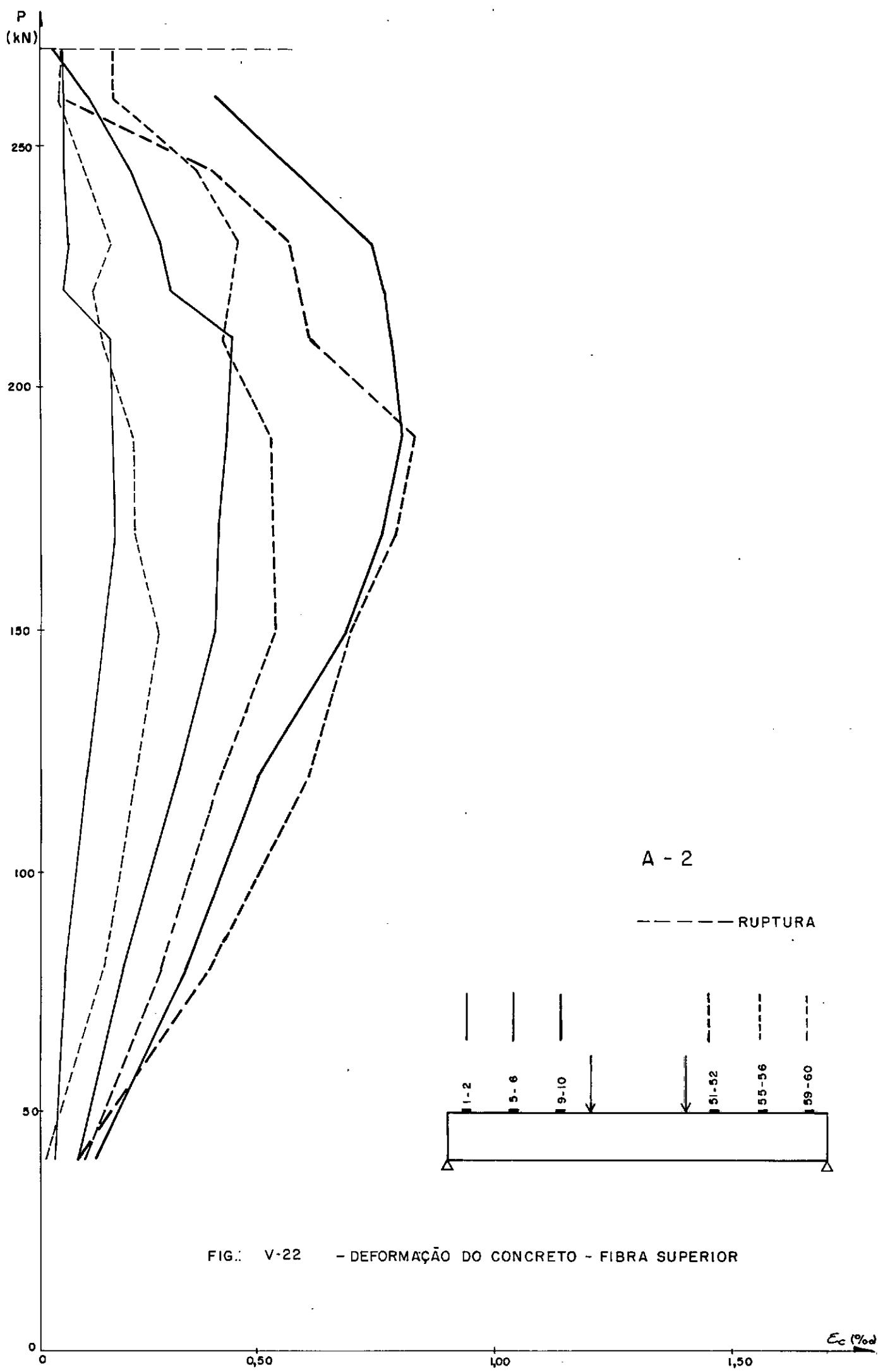
Apresentam-se nas figuras a seguir os gráficos "carga-deformação específica do concreto" para pontos situados no vão de corte (entre o apoio e a carga), sendo que, como as medições eram feitas em ambos os lados da peça, foi definida como a deformação específica num determinado ponto à média das deformações de ambos os lados.

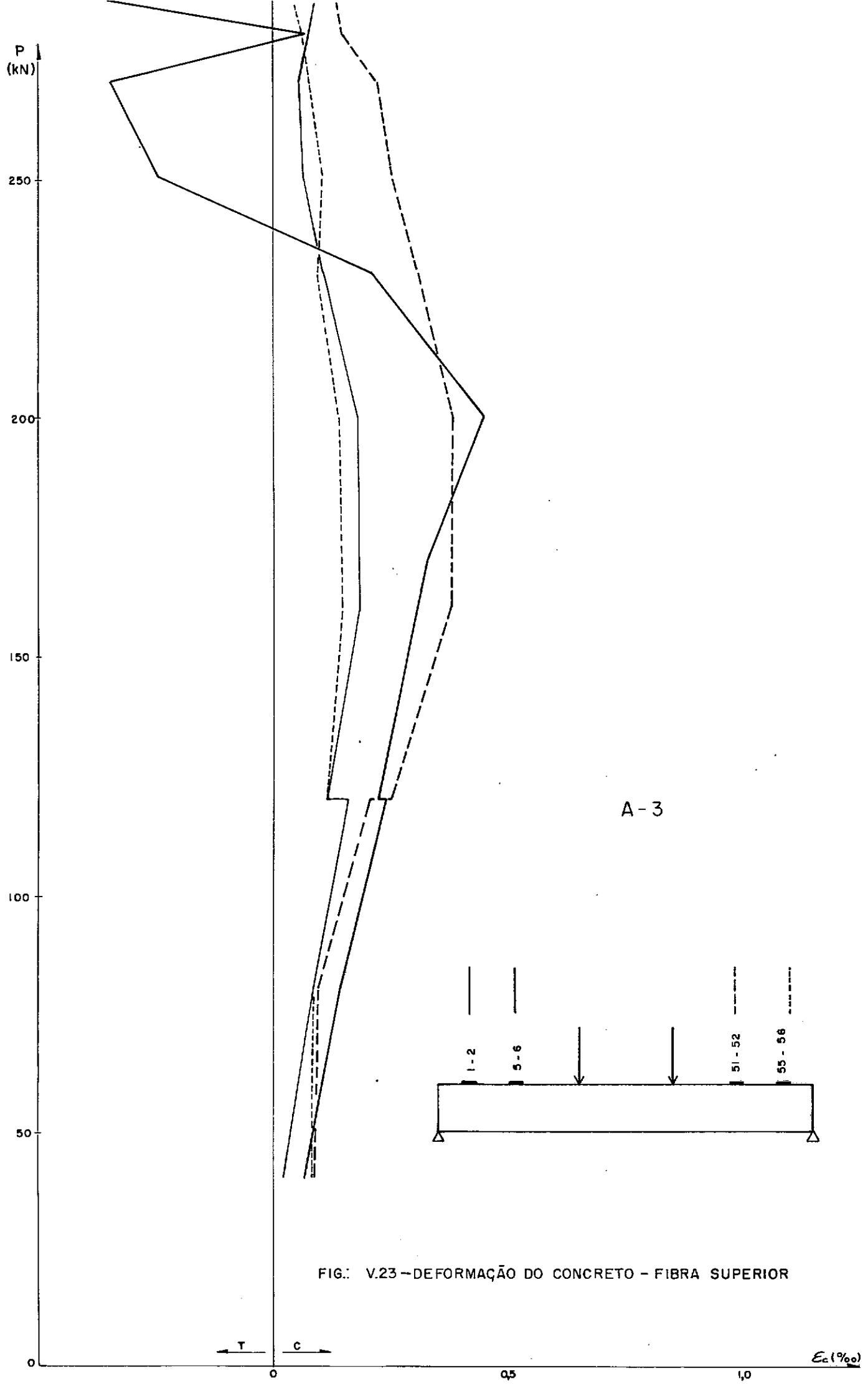
As figuras V.29, V.30 e V.31 se referem a seção média das vigas (ponto de medida 49) e apresentam uma comparação dos diagramas para vigas de um mesmo grupo.

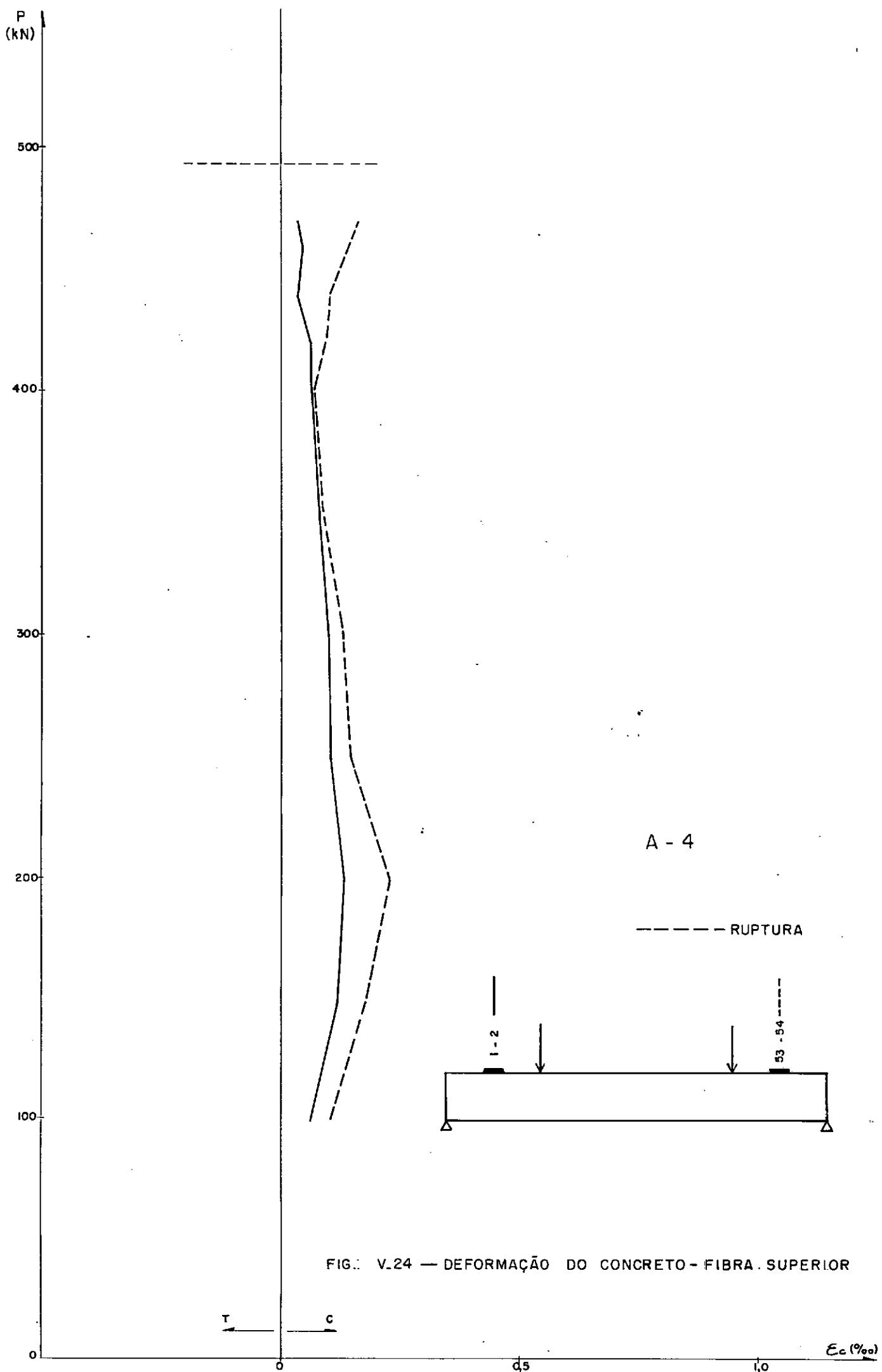
Nas vigas curtas ($a/d < 2,5$) ocorre um aumento pronunciado na resistência ao esforço cortante em razão do desenvolvimento de um tipo de "ação de arco" que se forma após a

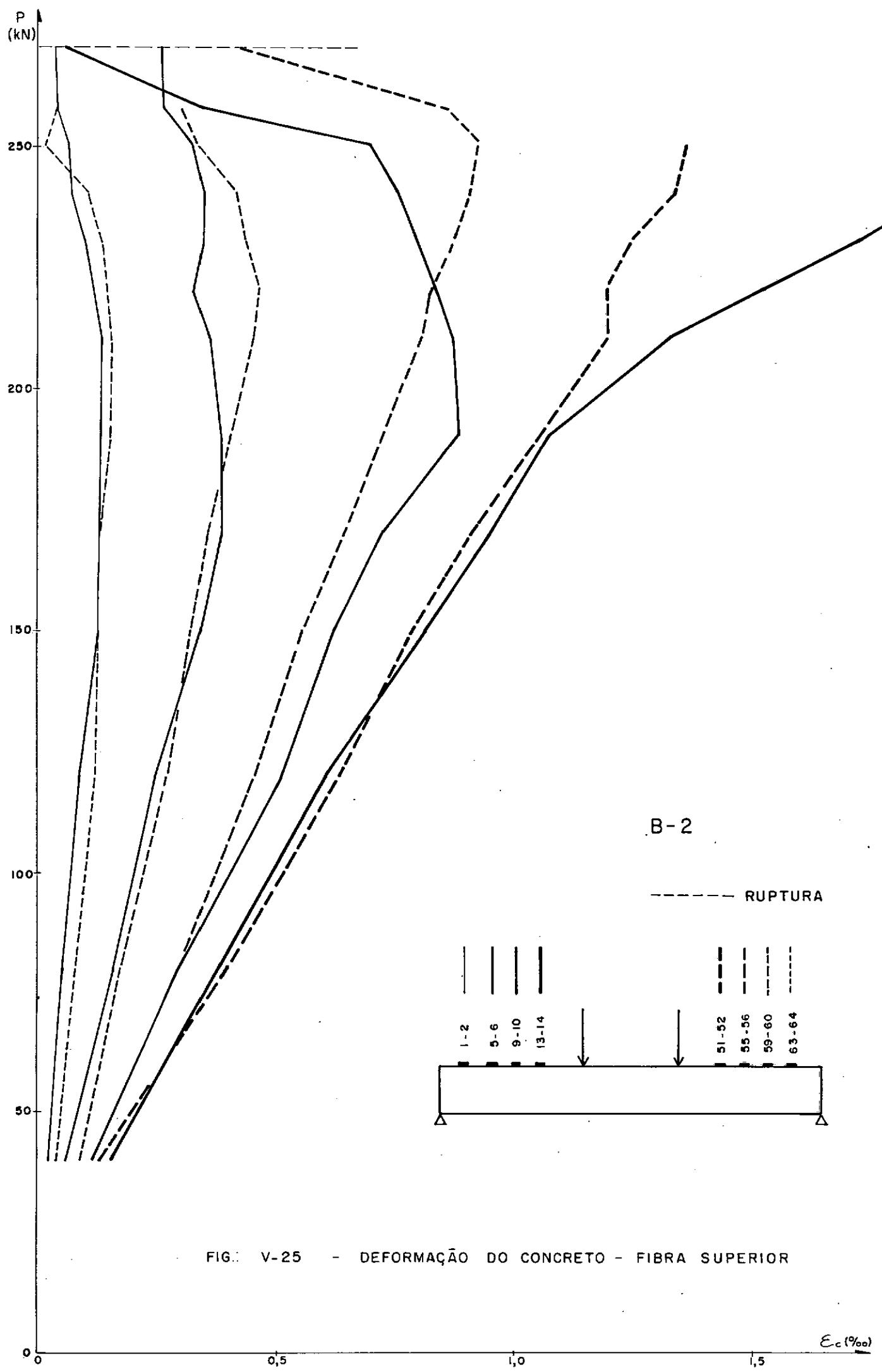
fissuração da peça. A instrumentação da fibra superior dentro do vão de corte nos permitiu observar um fato importante na interpretação do mecanismo "ação de arco", o de que logo após o aparecimento da primeira fissura de cisalhamento (V_{fiss}) ocorre uma redução marcante no desenvolvimento das deformações do concreto na zona comprimida |¹²|. Nos diagramas carga - deformação do concreto das vigas A-2, A-3 e A-4 (Fig. V.22, V.23 e V.24) constatamos que as deformações de compressão da fibra superior crescem com a carga aplicada até a formação da primeira fissura de cisalhamento. A partir daí, a relação carga-deformação muda sensivelmente, isto é, com a carga aumentando a deformação diminui aproximando-se de zero, e na viga A-3 (Fig. V.23) chega a aparecer tração na face comprimida da viga.











