

VERIFICAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE ARMADURAS DE CANTOS

LIDIA DA CONCEIÇÃO DOMINGUES

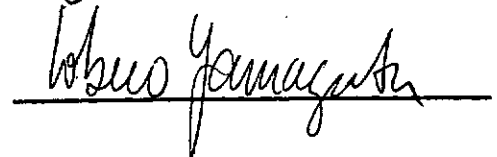
TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.).

APROVADA POR:

  
Presidente







RIO DE JANEIRO

ESTADO DA GUANABARA - BRASIL

JUNHO DE 1974

A meus pais e irmão

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

Ao professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro pela maneira amigável com que me orientou neste trabalho.

Ao professor B. Ernani Diaz pelas sugestões apresentadas.

Aos professores da COPPE e demais amigos por todo apoio, ajuda e carinho que deles recebi.

## R E S U M O

Este trabalho teve por finalidade verificar o comportamento de cantos, em ângulo reto, formados por placas de concreto armado, apresentando tração na parte interna.

Nos dezesseis modelos ensaiados, foram testados os dois tipos de armadura usuais aqui no Brasil, tendo sido feito, para apenas um deles, o estudo da influência do acréscimo de barras inclinadas em diferentes percentagens, colocadas ou não em mísula.

Com base nos resultados obtidos, são feitas aqui comparações entre os modelos testados sob os pontos de vista de eficiência, fissuração em carga de serviço e rigidez, visando concluir qual dos tipos de armadura empregados seria o mais recomendável.

## A B S T R A C T

This work intends to verify the behavior of rightangle corners formed by reinforced concrete plates when subjected to tensile stresses on the inside faces.

Sixteen test specimens presenting two types of details largely used in Brazil were tested. The influence of different percentages of inclined reinforcement placed or not in haunch was investigated for one of these details.

Comparisons were made among the tested specimens focusing the efficiency, cracking under working loads and stiffness in order to determine which one of the tested details would yield the best performance.

## NOTAÇÕES

As notações e as unidades usadas estão de acordo com as novas recomendações do CEB (4).

$A_{\Delta}$	Área da seção transversal das barras longitudinais.
$A_{\Delta e}$	Área efetiva da seção transversal das barras longitudinais.
$A_{\Delta i}$	Área da seção transversal das barras inclinadas.
$A_{\Delta e, i}$	Área efetiva da seção transversal das barras inclinadas.
$E_c$	Módulo de deformação longitudinal do concreto.
$E_{\Delta}$	Módulo de deformação longitudinal do aço.
Ef.	Eficiência.
Ef. <sub>m</sub>	Eficiência média.
F	Carga aplicada.
$F_{adm}$	Carga admissível.
$f_c$	Resistência do concreto à compressão.
$f_{cd}$	Resistência do concreto à compressão de cálculo.
$f_{cm}$	Resistência média do concreto à compressão.
$F_d$	Carga de cálculo.
$F_k$	Carga característica.
$F_{obs}$	Carga última observada.
$F_h$	Carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura.
$f_{\Delta m}$	Resistência média do aço à rotura.
$F_u$	Carga última prevista.
$F_{wlim}$	Carga correspondente ao aparecimento de fissura com abertura limite.
$f_{0,2m}$	Tensão de escoamento convencional média.
$l$	Altura da mísula.

M	Momento fletor.
$M_{obs}$	Momento fletor último observado.
$M_u$	Momento fletor último previsto.
N	Esforço normal.
V	Esforço cortante.
$w_{lim}$	Abertura de fissura limite.
$w_{F_k}$	Abertura de fissura para $F_k$ .
$w_{F_{adm}}$	Abertura de fissura para $F_{adm}$ .
$\gamma_c$	Coefficiente de minoração da resistência do concreto.
$\gamma_f$	Coefficiente de ponderação relativo às solicitações.
$\gamma_s$	Coefficiente de minoração da resistência do aço.
$\Delta a$	Deslocamento.
$\Delta\theta_1$	Rotação do elemento horizontal superior com relação ao vertical.
$\Delta\theta_2$	Rotação do elemento horizontal inferior com relação ao vertical.
$\epsilon_c$	Encurtamento do concreto.
$\epsilon_s$	Alongamento do aço.
$\epsilon_{st}$	Alongamento de rotura do aço.
$\rho$	Porcentagem geométrica de armadura tracionada.
$\sigma_c$	Tensão de compressão no concreto.
$\sigma_s$	Tensão de tração no aço.
$\phi$	Diâmetro nominal das barras de aço.
$\phi_e$	Diâmetro efetivo das barras de aço.

#### U N I D A D E S

1 N = 0,102 kgf

1 KN = 102 kgf

1 N/mm<sup>2</sup> = 10,2 kgf/cm<sup>2</sup>

## Í N D I C E

<u>CAPÍTULO I</u>	- Introdução	1
1.1	- Justificativa	1
1.2	- Detalhes já estudados	1
<u>CAPÍTULO II</u>	- Parte experimental	8
2.1	- Material	8
2.1.1	- Concreto	8
2.1.2	- Aço	10
2.2	- Dimensões dos modelos	13
2.3	- Detalhes de armadura	13
2.4	- Instrumentos de medida e montagem dos ensaios	15
<u>CAPÍTULO III</u>	- Resultados	19
3.1	- Resultados gerais	19
3.1.1	- Tensões atuantes	19
3.1.2	- Esforços resistentes	20
3.1.3	- Resultados obtidos nos ensaios	22
3.2	- Análise dos resultados	59
3.2.1	- Quanto à resistência	59
3.2.2	- Quanto à fissuração	60
3.2.3	- Quanto à rigidez	60
3.2.4	- Geral	65
<u>CAPÍTULO IV</u>	- Conclusões	67

## CAPÍTULO I

### I N T R O D U Ç Ã O

#### 1.1 - Justificativa

O problema de cantos de concreto armado tem despertado a atenção de alguns pesquisadores. Vários ensaios foram realizados com momento tendendo a fechá-los ou abri-los e verificou-se que, para o primeiro caso, sempre foram obtidos bons resultados, o mesmo não acontecendo para o segundo. Nesse caso, modelos com detalhes de armadura, que eram considerados satisfatórios e apresentando percentagens de armadura tracionada usuais, romperam com esforços muito abaixo dos esperados.

Tendo em vista que a ocorrência de cantos apresentando tração na parte interna é frequente (muros de arrimo, caixas d'água, canais abertos, encontros de pontes), achou-se ser conveniente o estudo dos dois tipos de detalhe comumente por nós usados, já que eles não se enquadram exatamente em nenhum dos que já foram testados.

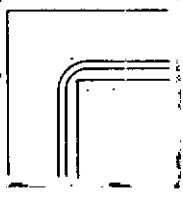
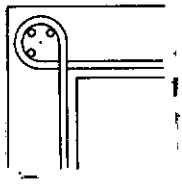
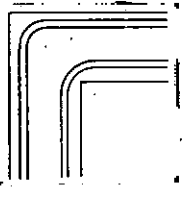
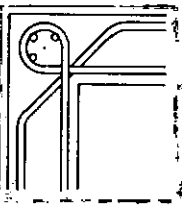
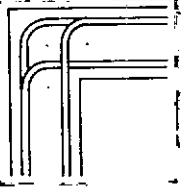
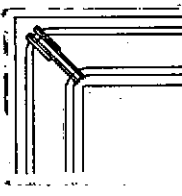
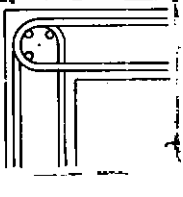
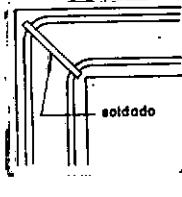
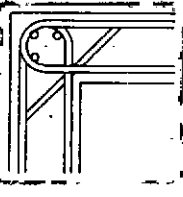
#### 1.2 - Detalhes já estudados

Embora muitos tipos de armadura tenham sido estudados, há ainda muita divergência de opinião sobre qual deles seria o mais aconselhável, já que, além da segurança, deve-se levar em conta a facilidade de execução e fixação.

Serão dados aqui os resultados obtidos em alguns dos ensaios realizados por Swann; Balint e Taylor; Mayfield, Kong, Bennison,

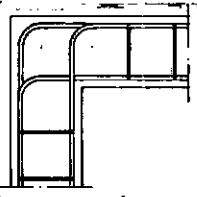
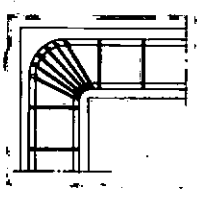
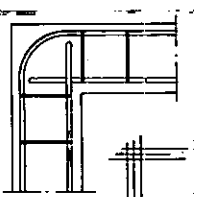
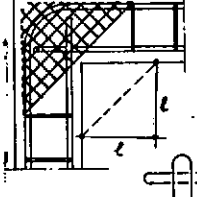
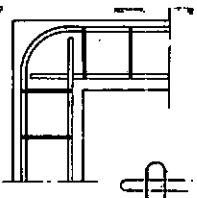
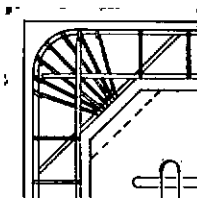
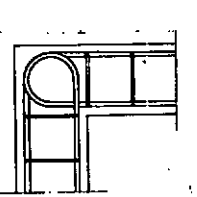
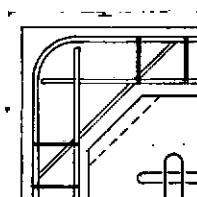
Davies e Nilsson, bem como as principais conclusões e recomendações por eles apresentadas. Apenas os ensaios de Nilsson foram feitos visando o problema de cantos formados por placas e, nos modelos de Mayfield, foi usado concreto leve.

Quadro 1.1 - Detalhes ensaiados por Swann

Detalhe	$\rho$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)	Detalhe	$\rho$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)
	3,05	8,3		3,05	57,9
	3,05	10,1		3,05	64,7
	3,05	16,8		3,05	80,7
	3,05	33,6		3,05	86,8
	3,05	36,2	$\rho$ - porcentagem geométrica de armadura tracionada. $M_{obs}$ - momento fletor último observado no ensaio. $M_u$ - momento fletor último previsto.		

Para momento igual a metade do momento último observado, os detalhes 6 e 9 foram os que apresentaram maior abertura de fissura ( $\approx 0.3\text{mm}$ ).

Quadro 1.2 - Detalhes ensaiados por Balint e Taylor

Detalhe	$\rho$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)	Detalhe	$\ell$ (mm)	$\rho$ (%)	$A_{\delta i}/A_{\delta}$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)
	1,20	22,0		-	1,20	-	91,0
	0,42	60,0		0	1,35	-	72,5
	0,78	46,7		150	1,35	-	108,1
	2,05	44,7		100	1,35	100	85,2
				150	1,35	100	94,0
	1,20	57,2		100	1,20	112	97,7
				150	1,20	112	114,0

$\rho$  - Percentagem geométrica de armadura tracionada.

$M_{obs}$  - Momento fletor último observado no ensaio.

$M_u$  - Momento fletor último previsto.

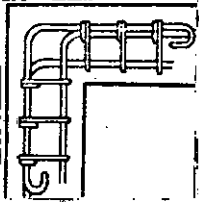
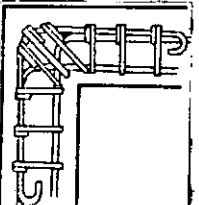
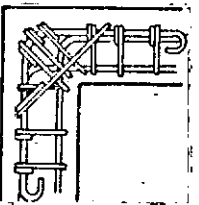
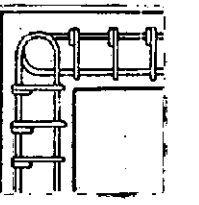
$A_{\delta}$  - Área da seção transversal das barras longitudinais.

$A_{\delta i}$  - Área da seção transversal das barras inclinadas.

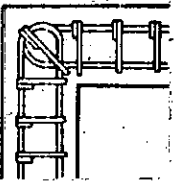
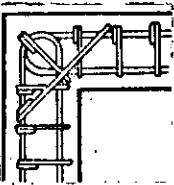
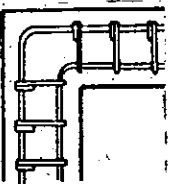
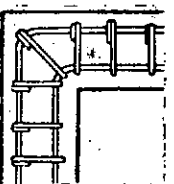
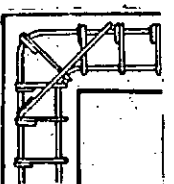
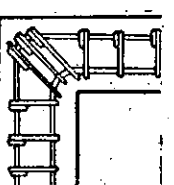
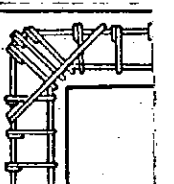
Dos cinco primeiros detalhes, o quinto foi considerado o mais conveniente sob o ponto de vista de segurança.

Visando a obtenção de um detalhe simples e eficiente, recomenda-se adicionar ao detalhe 3 armadura inclinada, de preferência em mísula (detalhe 8), e é sugerida uma maneira de se calcular essa armadura.

Quadro 1.3 - Detalhes ensaiados por Mayfield, Kong, Bennison e Davies

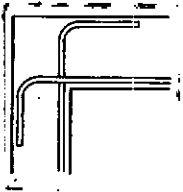
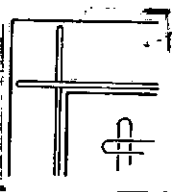
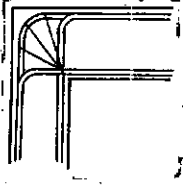
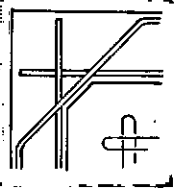
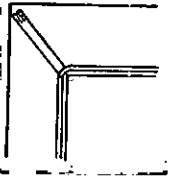
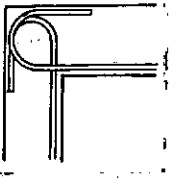
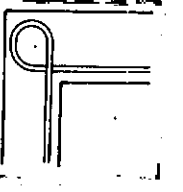
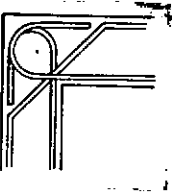
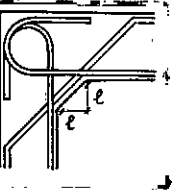
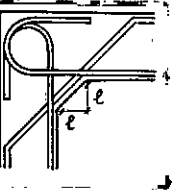
Detalhe	$\rho$ (%)	$A_{s i} / A_s$ (%)	$M_{obs} / M_u$ (%)
1 	0,66	0	52
2 	0,66	0	92
3 	0,66	100	95
4 	0,66	0	78

Quadro 1.3 - Continuação.

Detalhe	$\rho$ (%)	$A_{\Delta i}/A_{\Delta}$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)
5 	0,66	0	88
6 	0,66	100	94
7 	0,66	0	47
8 	0,66	0	59
9 	0,66	36	81
	0,96	25	55
10 	0,66	0	63
11 	0,66	100	111
	0,66	36	106
	1,70	39	37

É recomendada a colocação dos dois tipos de estribos usados e, tendo sido feitos ensaios variando a posição dos mesmos, concluiu-se que a fixação não muito rigorosa dos estribos diagonais pouco influi na resistência da estrutura e que os a eles perpendiculares devem ficar o mais próximo possível do canto interno.

Quadro 1.4 - Detalhes ensaiados por Nilsson

Detalhe	$\rho$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)	Detalhe	$l$ (mm)	$\rho$ (%)	$A_{si}/A_s$ (%)	$M_{obs}/M_u$ (%)
	0,51	42		-	0,51	0	72
	0,75	29		-	0,75	0	63
	1,11	23		-	1,11	0	51
	0,75	79		50	0,75	100	98
				150	0,75	100	100
	0,75	56		-	0,51	0	93
				-	0,75	0	83
				-	1,11	0	76
	0,51	79		-	0,75	100	111
	0,75	70		-	0,75	70	109
	1,11	68		-	0,75	45	116
				50	0,75	100	106
				100	0,75	100	108

Na figura 1.1, pode-se observar a variação de eficiência com a percentagem geométrica de armadura tracionada apresentada por dois dos detalhes ensaiados.

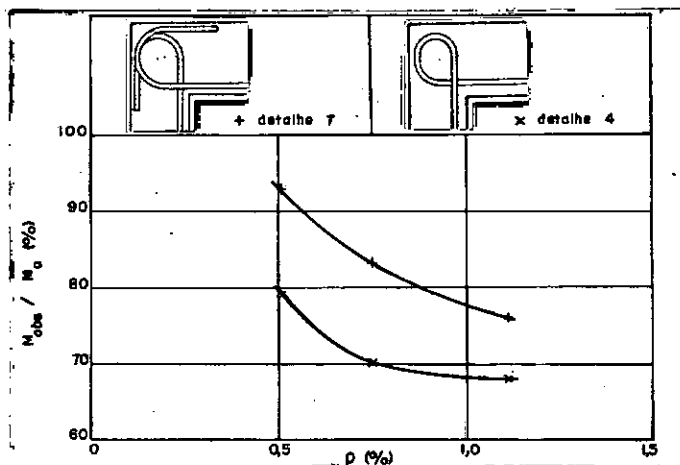


Figura 1.1

São recomendados os detalhes 8 e 9, com armadura inclinada igual a 50% da armadura principal, e é considerada dispensável a colocação de mísula. Com base nesse estudo, as especificações suecas para pontes, de 1969, indicam não só como os cantos dos encontros devem ser armados, como também que as seções adjacentes sejam dimensionadas de maneira que a percentagem de armadura tracionada não passe, respectivamente, de 1,00 e 0,66%, para tensões de escoamento de 400 e 600 N/mm<sup>2</sup>.

Por todos esses resultados, pode-se concluir que, genericamente, o detalhe mais recomendável para o tipo de esforço em estudo seria o que apresentasse estribos diagonais e barras inclinadas. No caso de cantos formados por placas, entretanto, os estribos diagonais seriam de fixação extremamente difícil, sendo então, indicado colocar-se apenas as barras inclinadas.

A Norma alemã (DIN 1045), no entanto, indica, sem fazer distinção, que o esforço de tração Z indicado na figura 2.1 seja absorvido por estribos.

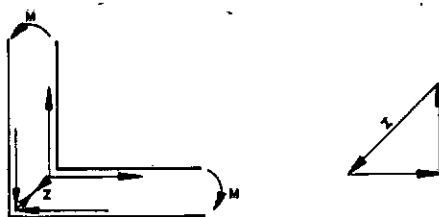


Figura 1.2

## CAPÍTULO II

### PARTE EXPERIMENTAL

#### 2.1 - Material

##### 2.1.1 - Concreto

Traço em peso: 1: 2,5: 1: 2,5

Fator água-cimento: 0,65

Cimento: tipo Portland, marca Mauá

Características dos agregados:

Agregado	Diâmetro máximo	Módulo de finura
Areia	2,4 mm	3,24
Brita 0	9,5 mm	6,57
Brita 1	19,0 mm	7,81

Curva granulométrica da mistura cimento-agregados:

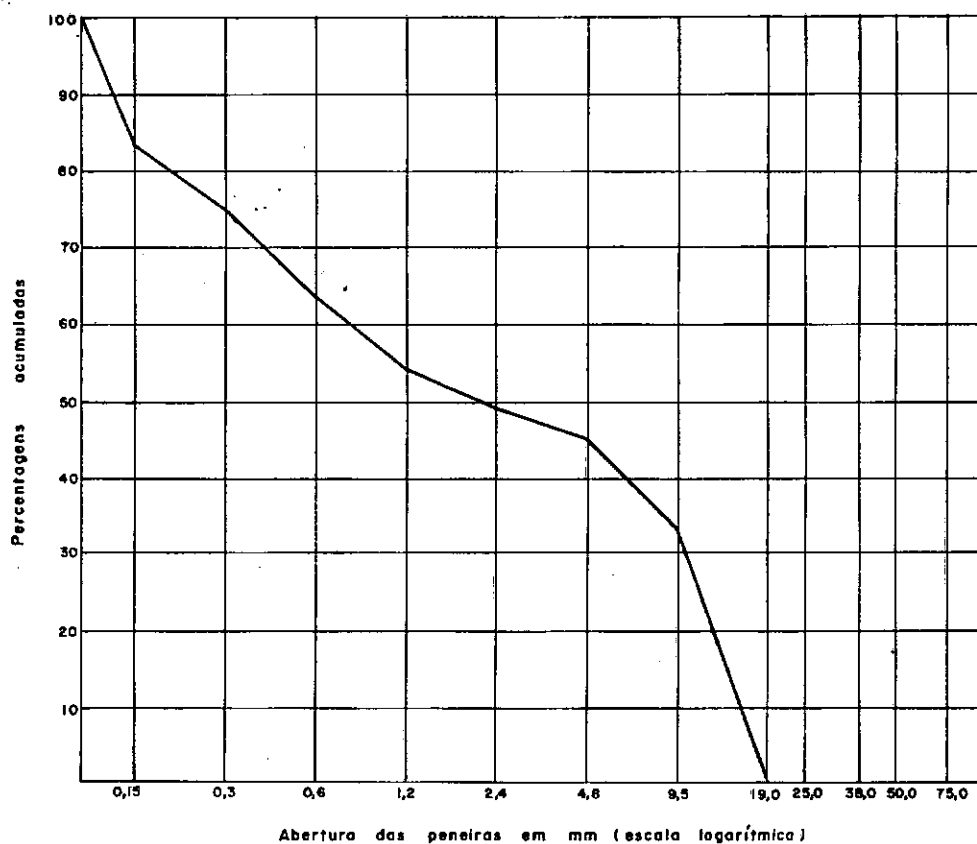


Figura 2.1

Esses componentes foram misturados em betoneira e o concreto foi adensado com vibrador de imersão.

A resistência à compressão dos corpos de prova cilíndricos que, como os modelos, foram mantidos úmidos durante uma semana, é dada na tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Resistência dos corpos de prova de concreto

Modelo	C.P. nº	Idade (dias)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Modelo	C.P. nº	Idade (dias)	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )
V1	11	36	22	21	V9	91	35	25	24
	12		20			92		22	
	13		20			93		24	
V2	21	26	25	24	V10	101	32	25	22
	22		23			102		20	
V3	31	32	21	21	V11	111	34	20	21
	32		22			112		23	
	33		20			113		21	
V4	41	35	25	26	V12	121	34	21	21
	42		26			122		21	
	43		26			123		22	
V5	51	35	28	24	V13	131	32	24	25
	52		22			132		26	
	53		23			133		26	
V6	61	29	18	19	V14	141	33	30	30
	62		20			142		29	
						143		32	
V7	71	35	25	24	V15	151	39	29	27
	72		23			152		26	
						153		28	
V8	81	29	20	21	V16	161	33	26	25
	82		22			162		24	
	83		20			163		25	

As curvas tensão-deformação de três corpos de prova são dadas na figura 2.2.

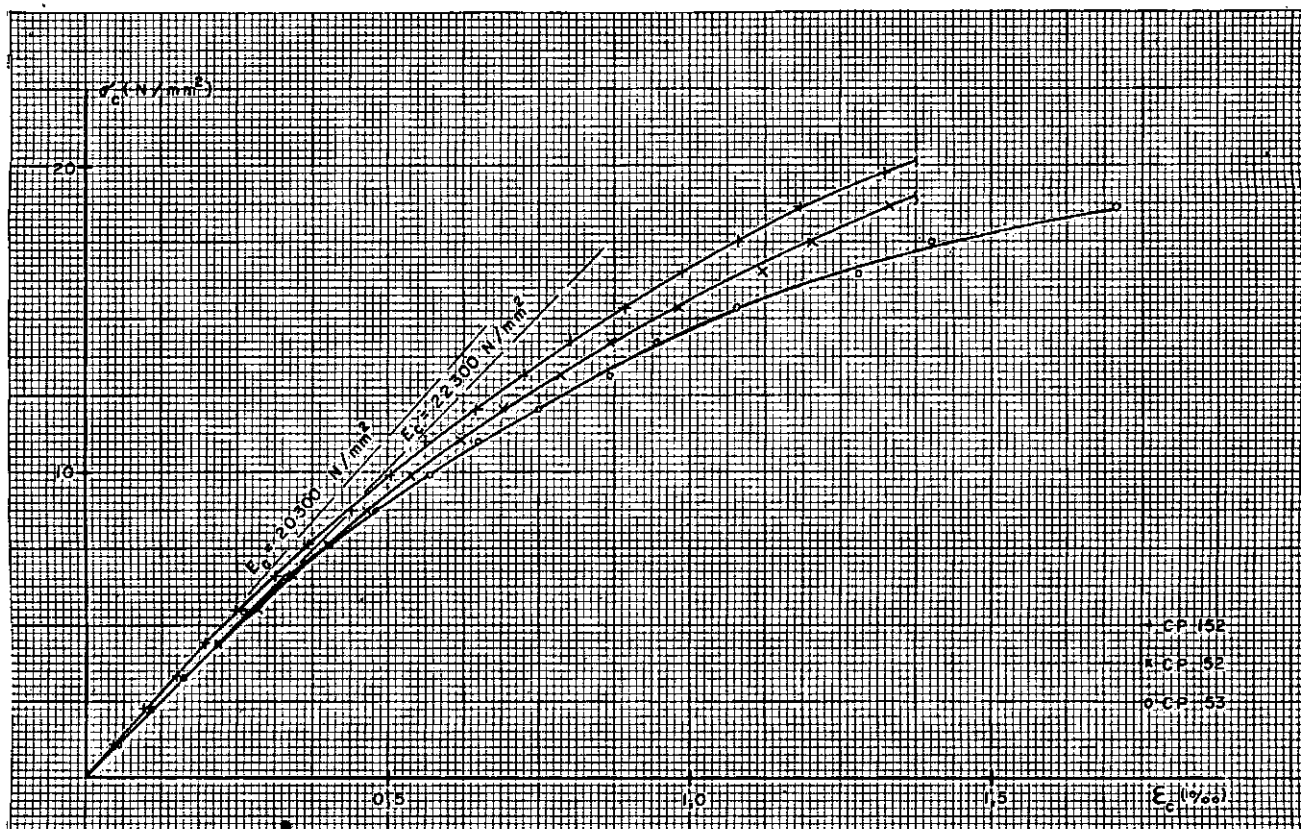


Figura 2.2 - Curvas tensão-deformação do concreto

### 2.1.2 - Aço

Foram usadas barras de aço CA-50B cujas características são dadas na tabela 2.2.

Embora tenham sido ensaiadas à tração amostras de todas as barras usadas nos modelos, serão apresentados nessa tabela apenas os valores médios obtidos para módulo de deformação longitudinal, tensão de escoamento convencional, alongamento de ruptura medido num comprimento igual a dez diâmetros e tensão de ruptura.

Pode-se observar que a tensão de escoamento convencional ( $f_{0,2}$ ), tirada dos gráficos tensão-deformação obtidos, nem sempre atingiu o valor mínimo de  $500 \text{ N/mm}^2$ . Na figura 2.3, tem-se o gráfico de três das amostras ensaiadas.

Em vista de serem as barras nervuradas, foram calculados os diâmetro e seção efetivos a partir do peso por unidade de comprimento de cada barra e do peso específico do aço ( $785 \text{ kN/m}^3$ ). Esses valores são também dados na tabela 2.2.

