


RESISTÊNCIA À FLEXÃO DE VIGAS DE CONCRETO LEVE

ARMADAS COM AÇO CA-50 B

MAGID ELIE KHOURI

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.)

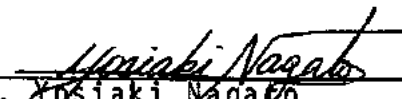
Aprovada por:



Prof. Fernando Luiz L. B. Carneiro
Presidente



Prof. Carlos Henrique Holck



Prof. Yosiaki Nagato

ESTADO DO RIO DE JANEIRO-BRASIL
NOVEMBRO DE 1975

A minha esposa

A meus pais

A meus irmãos

RESUMO

Este trabalho é um estudo da flexão em vigas de concreto leve estrutural, armado com aço encruado por torção, tendo por finalidade fazer verificações quanto à aplicabilidade das recomendações do Comitê Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte (CEB-FIP).

As observações concentram-se na avaliação da segurança no estado limite último e no comportamento estrutural do concreto leve em situações de serviço.

Os modelos experimentais são constituídos por seis pares de vigas, distintos entre si pela percentagem geométrica de armadura.

Os resultados dos ensaios são comparados com os valores teóricos a partir das recomendações CEB-FIP. Dessa comparação concluiu-se que:

i) A resistência à flexão das vigas de concreto leve ensaiadas pode ser determinada pelos critérios das recomendações do CEB-FIP para o concreto normal;

ii) As deformações em serviço também podem ser avaliadas por esses critérios, desde que se leve em conta uma redução do módulo de elasticidade teórico.

iii) As aberturas de fissura calculadas pelos critérios do CEB-FIP, se aproximam ligeiramente dos valores experimentais nas peças normalmente armadas e superarmadas.

RESUME

Cette étude concerne le comportement de poutres en béton armé de granulats légers, armées avec des aciers écrouis, dans le but de vérifier les possibilités d'application des Recommandations du Comité Européen du Béton à ce type d'élément de structure.

Les observations faites ont, surtout, visé l'évaluation de la sécurité vis-à-vis de l'état-limite ultime de rupture et le comportement des matériaux dans les états d'utilisation.

Les essais ont porté sur six groupes de poutres de différents pourcentages géométriques d'armature, chaque groupe étant constitué par deux poutres.

Les résultats des essais ont été comparés avec les valeurs théoriques déterminées à partir des Recommandations CEB-FIP. Cette comparaison a abouti aux conclusions suivantes:

i) La résistance à flexion des poutres comme celles essayées peut être déterminée par les critères recommandés par le CEB-FIP pour les bétons normaux.

ii) Les déformations en service peuvent aussi être déterminées par les critères CEB-FIP, pourvu que le module de déformation adopté soit corrigé.

iii) Les valeurs des ouvertures des fissures calculées par les critères CEB-FIP peuvent se comparer, approximativement, avec les valeurs mesurées sur des poutres normalement et fortement armées.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pelos ensinamentos e pela orientação nesse trabalho;

Ao Professor Yosiaki Nagato pela sua colaboração no planejamento experimental;

Ao Professor Carlos Henrique Holck pela sua colaboração indispensável;

Ao Professor Nobuo Yamagata pelas suas sugestões;

Aos Professores Antonio Claudio Ferraro Maia e Lidia da Conceição Domingues pelas suas sugestões;

Aos funcionários e colegas do Laboratório de Estruturas cuja colaboração tornaram possível esse trabalho;

À minha esposa que pacientemente transcreveu os manuscritos desse trabalho;

À Coordenação do Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) do Ministério da Educação e Cultura pela ajuda financeira;

À COPPE/UFRJ pelos ensinamentos e pela ajuda financeira.

ÍNDICE


	pg.
<u>CAPÍTULO 1</u> - Introdução	1
<u>CAPÍTULO 2</u> - Generalidades sobre o Concreto Leve	4
2.1 - Considerações Históricas	4
2.1.1 - Desenvolvimento Inicial durante a Segunda Guerra Mundial	4
2.1.2 - Desenvolvimento após a Segunda Guerra Mundial	5
2.2 - Considerações Econômicas sobre o Concreto Leve	8
<u>CAPÍTULO 3</u> - Plano de Pesquisa	10
3.1 - Modelos Experimentais	10
3.1.1 - Características Gerais	10
3.1.2 - Características Geométricas da Seção Central	11
3.1.3 - Disposição das Armaduras nas Vigas	13
3.2 - Instrumentos e Medições	13
3.2.1 - Aplicação de Cargas	13
3.2.2 - Deformação Específica do Concreto na Seção de Simetria das Vigas	17
3.2.3 - Flechas - Catetômetro	21
3.2.4 - Rotações - Clinômetros	21
3.2.5 - Deformação Específica na Armadura de Tração	22
3.2.6 - Deformação Específica nos Corpos de Prova	24