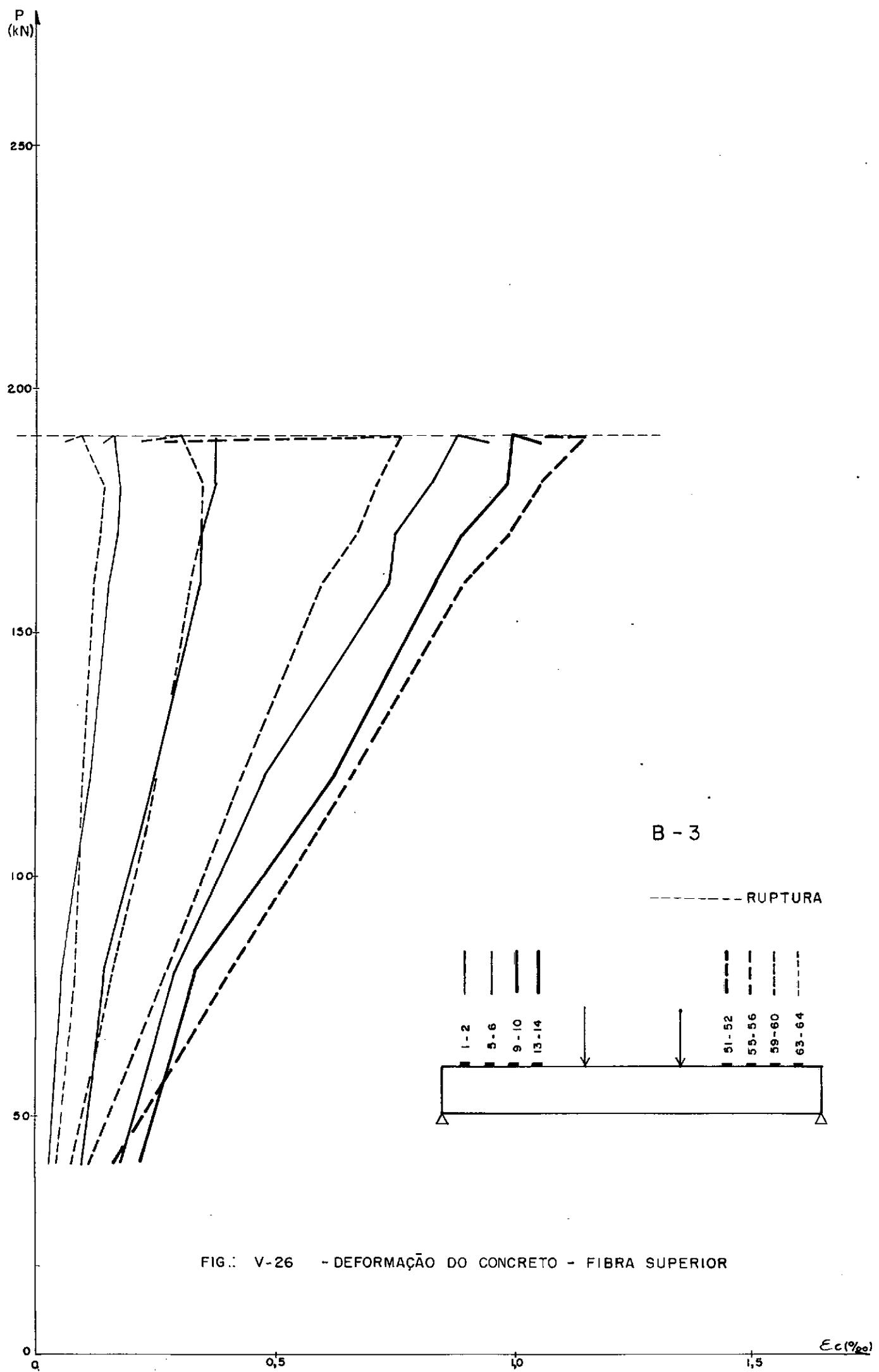


FIG. V-26 - DEFORMAÇÃO DO CONCRETO - FIBRA SUPERIOR

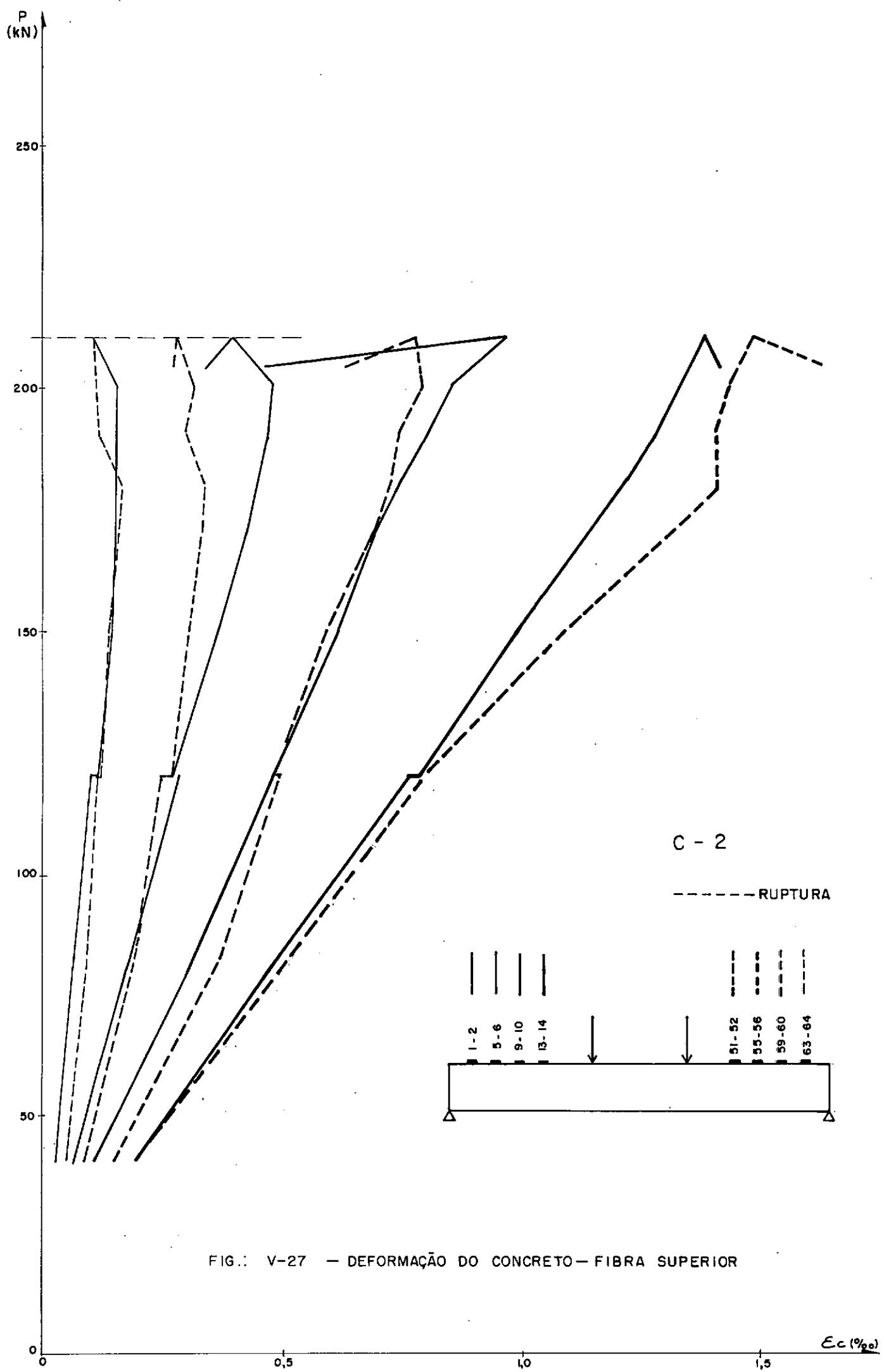
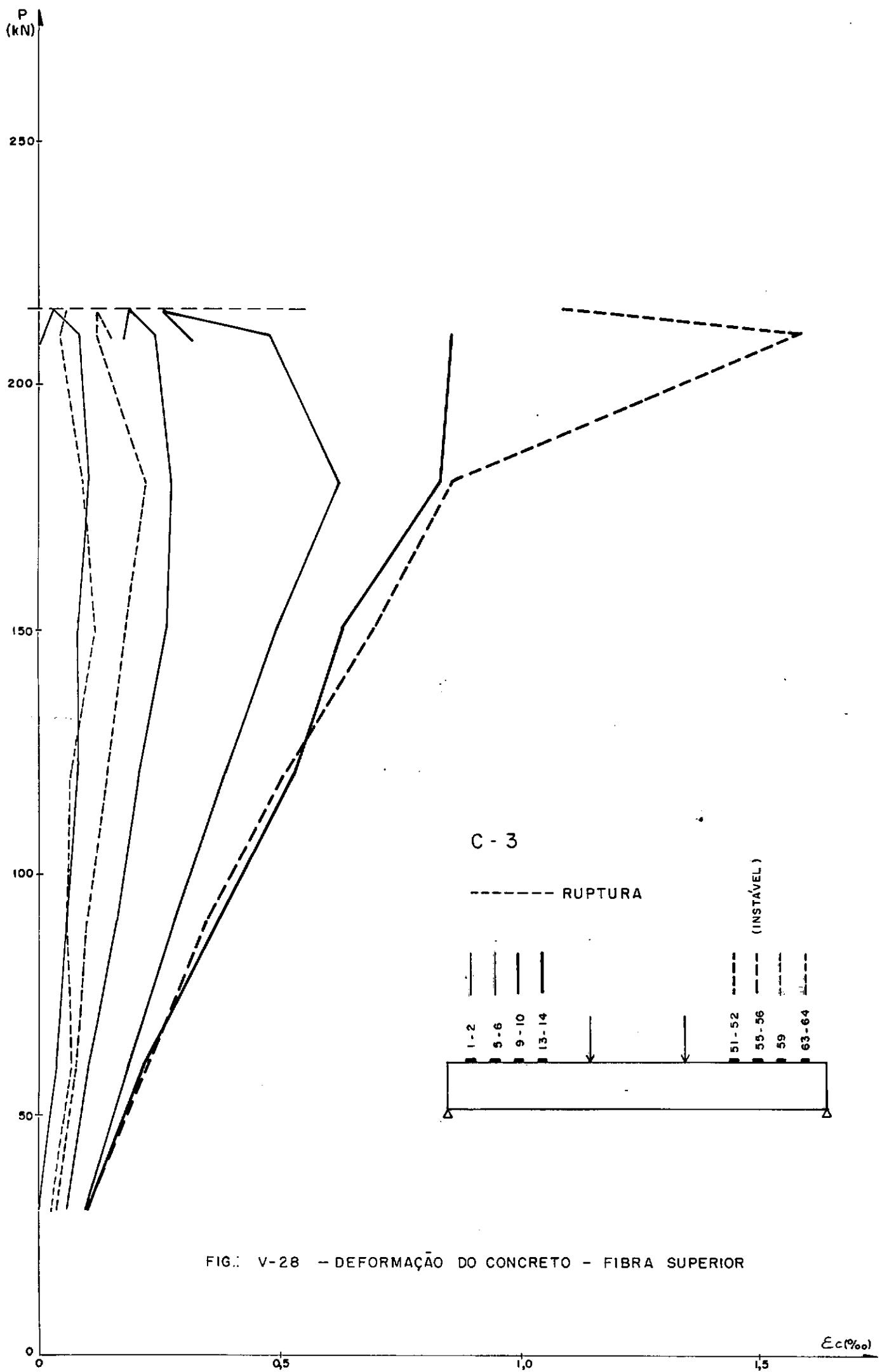


FIG.: V-27 — DEFORMAÇÃO DO CONCRETO — FIBRA SUPERIOR



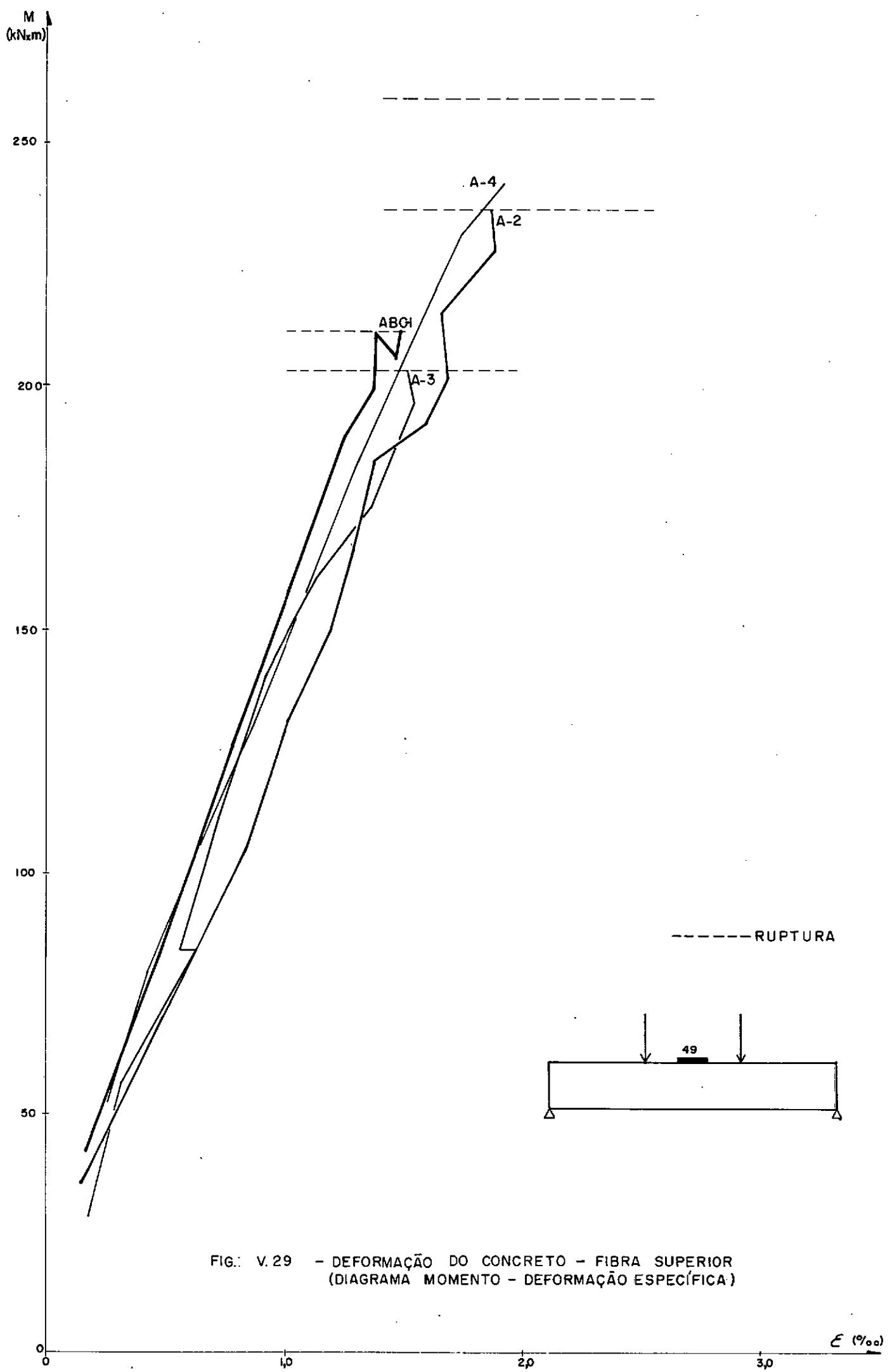
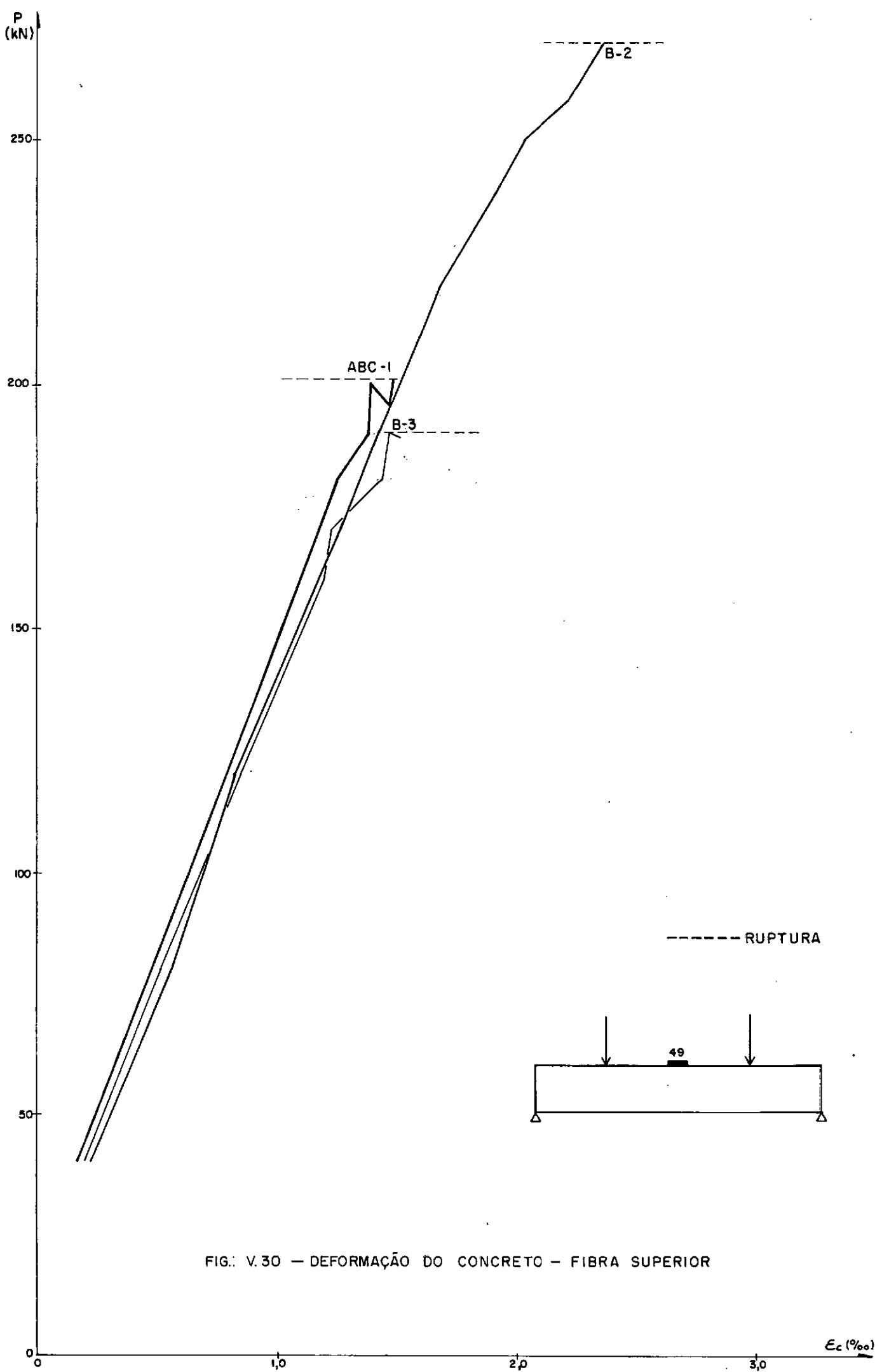