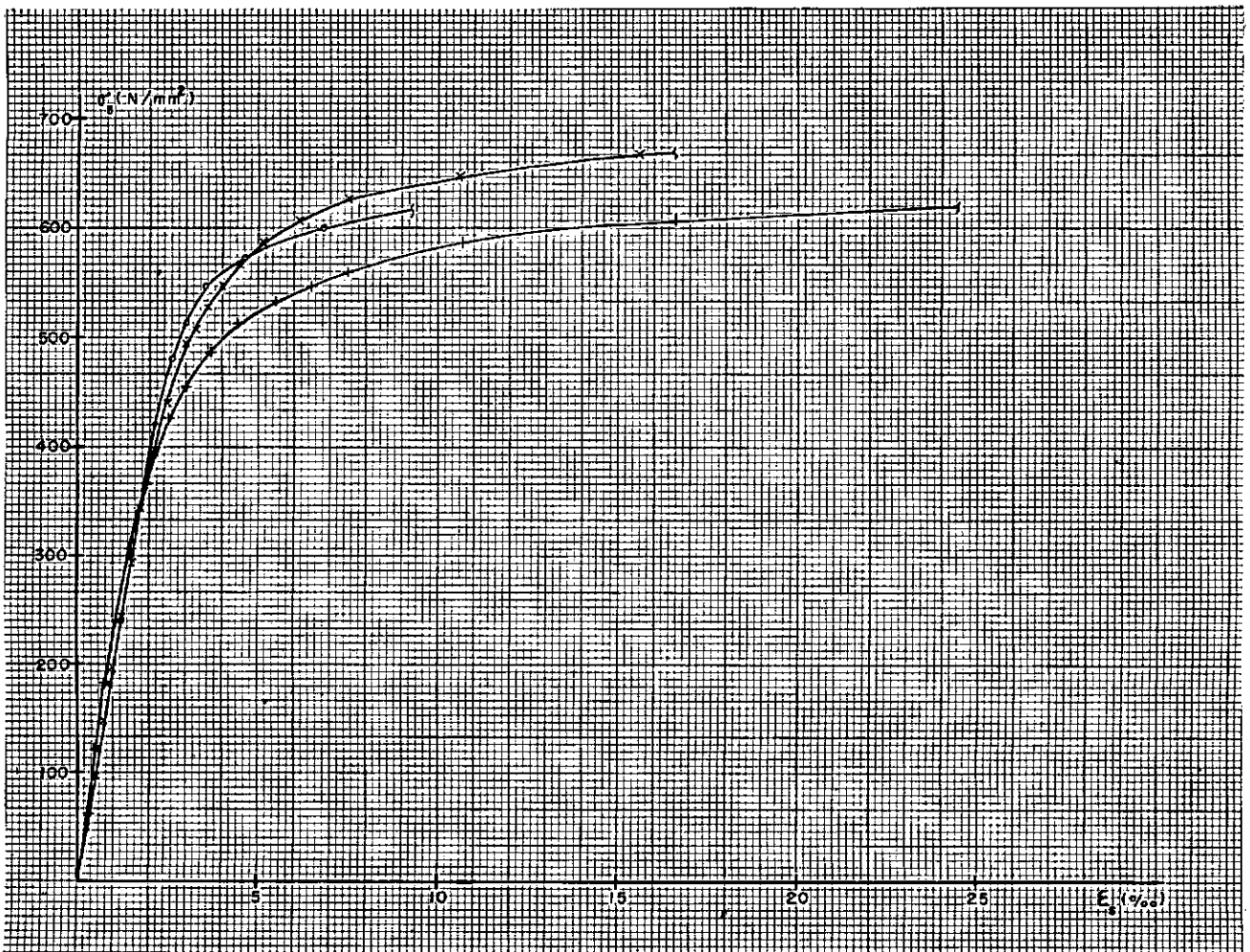


Figura 2.3 - Curvas tensão-deformação do aço

Tabela 2.2 - Características do aço.

Modelo	$\phi_e$ (mm)	$A_{se}$ (mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{0,2m}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{st}$ (%)	$f_{sm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi_e$ (mm)	$A_{se,i}$ (mm <sup>2</sup> )	$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{0,2m}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{st}$ (%)	$f_{sm}$ (N/mm <sup>2</sup> )
V1	10,1	81	204500	447	18	635						
V2	10,1	81	204500	447	18	635						
V3	10,1	81	200000	464	18	616	10,1	81	210000	490	18	624
V4	10,1	80	204000	467	18	618	10,1	81	204000	514	17	632
V5	10,1	81	209000	521	17	648	8,0	51	196000	582	12	697
V6	10,1	81	198000	513	17	633	8,0	51	196000	539	12	697
V7	10,1	81	202000	466	19	617	6,5	33	203000	585	9	697
V8	10,1	81	206000	478	19	617	6,5	33	203000	585	9	697
V9	10,2	82	193000	509	17	626	10,1	80	200000	505	18	625
V10	10,0	79	209000	503	17	627	10,1	80	207000	508	17	625
V11	10,1	80	206000	495	16	631	8,0	51	198000	555	13	680
V12	10,2	82	210000	494	16	629	8,0	50	204000	600	12	830
V13	10,1	80	210000	506	17	630	6,5	33	205000	580	9	695
V14	10,1	81	211000	505	18	629	6,5	33	205000	580	9	695
V15	10,1	80	203000	510	17	630						
V16	10,1	80	198000	447	17	630						

## 2.2 - Dimensões dos modelos

As dimensões de todos os modelos foram consideradas como sendo iguais às que estão indicadas na figura 2.4 já que, quando houve alguma diferença entre elas e as reais, ela foi muito pequena.

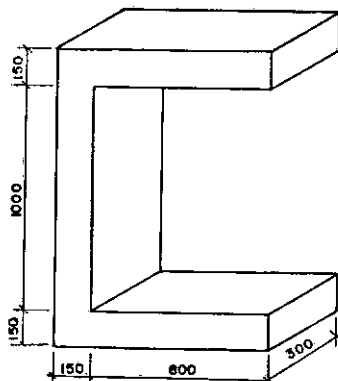


Figura 2.4 - Dimensões dos modelos em milímetros

## 2.3 - Detalhes de armadura

Os dois tipos básicos de armadura ensaiados estão na figura 2.5.

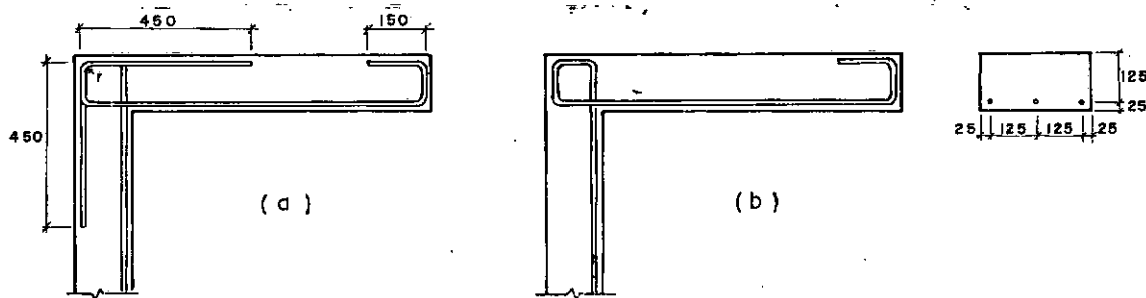


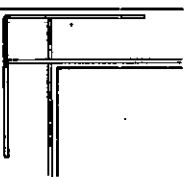
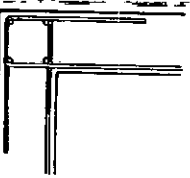
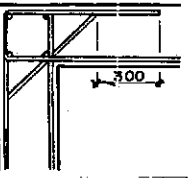
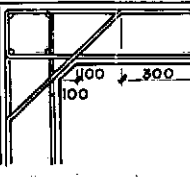
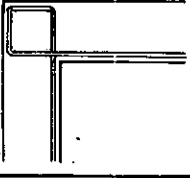
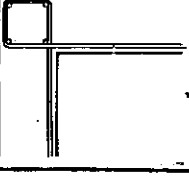
Figura 2.5 - Tipos de detalhes básicos

Para cada um desses tipos foram ensaiados um modelo com barras transversais de diâmetro igual ao das barras longitudinais e um modelo sem barras transversais, com o objetivo de verificar a influência dessas barras, que são sempre colocadas, na resistência do canto.

Ao tipo de detalhe (a) foram adicionadas barras inclinadas de diâmetros diferentes, colocadas ou não em mísula. Para cada novo tipo de detalhe assim formado, foram ensaiados dois modelos.

No quadro 2.1, temos o tipo de detalhe de todos os modelos e as bitolas nominais do aço neles usado.

Quadro 2.1 - Detalhes ensaiados e diâmetros usados

Detalhe	Modelos	Armadura longitudinal	Armadura inclinada
		$\phi$	$\phi$
	V1	3/8"	-
	V2	3/8"	-
	V3 e V4	3/8"	3/8"
	V5 e V6	3/8"	5/16"
	V7 e V8	3/8"	1/4"
	V9 e V10	3/8"	3/8"
	V11 e V12	3/8"	5/16"
	V13 e V14	3/8"	1/4"
	V15	3/8"	-
	V16	3/8"	-

As barras foram dobradas de modo idêntico ao que é feito nas obras. O raio médio  $r$  (figura 2.5) assim obtido foi de 16 mm, valor que é superior ao mínimo de  $1,5\phi$  indicado pelo CEB para estribos e inferior ao mínimo de  $3\phi$  determinado pelo anexo da EB-3.

De acordo com os dados da tabela 2.2, tem-se para percentagem geométrica da armadura longitudinal e para relação entre as armaduras inclinada e longitudinal os valores que estão na tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Percentagens de armaduras longitudinal e inclinada

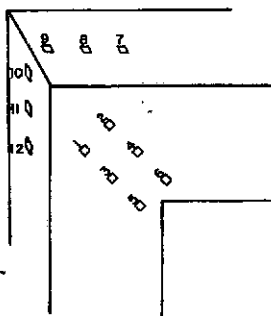
Modelos	$\rho$ (%)	$A_{s e, i} / A_{s e}$ (%)
V1, V2, V15, V16	0,65	0
V3, V4, V9, V10	0,65	100
V5, V6, V11, V12	0,65	63
V7, V8, V13, V14	0,65	41

#### 2.4 - Instrumentos de medida e montagem dos ensaios

A cada estágio de carga aplicada com um macaco de capacidade máxima de 50 KN, foram feitas medidas de deformações, rotações, deslocamentos e abertura de fissuras. Os instrumentos utilizados nessas medições e suas sensibilidades são dados no quadro 2.2. As figuras 2.6, 2.7 e 2.8 dão indicação de onde foram lidos, respectivamente, as deformações no concreto, as deformações no aço e os deslocamentos e as rotações.

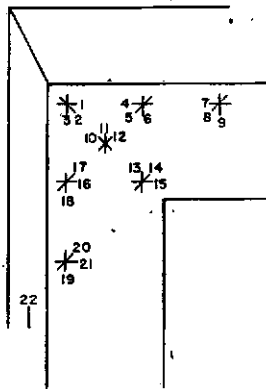
Quadro 2.2 - Instrumentos de medida

Medição	Instrumentos	Sensibilidade
Deformações no concreto	ext. elétricos de res.	$10 \times 10^{-6}$
	defômetro	$20 \times 10^{-6}$
Deformações no aço	ext. elétricos de res.	$10 \times 10^{-6}$
Rotações	clinômetros	1"
Deslocamentos	defletômetros	0,05 mm
Abertura de fissuras	fissurômetro	0,1 mm

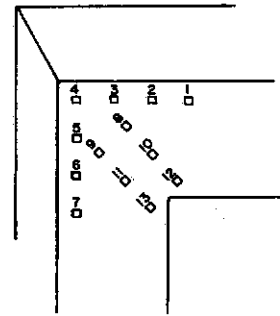


V1, V3, V4, V6

V7, V8, V16



V5



V2

Figura 2.6 - Regiões do concreto onde foram lidas deformações

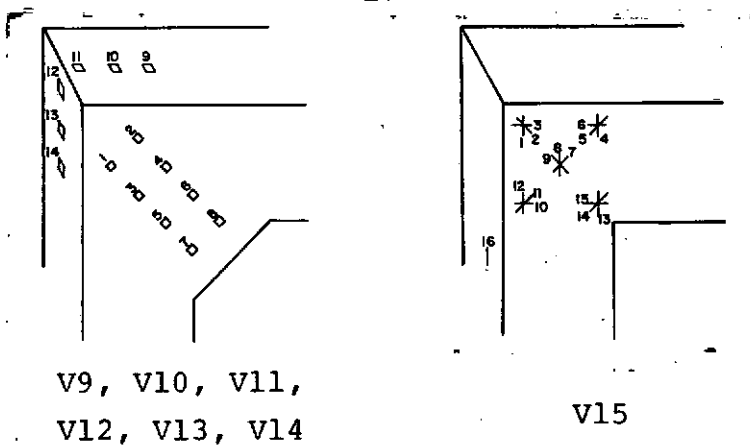


Figura 2.6- Continuação

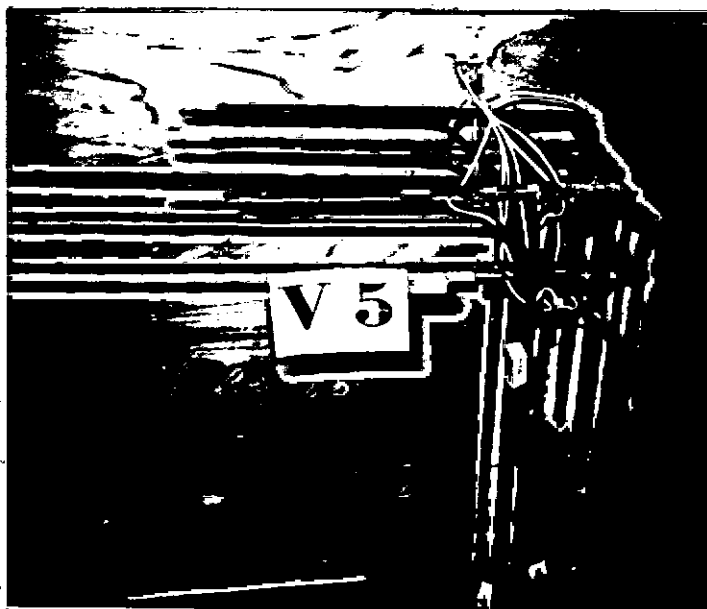
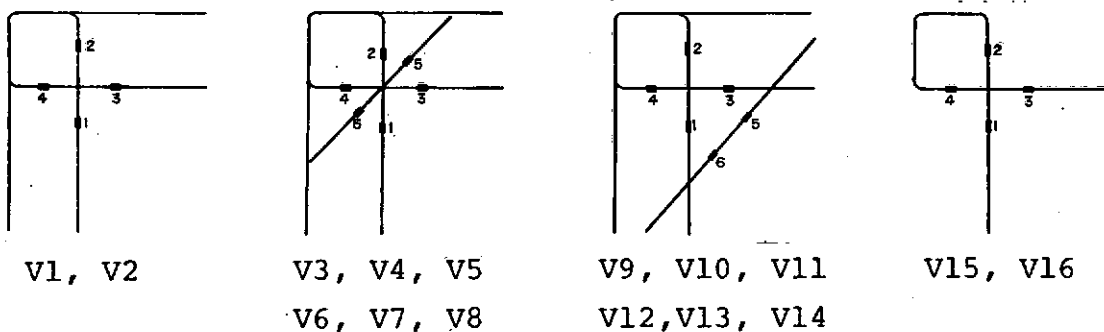


Figura 2.7 - Locais onde foram medidas deformações no aço

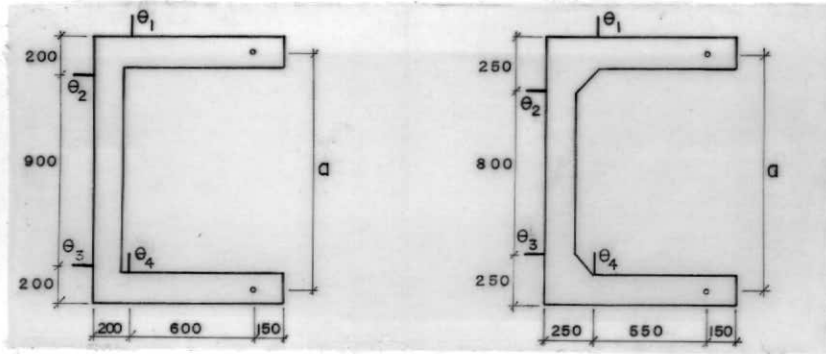


Figura 2.8 - Pontos onde foram lidos rotações e deslocamentos

A variação das diferenças entre  $\theta_1$  e  $\theta_2$  ( $\Delta\theta_1$ ) e entre  $\theta_3$  e  $\theta_4$  ( $\Delta\theta_2$ ) deu as rotações relativas dos elementos horizontais e vertical enquanto que a variação de  $a$  ( $\Delta a$ ) deu o deslocamento entre os dois elementos horizontais, nos pontos considerados.

Na figura 2.9, tem-se o aspecto geral da montagem do ensaio.

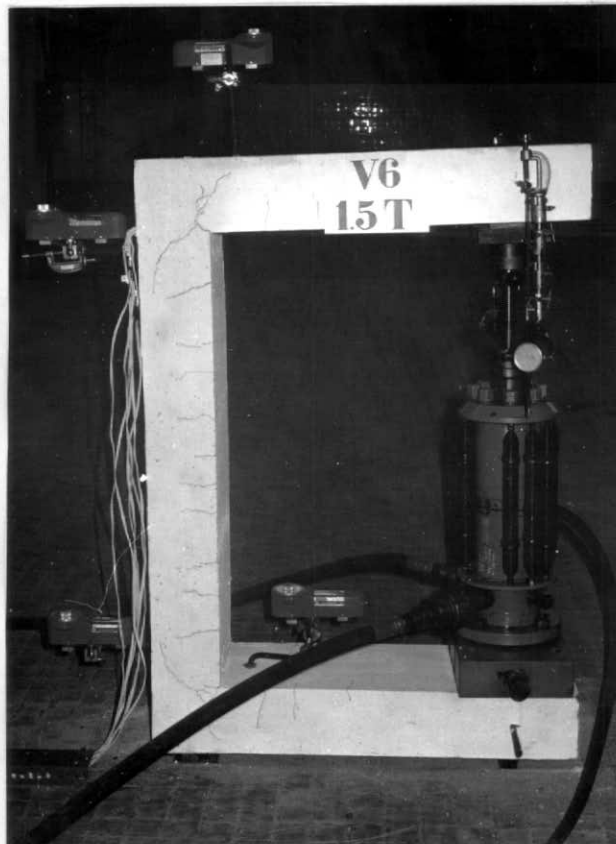


Figura 2.9 - Montagem do ensaio

## CAPÍTULO III

### R E S U L T A D O S

#### 3.1 - Resultados gerais

##### 3.1.1 - Tensões atuantes

Será apresentada aqui a distribuição de tensões nos cantos com e sem mísula segundo a teoria da elasticidade. Apesar desse cálculo só ser válido para o estágio I, quando a estrutura funciona como corpo homogêneo, ele serve para uma orientação inicial. Vê-se, por exemplo, pelas direções das maiores tensões (figura 3.1), que seria conveniente usar não só armadura longitudinal na parte interna, mas também armaduras inclinadas a 45 e a 135° junto ao canto. Por outro lado, o alto valor da tensão trativa indicado na figura 3.2 explica o aparecimento de fissura no canto interno para cargas ainda muito baixas.

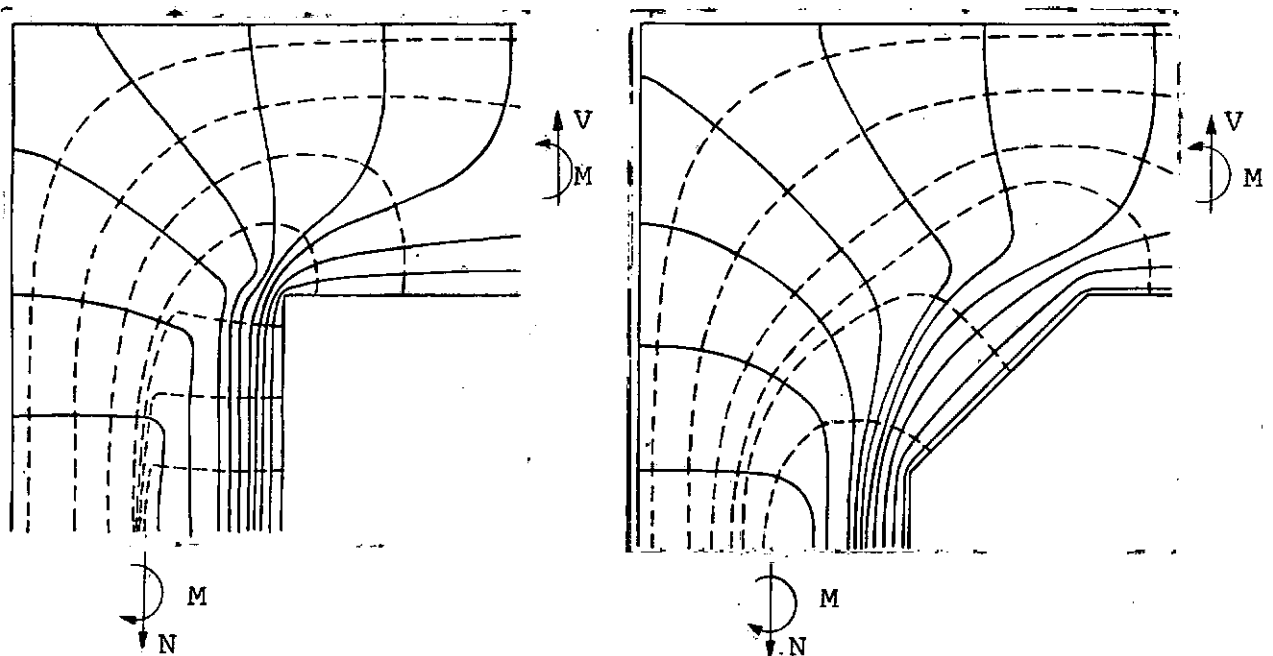


Figura 3.1 -Trajetórias das tensões principais  
—trajetórias das maiores tensões principais  
---trajetórias das menores tensões principais

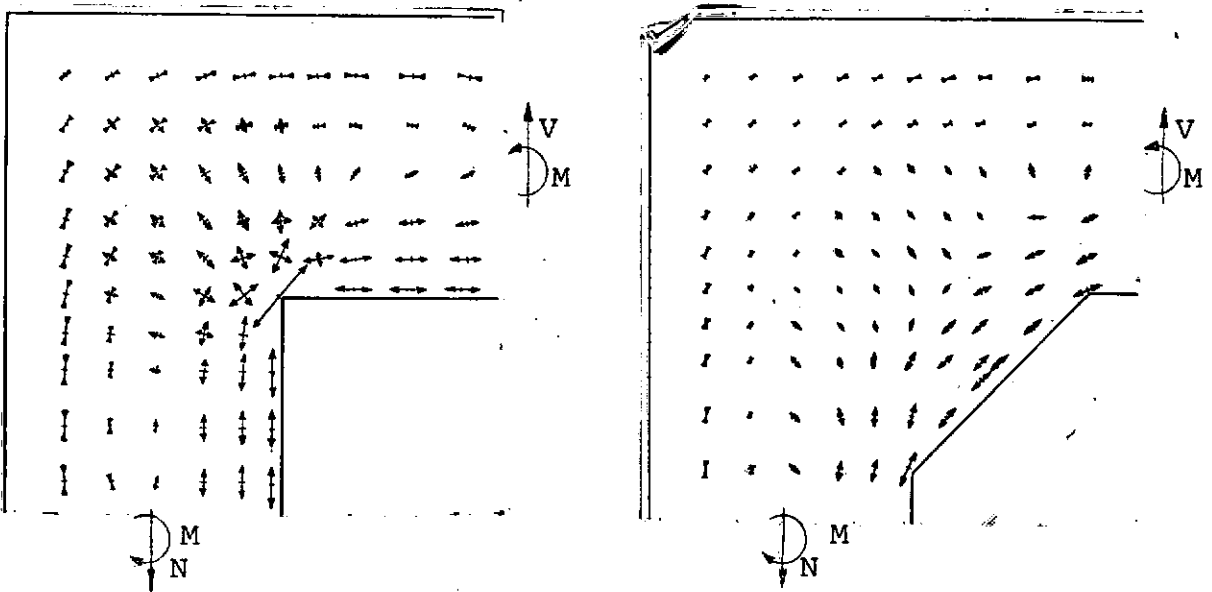


Figura 3.2 - Tensões principais:  $\longleftrightarrow$  tração  
 $\updownarrow$  compressão

### 3.1.2 - Esforços resistentes.

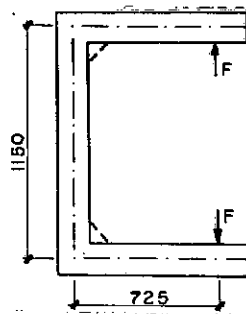


Figura 3.3 - Carregamento

Sendo aplicada à estrutura uma carga  $F$  (figura 3.3), desprezado o peso próprio, ela fica solicitada pelos seguintes esforços:

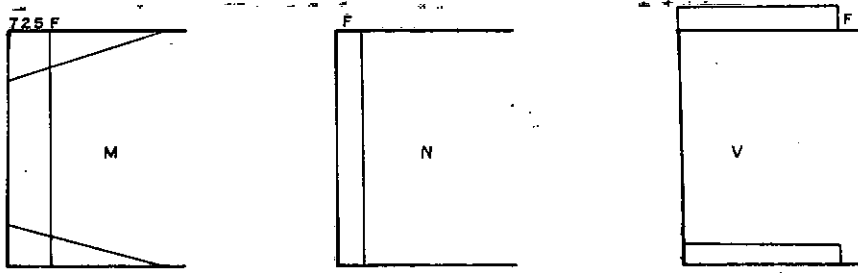


Figura 3.4 - Solicitações

Como a seção do elemento vertical é a mais solicitada, já que, além de momento fletor, apresenta esforço normal de tração, serão considerados para esforços resistentes da estrutura os dessa seção.

Os esforços resistentes foram calculados adotando-se o diagrama simplificado do CEB para o concreto (figura 3.5) e considerando-se que, na curva tensão-deformação do aço, a tensão se mantém constante quando atingido o valor de  $f_{0,2}$ .

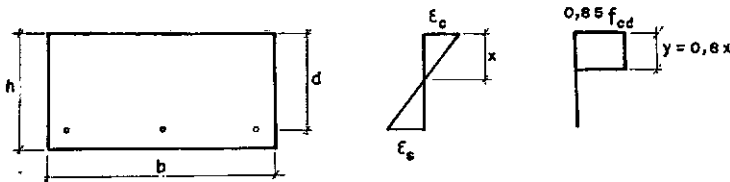


Figura 3.5 - Diagrama de cálculo simplificado

As resistências características dos materiais foram consideradas como sendo iguais às resistências médias obtidas.