	pg.
3.2.7 - Amostras do Aço - Extensômetro Amsler	25
3.2.8 - Quadro dos Instrumentos	25
<u>CAPÍTULO 4</u> - Materiais	26
4.1 - Agregados	26
4.1.1 - Agregado Fino	26
4.1.1.1 - Composição Granulométrica	26
4.1.1.2 - Constantes Físicas	27
4.1.2 - Agregado Graúdo	28
4.1.2.1 - Composição Granulométrica	28
4.1.2.2 - Constantes Físicas	28
4.2 - Cimento	30
4.3 - Aço	30
4.3.1 - Ensaios de Tração do Aço	31
4.4 - Concreto	34
<u>CAPÍTULO 5</u> - Considerações Teóricas	38
5.1 - Estados Limites	38
5.2 - Materiais	39
5.2.1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto	39
5.2.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço	41
5.3 - Estado Limite Último de Ruptura	42
5.3.1 - Hipóteses Fundamentais de Cálculo	42

	pg.
5.3.2 - Cálculo do Momento Fletor Último	48
5.4 - Estado Limite de Utilização	55
5.4.1 - Flechas	55
5.4.2 - Rotações	59
5.4.3 - Estado Limite de Abertura de Fissuras	61
<u>CAPÍTULO 6</u> - Análise dos Resultados	64
6.1 - Corpos de Prova	64
6.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço	69
6.3 - Momentos Fletores Últimos	70
6.4 - Deformações de Flexão no Concreto e na Armadura	76
6.4.1 - Deformação no Concreto	76
6.4.2 - Deformações na Armadura	78
6.4.3 - Deformações Teóricas e Expe- rimentais	78
6.5 - Estado Limite de Utilização	101
6.5.1 - Flechas	101
6.5.2 - Rotações	115
6.5.3 - Fissuras	128
<u>CAPÍTULO 7</u> - Conclusões	131
<u>APÊNDICE</u> - Documentação Fotográfica	134
<u>BIBLIOGRAFIA</u>	138

NOMENCLATURA

A_c	Área da Seção de Concreto
A_{se}	Área efetiva das barras de aço
A_s	Área da seção da armadura tracionada
E_c	Módulo de deformação longitudinal do concreto
$E_{c,din}$	Módulo de deformação dinâmico do concreto
E_s	Módulo de elasticidade longitudinal do aço
I	Momento de inércia
M_u	Momento fletor último
$M_{u,obs}$	Momento fletor último observado
M_{ser}	Momento fletor de serviço
N_u	Esforço normal último
N_s	Esforço normal de tração do aço
F	Carga transversal
W	Módulo resistente da seção
a	Distância ou flecha
ϕ_s	Diâmetro Nominal do aço
a_I	Flecha no estado não fissurado
a_{II}	Flecha no estado fissurado
b	Largura da seção retangular
h	Altura total da seção
d	Altura útil da seção
f_{ck}	Resistência característica do concreto à compressão
f_c	Resistência à compressão do concreto

f_{ct}	Resistência a tração do concreto
f_{cd}	Resistência de cálculo a compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média a compressão do concreto
f_{cj}	Resistência a compressão do concreto para j dias de idade
$f_{ct,j}$	Resistência a tração do concreto para j dias de idade
$f_{ct,k}$	Resistência característica do concreto a tração
f_{ctm}	Resistência média a tração do concreto
f_y	Limite de escoamento convencional a 2 ^o /100 de um aço deformado a frio
f_{10}	Tensão na armadura de tração correspondente ao alongamento relativo de 10 ^o /100
f_{yk}	Limite de escoamento característico do aço
f_{yd}	Resistência de cálculo do aço a tração
l	Comprimento do vão
ϵ_c	Deformação relativa do concreto
ϵ_s	Deformação relativa do aço
ϵ_{su}	Deformação de ruptura do aço
ϵ_y	Deformação correspondente ao limite de escoamento convencional do aço
$\epsilon_{0,2}$	Encurtamento relativo do concreto igual a -2 ^o /100
ϵ_{c2}	Encurtamento relativo do concreto na fibra mais comprimida
ϵ_{s1}	Deformação na armadura de tração
	Rotações
ϕ	Diâmetro
σ_c	Tensão de compressão do concreto

σ_s	Tensão no aço
σ_{su}	Tensão de ruptura do aço
γ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações ou solicitações
γ_s	Coefficiente de minoração da resistência do aço
γ	Peso específico
ρ	Percentagem geométrica da armadura. Massa específica
ω	Percentagem mecânica da armadura
$W_{m\grave{a}x}$	Fissura teórica máxima calculada.