FIG. V.29 - DEFORMAÇÃO DO CONCRETO - FIBRA SUPERIOR
(DIAGRAMA MOMENTO - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA)



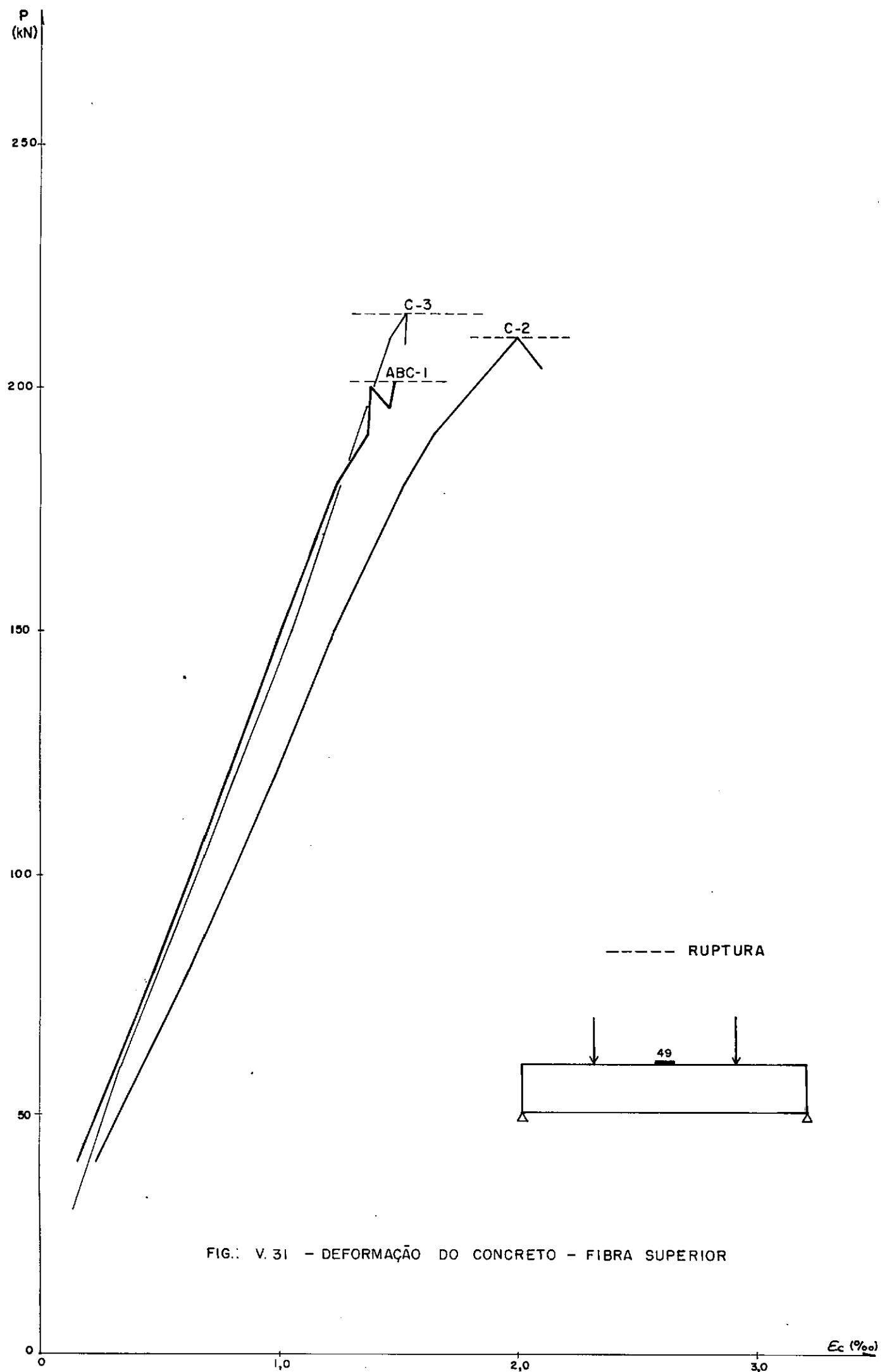
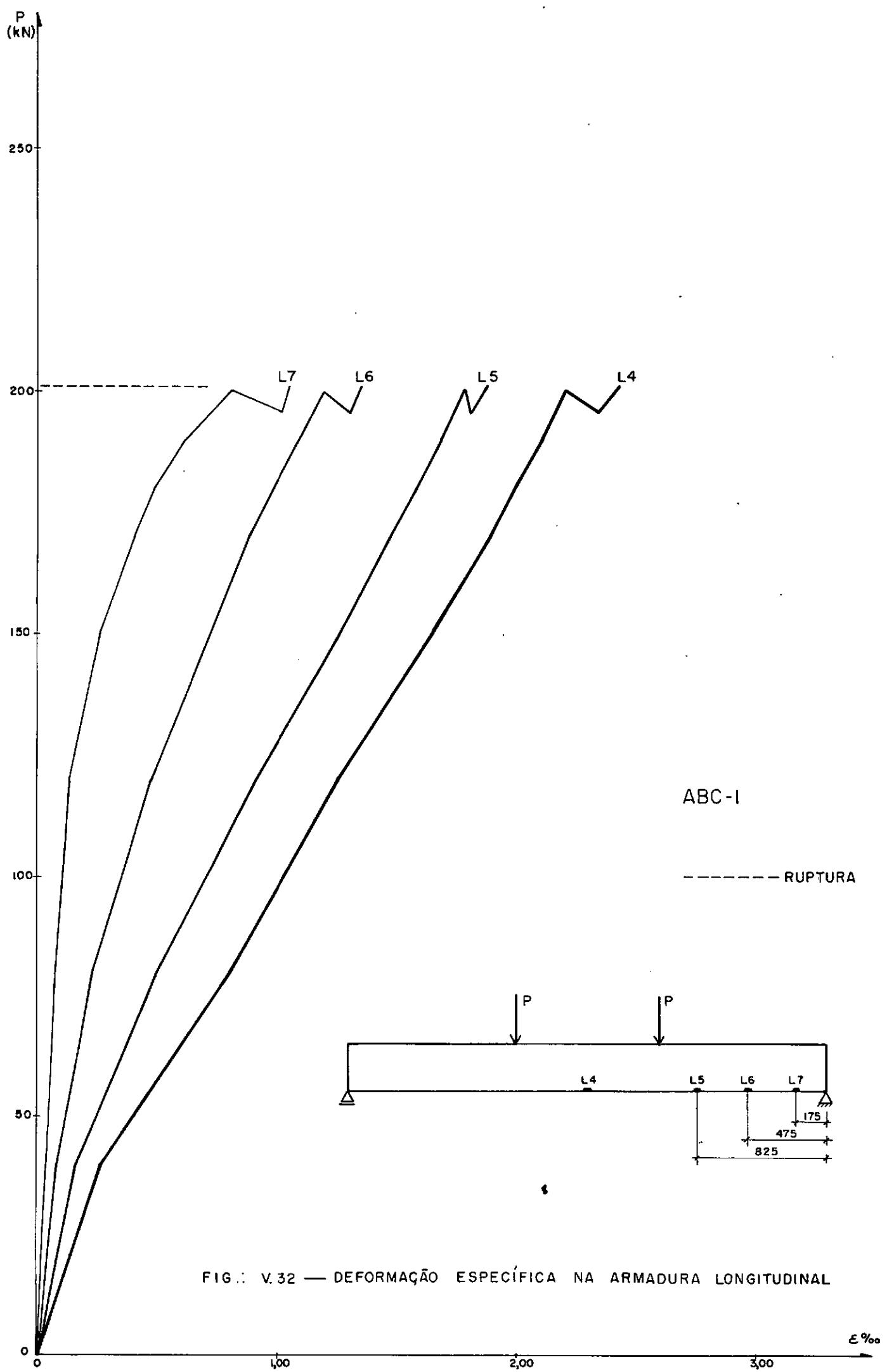
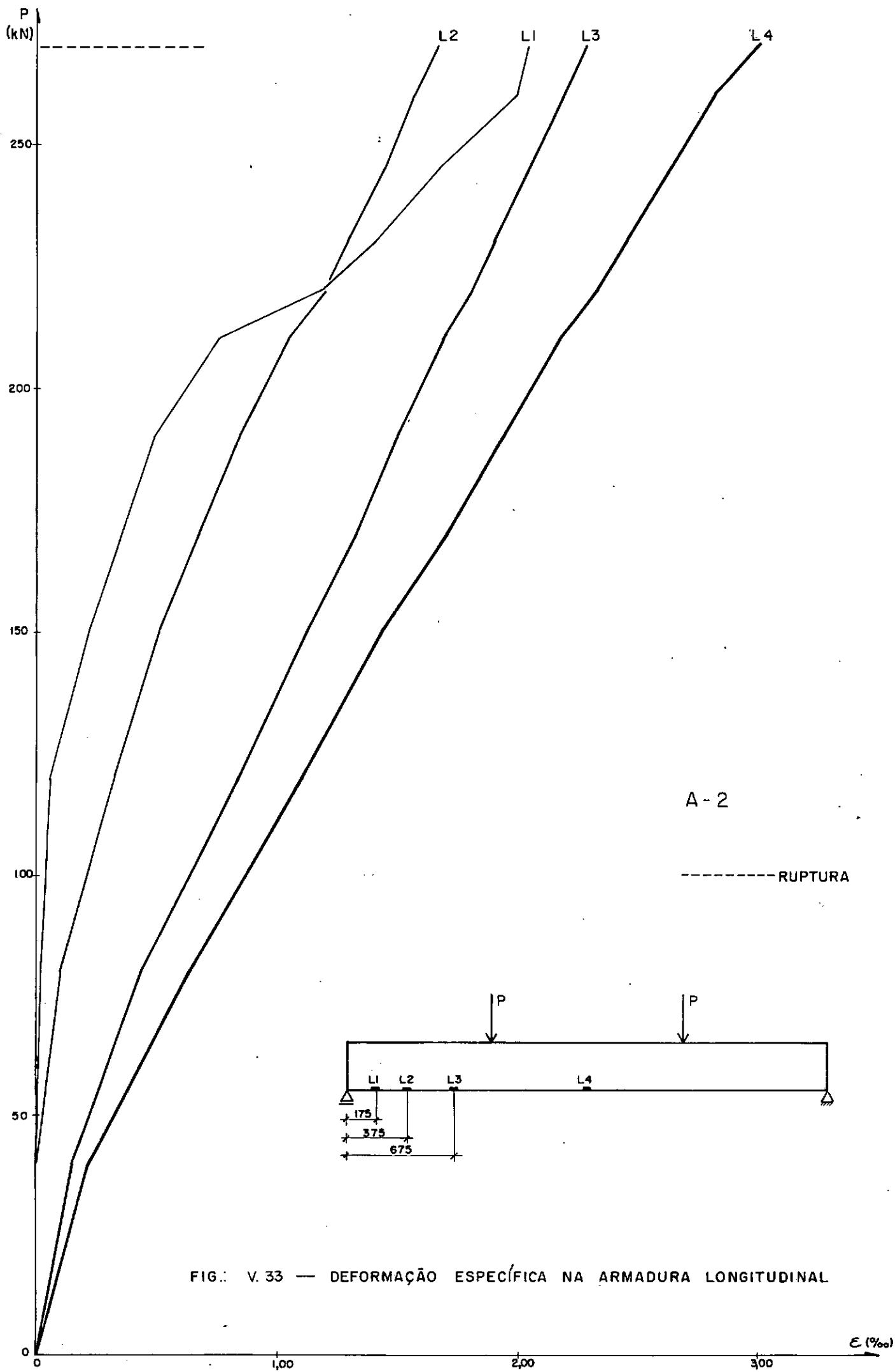