No cálculo dos esforços últimos foram usados  $\gamma_c = \gamma_s = 1$  e, por terem sido os ensaios rápidos, não foi a resistência do concreto multiplicada pelo coeficiente de 0,85 que leva em conta a queda de resistência do concreto sob a ação de cargas de certa duração. Na determinação dos esforços de cálculo, entretanto, além de ter sido usado esse coeficiente, foram adotados  $\gamma_c = 1,4$  e  $\gamma_s = 1,15$ . Os esforços característicos, isto é, os esforços previstos para serviço, foram obtidos dividindo-se os de cálculo por  $\gamma_f = 1,5$ . Os valores das cargas correspondentes a esses esforços são dados na tabela 3.1

Tabela 3.1 - Cargas últimas, de cálculo e característica

Modelo	$F_u$ (kN)	$F_d$ (kN)	$F_k$ (kN)
V1	16,1	13,8	9,2
V2	16,2	13,9	9,3
V3	16,7	14,3	9,5
V4	16,8	14,4	9,6
V5	18,8	16,1	10,7
V6	18,2	15,6	10,4
V7	16,9	14,5	9,7
V8	17,2	14,7	9,8
V9	18,6	15,9	10,6
V10	17,7	15,1	10,1
V11	17,5	15,0	10,0
V12	17,9	15,4	10,3
V13	18,1	15,5	10,3
V14	18,4	15,8	10,5
V15	18,3	15,7	10,5
V16	16,1	13,8	9,2

## 3.1.3 - Resultados obtidos nos ensaios.

Na tabela 3.2, são dados os valores da carga última observada no ensaio; da relação entre essa carga e a carga última previs-

ta, a qual será chamada de eficiência, e da carga admissível, obtida multiplicando-se a carga característica pela eficiência. A carga admissível seria a carga a considerar para serviço, levando-se já em conta o real desempenho do detalhe.

Tabela 3.2 - Dados relativos à resistência

Modelo	F <sub>obs</sub> (kN)	Eficiência		F <sub>adm</sub> (kN)
		Ef. = F <sub>obs</sub> /F <sub>u</sub> (%)	Ef. m (%)	
V 1	11,0	68	68	6,3
V 2	13,0	80	80	7,4
V 3	16,5	99	103	9,4
V 4	18,0	107		9,6
V 5	15,5	82	89	8,8
V 6	17,5	96		10,0
V 7	15,0	89	93	8,6
V 8	16,5	96		9,4
V 9	21,5	116	109	10,6
V10	18,0	102		10,1
V11	19,0	109	108	10,0
V12	19,0	106		10,3
V13	19,5	108	108	10,3
V14	24,5	133		10,5
V15	11,0	60	60	6,3
V16	14,5	90	90	8,3

Em vista da grande diferença entre as eficiências dos mo

delos V13 e V14, a eficiência do modelo V14 foi desprezada, por ter a do V13 parecido mais coerente com os valores das eficiências dos outros modelos.

Serã considerada como eficiência de cada tipo de armação, o valor médio das eficiências dos modelos a ele correspondentes, menos no caso dos tipos dos modelos V1, V2, V15 e V16, já que sõ foi feito um modelo para cada um deles.

Na tabela 3.3, são apresentadas a carga correspondente ao aparecimento da primeira fissura e a carga para a qual foi observada fissura com abertura igual a 0.3 mm ( $w_{lim}$ ).

Como, para a carga de 7,0 kN, o modelo V16 apresentou abertura de fissura igual a  $w_{lim}$ , a carga admissível a considerar deveria ser essa e não 8,3 kN. A eficiência desse modelo deixaria então de ser 90% e passaria a ser 76%.

Na tabela 3.3 dão-se também as aberturas máximas de fissura verificadas para as cargas característica e admissível.

Os esquemas das fissuras apresentadas por cada modelo estão na figura 3.6, bem como as cargas em que as mesmas apareceram, sendo que essas cargas são dadas como percentagens da carga última observada no ensaio.

Na figura 3.7, são mostradas as fotos dessas fissuras, nos modelos V13 e V15.

Tabela 3.3 - Dados relativos à fissuração.

Modelo	$F_h$ (kN)	$F_{w_{lim}}$ (kN)	$w_{F_k}$ (mm)	$w_{F_{adm}}$ (mm)
V 1	4,0	7,5	0,80	0,10
V 2	5,0	7,5	0,85	0,30
V 3	4,0	12,0	0,10	0,10
V 4	4,0	13,0	0,10	0,10
V 5	4,0	10,0	0,40	0,15
V 6	5,5	13,0	0,15	0,15
V 7	4,5	10,0	0,30	0,20
V 8	4,0	10,0	0,30	0,30
V 9	5,5	16,0	0,05	0,05
V10	6,0	14,0	0,10	0,10
V11	5,0	13,0	0,10	0,10
V12	6,0	14,0	0,10	0,10
V13	5,5	14,0	0,10	0,10
V14	7,0	17,0	0,10	0,10
V15	4,5	7,0	proximo à rotura	0,10
V16	5,0	7,0	0,50	0,30

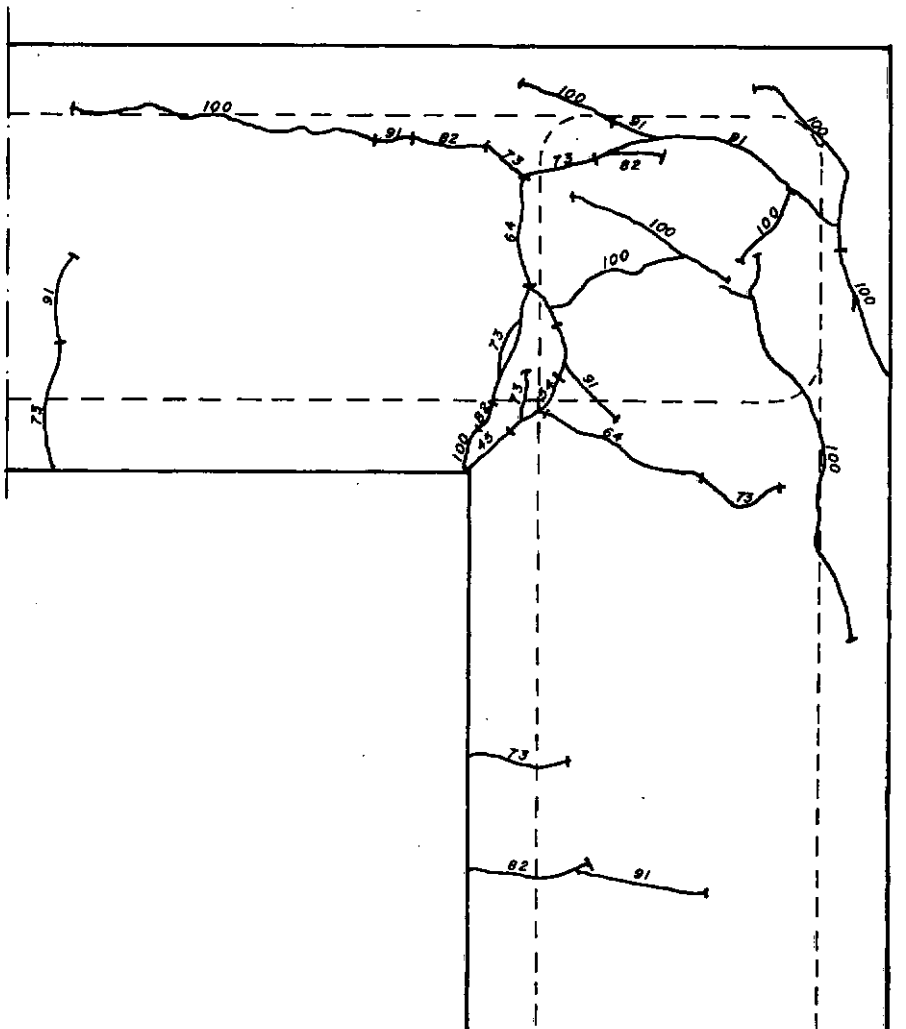
Os gráficos da figura 3.8 dão a relação entre a carga aplicada e o deslocamento  $\Delta a$  e os gráficos da figura 3.9 dão, para cada modelo, a relação carga-rotações, sendo  $\Delta\theta_1$  e  $\Delta\theta_2$ , respectivamente, as rotações dos elementos horizontal superior e horizontal inferior com relação ao vertical.

Na figura 3.10 estão representadas graficamente as defor

mações que foram lidas nas barras de aço e em apenas uma das regiões do concreto. Os numerais colocados no final de cada curva, estando relacionados com as figuras 2.6 e 2.7, indicam onde essas deformações foram medidas.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.

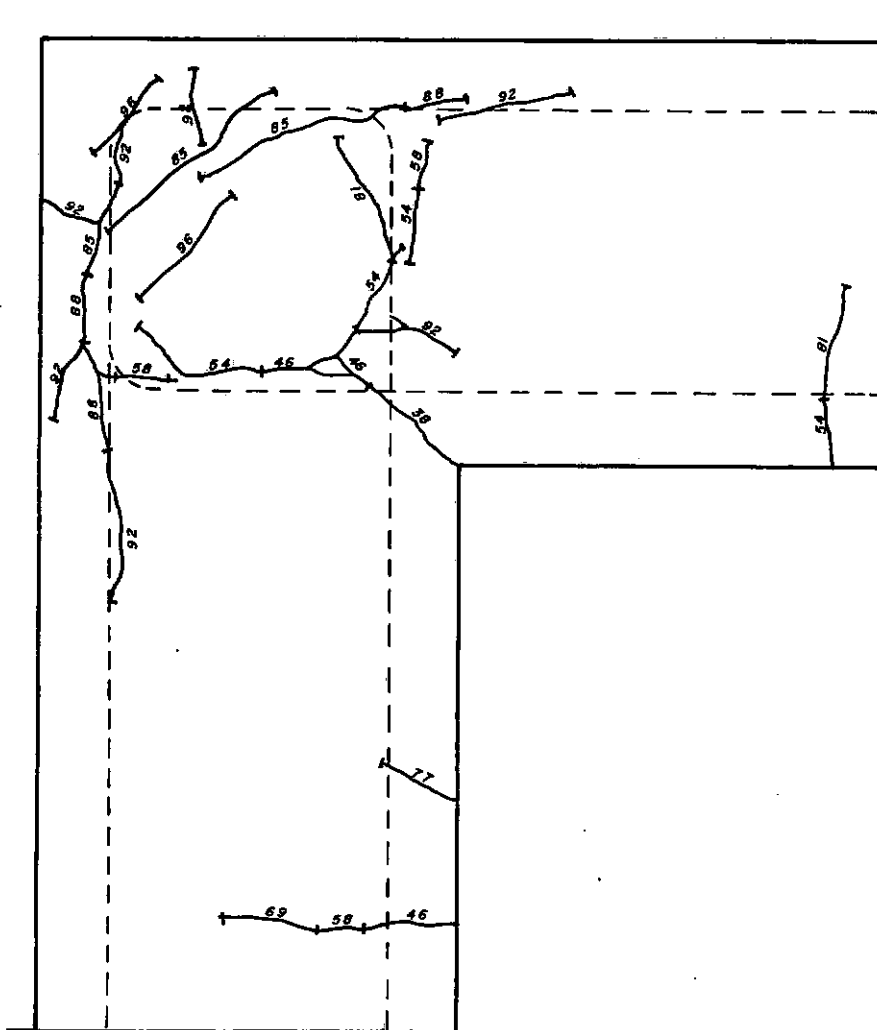
Modelo VI



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.

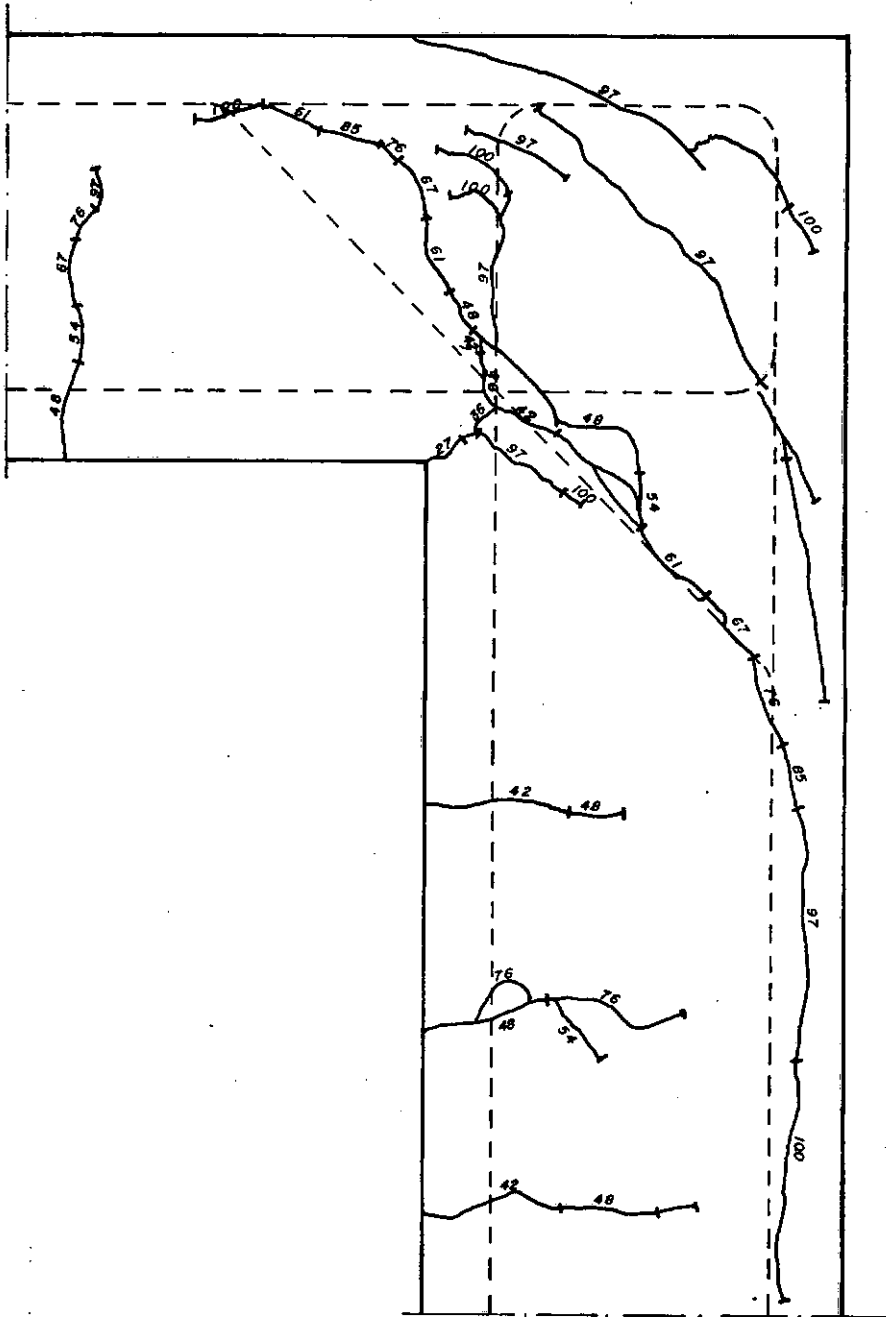
Modelo V2



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.

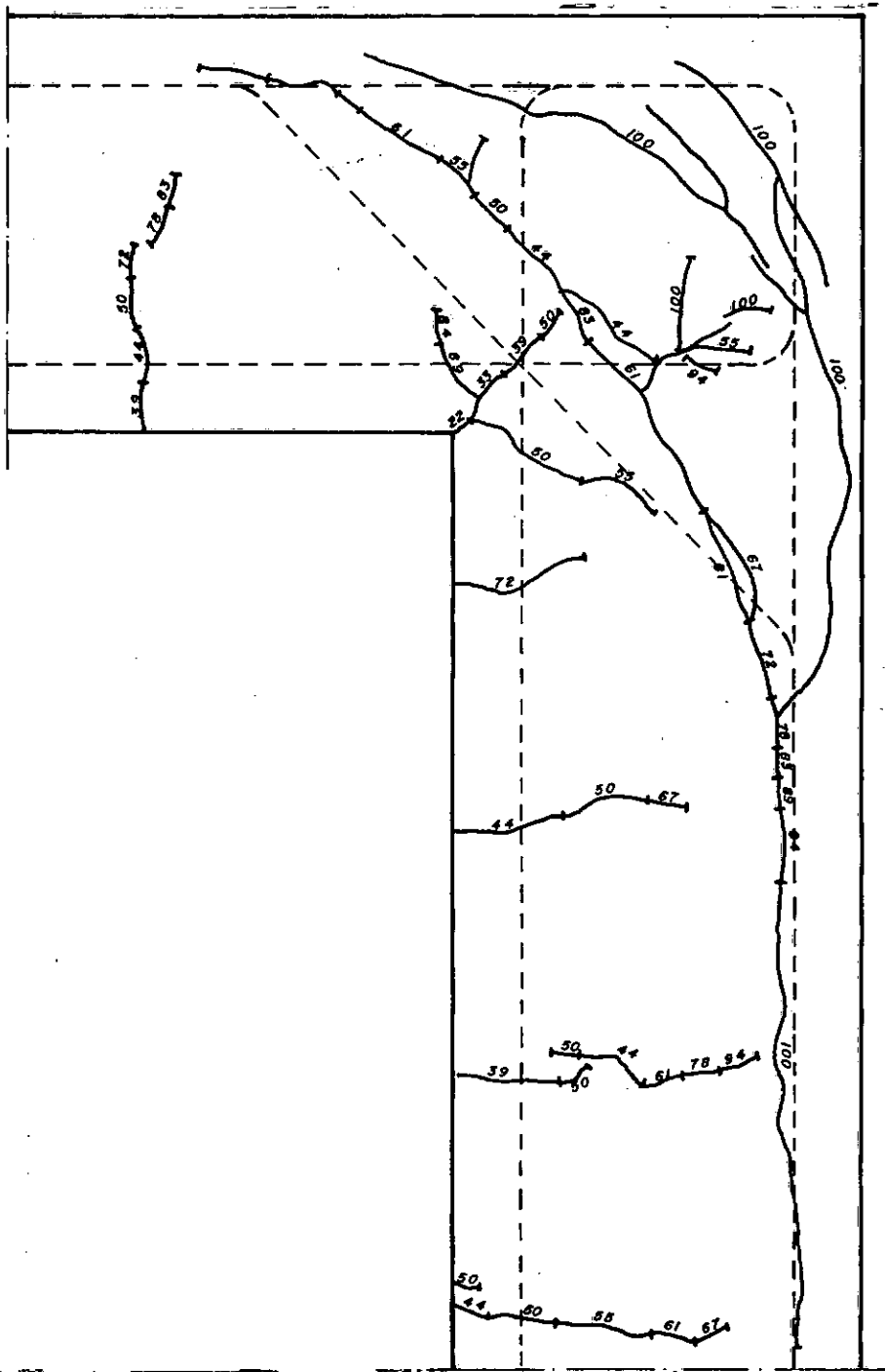
Modelo V3



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

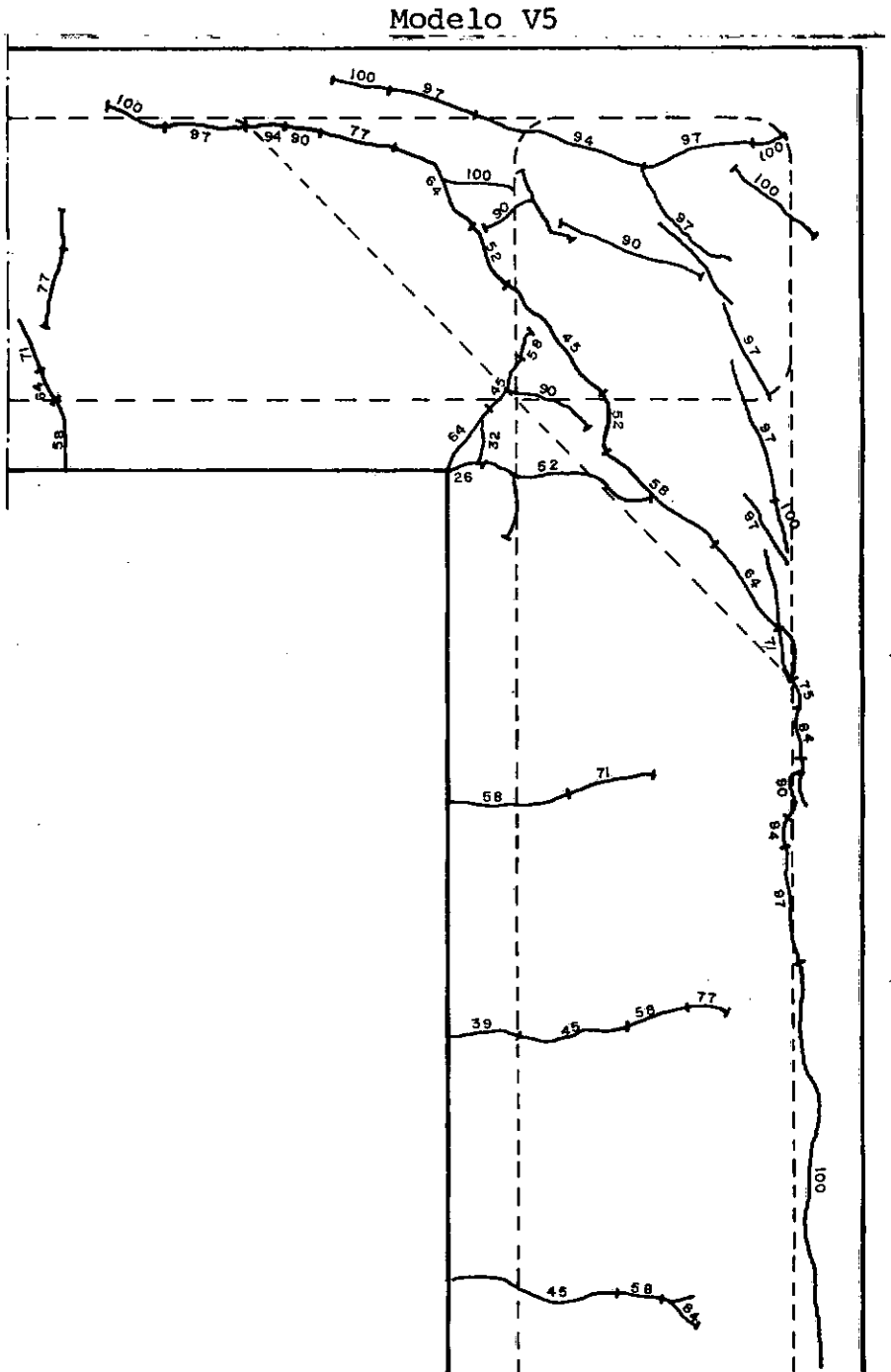
Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como percentagem da carga última de ensaio.

Modelo V4



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.



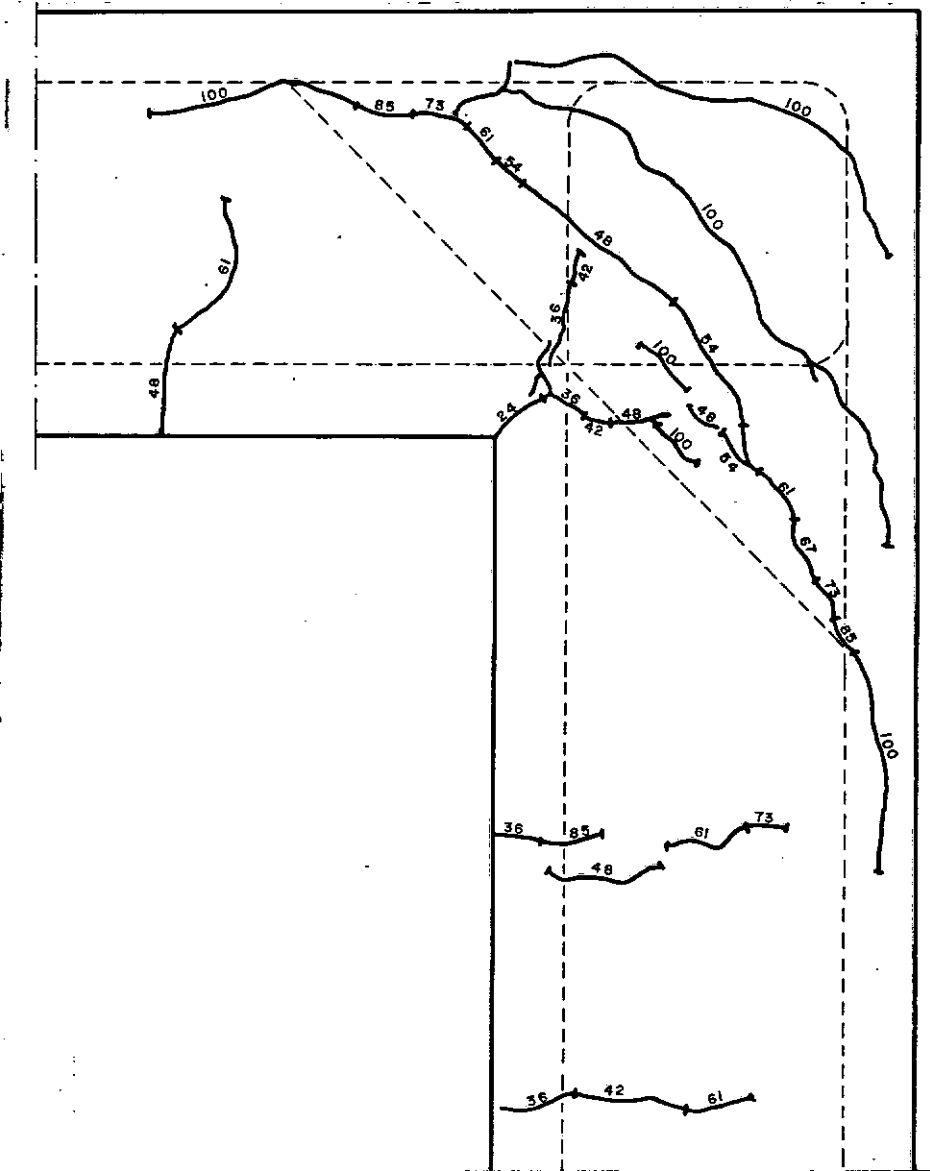
Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.





Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como percentagem da carga última de ensaio.