Obs.: As notações não mencionadas na relação da nomenclatura, são definidas no próprio texto da tese.

UNIDADES

O sistema de medidas usado é o "Sistema Internacional de Medidas S.I.", onde:

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

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

CONVENÇÕES

1. Deformações:

a) Encurtamentos relativos = negativos

b) Alongamentos relativos = positivos

2. Esforço Normal

a) Tração = positivo

b) Compressão = negativo

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

O presente trabalho faz parte de um plano de pesquisa em desenvolvimento no Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, na avaliação do comportamento estrutural do concreto leve de argila expandida (cinasita).

Em virtude do desenvolvimento do concreto leve estrutural ter sido essencialmente paralelo ao desenvolvimento mais recente do concreto comum; este plano de pesquisa visa ao aproveitamento do maior número de informações técnicas já acumuladas sobre este, através da verificação da aplicabilidade das hipóteses fundamentais de cálculo do concreto comum, ao concreto leve, preconizadas pelas normas internacionais mais difundidas em nosso meio.

Entre as pesquisas já realizadas sobre o concreto leve, na COPPE, podemos citar:

- "Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Leve"-
Newton de Castro.

- "Estudo da Flexão em Vigas de Concreto Leve Armado"
Alejandro C. A. A. Levi.
- "Apoios em Dente de Vigas de Concreto Leve Armado e Protendido" - Augusto Claudio Paiva e Silva.
- "Resistência a Torção de Vigas de Concreto Armado Leve, sob Ação de Cargas Combinadas" - João Dourado Guerra.
- "Resistência ao Esforço Cortante em Vigas Curtas de Concreto Leve, sem Armadura Transversal" - João Carlos Teatini de Sousa Climaco.

Inúmeras experiências têm sido realizadas também nos laboratórios e obras do mundo inteiro com o concreto leve, usando uma gama enorme de diferentes tipos de agregados. Propriedades pesquisadas tais como : fluência, propriedades químicas, condutibilidade térmica, absorção, módulo de elasticidade, aderência etc... têm revelado que do ponto de vista estrutural o concreto encerra grandes potencialidades.

Os estudos já realizados sobre o concreto leve estrutural também revelam que num futuro próximo, este se tornará um dos mais econômicos e versáteis materiais da moderna Engenharia de Construção.

Aplicado em estruturas de edifícios com muitos pavimentos, coberturas em casca, pontes com elementos protendidos etc., permite muito mais facilmente a combinação da expressão arquitetônica com o projeto funcional do que com qualquer outro meio.(1)

Os resultados experimentais dos ensaios da presente pesquisa serão comparados com valores teóricos calculados segundo as recomendações do Comitê Europeen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte (CEB-FIP). O estudo comparativo desses valores se concentra basicamente na verificação dos limites de deformação do aço e concreto a flexão, nos vários domínios do estado limite último de ruptura; na avaliação da segurança quanto ao esgotamento da capacidade resistente e comportamento em serviço.

Este estudo comparativo tem por objetivo assegurar que o projeto e dimensionamento a flexão das nossas estruturas em concreto leve, tenham o mesmo desempenho e segurança alcançados com estruturas em concreto normal.

CAPÍTULO 2

GENERALIDADES SOBRE O CONCRETO LEVE

2.1 - Considerações Históricas

2.1.1 - Desenvolvimento Inicial durante a Segunda Guerra Mundial

"Antes de 1917, S. J. Hayde desenvolveu um processo de calcinação de folhelhos e argilas em forno rotativo a fim de obter material duro e leve que servisse como agregado na confecção de concreto de resistência considerável e baixo peso. Quase ao mesmo tempo, F. J. Straub promoveu o uso de cinzas de carvão betuminoso como um agregado para fabricação de blocos de concreto para alvenaria que alcançaram um elevado volume de produção após a Primeira Guerra Mundial e que ainda hoje estão sendo manufaturadas. A produção comercial do folhelho expandido começou em 1928 e em 1948 o primeiro agregado leve de folhelho sinterizado de qualidade estrutural foi produzido na Pennsylvania Oriental, usando um folhelho portador de carvão.