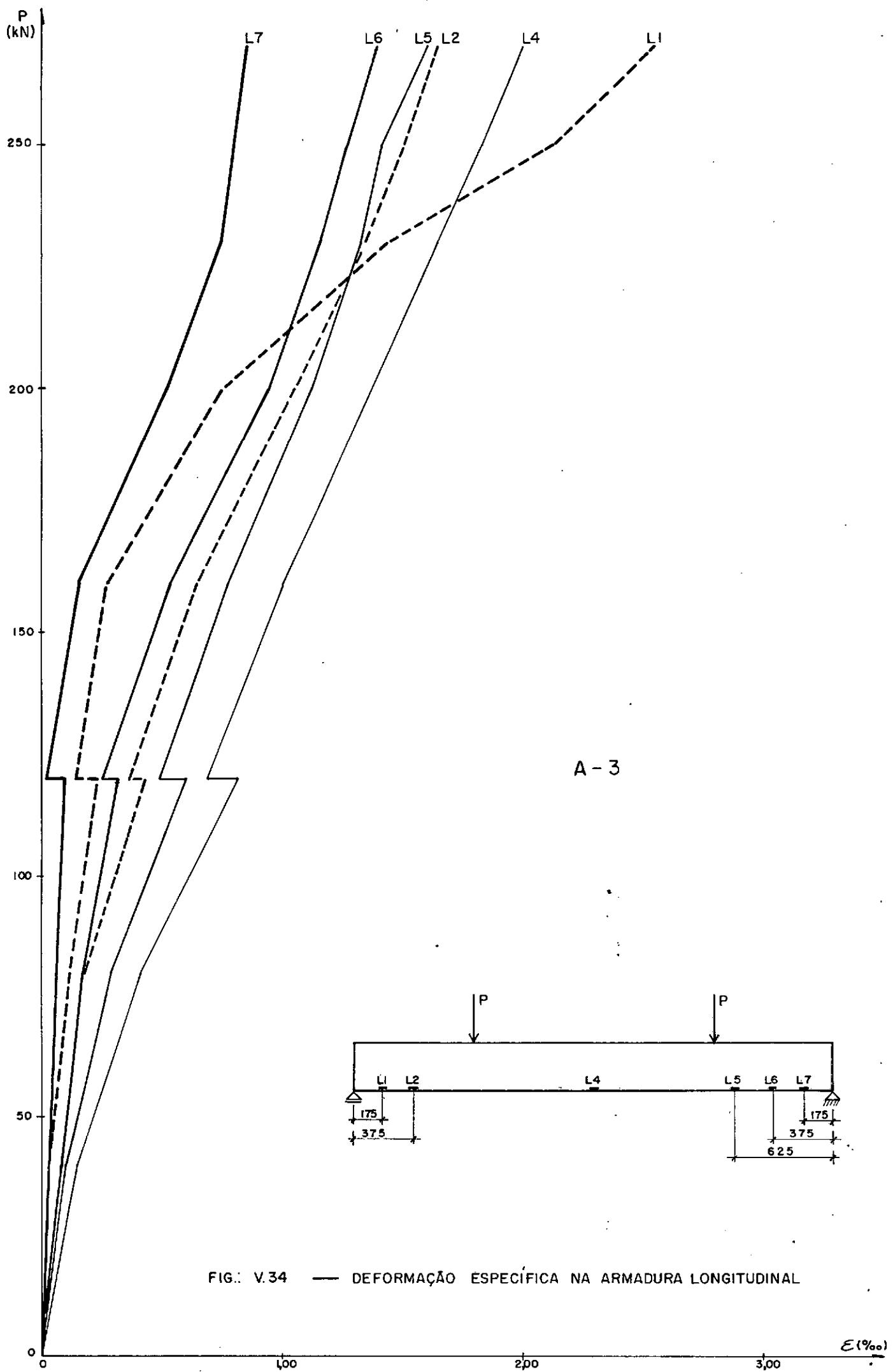
FIG. V.31 – DEFORMAÇÃO DO CONCRETO – FIBRA SUPERIOR

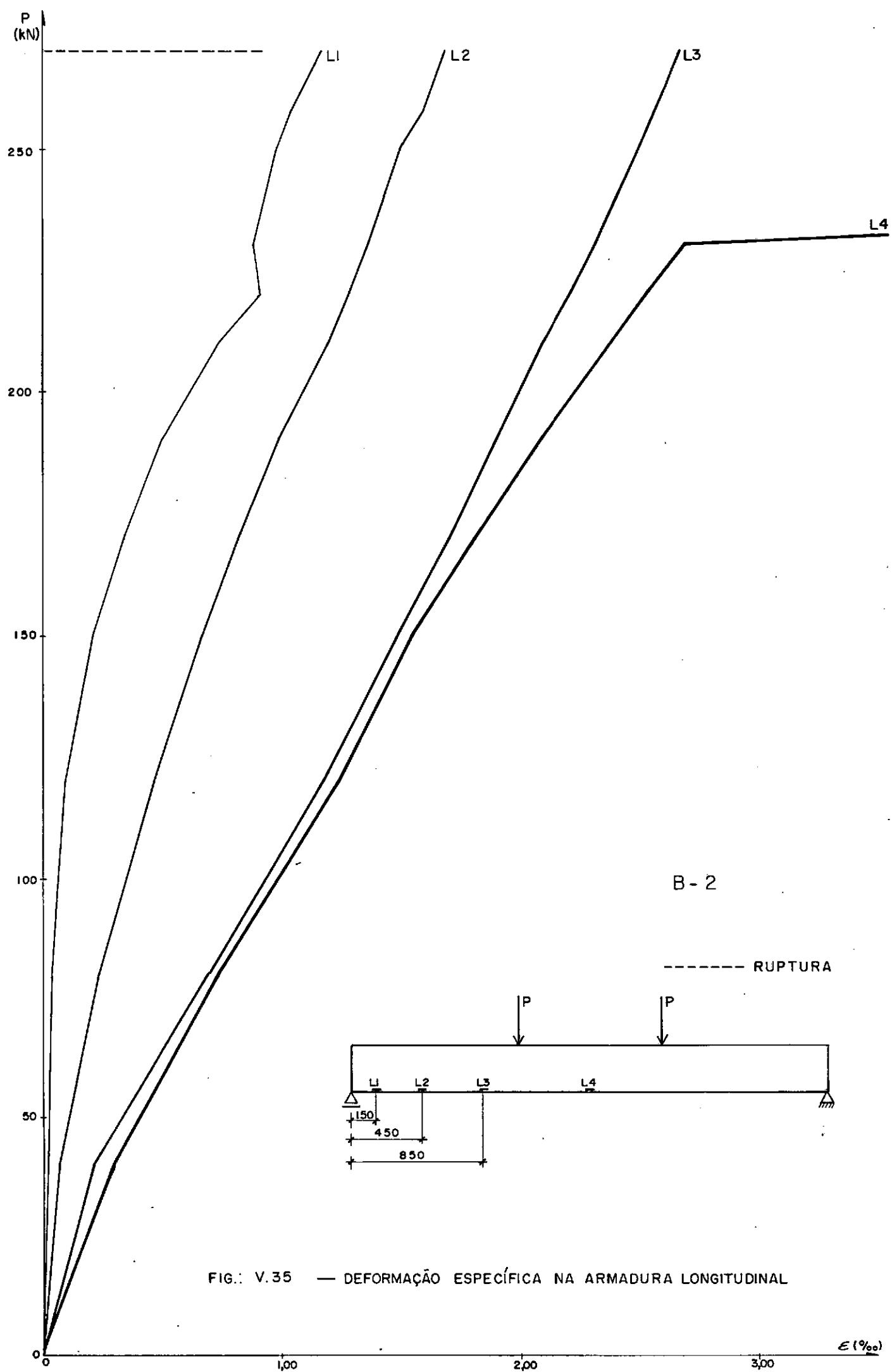
V.6 - DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA ARMADURA LONGITUDINAL

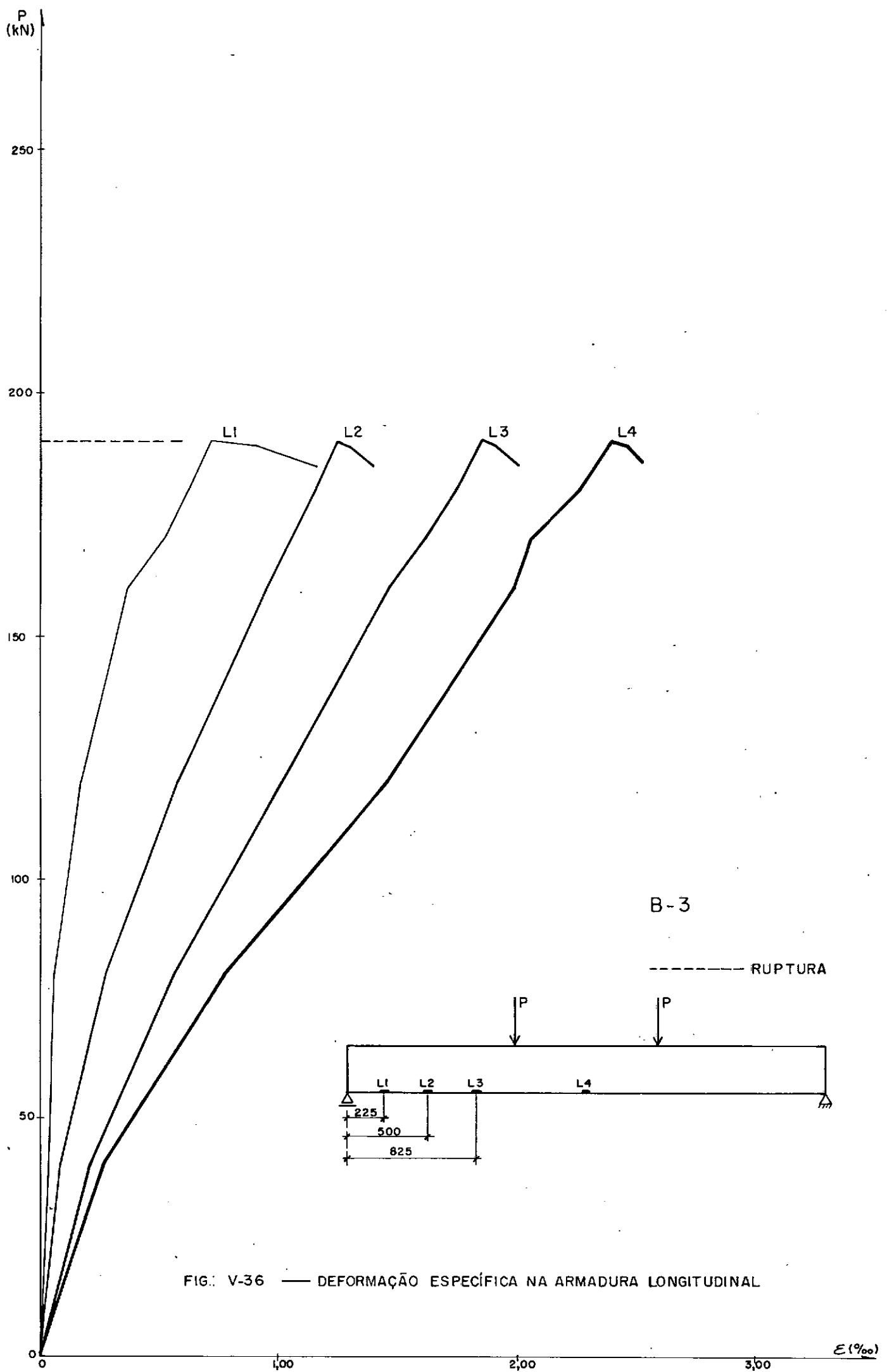
Em todas as vigas somente a barra longitudinal inferior foi instrumentada. As figuras a seguir apresentam o diagrama "carga-deformação específica no aço longitudinal" para todos os modelos, em que os E.E.R. apresentaram leituras estáveis.











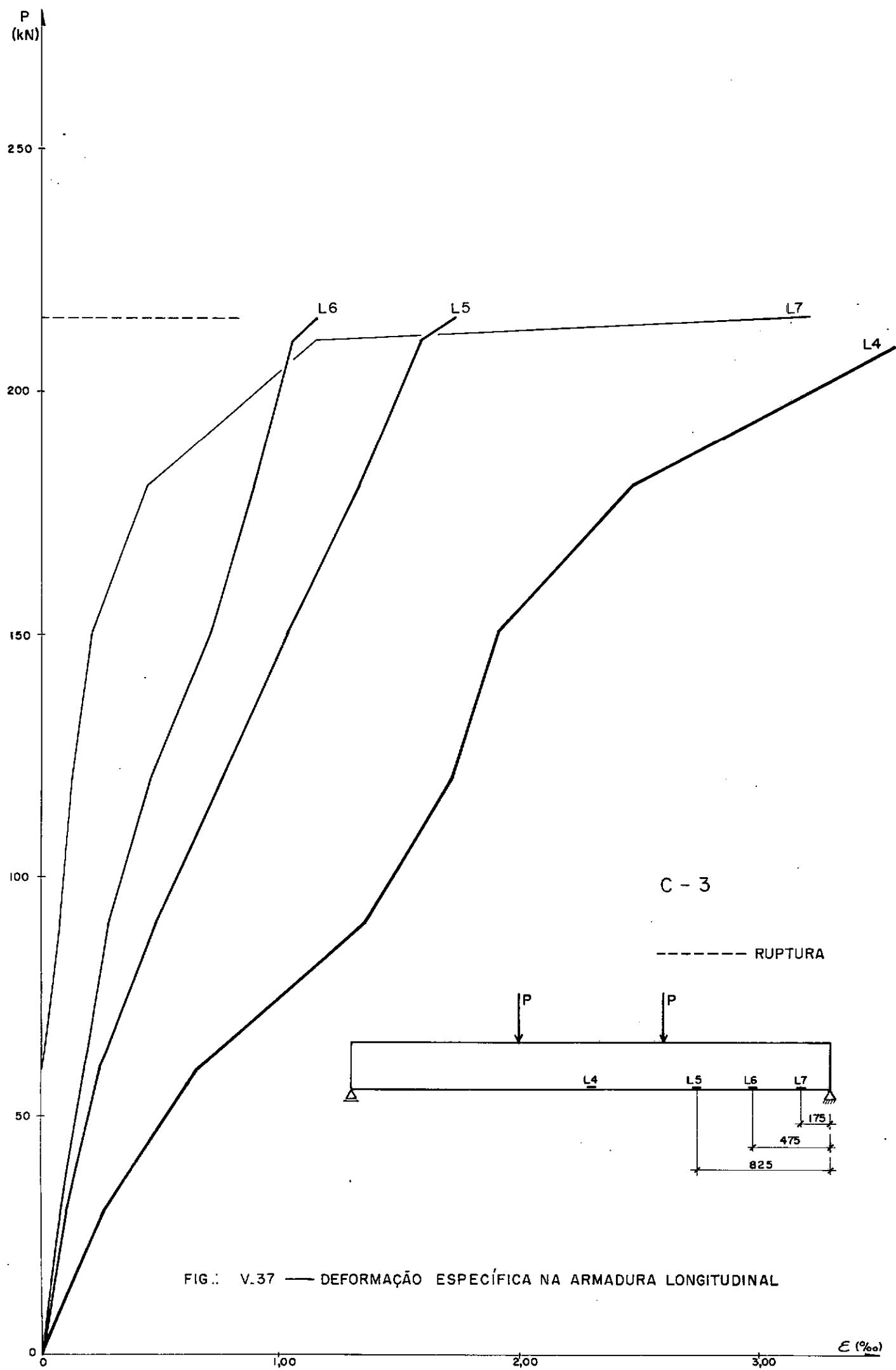


FIG.: V.37 — DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA NA ARMADURA LONGITUDINAL

ϵ (%)

V.7 - CÁLCULO DAS CARGAS DE RUPTURA TEÓRICAS E COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

V.7.1 - Considerações Iniciais

O esforço cortante resistente foi calculado de diversas maneiras, segundo normas e recomendações existentes, e os resultados obtidos (V_{ud}) foram comparados com os cortantes de ruptura das 8 vigas, obtidos experimentalmente (V_{ue}).

Chama-se a atenção para o fato de que não foram utilizados os coeficientes de segurança das diversas normas e que os valores adotados nos cálculos foram os valores médios obtidos experimentalmente.

V.7.2 - Cálculo de V_{ud} Segundo a Norma Brasileira NB-1/78 |²|

A NB-1/78 não trás nenhuma referência específica as peças de seção circular.

Segundo a NB-1/78, a tensão convencional de cisalhamento do concreto, nas peças com estribos verticais e com $b_w \leq 5 h$, deve obedecer ao seguinte limite:

$$\tau_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} \leq \tau_{wu} = 0,25 f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa}$$

A armadura transversal deve ser calculada de acor

do com a teoria clássica de Mörsch, com base na seguinte tensão (em MPa):

$$\tau_d = 1,15 \tau_{wd} - \tau_c \geq 0 \quad (2)$$

Na flexão simples

$$\tau_c = \psi_1 \sqrt{f_{ck}}$$

$$\psi_1 = 0,07 \text{ para } \rho_1 = 0,001$$

$$\psi_1 = 0,14 \text{ para } \rho_1 = 0,015$$

interpolando-se linearmente para valores intermediários de ρ_1 .