## Modelo V8



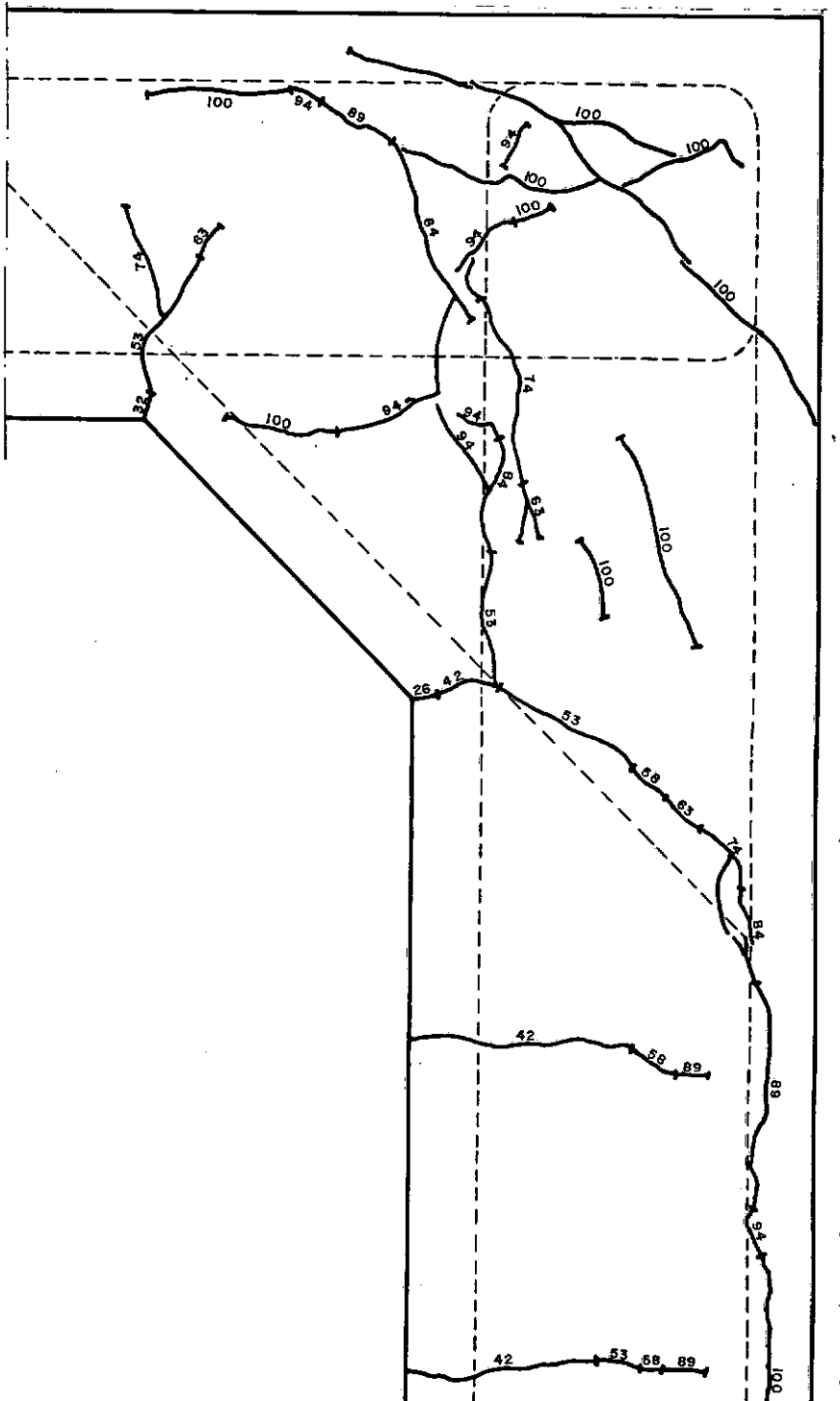
Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.





Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.

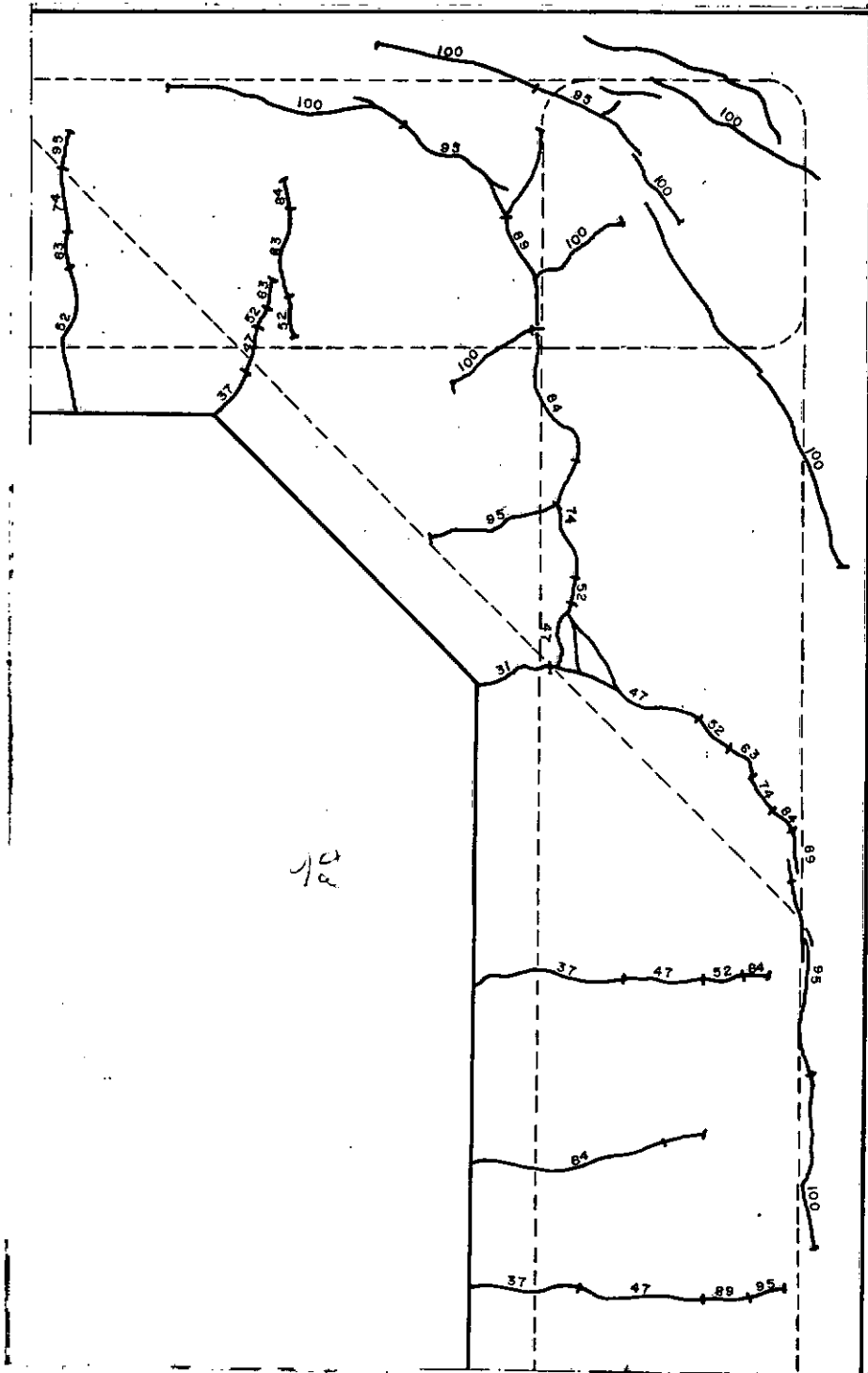
Modelo V11



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como porcentagem da carga última de ensaio.

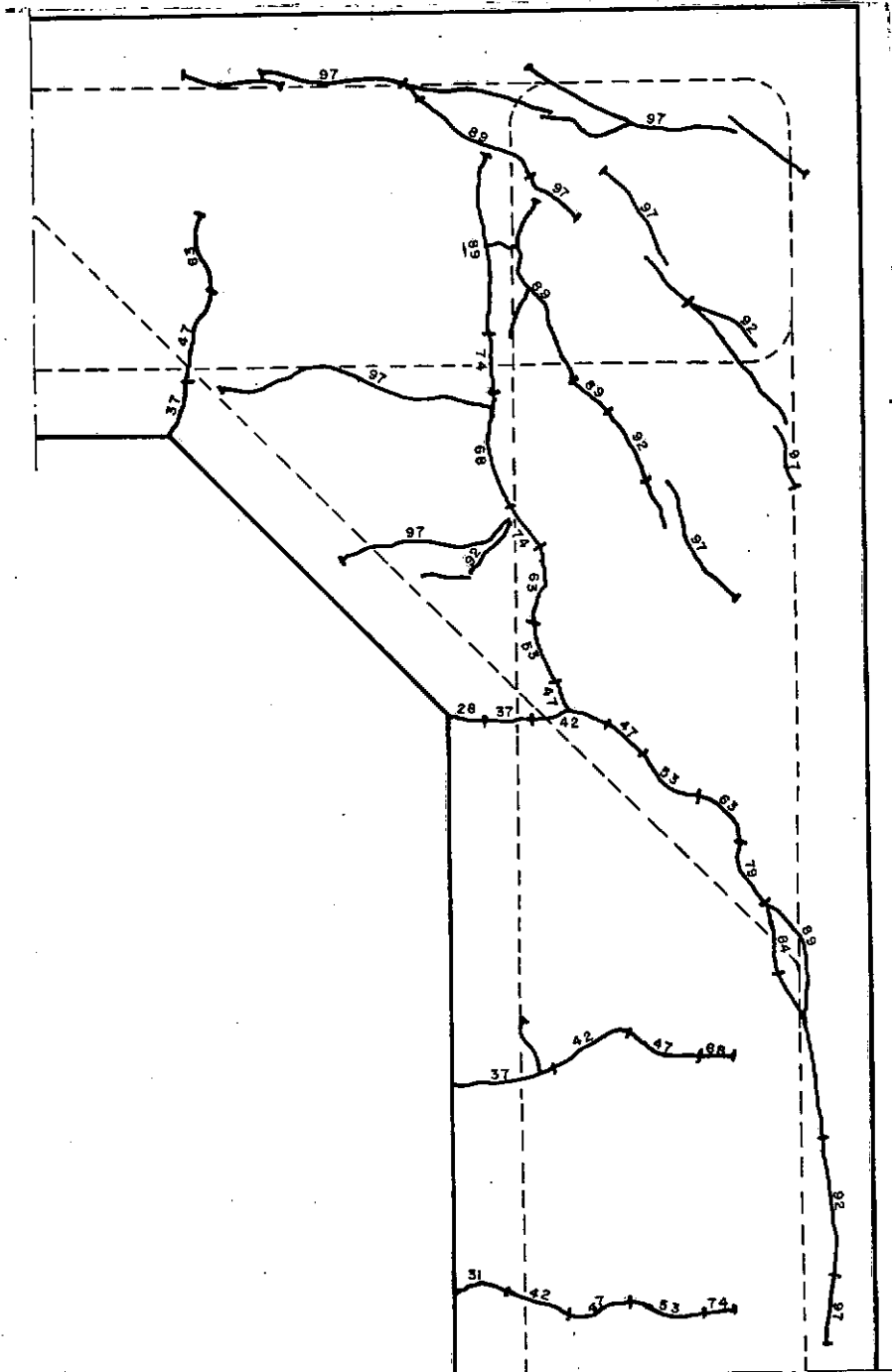
Modelo V12



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como percentagem da carga última de ensaio.

Modelo V13

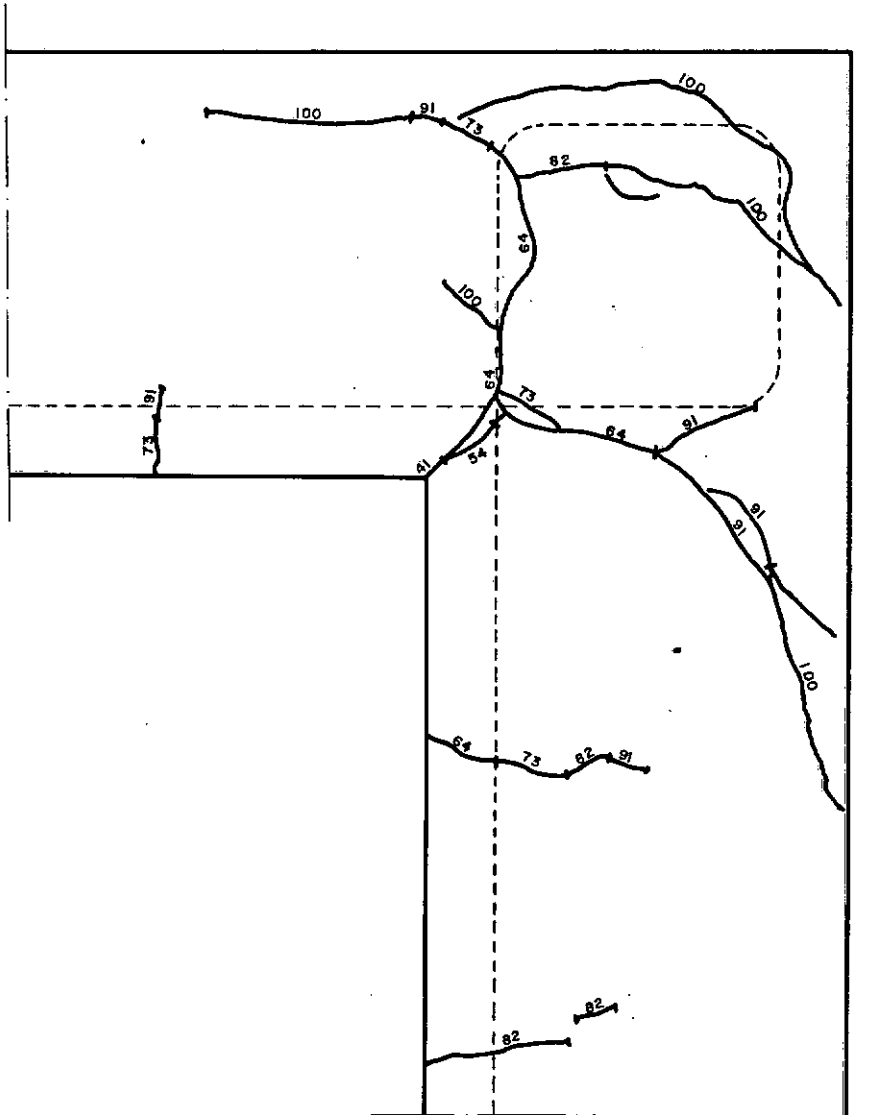


Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.



Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como percentagem da carga última de ensaio.

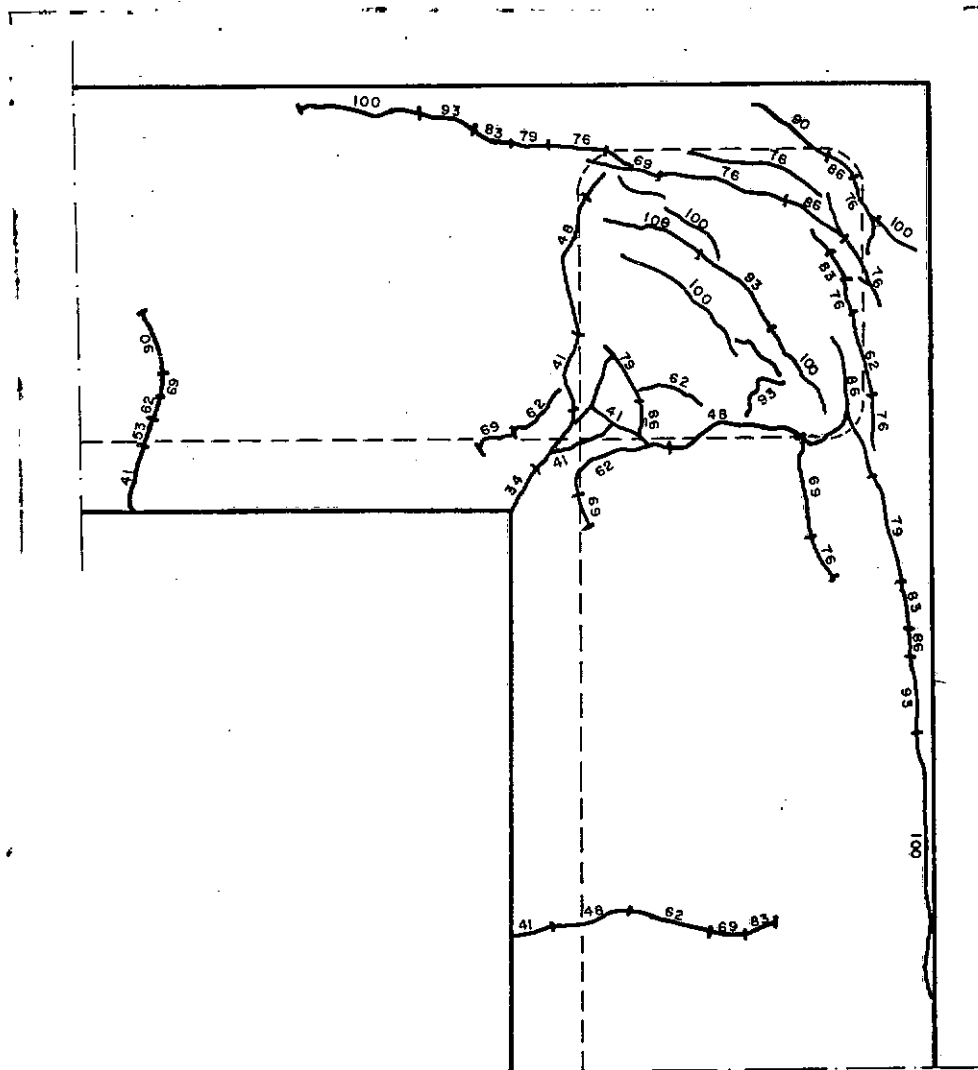
Modelo V15



Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.6 - Esquemas de fissuras com indicação da carga em que as mesmas foram observadas como percentagem da carga última de ensaio.

Modelo V16



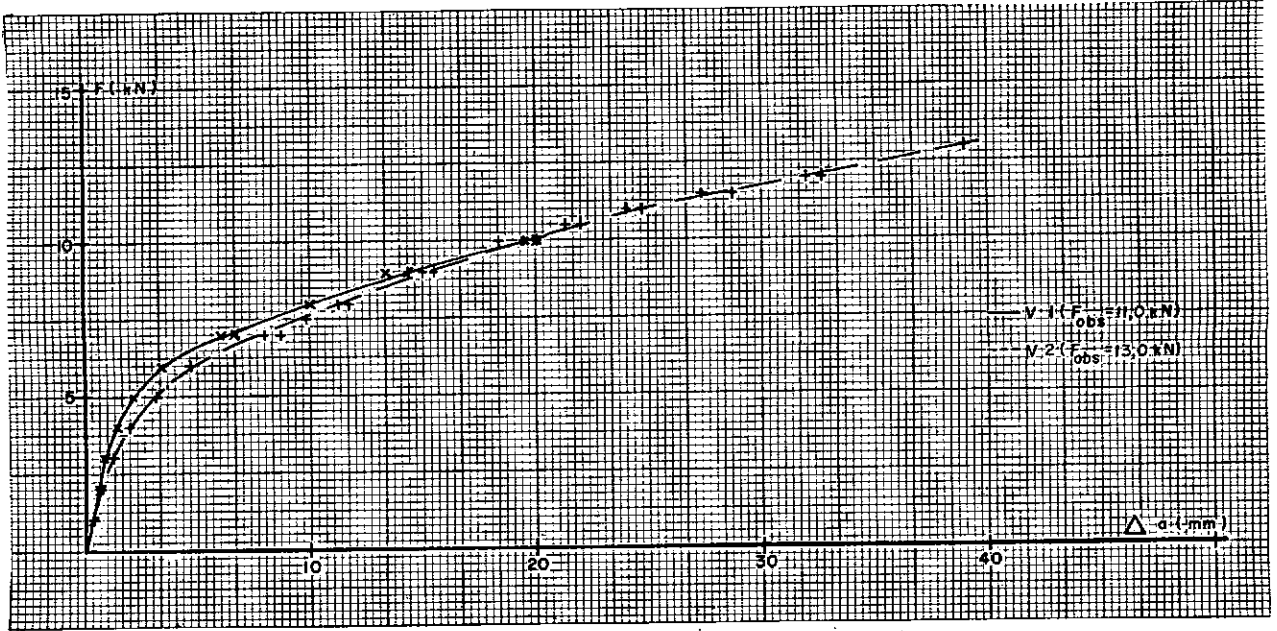
Em linha tracejada, é representado o eixo da armadura.

Figura 3.7 - Fotos das fissuras dos modelos V13 e V15.



Figura 3.8 - Gráficos carga-deslocamento.

## Modelos V1 e V2



## Modelos V3 e V4

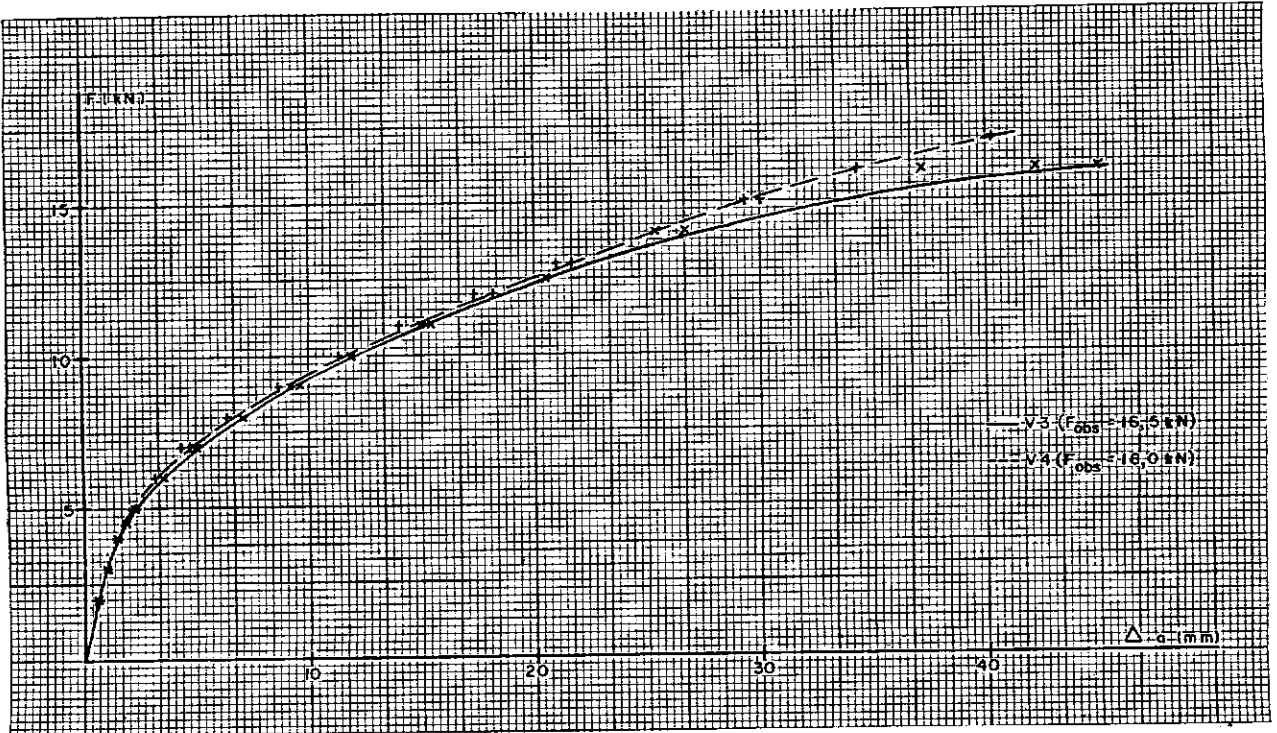
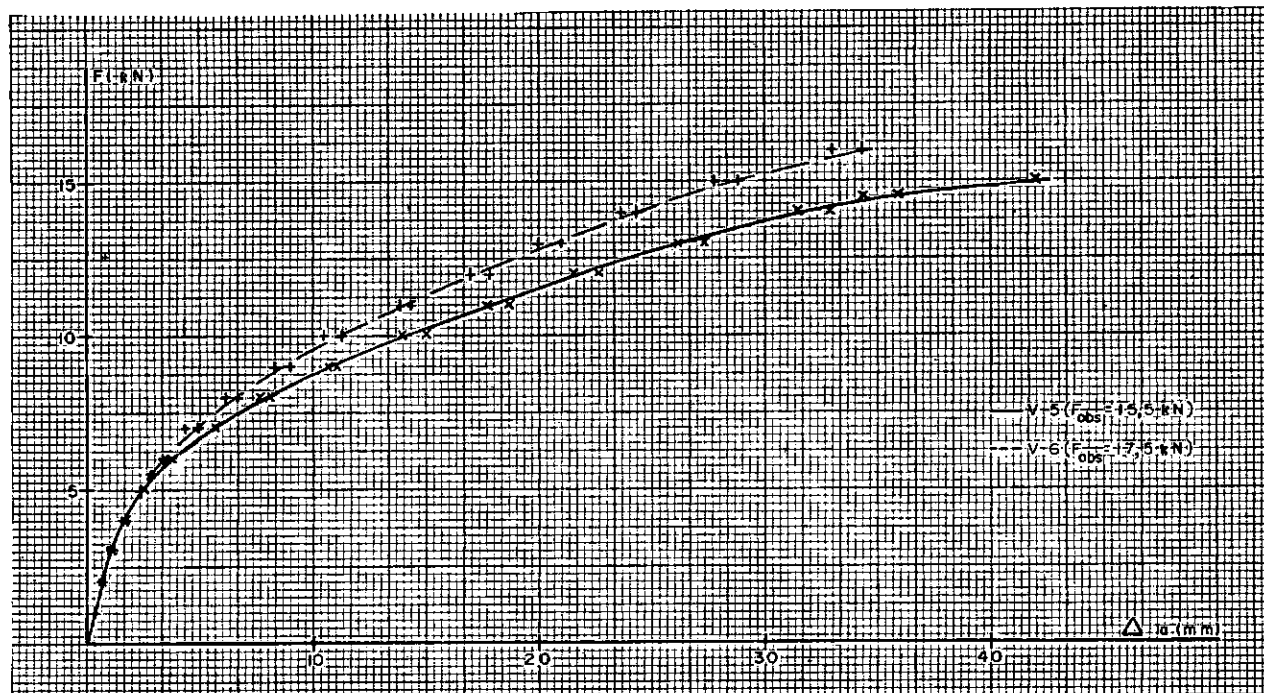


Figura 3.8 - Gráficos carga-deslocamento.

## Modelos V5 e V6



## Modelos V7 e V8

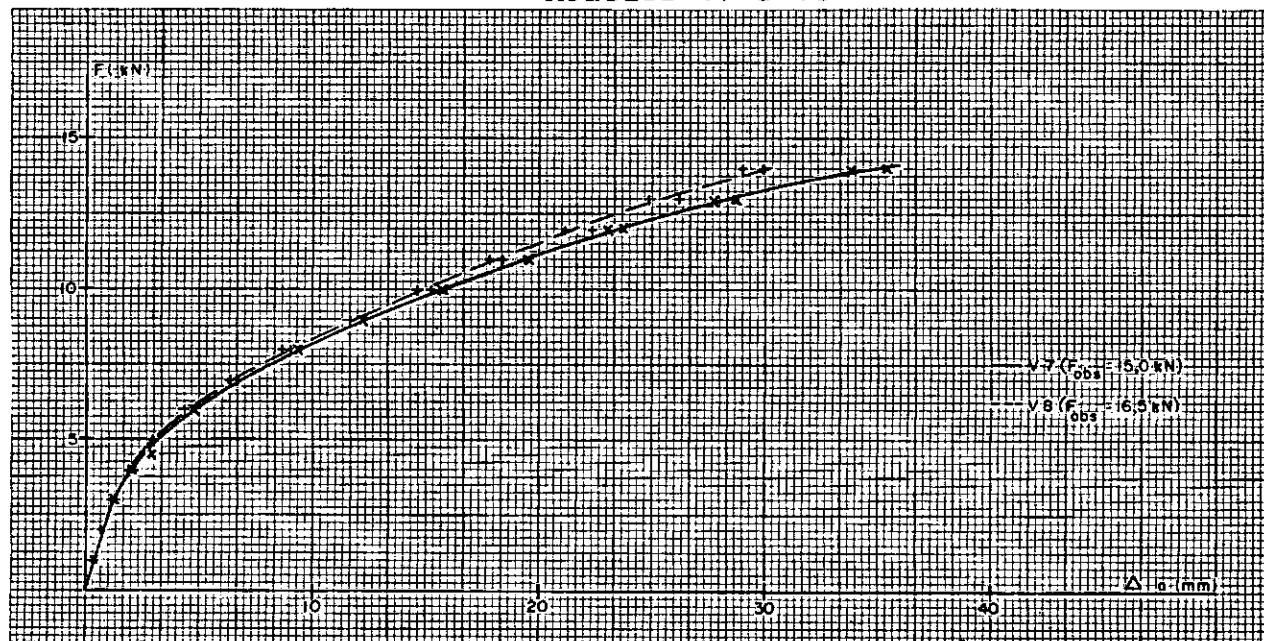
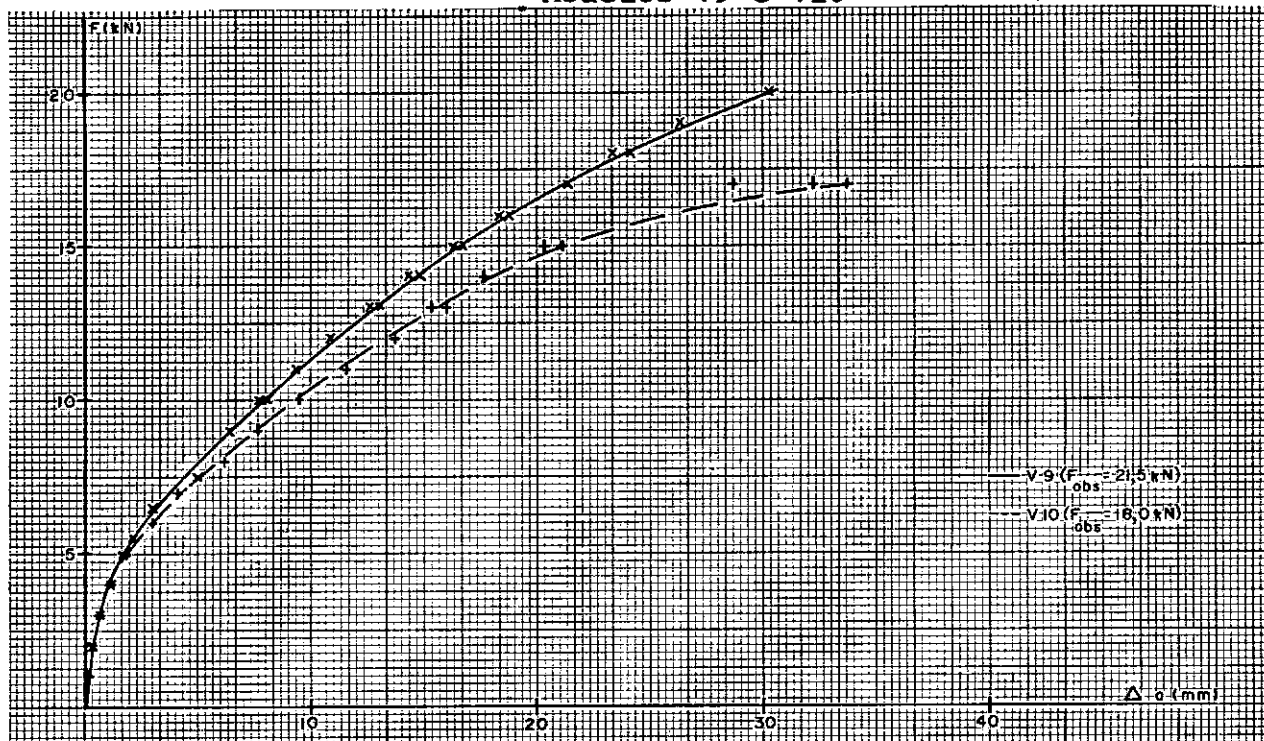


Figura 3.8 - Gráficos carga-deslocamento.

## Modelos V9 e V10



## Modelos V11 e V12

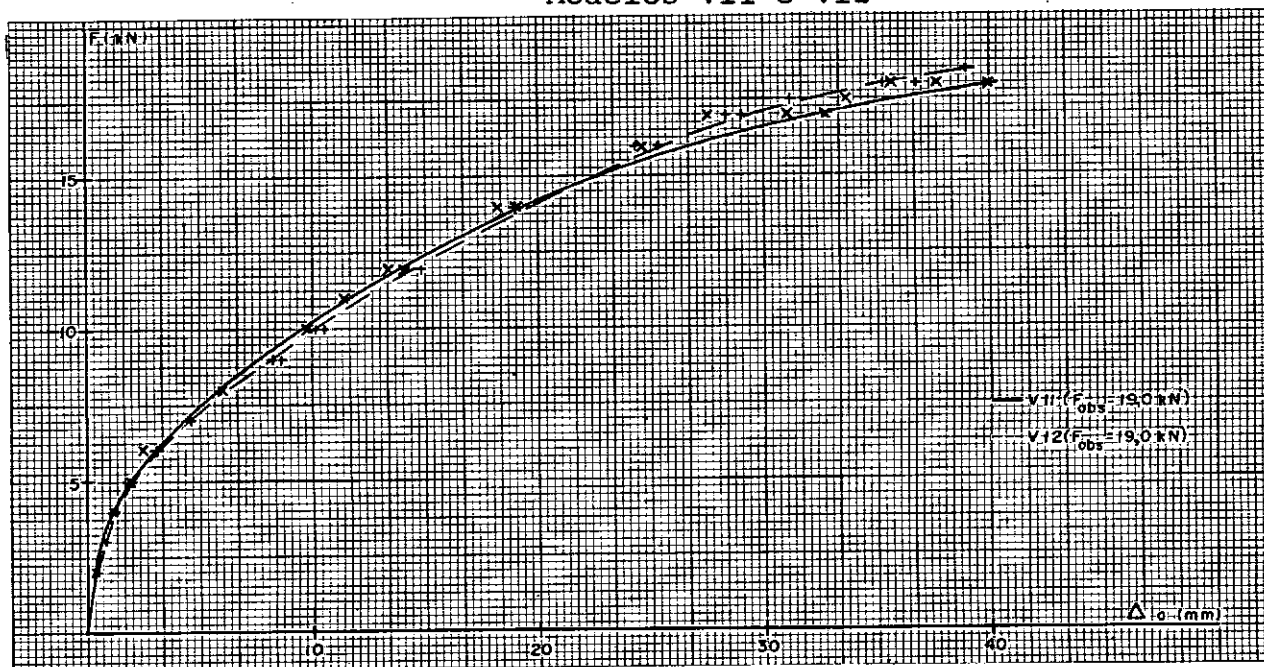
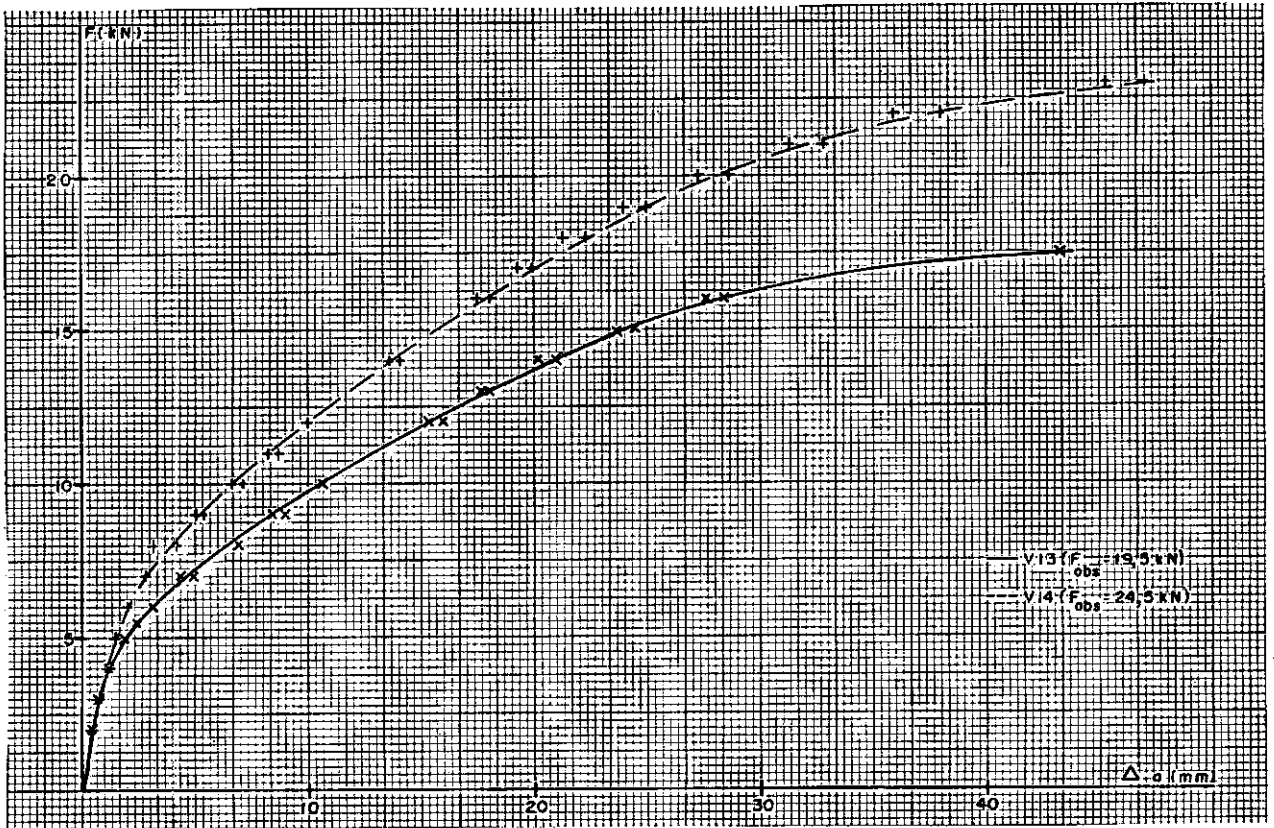


Figura 3.8 - Gráficos carga-deslocamento.

## Modelos V13 e V14



## Modelos V15 e V16

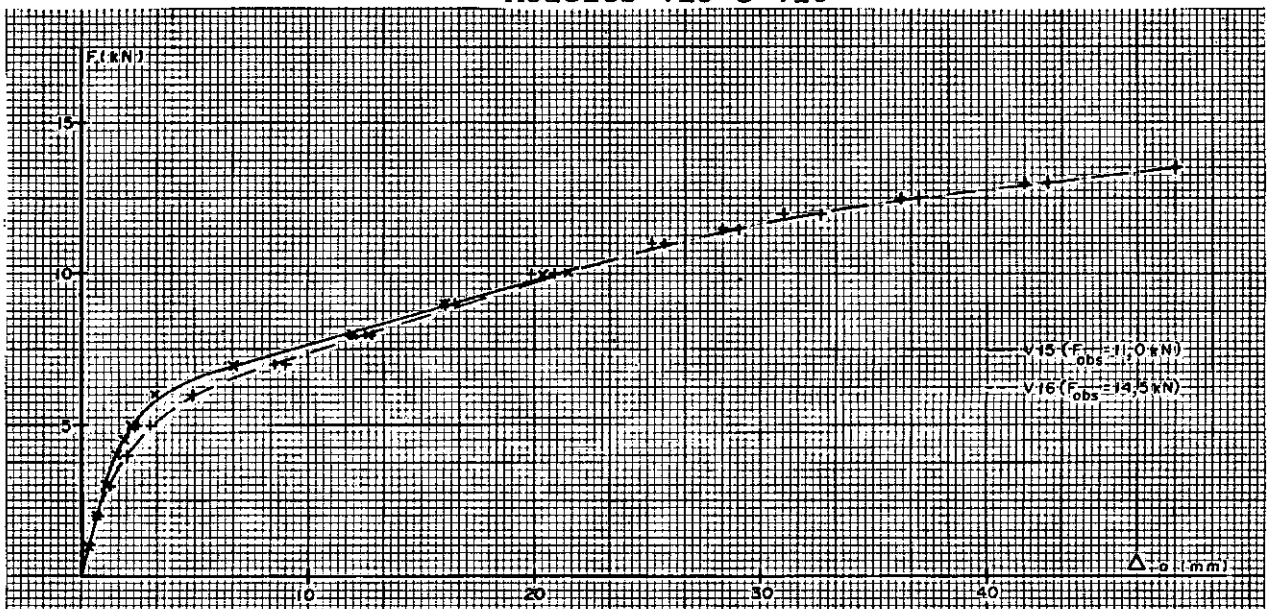


Figura 3.9 - Gráficos carga-rotações.

Modelos V1 e V2



Modelos V3 e V4

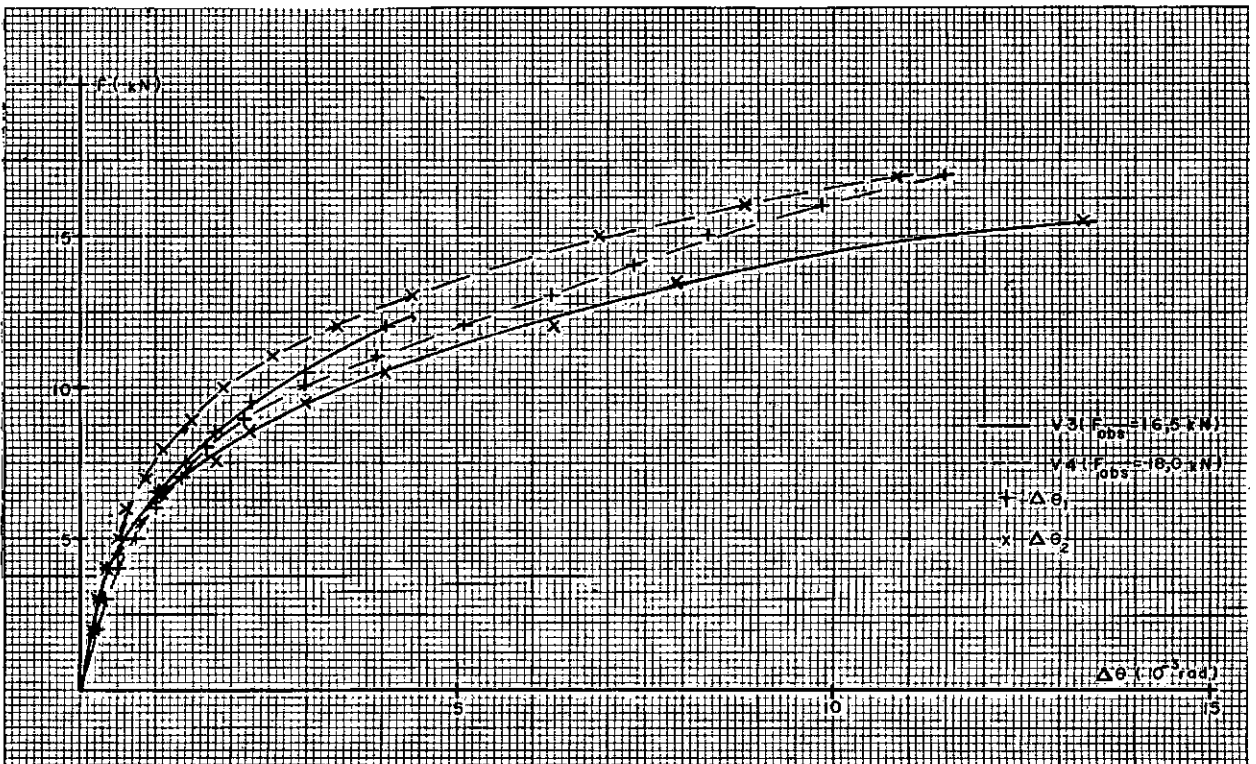
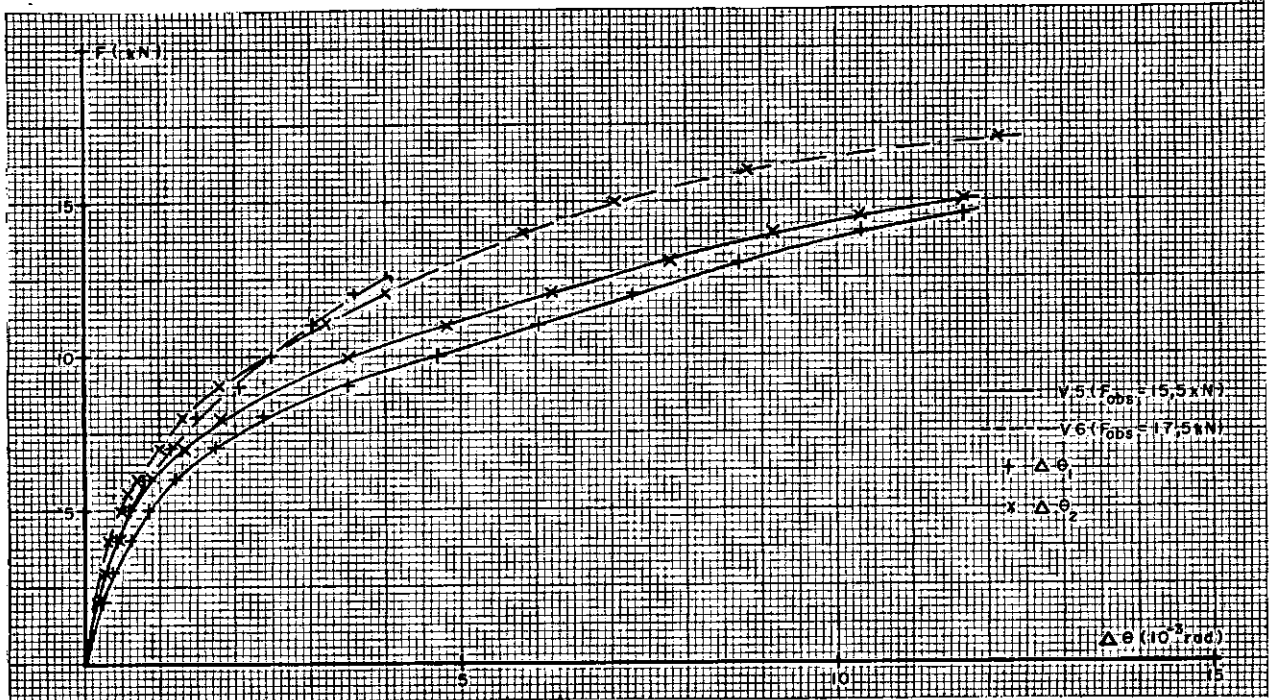


Figura 3.9 - Gráficos carga-rotações.

## Modelos V5 e V6



## Modelos V7 e V8

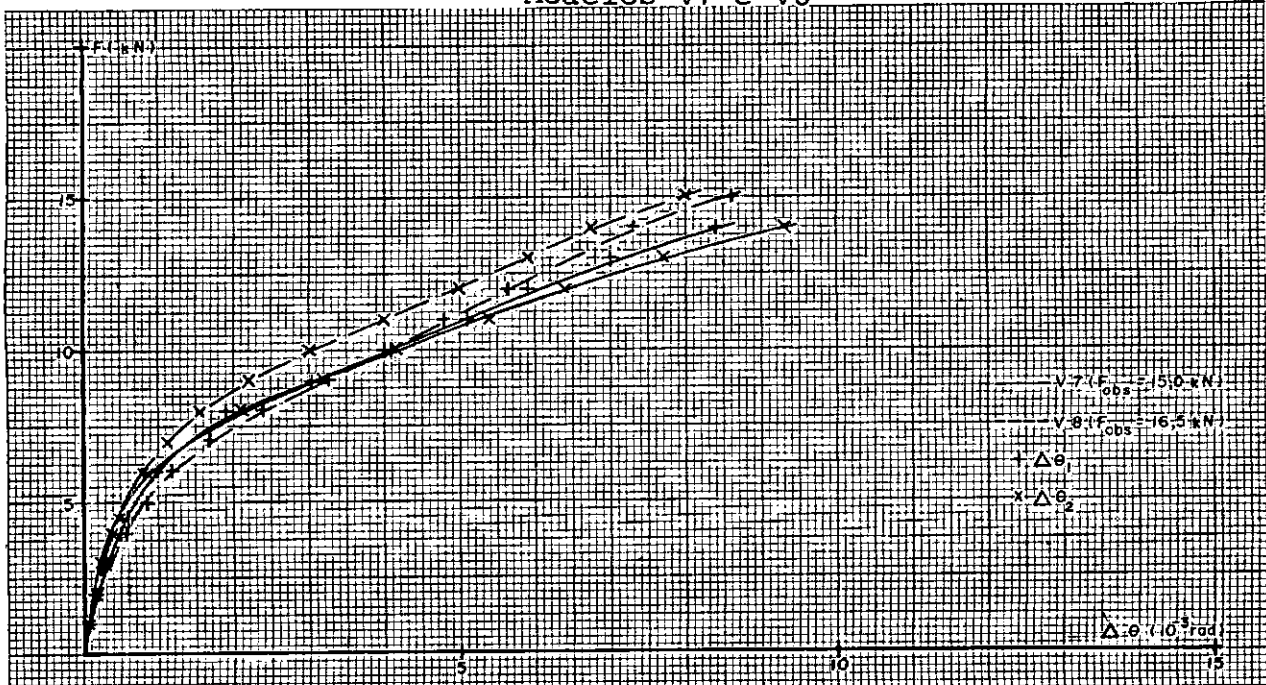
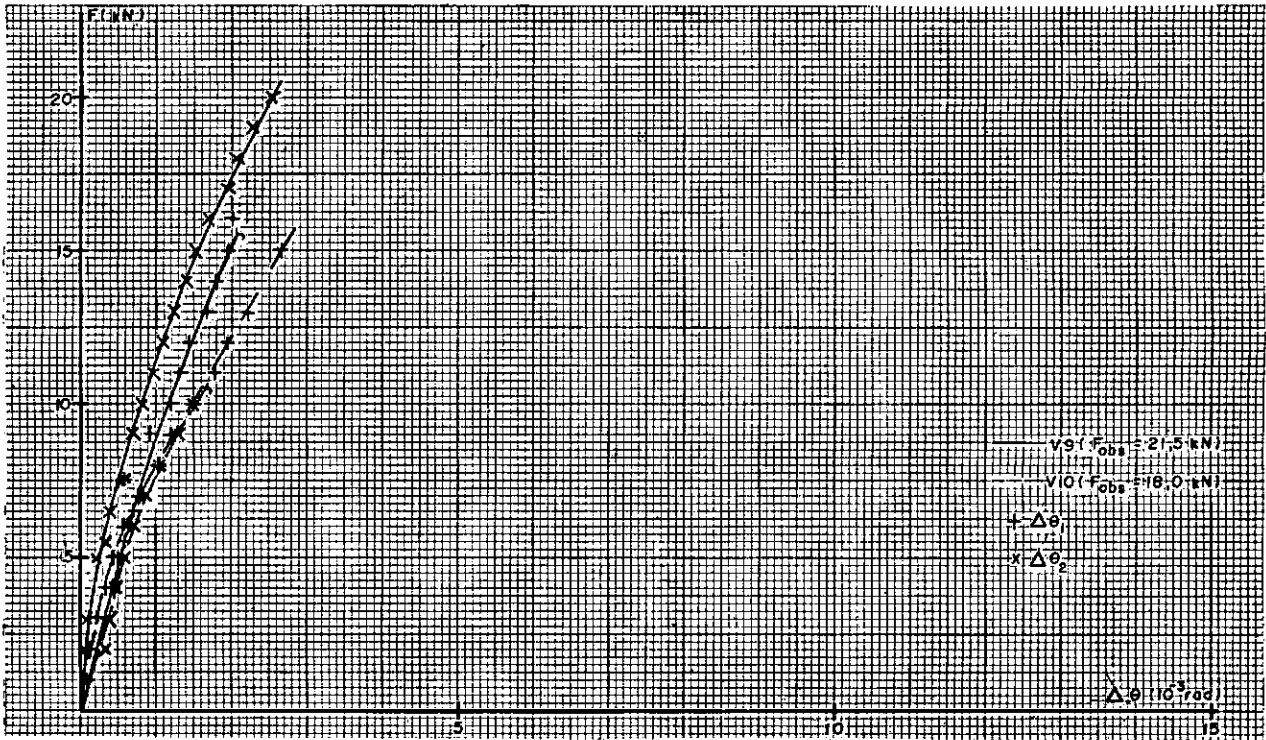


Figura 3.9 - Gráficos carga-rotações.