ρ_1 = menor taxa da armadura longitudinal de tração no trecho de comprimento $2D$ a partir da face do apoio.

Para a situação dos ensaios, o esforço cortante no caso de $a/D \leq 2$ pode ser reduzido multiplicando-se por $a/2D$, para o cálculo da armadura transversal.

O valor $1,15 \tau_{wd}$ da equação (2) decorre do fato de se ter $z \approx 0,87 d$ para as vigas de seção retangular:

$$\tau_{od} = \frac{V_d}{b_w z} = \frac{V_d}{b_w (0,87 d)} = 1,15 \frac{V_d}{b_w \cdot d} = 1,15 \tau_{wd}$$

Como para a viga se seção circular com armadura uniformemente distribuída no perímetro não fica definido o valor de z , adotou-se a seguinte expressão para o cálculo do esforço cortante resistente das vigas ensaiadas:

$$V_{ud} = V_{wd} + V_{cd}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw} f_{yw} D}{s} \text{ e } V_{cd} = \psi_1 \sqrt{f_{ccm}} \cdot A_c$$

Como no coeficiente ψ_1 esta embutido um coeficiente de segurança relativo ao concreto, γ_c , utilizou-se nos cálculos $\gamma_c \times \psi_1 = 1,4 \psi_1$ no lugar de ψ_1 .

A armação longitudinal de tração foi considerada igual a armação longitudinal total da seção transversal, logo $\rho_1 = \rho_L$.

Note-se que, ao se tornar D no lugar de z e $A_c = \pi D^2/4$ área da seção bruta de concreto, tanto o esforço cortante resistido pelos estribos quanto o esforço cortante absorvido pelo concreto foram superestimados.

Para $a/D \leq 2$ (carga próxima ao apoio) fez-se a correção

$$V_{ud} = \frac{2 D}{a} (V_{wd} + V_{cd})$$

TABELA V.3 - Valores de V_{ud} segundo a NB-1/78

VIGAS	$a/2D$	V_{wd} kN	V_{cd} kN	V_{ud} kN	V_{ue} kN	V_{ue}/V_{ud}
ABC-1	-	67	126	193	201	1,04
A-2	-	67	137	204	270	1,32
A-3	0,875	67	137	233	290	1,24
A-4	0,655	67	141	318	494	1,56
B-2	-	101	129	230	270	1,17
B-3	-	50	141	191	190	0,99
C-2	-	67	129	196	210	1,07
C-3	-	67	129	196	215	1,10

V.7.3 - Cálculo de V_{ud} Segundo a Norma CEB-FIP/78 |³|

A norma CEB-FIP/78 propõe dois métodos para o cálculo do esforço cortante resistente.

a) Método Standard

$$V_{ud} \leq V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} b_w d \text{ (esmagamento de biela)}$$

$$V_{ud} \leq V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \text{ (escoamento dos estribos)}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0,9 d f_{ywd} \text{ (estribos verticais)}$$

$$V_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} b_w d = \text{constante}$$

$$\text{Para } a/d \leq 2, V_{cd} = \frac{2d}{a} 2,5 \tau_{Rd} b_w d$$

De acordo com o proposto no anexo V do "Bulletin d'Information n° 137" do CEB (1980) [4], adotou-se, para seção circular, a seção retangular equivalente (b_e , d_e):

$$b_e = 0,9 D$$

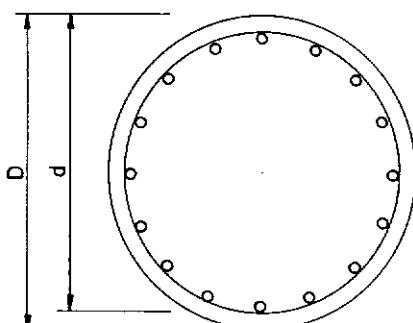


FIG. V - 38

$$d_e = 0,45 D + 0,64 (d - \frac{D}{2})$$

Nas relações a/d e $2d/a$ manteve-se o valor original de $d = 370$ mm

Adotou-se ainda:

$$f_{ywd} = 360 \text{ MPa} \text{ (limite para barras lisas)}$$

$$f_{cd} = f_{ccm}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctm}$$

b) Método Refinado

O método refinado permite a escolha de um ângulo de inclinação das fissuras de cortante, θ , diferente de 45° .

$$V_{ud} \leq V_{Rd2} = 0,30 f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin 2\theta \text{ (esmagamento da biela)}$$

$$V_{ud} \leq V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd} \text{ (escoamento dos estribos)}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \text{ (estribos verticais)}$$

$$3/5 \leq \cot \theta \leq 5/3 \text{ ou } 31^0 \leq \theta \leq 59^0$$

$$V_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d \text{ para } V_{ud} \leq 2,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{cd} = 0 \quad \text{para } V_{ud} \geq 7,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

com interpolação linear para valores intermediários de V_{ud} , resultando

$$V_{cd} = 2,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d - \frac{V_{wd}}{3} = \frac{1}{2} (7,5 \tau_{Rd} b_w d - V_{ud})$$

para $a/d \leq 2$, V_{cd} pode ser multiplicado por $\frac{2d}{a}$. Nesse caso, para $2,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d \leq V_{ud} \leq 7,5 \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$ resulta

$$V_{cd} = (7,5 \tau_{Rd} b_w d - V_{wd}) \frac{2d/a}{2 + 2d/a}$$

Os valores de b_w , d , f_{ywd} , f_{cd} e τ_{Rd} foram os adotados no Método Standard.

Adotou-se ainda $\cot \theta = 5/3$, que corresponde aproximadamente aos valores de θ observados nos ensaios (entre 30 e

35°).

TABELA V.4 - Valores de V_{ud} segundo a Norma CEB-FIP/78

VIGAS	MÉTODOS	2d/a	V_{wd} kN	V_{cd} kN	V_{ud} kN	V_{ue} kN	V_{ue}/V_{ud}
ABC-1	S	-	40	160	200	201	1,01
	R		67	138	205		0,98
A-2	S	-	40	179	219	270	1,23
	R		67	157	224		1,21
A-3	S	1,06	40	190	230	290	1,26
	R		67	163	230		1,26
A-4	S	1,41	40	253	293	494	1,69
	R		67	195	262		1,89
B-2	S	-	60	160	220	270	1,23
	R		100	126	226		1,19
B-3	S	-	30	179	209	190	0,91
	R		50	163	213		0,89
C-2	S	-	40	160	200	210	1,05
	R		67	138	205		1,02
C-3	S	-	40	160	200	215	1,08
	R		67	138	205		1,05

(S) método standard

(R) método refinado

V.7.4 - Cálculo de V_{ud} Segundo a Comissão ACI-ASCE 426 |⁵|

De acordo com a Comissão ACI-ASCE 426, tem-se:

$$V_{ud} = V_{wd} + V_{cd}$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} d f_{yw}$$

$$V_{cd} = (0,16 \sqrt{f_c} + 17,5 p_L \frac{V \cdot d}{M}) b_w d \leq 0,29 \sqrt{f_c} b_w d$$

(Forças em MN, áreas em m^2 , tensões em MPa e dimensões lineares em m).

M e V são o momento fletor e o esforço cortante atuantes na seção transversal onde se esteja fazendo a verificação da resistência da viga.

M. J. Faradji Capon e R. Diaz de Cossio |¹| sugerem que se tome para as vigas de seção transversal circular com armadura uniformemente distribuída no perímetro:

$d = D$ = diâmetro da seção transversal da viga

A_{sL} = área da armadura longitudinal total

$b_w d = A_{cd} = \pi D^2 / 4$ = área da seção transversal da viga

$$\rho_L = A_{sL}/A_{cd}$$

Sugerem ainda que a verificação seja feita na seção transversal situada a um diâmetro do ponto de aplicação da carga concentrada ($x = a - D$). Foram feitas verificações na seção indicada e em três outras seções: seção de aplicação da carga concentrada ($x = a$), meio do vão de cortante ($x = a/2$) e seção a um diâmetro da face de apoio ($x = 0,1 \text{ m} + D$).

TABELA V.5 - Valores de V_{ud} segundo a Comissão ACI-ASCE 426

VIGAS	SEÇÕES	V_d/M	V_{wd}	V_{cd} kN	V_{ud} kN	V_{ue} kN	V_{ue}/V_{ud}
ABC-1	$x = a$	0,381	67	133	200	201	1,00
	$x = a - D$	0,615		152	219		0,91
	$x = a/2$	0,762		164	231		0,87
	$x = 0,1\text{m}+D$	0,80		167	234		0,86
A-2	$x = a$	0,457	67	149	216	270	1,25
	$x = a - D$	0,842		181	248		1,09
	$x = a/2$	0,914		187	254		1,06
	$x = 0,1\text{m}+D$	0,80		178	245		1,10
A-3	$x = a$	0,571	67	159	226	290	1,28
	$x = a - D$	1,333		221	288		1,00
	$x = a/2$	1,143		205	272		1,06
	$x = 0,1\text{m}+D$	0,800		178	245		1,18

Continua...

TABELA V.5 - Continuação

VIGAS	SEÇÕES	V _d /M	V _{wd} kN	V _{cd} kN	V _{ud} kN	V _{ue} kN	V _{ue} /V _{ud}
A-4	x = a	0,762	67	177	244	494	2,02
	x = a-D	3,200		375	442		1,11
	x = a/2	1,524		239	306		1,61
	x = 0,1m+D	0,800		180	247		2,00
B-2	x = a	0,381	101	136	237	270	1,14
	x = a-D	0,615		155	256		1,05
	x = a/2	0,765		167	268		1,00
	x = 0,1m+D	0,800		170	271		0,99
B-3	x = a	0,381	50	146	196	190	0,97
	x = a-D	0,615		165	215		0,88
	x = a/2	0,762		177	227		0,83
	x = 0,1m+D	0,800		180	230		0,82
C-2	x = a	0,381	67	131	198	210	1,06
	x = a-D	0,615		147	214		0,98
	x = a/2	0,762		157	224		0,93
	x = 0,1m+D	0,800		160	227		0,92
C-3	x = a	0,381	67	141	208	215	1,03
	x = a-D	0,615		164	231		0,93
	x = a/2	0,762		178	245		0,87
	x = 0,1m+D	0,800		181	248		0,86

V.7.5 - Cálculo de V_{ud} Segundo a Norma ACI 318/77 | ⁶ |

O cálculo de V_{ud} segundo a Norma ACI 318/77 é quase idêntico ao cálculo segundo a Comissão ACI-ASCE 426. As diferenças são que a Norma ACI 318/77 recomenda a substituição de b_w por D , e diz que d não precisa ser menor do que a distância da fibra comprimida extrema ao centro de gravidade da armadura longitudinal colocada na metade oposta da seção circular, ou, com a notação do CEB:

$$b_e = D$$

$d_e \geq 0,5 D + 0,64 (d - D/2)$ e recomenda ainda que não se deve tomar $\frac{V \cdot d}{M} > 1$.

Fez-se o cálculo de V_{ud} nas mesmas 4 seções do item anterior.

TABELA V.6 - Valores de V_{ud} segundo a Norma ACI 318/77

VIGAS	SEÇÕES	Vd/M	V _{ud} kN	V _{cd} kN	V _{ud} kN	V _{ue} kN	V _{ue} /V _{ud}
ABC-1	x = a	0,295	52	125	177	201	1,13
	x = a-D	0,477		139	191		1,05
	x = a/2	0,591		148	200		1,00
	x = 0,1m+D	0,620		151	203		0,99
A-2	x = a	0,354	52	139	191	270	1,41
	x = a-D	0,653		163	215		1,25
	x = a/2	0,709		168	220		1,22
	x = 0,1m+D	0,620		161	213		1,26
A-3	x = a	0,443	52	147	199	290	1,45
	x = a-D	1,000		191	243		1,19
	x = a/2	0,886		182	234		1,24
	x = 0,1m+D	0,620		161	213		1,36
A-4	x = a	0,591	52	161	213	494	2,32
	x = a-D	1,000		194	246		2,00
	x = a/2	1,000		194	246		2,00
	x = 0,1m+D	0,620		163	215		2,29
B-2	x = a	0,295	78	128	206	270	1,31
	x = a-D	0,477		142	220		1,22
	x = a/2	0,591		151	229		1,18
	x = 0,1m+D	0,620		154	232		1,16
B-3	x = a	0,295	39	137	176	190	1,08
	x = a-D	0,477		152	191		0,99
	x = a/2	0,591		161	200		0,95
	x = 0,1m+D	0,620		163	202		0,94

continua...

TABELA V.6 - Continuação

VIGAS	SEÇÕES	Vd/M	V _{ud} kN	V _{cd} kN	V _{ud} kN	V _{ue} kN	V _{ue} /V _{ud}
C-2	x = a	0,295	52	124	176	210	1,19
	x = a-D	0,477		136	188		1,11
	x = a/2	0,591		144	196		1,07
	x = 0,1m+D	0,620		145	197		1,07
C-3	x = a	0,295	52	132	184	215	1,16
	x = a-D	0,477		149	201		1,07
	x = a/2	0,591		159	211		1,02
	x = 0,1m+D	0,620		162	214		1,00

de ~ 310 mm

V.7.6 - Comparação Entre os Processos de Cálculo de V_{ud}

A comparação entre os cortantes últimos experimentais (V_{ue}) com os cortantes últimos teóricos (V_{ud}) obtidos segundo as diversas Normas e Recomendações estudadas nos itens anteriores está resumida na tabela V.7. A tabela V.8 mostra a relação entre V_{cd} (parcela do esforço cortante "absorvida pelo concreto") obtida segundo os diversos processos de cálculo e o esforço cortante de ruptura atingido nos ensaios (V_{ue}), assim como, a tabela V.9 mostra a relação entre V_{cd} e o cortante experimental correspondente ao aparecimento da primeira fissura inclinada que atinge o eixo médio da viga, dentro do vão de corte (V_{fiss}).

Os diversos processos de cálculo de V_{ud} utilizados nos itens anteriores enquadram-se no conjunto de "teorias aditivas" de resistência ao esforço cortante, ou seja, $V_{ud} = V_{wd} + V_{cd}$.

Um ponto comum às normas NB-1/78, CEB-FIP/78 (Método Standard) e ACI 318/77 é o cálculo da parcela V_{ud} de acordo com a analogia da treliça de Mörsch clássica ($\theta = 45^\circ$), sendo que a ACI 318/77 toma d no lugar de z . Na norma CEB-FIP/78 (Método Refinado) adota-se uma treliça com θ variável ($3/5 \leq \cot \theta \leq 5/3$), mas não existe ali um critério explícito para a escolha de θ .

Quanto à parcela V_{cd} , que engloba diversos efeitos (ver Capítulo III) apenas as normas NB-1/78 e ACI 318/77 levam em conta a influência da percentagem geométrica da armadura longitudinal.

A ACI 318/77 é a única das normas estudadas que é capaz de dimensionar várias seções diferentes, dentro do vão de corte, pois em suas equações ela leva em conta a influência, no dimensionamento de uma seção, da relação entre o cortante e o momento que atuam na seção considerada.

Uma boa forma de comparar entre si os diversos processos de cálculo é traçar o diagrama de $\tau_{ud}/f_{ccm} = V_{ud}/b_w$ d f_{ccm} em função de $\omega_w = A_{sw} f_{yw}/b_w$ s f_{ccm} , cuja lei a va-

riação de acordo com cada processo de cálculo de V_{ud} é mostrada a seguir:

a) NB-1/78

(modificada $\rightarrow z = D$ e $b_w d = \pi D^2/4$)

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = \frac{\psi_1 \sqrt{f_{ccm}}}{f_{ccm}} + \frac{4}{\pi} \omega_w \leq 0,25 \leq \frac{4,5 \times 1,4}{f_{ccm}} = \frac{6,33}{f_{ccm}}$$

(o limite absoluto de 4,5 MPa foi multiplicado por $\gamma_c = 1,4$ para eliminar este fator, implícito na Norma).