## Modelos V9 e V10



## Modelos V11 e V12

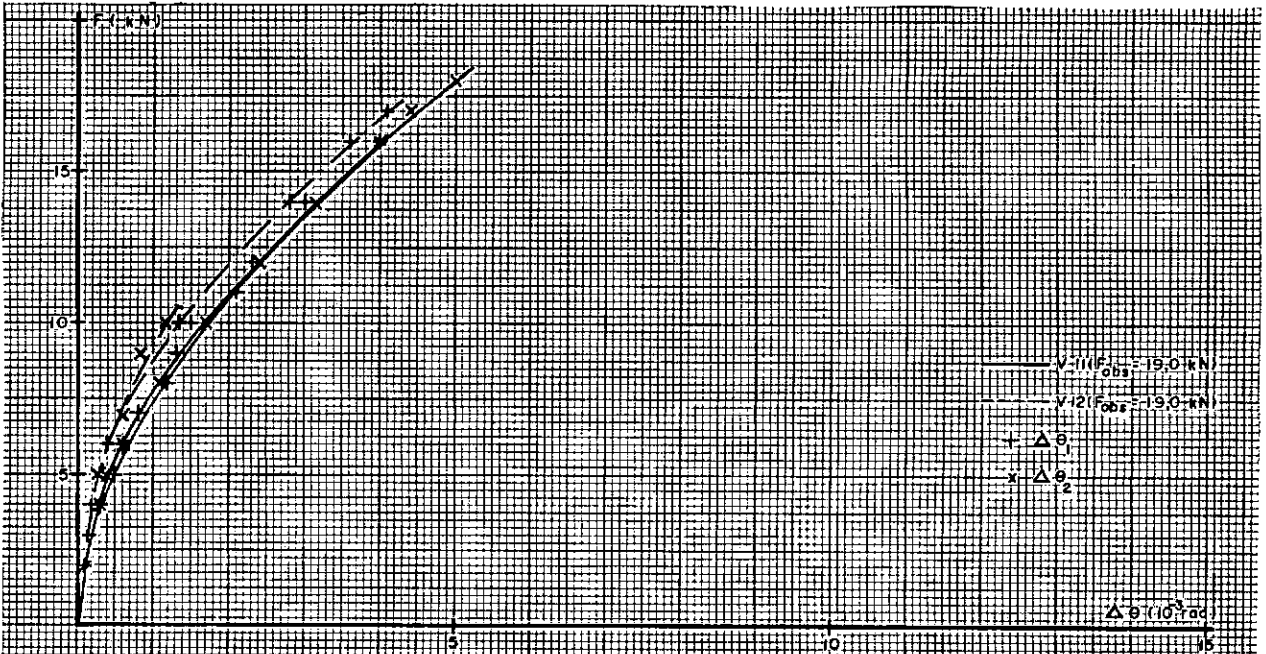
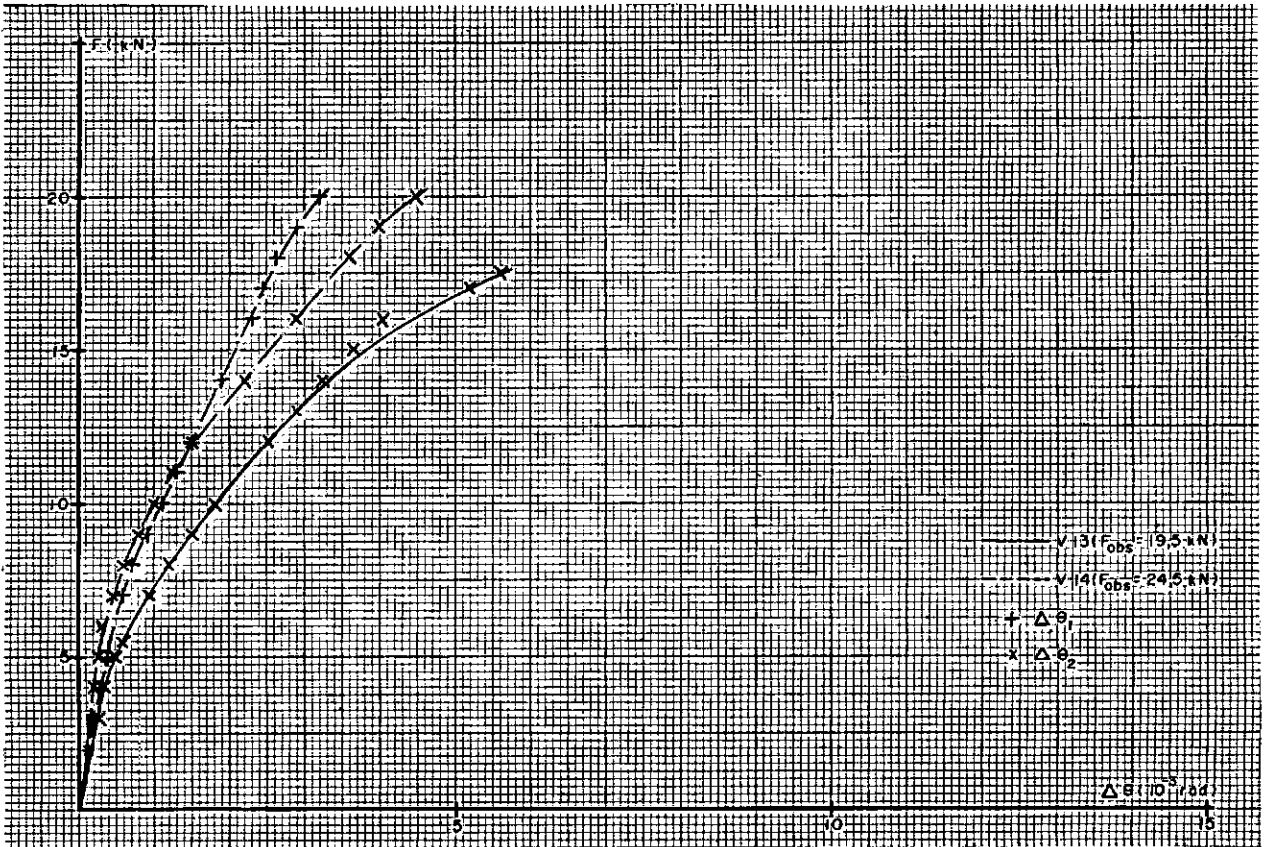


Figura 3.9 - Gráficos carga-rotações.

## Modelos V13 e V14



## Modelos V15 e V16

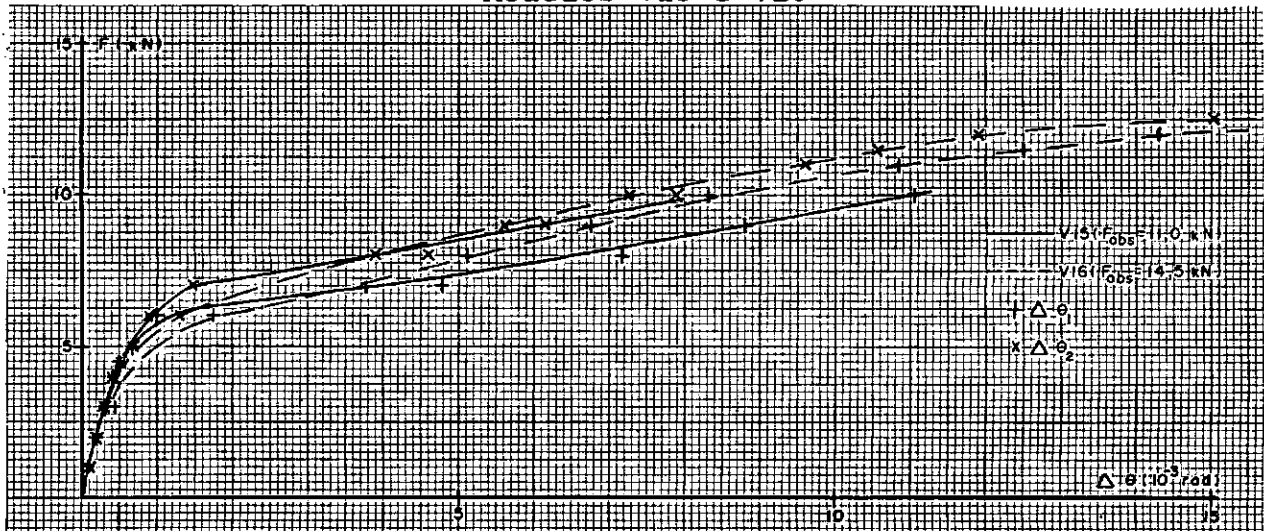
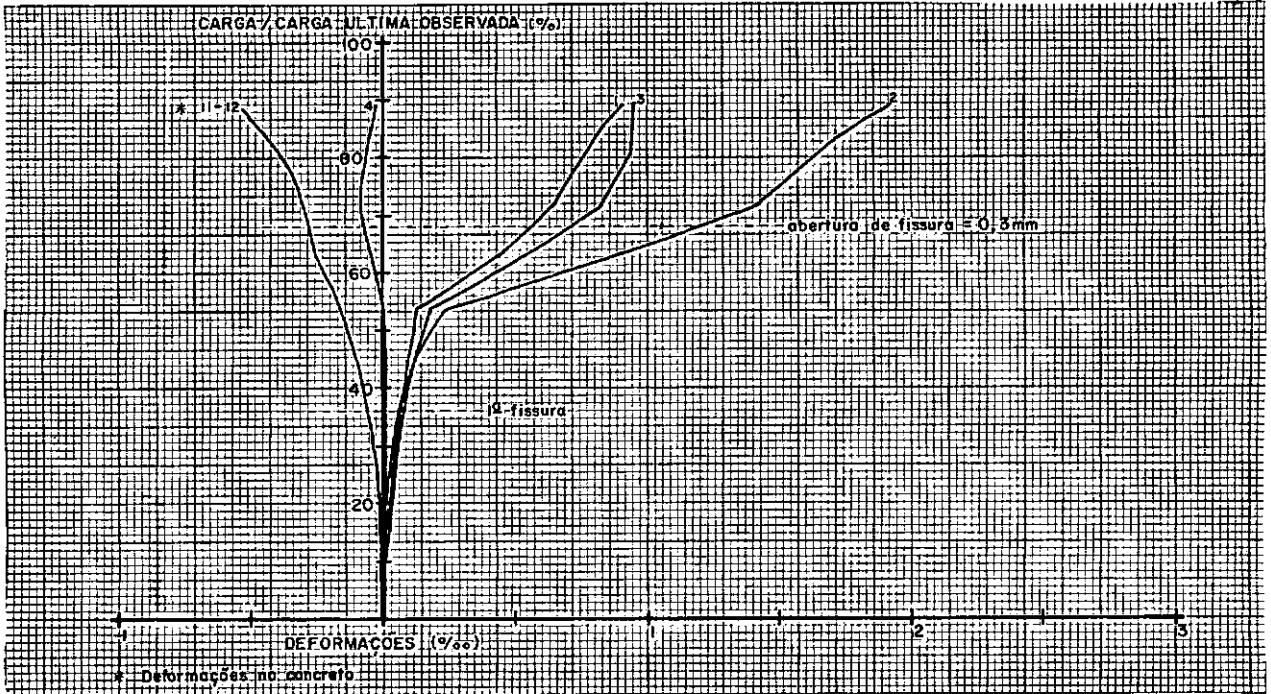


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

Modelo V1



Modelo V2

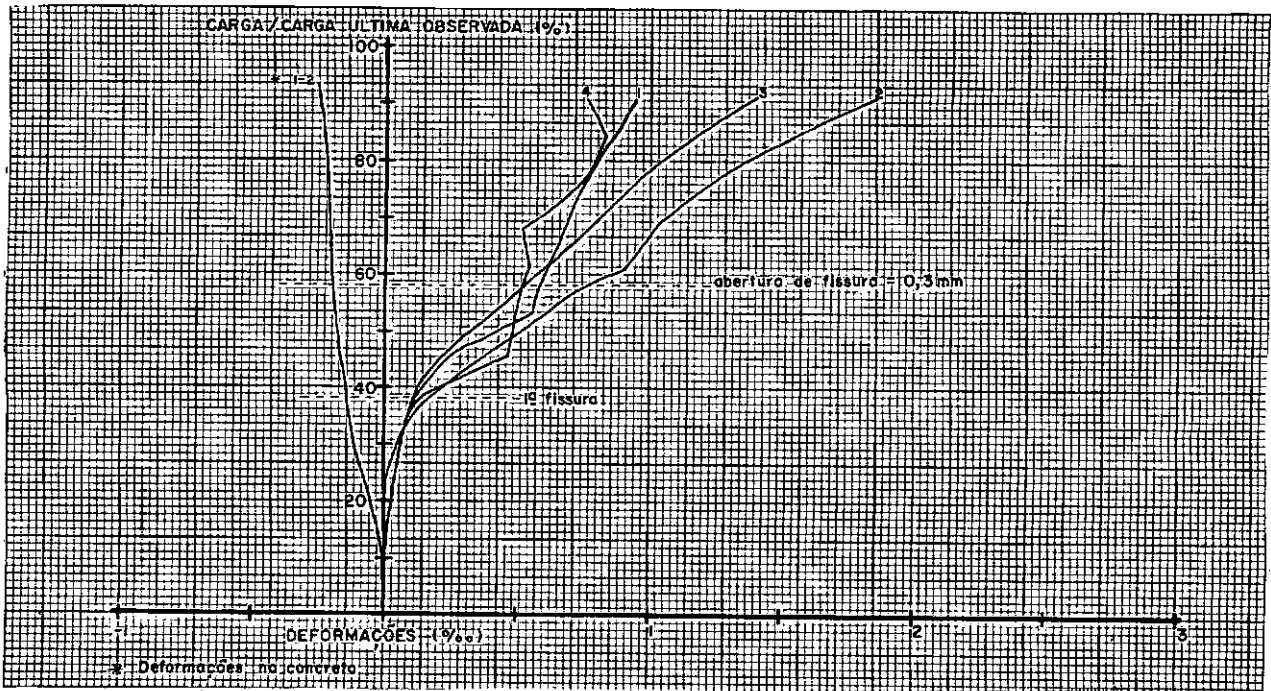
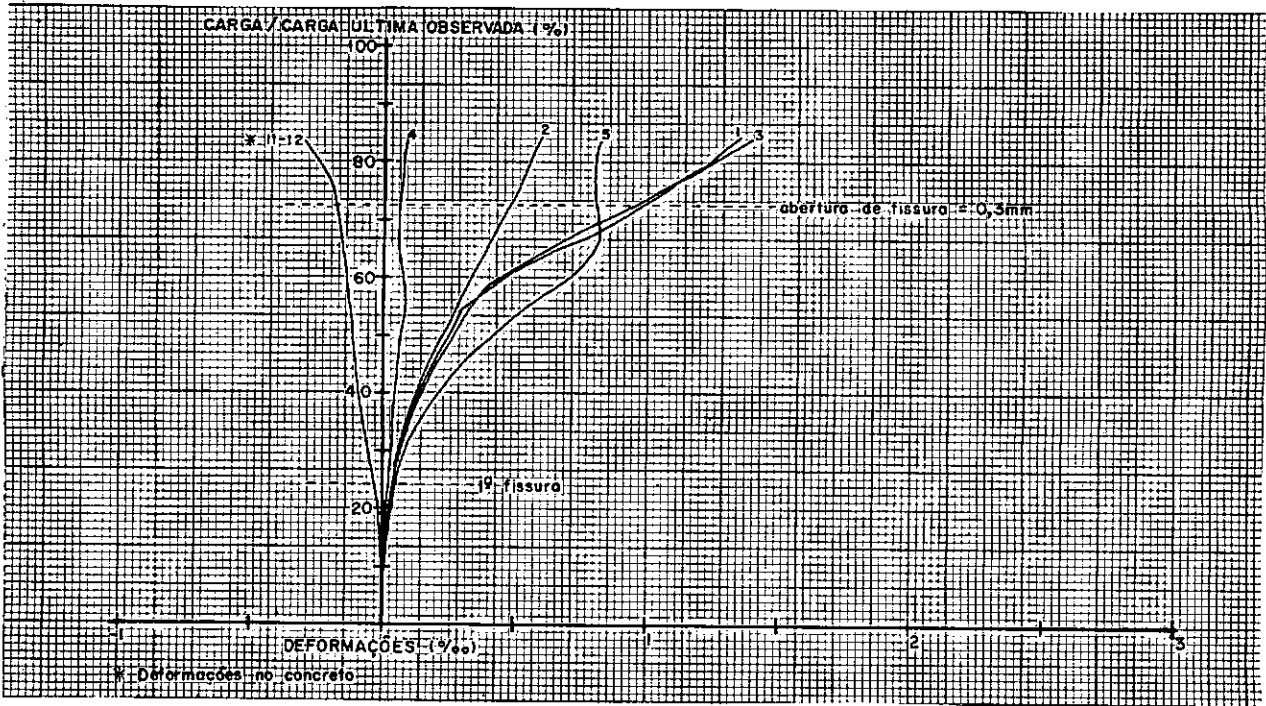


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

Modelo V3



Modelo V4

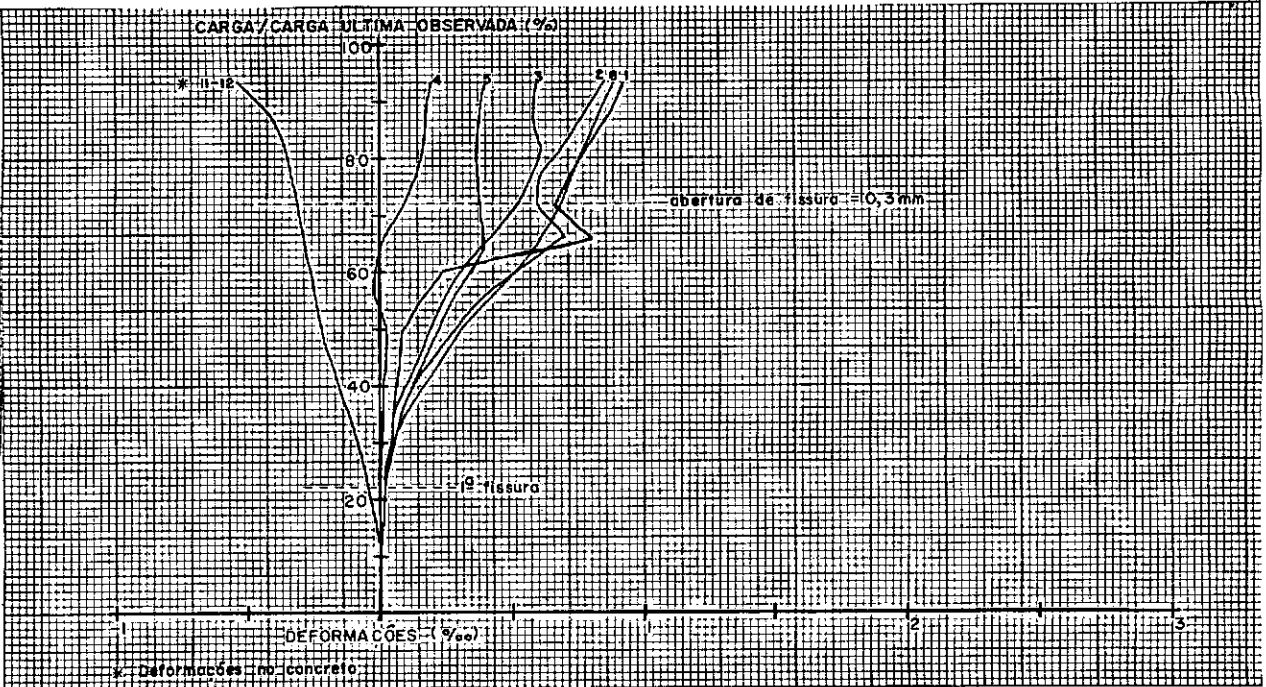
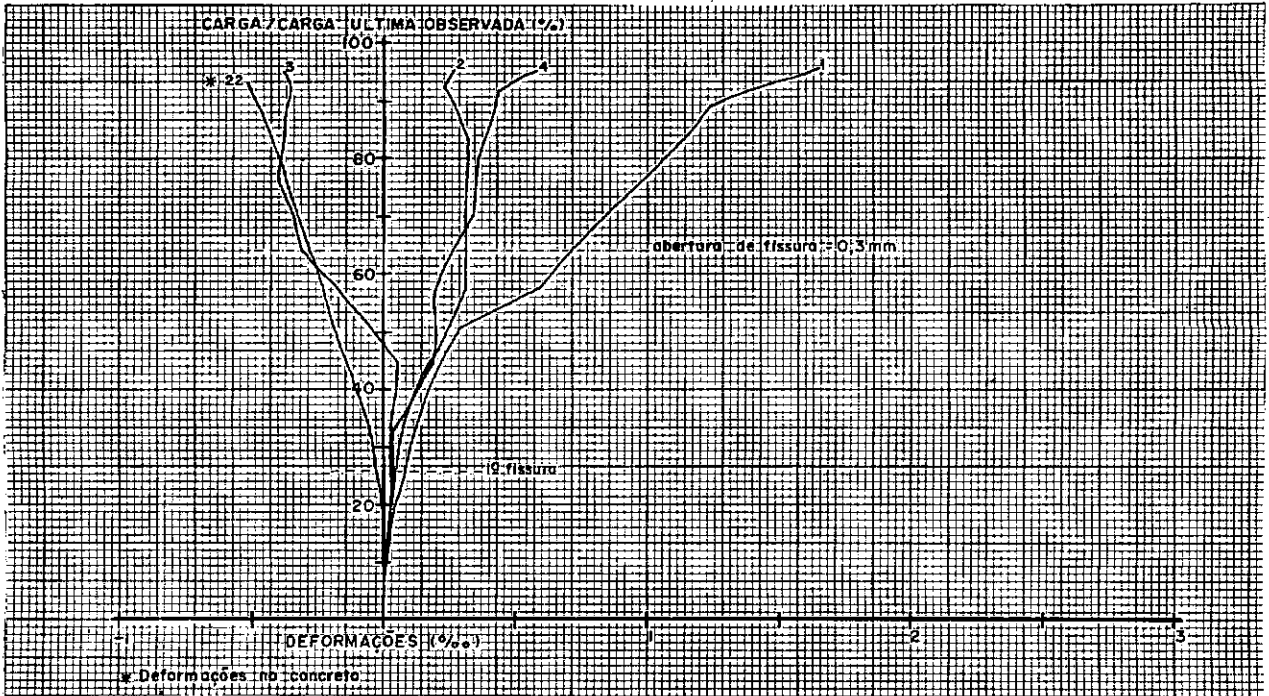


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

## Modelo V5



## Modelo V6

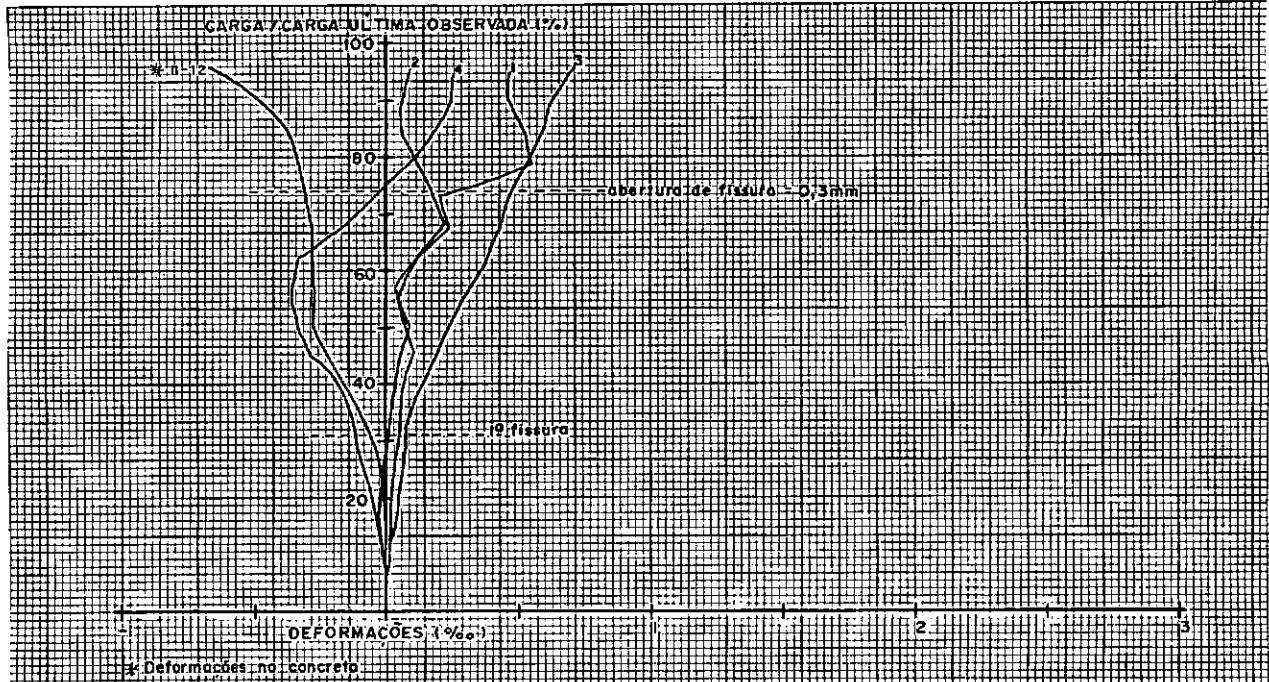


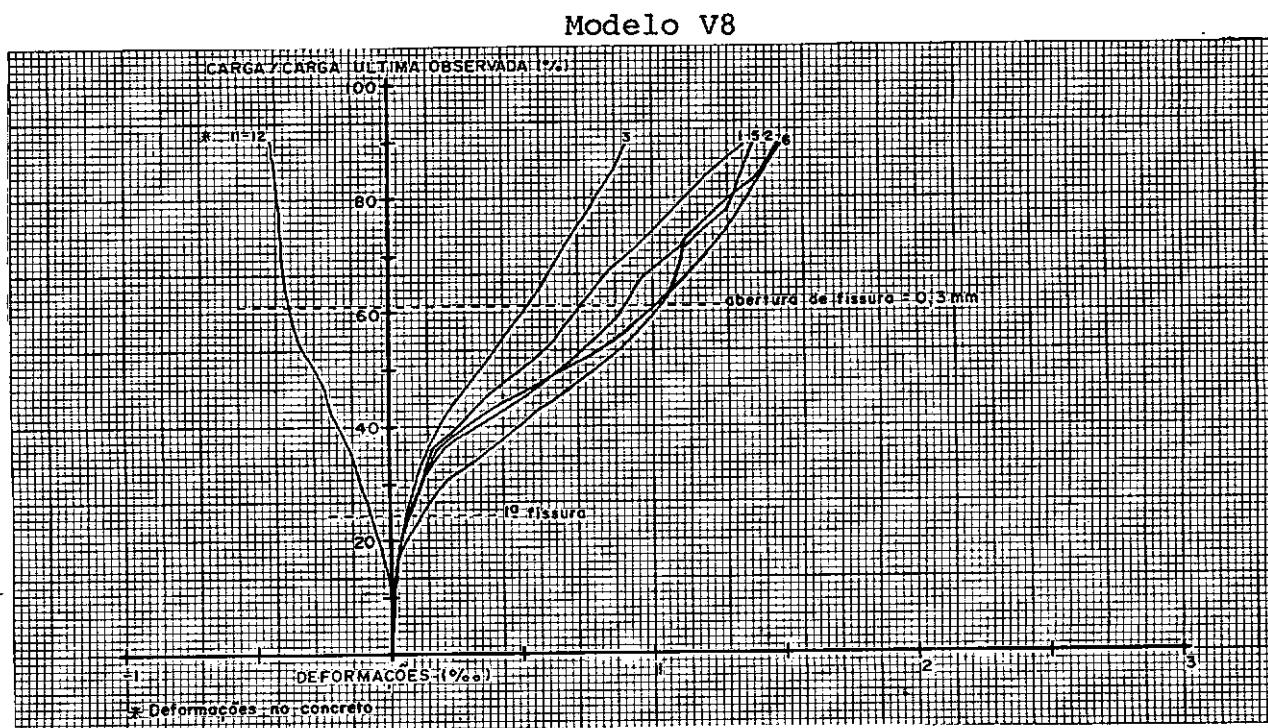
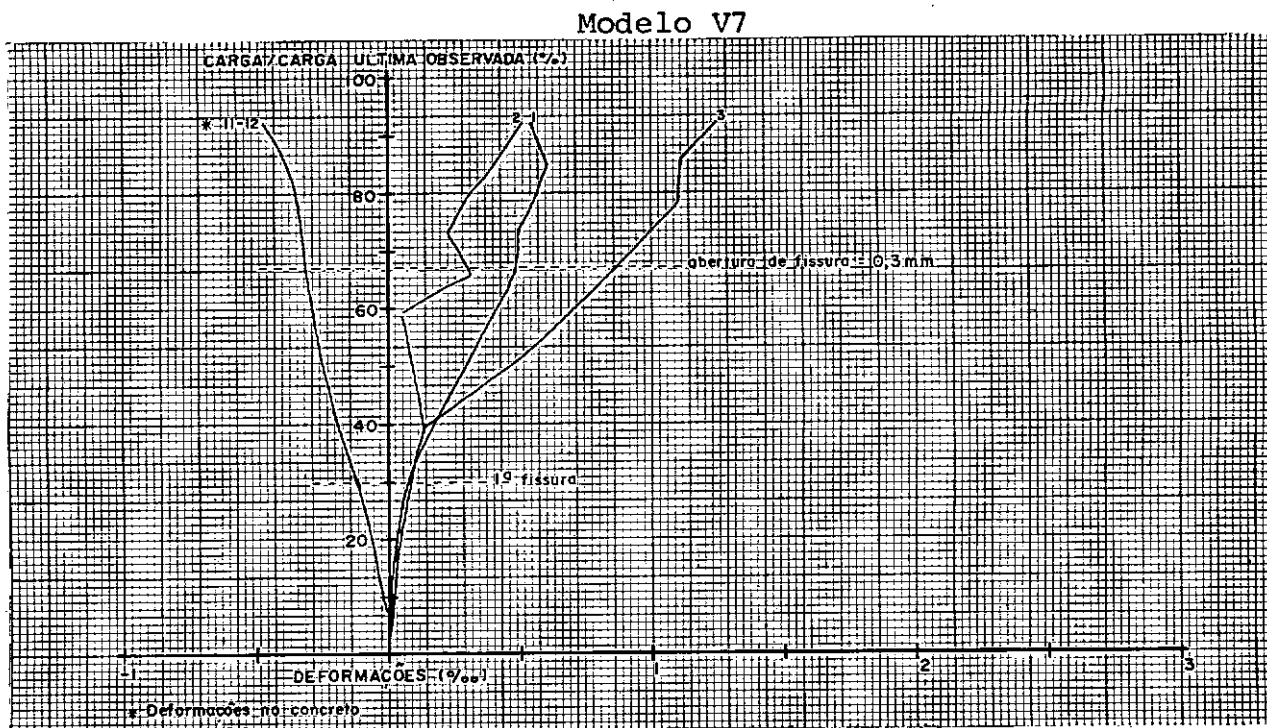
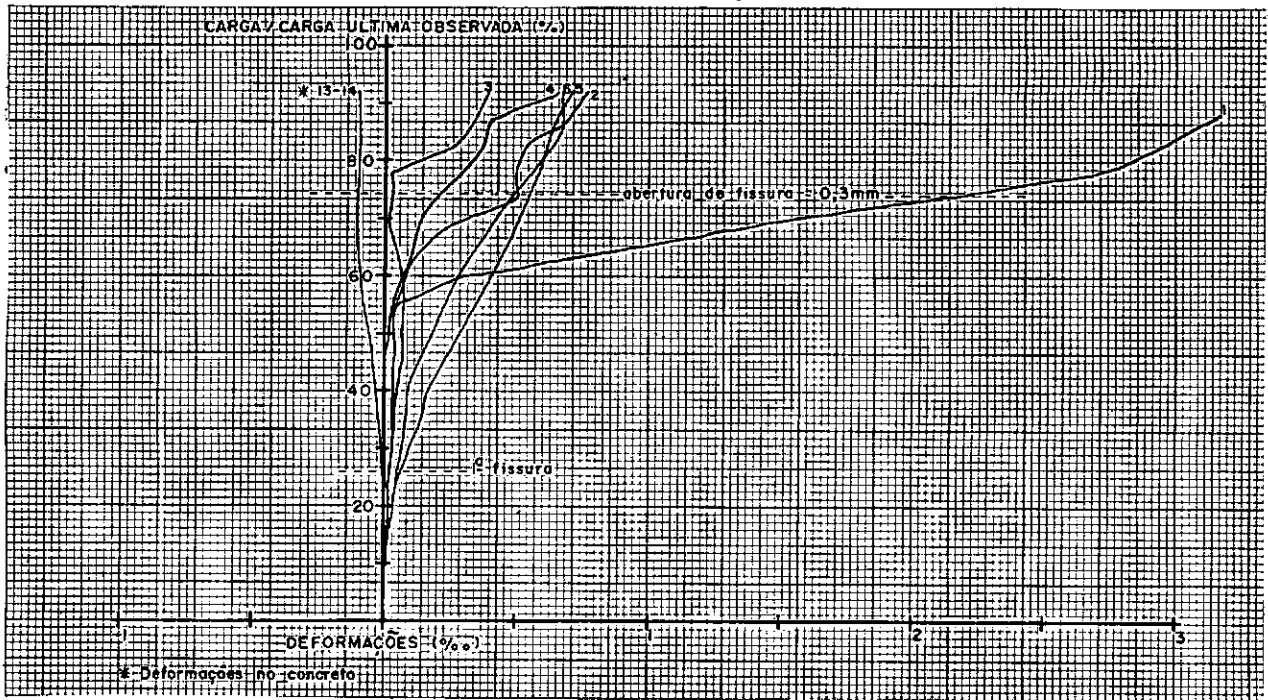
Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

## Modelo V9



## Modelo V10

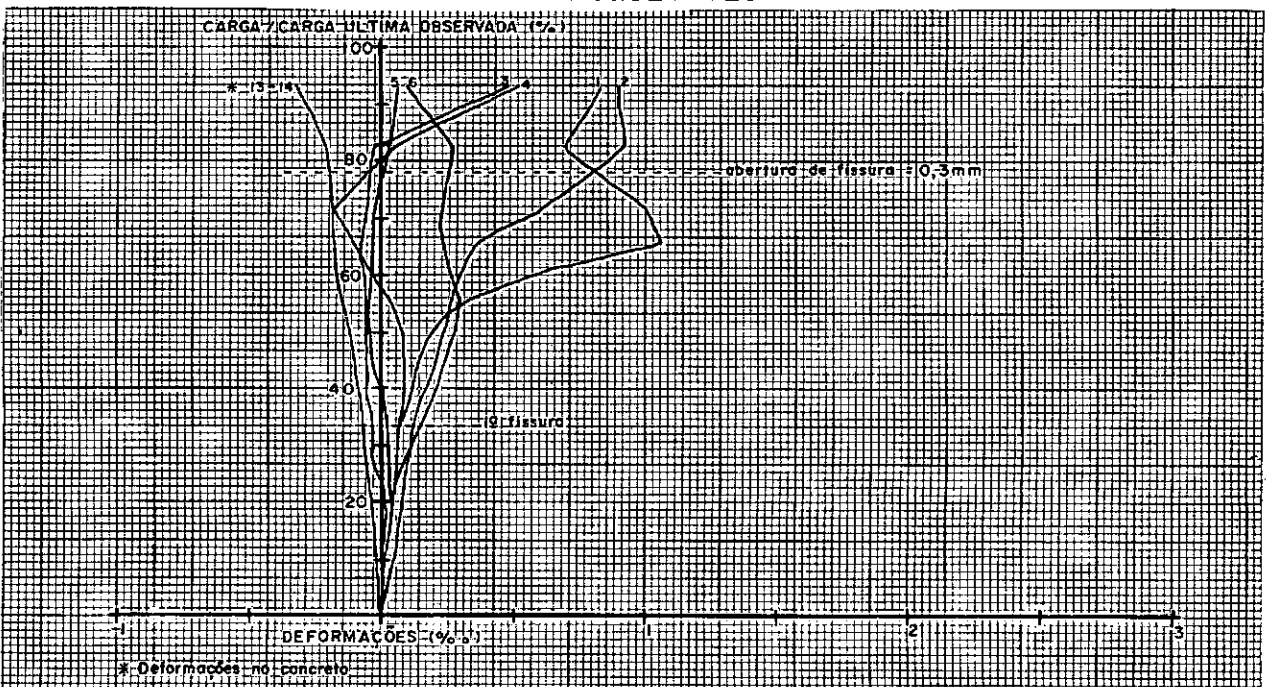
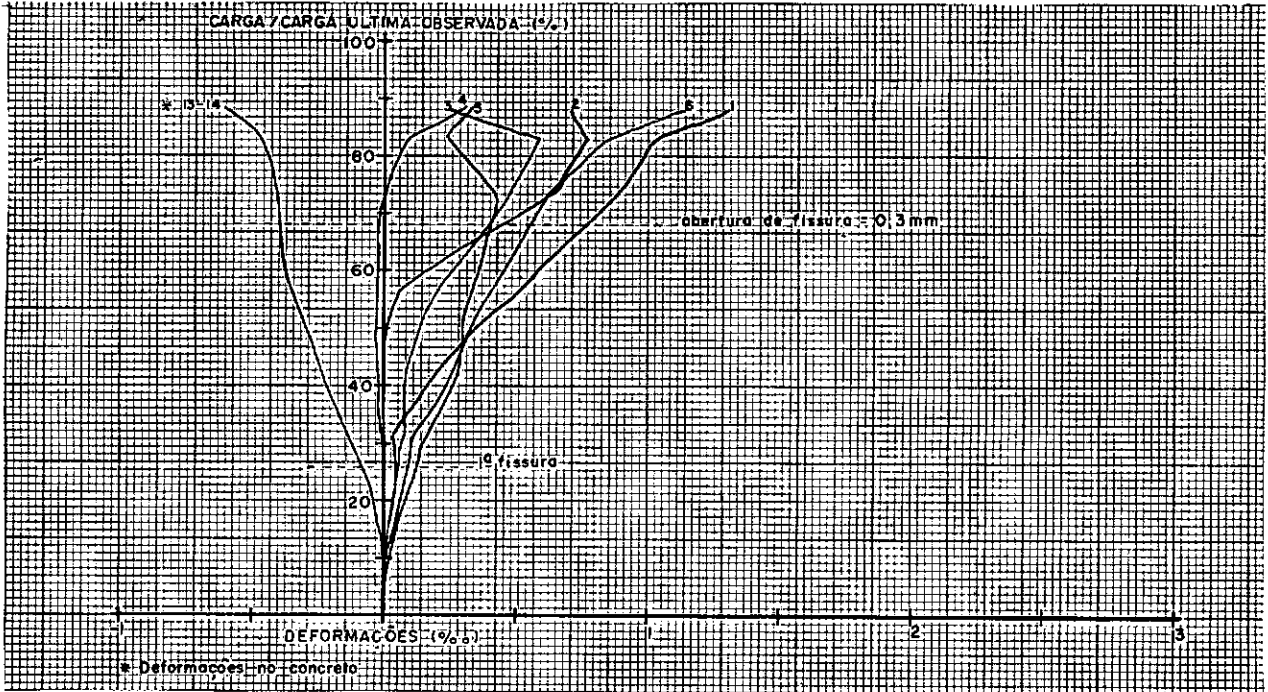


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

Modelo V11



Modelo V12

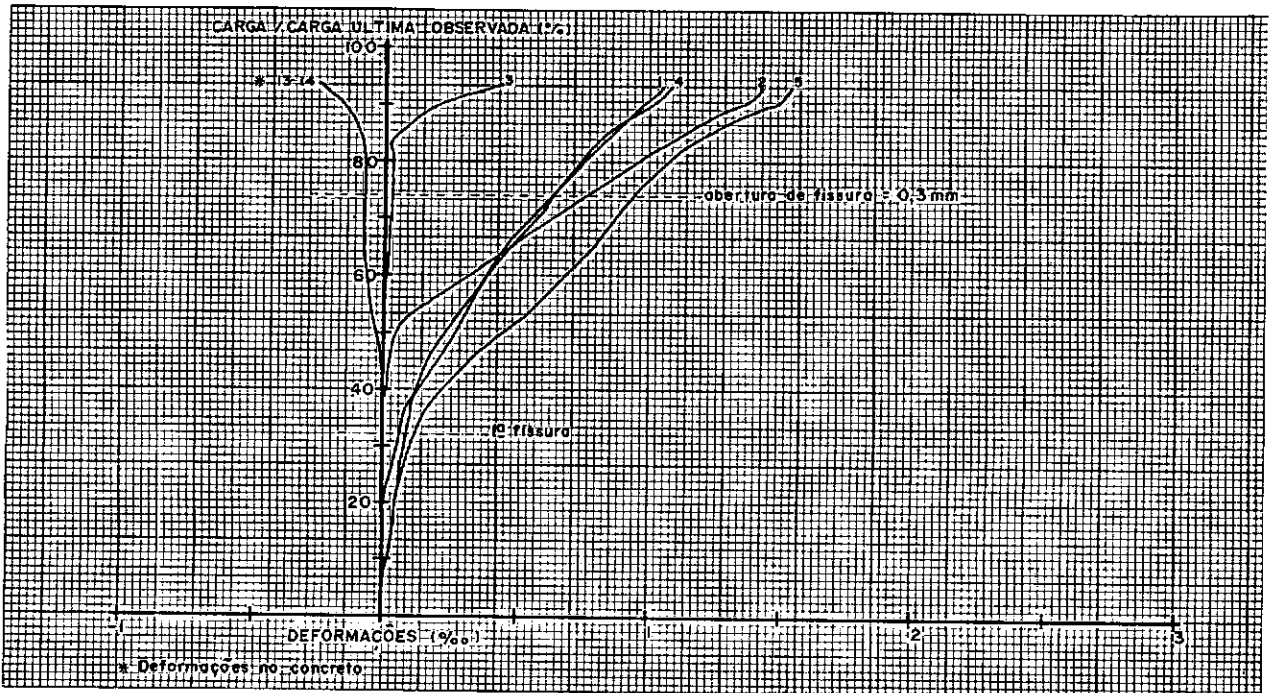
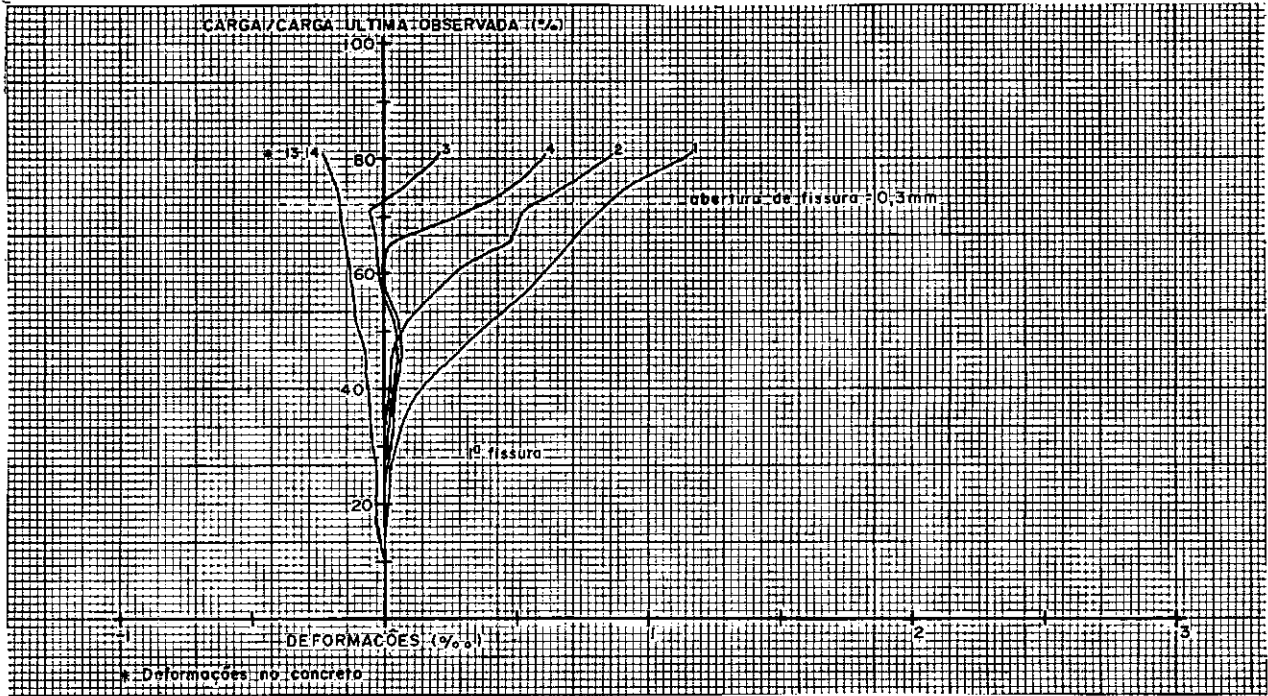


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

## Modelo V13



## Modelo V14

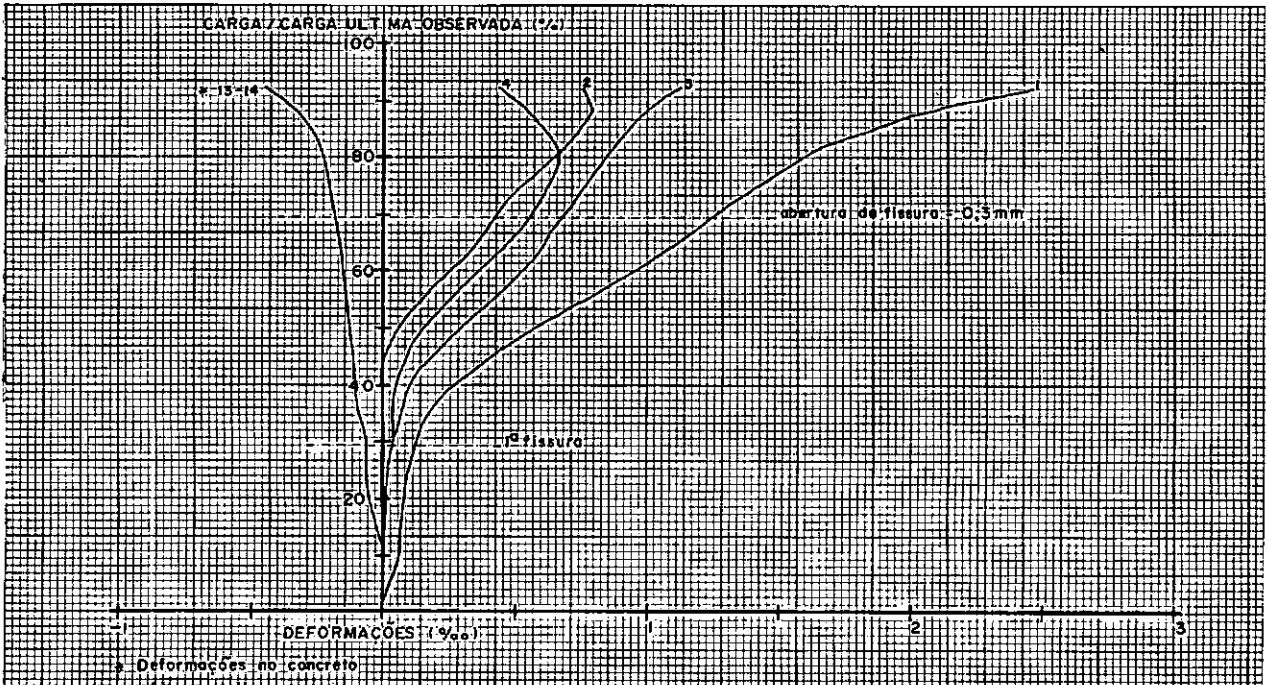
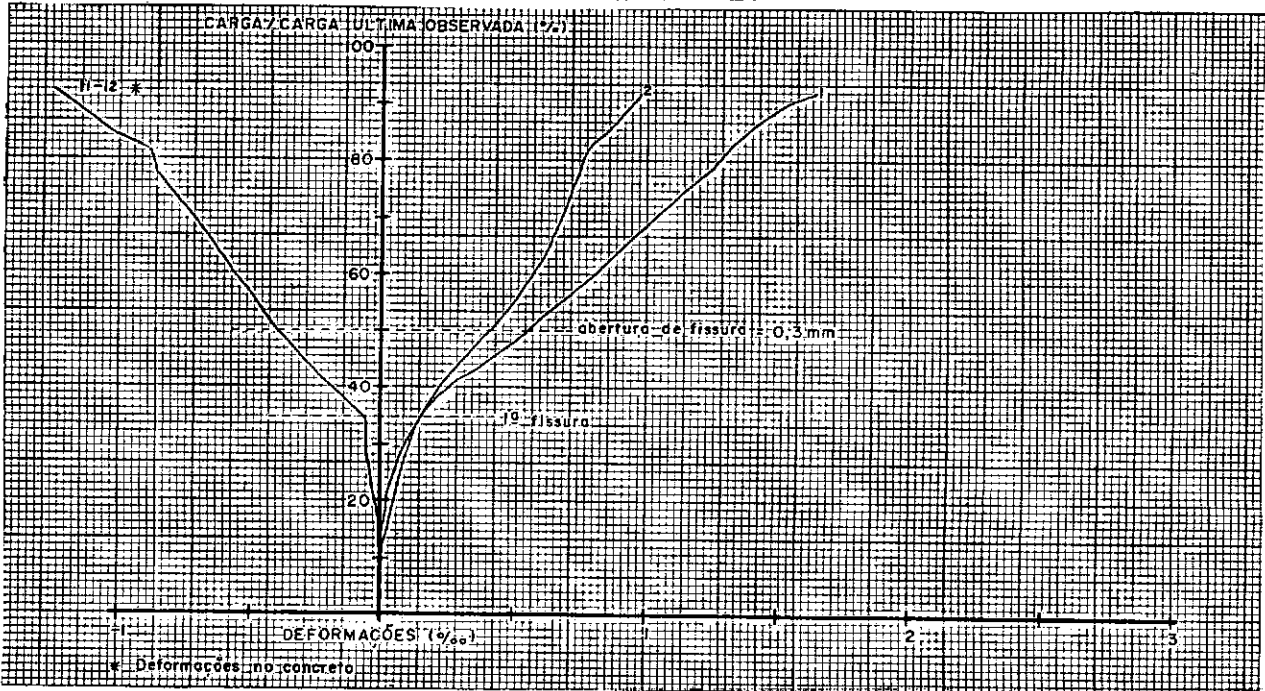


Figura 3.10 - Deformações no concreto e no aço.

Modelo V15



Modelo V16



### 3.2 - Análise dos resultados

#### 3.2.1 - Quanto à resistência

Houve pouca diferença entre os resultados obtidos para os dois tipos de detalhe básicos ensaiados. (Figura 2.5).

Comparando a eficiência do modelo V1 com a do V2 e a do V15 com a do V16, vê-se que a colocação de barras transversais aumentou a resistência do canto em cerca de 20%.

Pela tabela 3.4, pode-se ver o aumento de resistência apresentado pelo detalhe do tipo (a) com a colocação de armadura inclinada nas diferentes percentagens.

Tabela 3.4 - Eficiência para as diferentes percentagens de armadura

$A_{s e, i} / A_{s e}$ (%)	Ef. dos modelos sem mîsula	Ef. dos modelos com mîsula
0	80	-
41	93	108
63	89	108
100	103	109

Nos modelos sem mîsula, houve um aumento de resistência de cerca de 15% com a colocação de 41 e 63% de armadura inclinada. Para a percentagem de 100%, esse aumento passou para 30%. Nos modelos que tinham mîsula, entretanto, para as três diferentes percentagens usadas, houve um aumento de resistência de 35%.

### 3.2.2 - Quanto à fissuração

Pelos resultados da tabela 3.3, vê-se que o aumento de abertura de fissura foi mais lento nos modelos que tinham barras inclinadas.

Os modelos sem barras inclinadas V2 e V16 apresentaram abertura de fissura excessiva quando da atuação da carga característica e o limite de 0.3mm para a carga admissível. Dos que tinham barras inclinadas, somente os sem mísula e com percentagens de 41 e 63% tiveram fissuras com abertura além do que é permitido, quando solicitados pelos esforços característicos. Se estes modelos tivessem apresentado boa eficiência e o único problema fosse o da limitação da abertura máxima de fissura, a solução seria usar barras de diâmetros menores.

### 3.2.3 - Quanto à rigidez

Embora tenham sido determinadas as rotações relativas dos elementos vertical e horizontais junto aos cantos, elas não foram usadas na análise da rigidez de cada modelo, que foi feita através das relações carga-deslocamento entre os elementos horizontais.

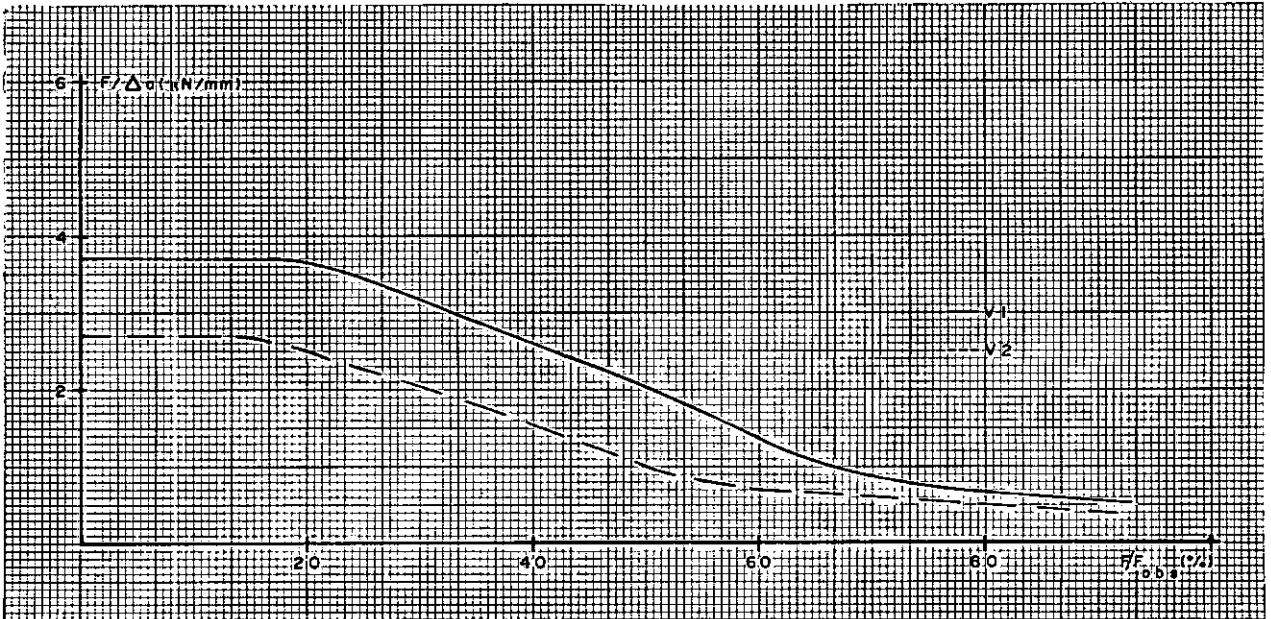
Os gráficos da figura 3.11 dão a variação dessa relação com a carga como percentagem da carga última observada.