Para o caso particular de $f_{ccm} = 30$ MPa e $\psi_1 = 0,14 \times 1,4 = 0,196$ resulta:

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,036 + \frac{4}{\pi} \omega_w \leq 0,21$$

b) CEB-FIP/78 (Método Standard)

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 2,5 \frac{\tau_{Rd}}{f_{ccm}} + 0,9 \omega_w \leq 0,30$$

Para o caso particular de $f_{ccm} = 30$ MPa e $f_{ctm} = 2,60$ MPa temos:

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,054 + 0,9 \omega_w \leq 0,30$$

c) CEB-FIP/68 (Método Refinado)

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 2,5 \frac{\tau_{Rd}}{f_{ccm}} \leq 0,30 \operatorname{sen}2\theta$$

para $\tau_{ud} \leq 2,5 \tau_{Rd} b_w d$

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 2,5 \frac{\tau_{Rd}}{f_{ccm}} + 0,6 \omega_w \operatorname{cotg} \theta \leq 0,30 \operatorname{sen}2\theta$$

para $2,5 \tau_{Rd} b_w d < \tau_{ud} < 7,5 \tau_{Rd} b_w d$

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,9 \omega_w \operatorname{cotg} \theta \leq 0,30 \operatorname{sen}2\theta$$

para $\tau_{ud} \leq 7,5 \tau_{Rd} b_w d$

Para o caso particular de $f_{ccm} = 30 \text{ MPa}$ e $f_{ctm} = 2,60 \text{ MPa}$ resulta:

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,054 \leq 0,30 \operatorname{sen}2\theta$$

para $\tau_{ud}/f_{ccm} \leq 0,054$

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,054 + 0,6 \omega_w \operatorname{cotg} \theta \leq 0,30 \operatorname{sen}2\theta$$

para $0,054 < \tau_{ud}/f_{ccm} < 0,163$

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,9 \omega_w \cotg \theta \leq 0,30 \operatorname{sen} 2\theta$$

para $\tau_{ud}/f_{ccm} \geq 0,163$

Traçaremos os diagramas correspondentes à $\theta = 45^\circ$
e $\theta = 31^\circ$

d) ACI 318/77

Como V_{cd} depende de ρ_L e $\frac{Vd}{M}$, tomamos o valor limite de $V_{cd} = 0,29 \sqrt{f'_c} b_w d$, e, para o caso particular de $f'_c = f_{ccm} = 30 \text{ MPa}$, sendo $V_{ud} \leq 0,96 \sqrt{f'_c} b_w d$, temos

$$\frac{\tau_{ud}}{f_{ccm}} = 0,053 + \omega_w \leq 0,175$$

A figura V.39 mostra os diagramas traçados com as expressões acima sem as correções para cargas próximas aos apoios que as Normas NB-1/78 e CEB-FIP/78 permitem ($a/d \leq 2$), e a figura V.40 nos dá o grau de influência das variáveis principais sobre o termo τ_{ue}/f_{ccm} .

A tabela V.10 nos fornece os valores de τ_{ue} , assim como os valores limites de τ_{ud} , segundo os diversos processos de cálculos analisados nos itens anteriores, e a tabela V.11 nos fornece a relação entre a área real da seção transversal (A_c), e as áreas das seções transversais adotadas, pelas diversas Normas e recomendações estudadas (A_{cd}), ou melhor, áreas equivalentes a $b_w d$.

TABELA V.7 - Esforços cortantes de ruptura experimentais, comparados com valores teóricos

VIGAS	V_{ue} (kN)	V_{ue}/V_{ud}						
		NB-1/78	CEB-FIP/78 STANDARD	CEB-FIP/78 REFINADO	ACI 318/77 (VALORES SUPERIORES) COMISSÃO ACI-ASCE 426			
					$x = a$	$x = a - D$	$x = a/2$	$x = 0,1m + D$
ABC-1	201	1,04	1,01	0,98	1,13 1,00	1,05 0,91	1,00 0,87	0,99 0,86
A-2	270	1,32	1,23	1,21	1,41 1,25	1,25 1,09	1,22 1,06	1,26 1,10
A-3	290	1,24	1,26	1,26	1,45 1,28	1,19 1,00	1,24 1,06	1,36 1,18
A-4	494	1,56	1,69	1,89	2,32 2,02	2,00 1,11	2,00 1,61	2,29 2,00
B-2	270	1,17	1,23	1,19	1,31 1,14	1,22 1,05	1,18 1,00	1,16 0,99
B-3	190	0,99	0,91	0,89	1,08 0,97	0,99 0,88	0,95 0,83	0,94 0,82
C-2	210	1,07	1,05	1,02	1,19 1,06	1,11 0,98	1,07 0,93	1,06 0,92
C-3	215	1,10	1,08	1,05	1,16 1,03	1,07 0,93	1,02 0,87	1,00 0,86

TABELA V.8 - Relação entre a "contribuição do concreto" teórica e o esforço cortante de ruptura

VIGAS	V_{ue} (kN)	V_{cd}/V_{ue}						
		NB-1/78	CEB-FIP/78 STANDARD	CEB-FIP/78 REFINADO	ACI 318/77 (VALORES SUPERIORES) COMISSÃO ACI-ASCE 426			
					$x = a$	$x = a-D$	$x = a/2$	
ABC-1	201	0,63	0,80	0,69	0,62 0,66	0,69 0,76	0,74 0,82	0,75 0,83
A-2	270	0,51	0,66	0,58	0,51 0,55	0,60 0,67	0,62 0,69	0,60 0,66
A-3	290	0,54	0,66	0,56	0,51 0,55	0,66 0,76	0,63 0,71	0,56 0,61
A-4	494	0,44	0,51	0,39	0,33 0,36	0,39 0,76	0,39 0,48	0,33 0,36
B-2	270	0,48	0,59	0,47	0,47 0,50	0,53 0,57	0,56 0,62	0,57 0,63
B-3	190	0,74	0,94	0,86	0,72 0,77	0,80 0,87	0,85 0,93	0,86 0,95
C-2	210	0,62	0,76	0,66	0,59 0,62	0,65 0,70	0,69 0,75	0,69 0,76
C-3	215	0,60	0,74	0,66	0,61 0,66	0,69 0,76	0,74 0,83	0,75 0,84

TABELA V.9 - Relação entre o esforço cortante experimental correspondente ao aparecimento da primeira fissura inclinada e a parcela do esforço cortante "absorvida pelo concreto"

VIGAS	V_{fiss} (kN)	V_{fiss}/V_{cd}						
		NB-1/78	CEB-FIP/78 STANDARD	CEB-FIP/78 REFINADO	ACI-318/77 (VALORES SUPERIORES) COMISSÃO ACI-ASCE 426			
					$x = a$	$x = a-D$	$x = a/2$	$x = 0,1m+D$
ABC-1	120	0,95	0,75	0,87	0,96	0,86	0,81	0,79
					0,90	0,79	0,73	0,72
A-2	150	1,09	0,84	0,96	1,08	0,92	0,89	0,93
					1,01	0,83	0,80	0,84
A-3	160	1,02	0,84	0,98	1,09	0,84	0,88	0,99
					1,01	0,72	0,78	0,90
A-4	200	0,93	0,79	1,03	1,24	1,03	1,03	1,23
					1,13	0,53	0,84	1,11
B-2	150	1,16	0,94	1,19	1,17	1,06	0,99	0,97
					1,10	0,97	0,90	0,88
B-3	120	0,85	0,67	0,74	0,88	0,79	0,75	0,74
					0,82	0,73	0,68	0,67
C-2	120	0,93	0,75	0,87	0,97	0,88	0,83	0,83
					0,92	0,82	0,76	0,75
C-3	150	1,16	0,94	1,09	1,14	1,07	0,94	0,93
					1,06	0,91	0,84	0,83

TABELA V.10 - Valores de τ_{ue} e de τ_{ud} limites

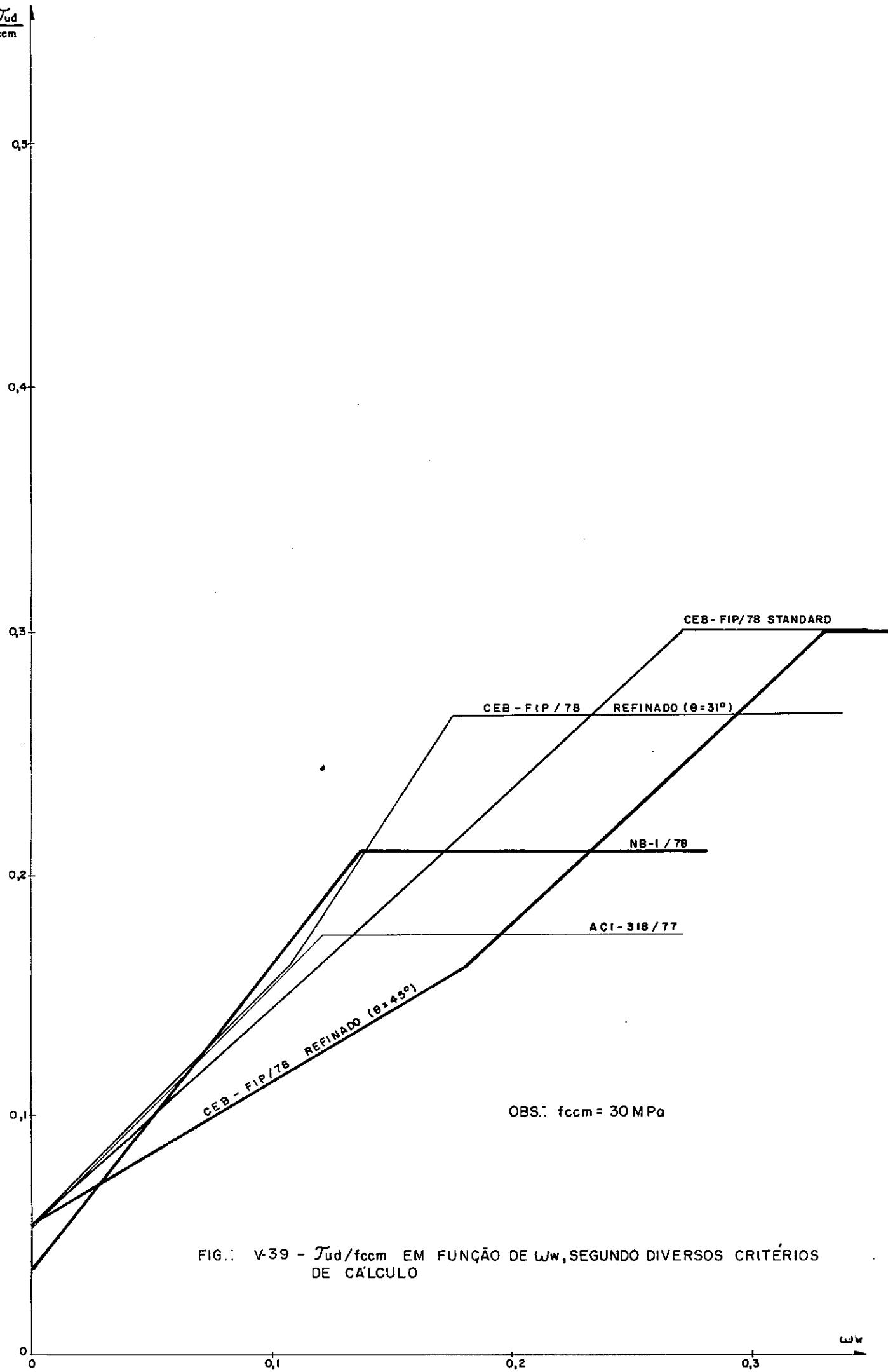
	τ_{ue} (MPa)				τ_{ud} LIMITE (MPa)			
	NB-1/78 (SUGESTÃO)	CEB-FIP/78 STANDARD	CEB-FIP/78 REFINADO	ACI 318/77	NB-1/78	CEB-FIP/78 STANDARD	CEB-FIP/78 REFINADO*	ACI 318/77
ABC-1	1,60	1,93	1,93	1,62	6,30	7,77	6,86	4,88
A-2	2,15	2,59	2,59	2,18	6,30	9,39	8,29	5,37
A-3	2,31	2,78	2,78	2,34	6,30	9,39	8,29	5,37
A-4	3,93	4,73	4,73	3,98	6,30	9,81	8,66	5,49
B-2	2,15	2,59	2,59	2,18	6,30	8,25	7,28	5,03
B-3	1,51	1,82	1,82	1,53	6,30	9,81	8,66	5,49
C-2	1,67	2,01	2,01	1,69	6,30	8,25	7,28	5,03
C-3	1,71	2,06	2,06	1,73	6,30	8,25	7,28	5,03

* Valores de τ_{ud} limite calculados para $\theta = 31^0$, pois para $\theta = 45^0$, τ_{ud} limite (Standard) = τ_{ud} limite (Refinado)

TABELA V.11 - Valores da relação A_{cd}/A_c

	$A_{cd} \text{ m}^2$	A_{cd}/A_c
NB-1/78 (SUGESTÃO)	0,1257	1,00
CEB-FIP/78	0,1044	0,83
Comissão* ACI-ASCE 426	0,1257	1,00
ACI-318/77	0,1240	0,98

* segundo sugestão de |¹|



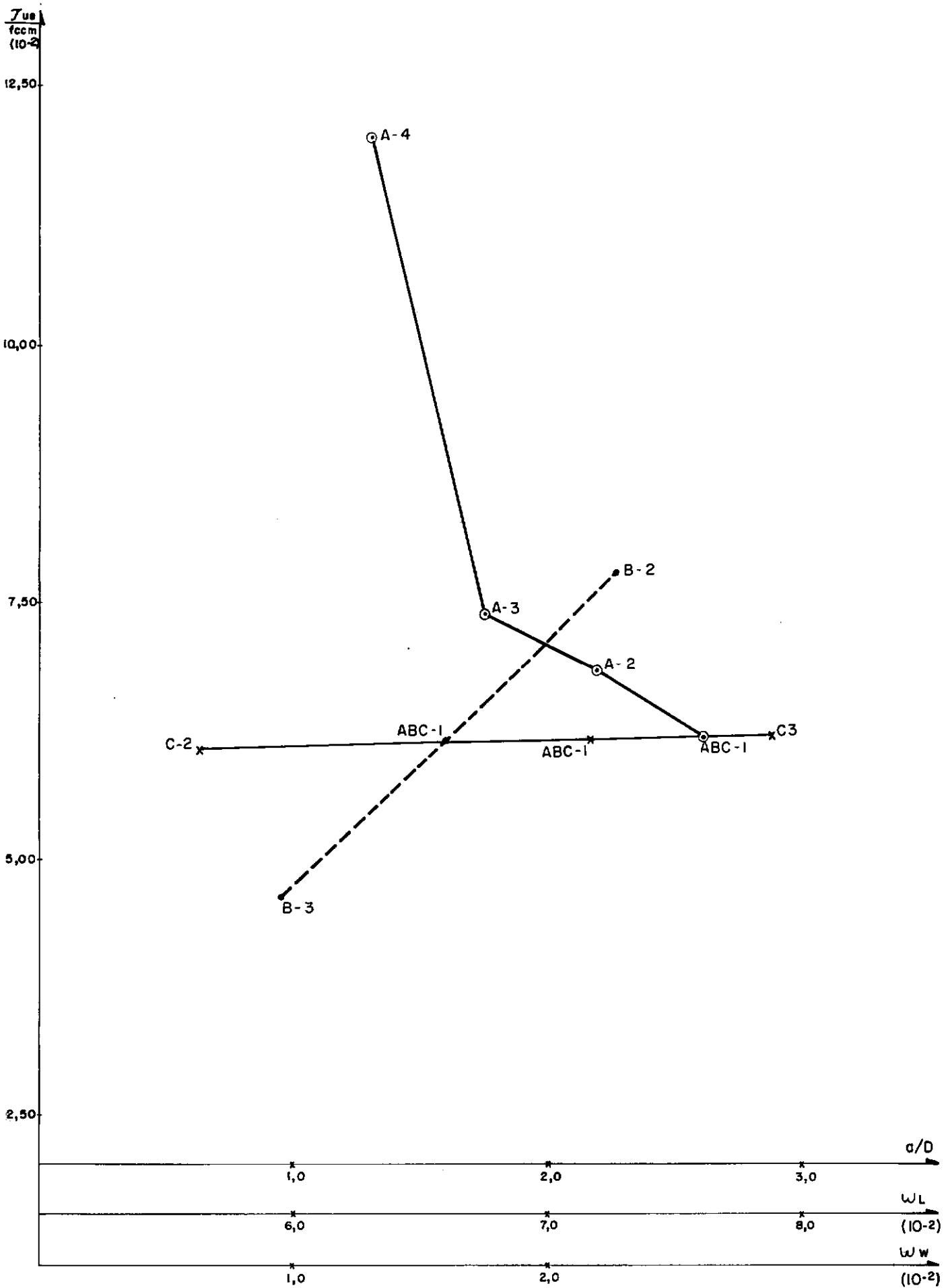


FIG.: V-40- T_{ue} EM FUNÇÃO DAS VARIÁVEIS PRINCIPAIS

CAPÍTULO VICONCLUSÕES

Do exposto anteriormente pode-se concluir que:

- a) A formulação apresentada pela Norma Brasileira NB-1/78 mostrou-se adequada na verificação da resistência ao esforço cortante das vigas ensaiadas, tomando-se \underline{D} no lugar de \underline{z} e $\underline{\pi D^2/4}$ no lugar de $\underline{b_w z}$.
- b) A norma CEB-FIP/78 usada com as recomendações do Anexo V do "Bulletin d'Information nº 137" conduziu a bons resultados (ver tabela V.7). Não se notou diferença significativa entre o Método Refinado e o Método Standard. O aumento da contribuição da armadura foi compensado pela redução da contribuição do concreto. O ângulo $\underline{\theta}$ utilizado no Método Refinado foi definido após os ensaios porque não existe na Norma um critério explícito para a escolha de $\underline{\theta}$. Ressalve-se que na Norma CEB-FIP/78 o Método Refinado é previsto para casos especiais, em particular para o caso de esforço cortante e torção atuando simultaneamente. Sua aplicação ao caso de esforço cortante sem torção não é vantajosa, em relação ao Método Standard, a não ser para taxas mecânicas de armadura transversal elevadas. Para $V_{ud} \leq 7,5 \tau_{Rd} b_w d$, por exemplo, o Método Refinado só conduzirá a uma economia de armadura Transversal no caso de $31^\circ \leq \underline{\theta} \leq 33,4^\circ$. O grande inconveniente do Método Refinado, a nosso ver, é a falta de um critério explícito.

cito para a fixação do ângulo θ .