Comparando o gráfico do modelo V2 com os dos com barras inclinadas, apenas não se pôde notar aumento de rigidez nos sem mísula e com 41% de armadura inclinada. Dos demais, os com mísula e maior percentagem de armadura inclinada foram os que se apresentaram mais rígidos.

Pode-se também observar nesses gráficos que, dos modelos

Figura 3.11 - Variação da relação carga-deslocamento com a carga como percentagem da carga última observada.

Modelos V1 e V2



Modelos V3 e V4

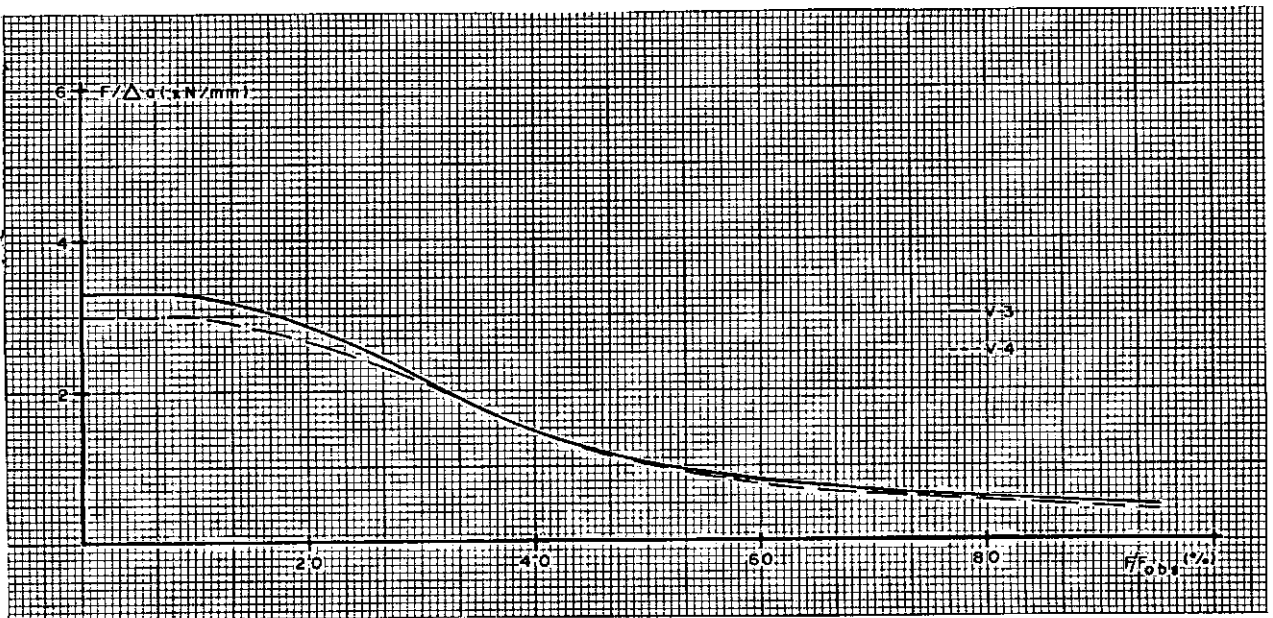
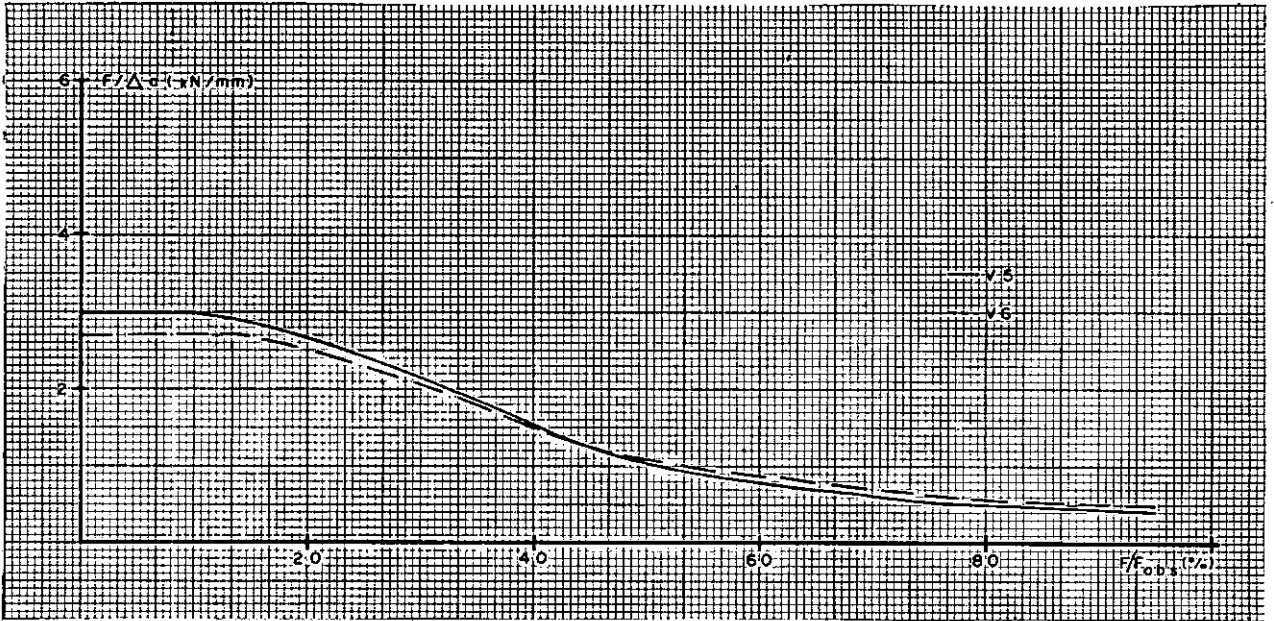


Figura 3.11 - Variação da relação carga-deslocamento com a carga como percentagem da carga última observada.

Modelos V5 e V6



Modelos V7 e V8

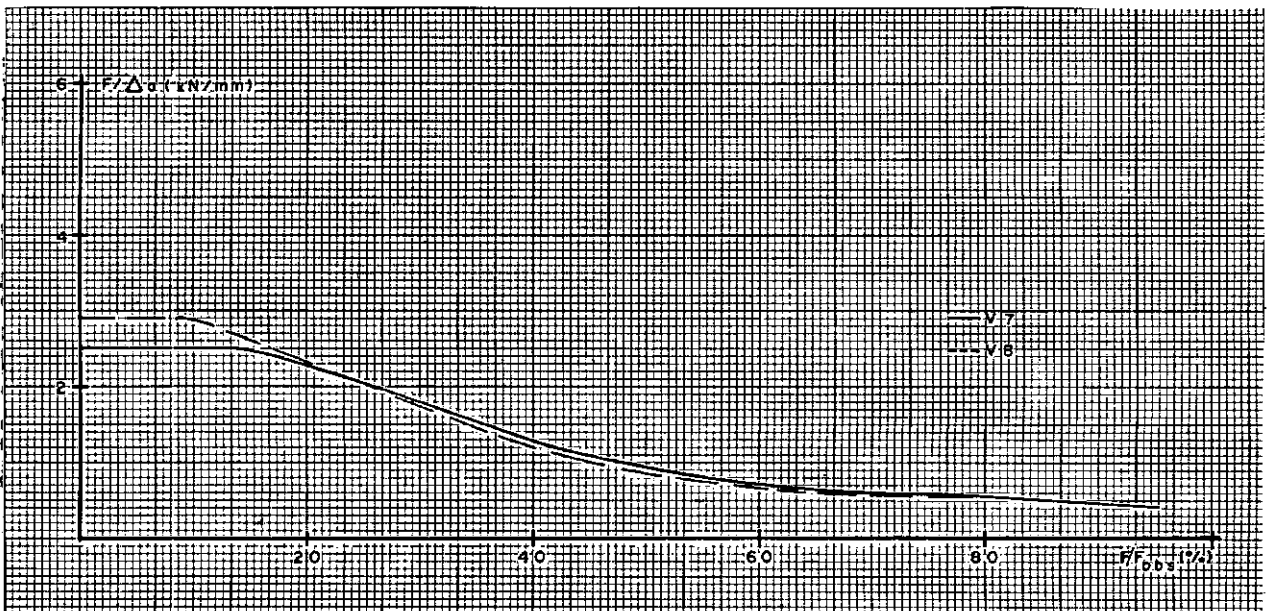
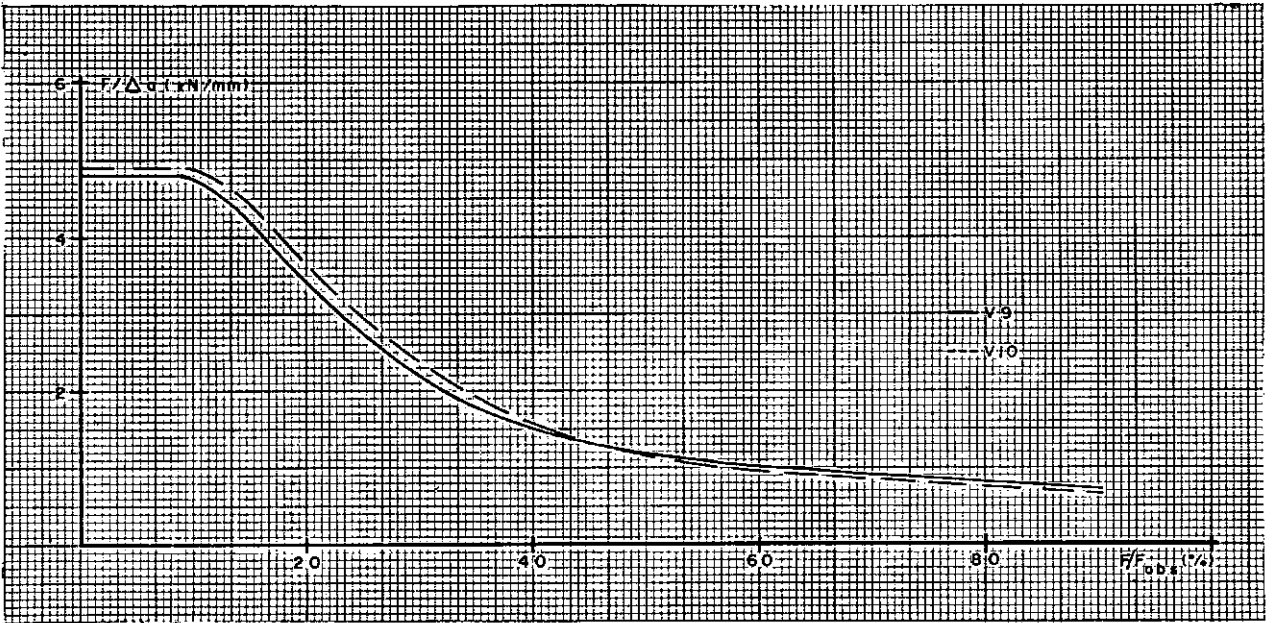


Figura 3.11 - Variação da relação carga-deslocamento com a carga como percentagem da carga última observada.

Modelos V9 e V10



Modelos V11 e V12

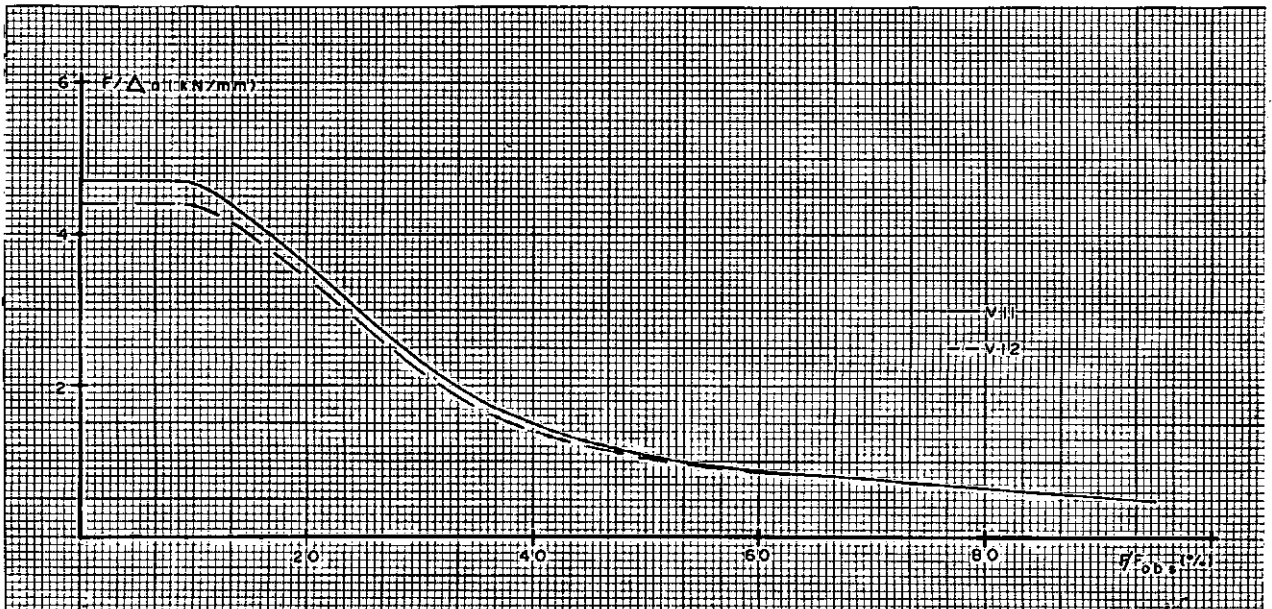
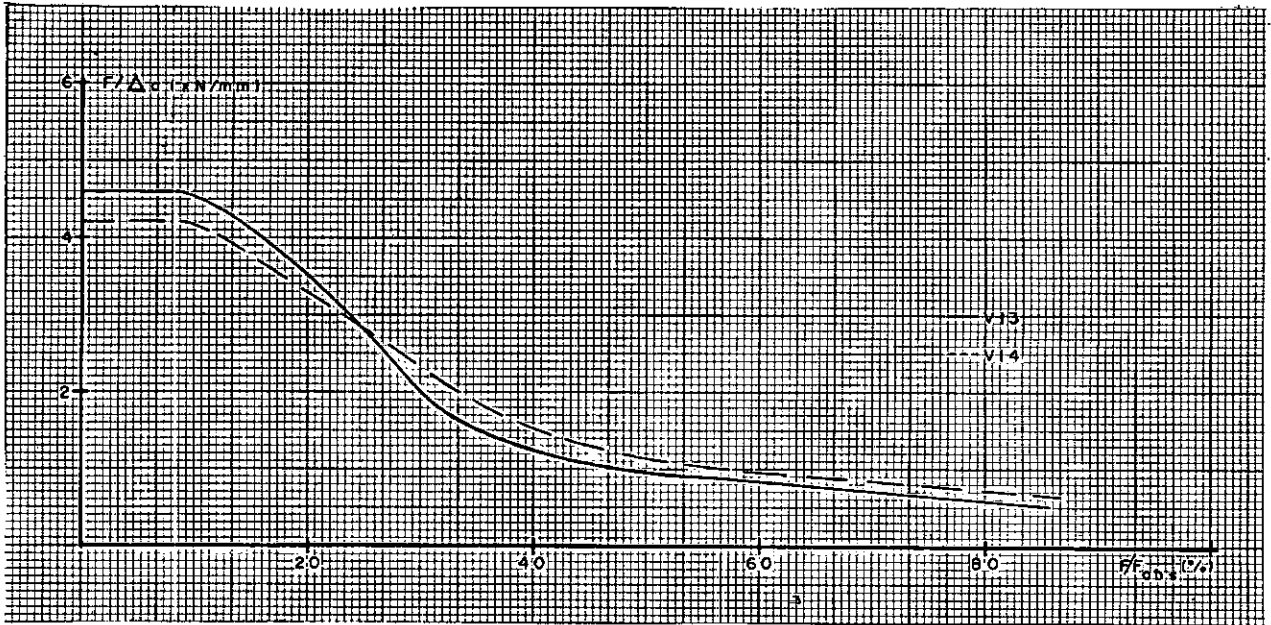
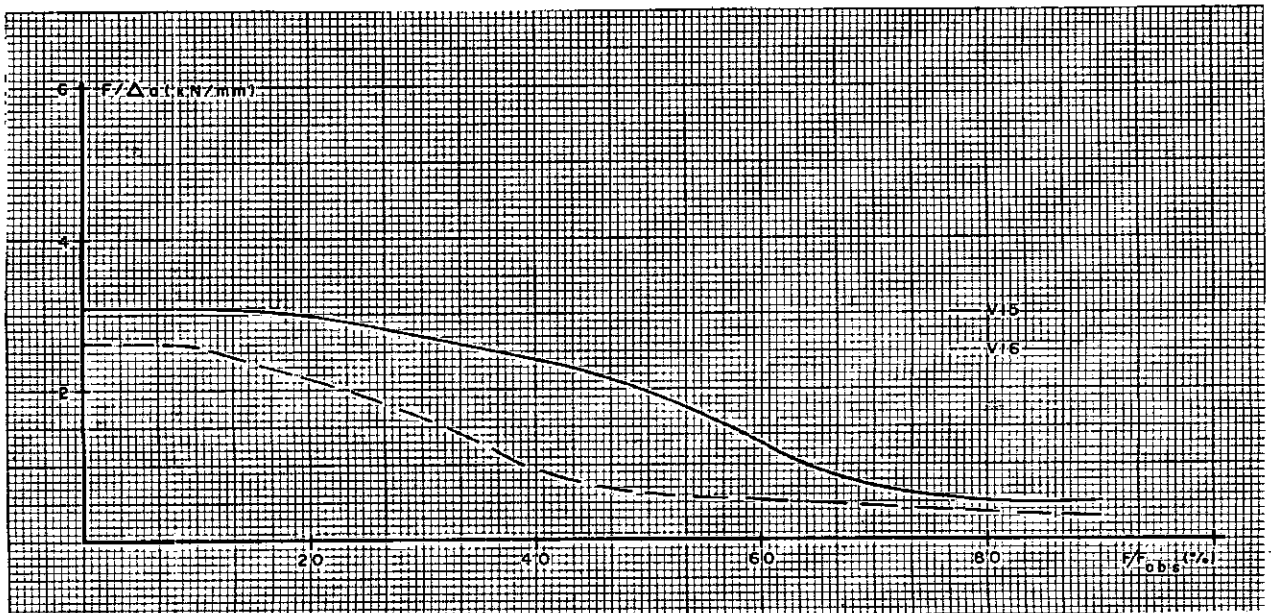


Figura 3.11 - Variação da relação carga-deslocamento com a carga como percentagem da carga última observada.

Modelos V13 e V14



Modelos V15 e V16



sem barras inclinadas, os sem barras transversais perderam rigidez mais repentinamente.

Considerando os modelos como sendo formados por elementos lineares, usando o programa de Webe João Mansur que calcula estruturas reticuladas, determinou-se a relação carga-deslocamento que eles deveriam apresentar na fase elástica. Foi admitido módulo de deformação longitudinal igual a  $22000 \text{ N/mm}^2$  e dois casos foram analisados: um atribuindo a mesma rigidez para todo o eixo e outro atribuindo rigidez infinita aos trechos do eixo pertencentes ao canto e indicados na figura 3.12. No primeiro caso, os valores obtidos para os modelos sem e com mísula foram, respectivamente, 2,1 e 2,9 KN/mm e, no segundo caso, 2,6 e 3,3 KN/mm.

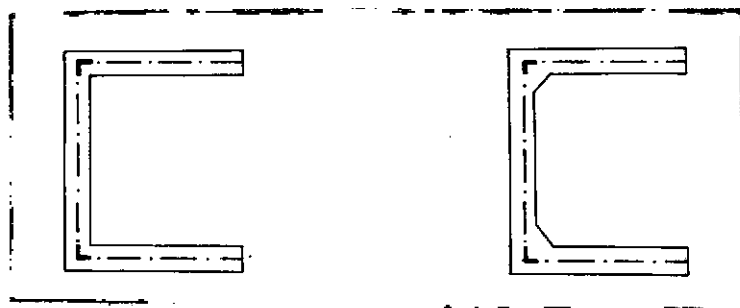


Figura 3.12

Passando para uma análise bidimensional (estado plano de tensões) e aplicando o método de elementos finitos, obtiveram-se para essas mesmas relações os valores de 2,5 e 3,0 KN/mm.

Pode-se observar que as relações carga-deslocamento calculadas para os modelos sem mísula se aproximaram mais das verificadas nos ensaios que as calculadas para os modelos com mísula.

#### 3.2.4 - Geral

Pelo que foi exposto, vê-se que cantos sem armadura incli

nada são contraindicados. Para que tivéssemos resistência e abertura máxima de fissura convenientes, seria necessário armar em excesso as seções adjacentes ao canto, o que não seria econômico.

Também não parece ser suficiente a colocação de armadura inclinada fraca quando não houver mísula. Dos modelos sem mísula e com armadura inclinada testados, só os que tinham essa armadura igual à longitudinal romperam com carga próxima da esperada e apresentaram fissuras pouco abertas para a carga de serviço prevista.

Quanto ao tipo de ruptura apresentada, com os dados obtidos, pode-se apenas afirmar que ela não ocorreu nem por esmagamento do concreto nem por escoamento prematuro do aço. O aspecto das fissuras apresentadas sugere, entretanto, que a perda progressiva de aderência entre o concreto e o aço contribuiu para a ruptura de todos os modelos e que houve tendência para se formarem mecanismos do tipo dos indicados na figura 3.13.

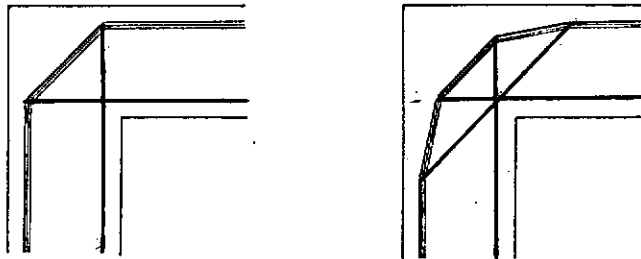


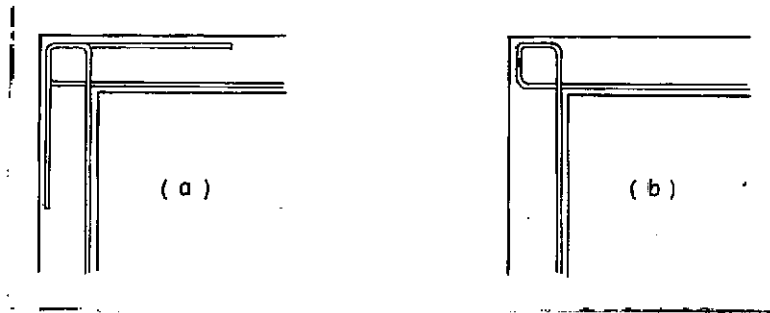
Figura 3.13 - Mecanismos de ruptura  
 — bielas comprimidas  
 — barras tracionadas

CAPÍTULO IVC O N C L U S Õ E S

Os resultados obtidos para os diferentes detalhes estudados, levam às seguintes conclusões:

1<sup>a</sup>) As quatro barras transversais, que são sempre colocadas, colaboraram para o aumento de resistência do canto.

2<sup>a</sup>) Dos dois tipos de detalhe básicos ensaiados, embora tenham eles tido desempenhos semelhantes, torna-se mais aconselhável o uso do tipo (a), já que ele apresenta sobre o tipo (b) grande vantagem sob o ponto de vista de facilidade de execução.



3<sup>a</sup>) A armadura inclinada, que normalmente só é usada quando há mísula e como armadura construtiva, deve ser sempre colocada. Se houver mísula, essa armadura poderá ser tomada como aproximadamente 50% da principal, sendo recomendável aumentar essa percentagem para 100% no caso de não ser colocada mísula.

4<sup>a</sup>) As eficiências aqui apresentadas são relativas a uma percentagem geométrica de armadura tracionada de 0,65%, a um concreto com resistência à compressão em torno de 23 N/mm<sup>2</sup> e a um aço com ten

são de escoamento próxima de  $500 \text{ N/mm}^2$ . Isto corresponde a dizer que elas são relativas a uma percentagem mecânica de armadura de cerca de 14%. Estar-se-ia, entretanto, a favor da segurança considerando-as válidas para percentagens menores que essa.

Ensaio de modelos com diferentes percentagens mecânicas de armadura deveriam ser feitos visando a obtenção de uma curva que descreva a relação eficiência-percentagem mecânica de armadura. Com base nessa curva e tendo em vista as resistências de concreto e aço usuais poder-se-ia estabelecer as percentagens geométricas de armadura recomendáveis.

B I B L I O G R A F I A

- 1 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1, EB-3, 1967.
- 2 - BALINT, P.S.; TAYLOR, H.P.J. *Reinforcement Detailing of Frame Corner Joints with Particular Reference to Opening Corners*, London, Cement and Concrete Association, 1972.
- 3 - CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. *Dosagem de Concretos*, Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1953.
- 4 - COMITÉ EUROPÉEN DU BETON. *Bulletin d'Information*, nº 84, Paris, Mai 1972.
- 5 - DIAZ, B. Ernani. *Flexão simples e composta*, Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1973.
- 6 - DIN 1045. *Beton - Kalender*, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1973.
- 7 - FEIJÓO, Raul e MONTERO, Luis F. Rojas. *Programa General para Analisis Lineal de Grandes Estructuras*, Rio de Janeiro, COPPE, 1973.
- 8 - MAYFIELD, B.; KONG, F.K.; BENNISON, A. and DAVIES, J. C. D. T. *Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete*, ACI Journal, May 1971.
- 9 - MAYFIELD, B.; KONG, F.K. and BENNISON, A. *Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners*, ACI Journal, July 1972.
- 10 - NILSSON, Ingvar H. E. *Ramhörn av Armerad Betong med Positivit Moment* (Cantos de Concreto Armado submetidos a Momento Positivo), Göteborg, Maj 1968.
- 11 - NILSSON, Ingvar H. E. *Ramhörn av Armerad Betong med Positivit Moment* (Cantos de Concreto Armado submetidos a Momento Positivo), Stockholm, 1969.
- 12 - NILSSON, Ingvar H. E. *KS 60 Armerad Ramhörn med Positivit Moment*, (Cantos submetidos a momento positivo armados com aço KS 60), Göteborg, oktober 1969.
- 13 - NILSSON, Ingvar H. E. and LOSBERG, Anders. *Discussion Opportunities in Bond Research*, ACI Journal, May 1971.

- 14 - NILSSON, Ingvar H. E. *Reinforced Concrete Corners and Joints subjected to Bending Moment*, Stockholm, Synopses and summaries from National Swedish Building Research, Bulletin B9, 1973.
- 15 - SWANN, R. A. *Flexural Strength of Corners of Reinforced Concrete Portal Frames*, London, Cement and Concrete Association, 1969.