- c) As recomendações da Comissão ACI-ASCE nº 426 juntamente com as recomendações de M. J. Faradji Capon e R. Diaz de Cossio conduziram a bons resultados, estimando corretamente o efeito de arco na seção indicada para verificação ($x = a-d$). A adoção de $\pi D^2/4$ no lugar de $b_w d$ parece superestimar ligeiramente a resistência das peças, no caso das vigas ensaiadas.
- d) A Norma ACI 318/77 conduziu a bons resultados (ver tabela V.7) para todas as seções verificadas. A nosso ver a limitação $M/Vd > 1$ subestima o efeito de arco. De todas as Normas estudadas foi a que conduziu aos valores mais conservativos para a viga A-4.
- e) Das 3 variáveis principais estudadas, para as vigas ensaiadas, chegam-se às seguintes conclusões (ver Figura V.40):
- 1º) a influência da posição da carga sobre a capacidade resistente ao esforço cortante é importante; a capacidade resistente ao esforço cortante aumenta bastante para cargas próximas ao apoio, para uma relação a/d decrescente $a/d < 2,5$. Por exemplo a relação entre as cargas últimas de ruptura das vigas A-4 ($a/D = 1,31$) e ABC-1 ($a/D=2,63$) é de $494/201 = 2,46$.
- 2º) É significativa, como era de se esperar, a influência da percentagem de armadura transversal sobre a capacidade

resistente ao esforço cortante.

- 39) A influência da percentagem de armadura longitudinal sobre a capacidade resistente ao esforço cortante é muito menor do que a influência das outras duas variáveis, mas das normas estudadas a única que no cálculo da parcela V_{cd} (ver Capítulo III) não leva em conta a influência da percentagem geométrica de armadura longitudinal é a norma CEB-FIP/78.
- f) A figura V.39 mostra que a limitação $V_{ud} \leq 0,96 \sqrt{f_c^t} b_w d$ (MPa) da Norma ACI 318-77 ($V_{ud} = V_{cd} + V_{wd}$) parece ser muito rigorosa.
- g) Os ensaios realizados compreenderam apenas vigas com taxa mecânica de armadura transversal muito pequena. As conclusões acima não devem ser extrapoladas para situações diferentes dos ensaios.
- h) Chamamos a atenção para o fato de que toda a análise dos resultados se baseou nos parâmetros obtidos nos ensaios, isto é, os coeficientes de segurança das diversas normas estudadas não foram levados em conta nos estudos efetuados. Pode ser que com a aplicação dos critérios de segurança, normas que eram aparentemente menos conservadoras venham a se tornar mais conservadoras.

i) O número de ensaios conhecidos sobre a ruptura por esforço cortante em peças de concreto armado de reação transversal circular, com armadura longitudinal uniformemente distribuída no perímetro, é ainda muito pequeno para que se possam tirar conclusões definitivas sobre o assunto, tal é o número de parâmetros que podem influenciar na capacidade de resistência de tais peça. É recomendável, portanto, que sejam efetuados mais ensaios e que sejam estudadas as influências de parâmetros como a presença do esforço normal, a reversibilidade do carregamento, a limitação pela resistência à flexão, o caso de seções anelares e vários outros.

APÊNDICE

ILUSTRAÇÕES FOTOGRÁFICAS

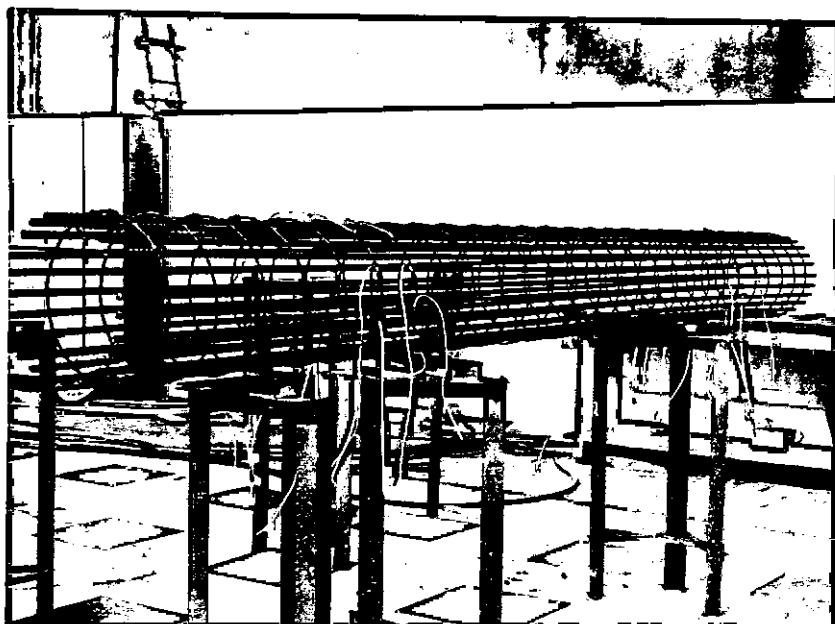


Foto 1 - Vista geral da armação

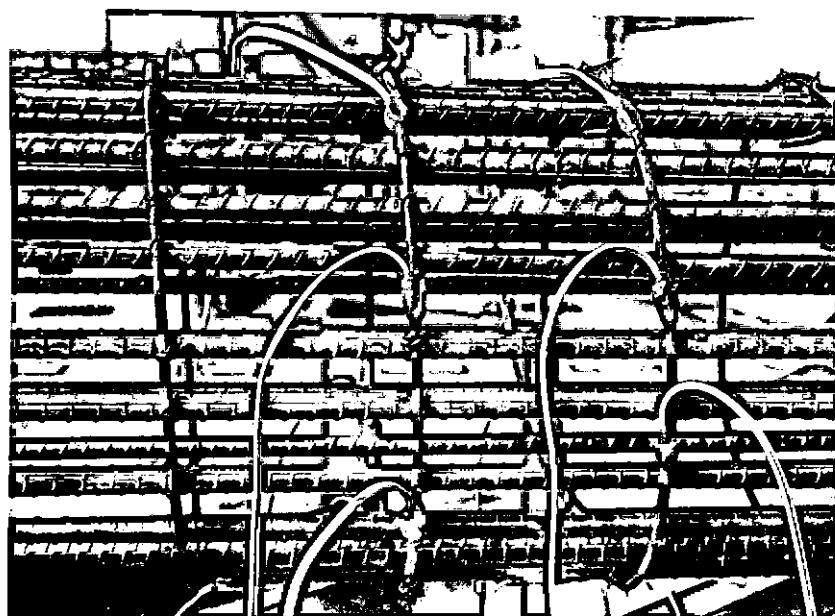


Foto 2 - Detalhe da instrumentação dos estribos



Foto 3 - Viga ABC-1 - Etapa intermediária de carga



Foto 4 - Viga ABC-1 - Aspecto da ruptura

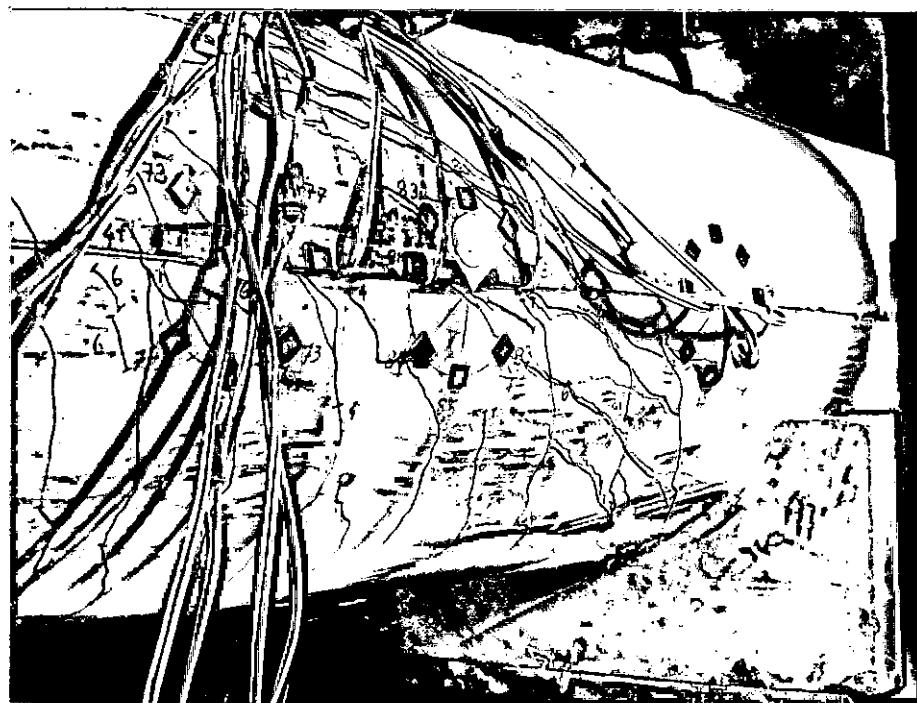


Foto 5 - Viga ABC-1 - Aspecto da ruptura

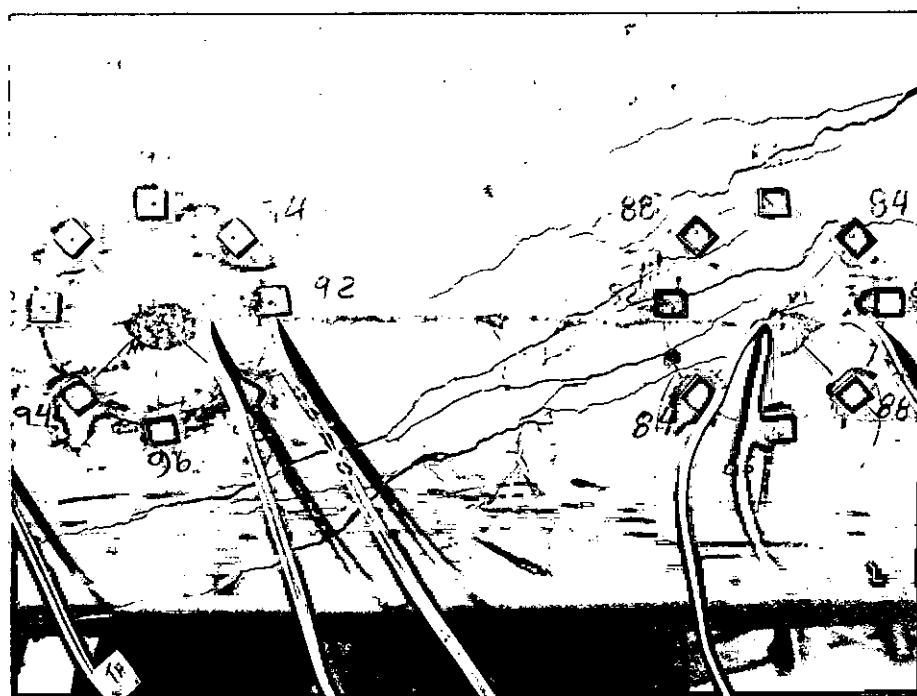


Foto 6 - Viga ABC-1 - Aspecto da ruptura



Foto 7 - Viga A-2 - Etapa intermediária de carga



Foto 8 - Viga A-2 - Fissuração na parte superior

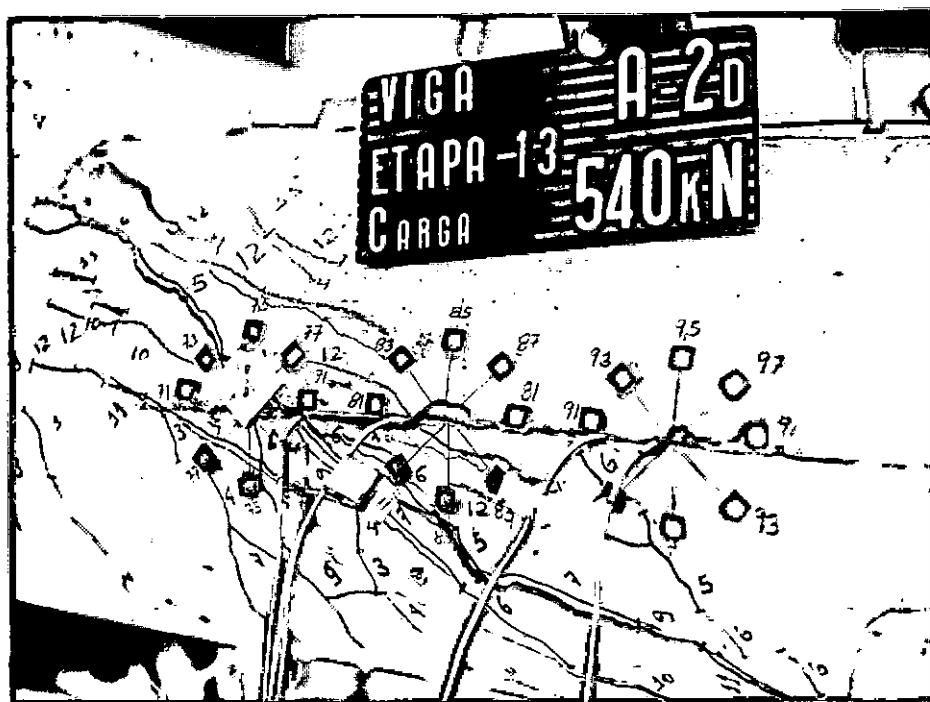


Foto 9 - Viga A-2 - Aspecto da ruptura



Foto 10 - Viga A-2 - Aspecto da ruptura

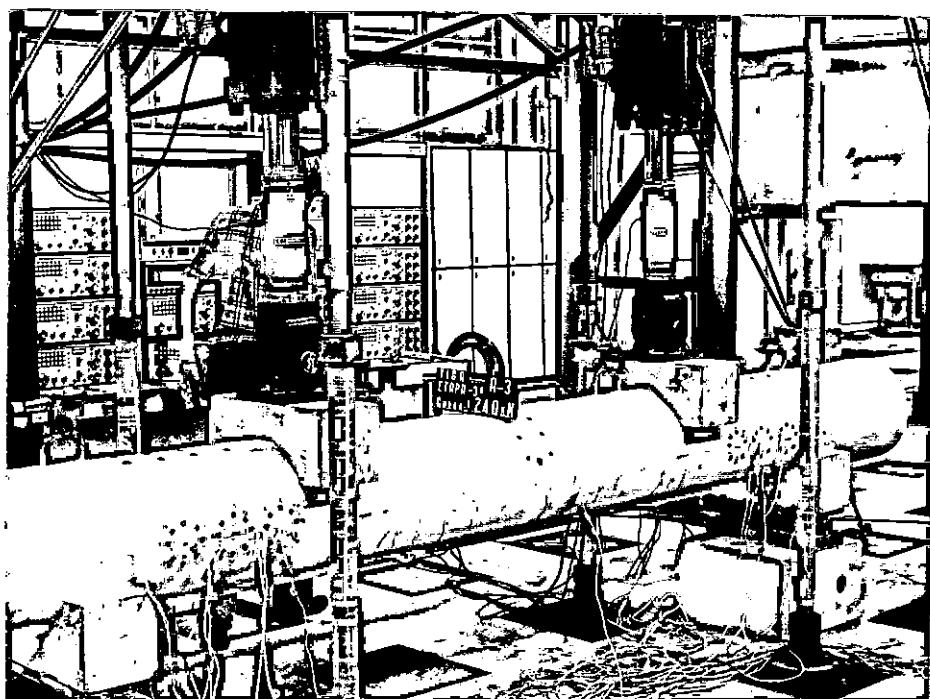


Foto 11 - Vista geral do ensaio

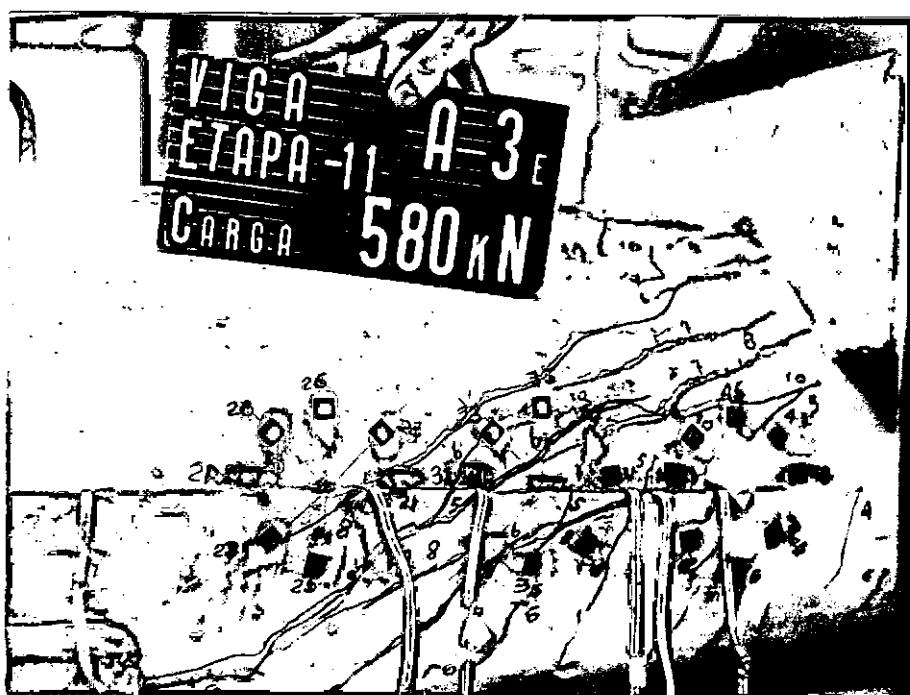


Foto 12 - Viga A-3 - Aspecto da ruptura



Foto 13 - Viga A-4 - Etapa intermediária de carga

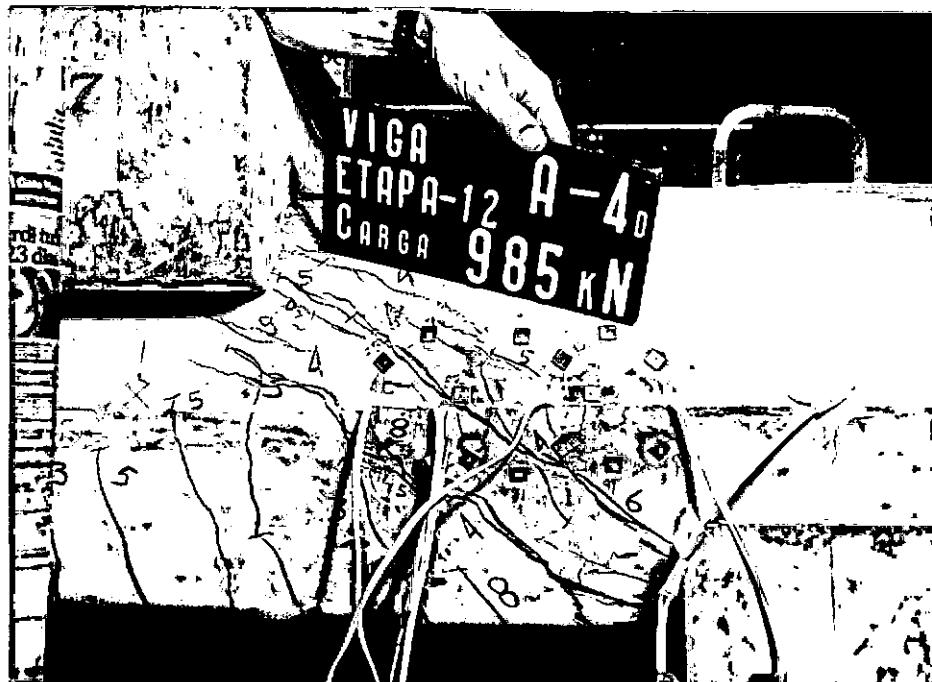


Foto 14 - Viga A-4 - Aspecto da ruptura

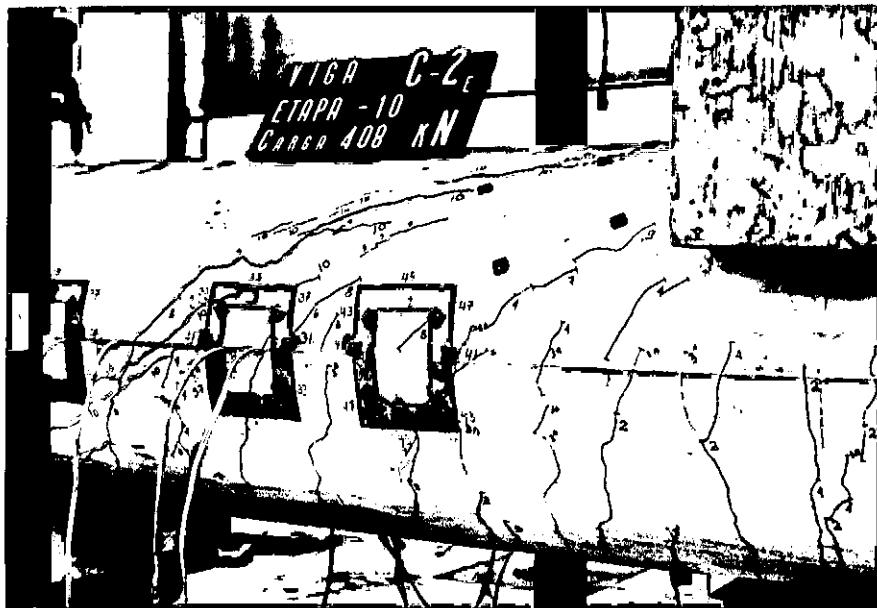


Foto 17 - Viga C-2 - Aspecto da ruptura

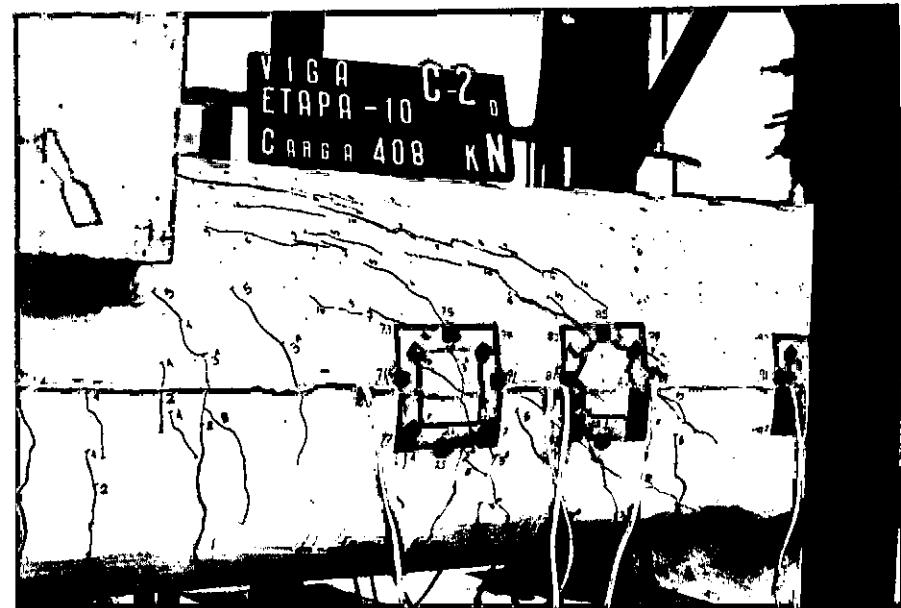


Foto 18 - Viga C-2 - Aspecto da ruptura



Foto 19 - Viga C-3 - Início da ruptura (lado direito)

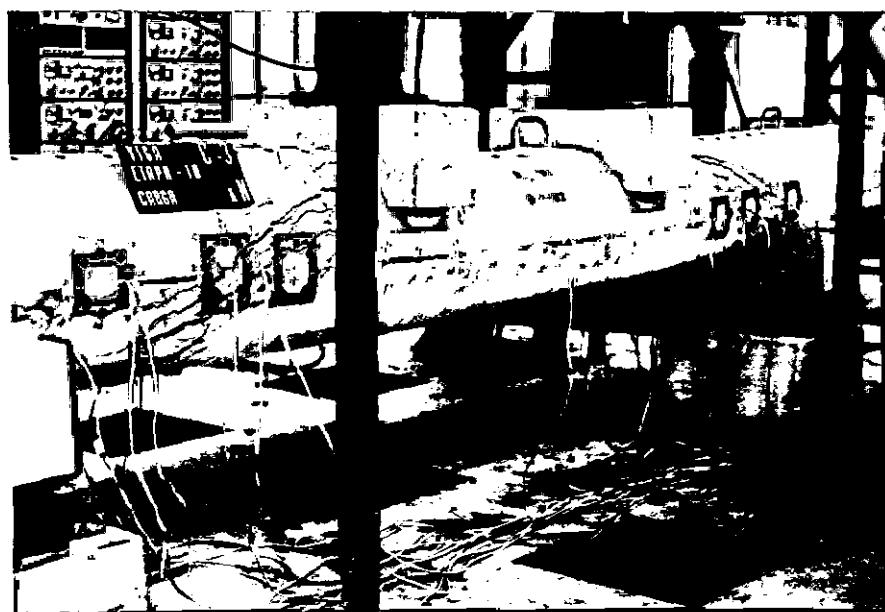


Foto 20 - Viga C-3 - Aspecto geral da ruptura

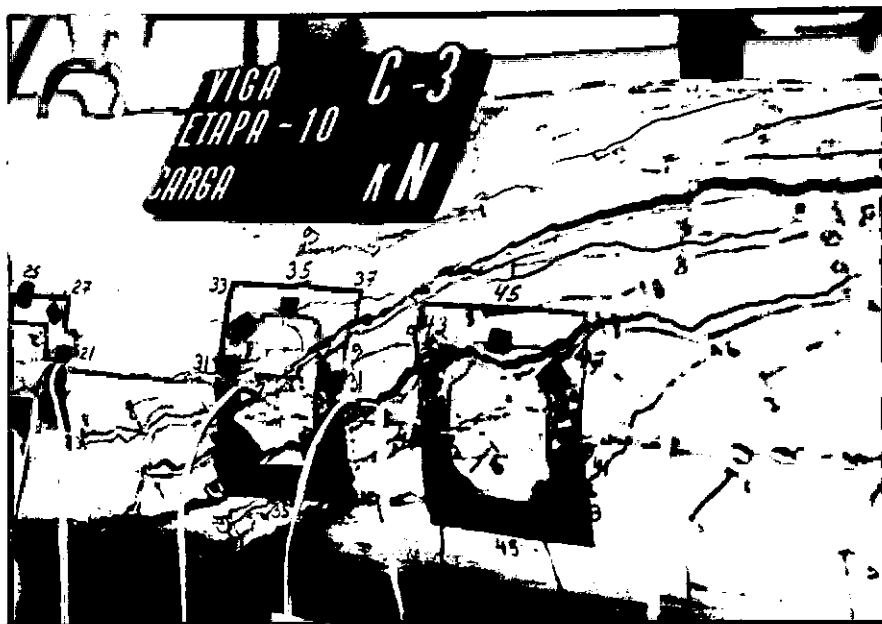


Foto 21 - Viga C-3 - Detalhe da ruptura (lado esquerdo)



Foto 22 - Viga C-3 - Detalhe da ruptura (lado direito)

BIBLIOGRAFIA

- | ¹ | FARADJI CAPON, M. J. y DIAZ DE COSSIO, R.: "Tensión Diagonal en Miembros de Concreto de Sección Circular". Revista Ingenieria, Abril, 1965.
- | ² | ABNT.: "NB-1/78 - Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado", Associação Brasileira de Normas Técnicas".
- | ³ | CEB.: "Code-Modèle CEB-FIP Pour les Structures en Béton", Bulletin d'Information nº 124/125-F, Vol. II, Avril, 1978.
- | ⁴ | CEB.: "Compléments au Code-Modèle CEB-FIP/1978", Bulletin d'Information nº 137, Juin, 1980.
- | ⁵ | ACI-ASCE Committee 426,: "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members", ACI Manual of Concrete Practice, 1977, Part 2.
- | ⁶ | ACI.: "ACI-318-77 Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI Manual of Concrete Practice, 1980.
- | ⁷ | CEB.: "Bulletin d'Information nº 126 - Shear and Torsion", Juin, 1978. (Diversos artigos).
- | ⁸ | LEONHARDT, F. e MONING, E.: "Construções de Concreto", Vol. 1 (Tradução), Livraria Interciência, 1977.

- |⁹| CARNEIRO, F. L. L. B.: "Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Armado e Protendido", ABNT, 1964.
- |¹⁰| CASTRO, N.: "Esforço Cortante no Concreto Leve à Luz do CEB-78" - Seminário para Doutoramento, COPPE/UFRJ, 1980.
- |¹¹| CASTRO, N.: "Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Leve", Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, 1971.
- |¹²| CLIMACO, J. C. T. S.: "Resistência ao Esforço Cortante em Vigas Curtas de Concreto Leve, sem Armadura Transversal", Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, 1975.
- |¹³| FAIRBAIRN, E. M. R.: "Influência de Bainhas na Resistência das Almas das Vigas de Concreto Protendido", Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, 1978.
- |¹⁴| SILVA, A. C. P.: "Apoios em Dentes de Vigas de Concreto Leve Armado e Protendido". Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, 1974.
- |¹⁵| NAGATO, Y.: "Resistência ao Esforço Cortante de Peças de Concreto Armado com Seção Transversal Circular" - Seminário para Doutoramento, COPPE/UFRJ, 1981.
- |¹⁶| CUEVAS, M. M. G.; ROBLES F. V., F.; CASILLAS G. de L., J. e DIAZ DE COSSIO, R.: "Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado", Editorial Linusa, México, 1979.

- |¹⁷| MONTOYA, P. J.; MESEGUE, A. G. e CABRE, F. M.: "Hormigón Armado", Editorial Gustavo Gili, 7^a Edición.
- |¹⁸| NUNES, J. C. A.; PRÉ, M. e NAGATO, Y.: "Ruptura por Cortante em Vigas Circulares de Concreto Armado", Anais das XXI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, Maio, 1981.
- |¹⁹| CEB.: "Recommandations du Comite Europeen du Beton - Federation Internationale de la Precontrainte - CEB/FIP", julho, 1970.