Um dos usos mais antigos do concreto leve estrutural foi na construção de navios e barcas pela "Emergency" Fleet Buil

ding Corp", na Primeira Guerra Mundial. Concreto com resistência à compressão exigida de 350 kgf/cm² foi obtido com peso específico de 1760 kgf/m³ ou menos, usando agregado de folhelho expandido. "O Park Plaza Hotel" de St. Louis e o prédio da "Southwestern Bell Telephone Building" em Kansas City construído no decorrer dos anos 20, são outros exemplos das primeiras aplicações de concreto leve armado em edifícios. No começo da década de 30, o uso do concreto leve para a pista superior da ponte da Baía de San Francisco - Oakland foi a chave para o projeto econômico da ponte.

Durante a segunda Guerra Mundial a história se repetiu com a construção de 105 navios de concreto leve, permitindo com isso que as chapas de aço fossem economizadas para outros usos essenciais." (1)

2.1.2 - Desenvolvimento após a Segunda Guerra Mundial

"Impulso considerável foi dado ao desenvolvimento do concreto leve, logo depois da Segunda Guerra Mundial, quando um exame da Agência Nacional da Habitação dos Estados Unidos foi levado a efeito sobre o potencial do concreto leve para a construção de habitações. Isto conduziu a um extenso estudo de concretos feitos com agregados leves patrocinados pela

"Housing and Home Finance Agency". Estudos paralelos foram efetuados concomitantemente nos laboratórios "National Bureau of Standard", e pela U. S. Bureau of Reclamations" para determinar as propriedades de concretos elaborados com uma ampla faixa de tipos de agregados leves. Estes estudos e o primitivo trabalho de Richard e Jensen; Washa e Wendt e outros focalizaram a atenção no potencial estrutural de alguns concretos de agregado leve e renovaram no início da década de 50, o interesse no peso mais leve para estruturas de prédios, tabuleiros de pontes e produtos pré-moldados.

O aumento de quatro andares de um prédio de lojas existente em Cleveland, foi possível graças ao reduzido peso próprio do concreto leve, sem necessidade de modificar as fundações. De forma semelhante, após seu colapso, a ponte original "Tacoma Narrows" foi substituída por outra estrutura de suspensão, incorporando faixas adicionais de pista sem necessidade de substituir os pilares originais, em decorrência do uso do concreto leve estrutural no tabuleiro.

No decorrer de 1950, estruturas de muitos pavimentos foram projetadas com concreto leve acima das fundações para tirar vantagem do peso próprio reduzido. Exemplos: o prédio de 42 pavimentos da "Prudential Life" em Chicago que incorporou pisos de concreto leve e o Staller Hilton Hotel de 18 andares em

Dallas, que foi projetado com estrutura e lajes de piso sem vigas aparentes de concreto leve.

Aplicações estruturais como essa estimularam pesquisas mais concentradas nas propriedades do concreto leve por diversas organizações internacionais, de tal maneira que no fim de 1966 são nos Estados Unidos e no Canadá existiam aproximadamente 65 usinas de forno rotativo para folhelho expandido, 22 usinas para escória de alto forno e três usinas de sinterização de cinzas volantes, processadas por pelotização ou por extrusão". (1)

No Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa se desenvolvem pesquisas, tendo por finalidade o conhecimento das características do concreto leve de argila expandida LECA com vistas a sua utilização estrutural. Estudos semelhantes também se desenvolvem em diversos países, notadamente na Inglaterra, Países Baixos e Alemanha Federal.

No Brasil o ciclo de pesquisas sobre o concreto leve de argila expandida, iniciou-se com o trabalho "Pesquisa sobre o Concreto Leve e Possibilidades de sua Aplicação na Prê-Fabricação e em Grandes Estruturas" no Instituto Nacional de Tecnologia pelo Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, exposto em seminários no I. N. T. e em conferência no Laboratório de Engenharia Civil de Lisboa. Nesse trabalho são estudadas as propriedades da argila expandida CINASITA (granulometria, peso específico, absorção d'ã-

gua etc...) e pesquisados vários traços de concreto leve com es se agregado.

Além das pesquisas realizadas no I. N. T. e dos estudos já realizados na COPPE/UFRJ, vários outros foram desenvolvidos no Laboratório de Materiais de Construção da Escola de Engenharia da UFRJ. Estudos esses realizados em peças de concreto armado com a argila expandida, CINASITA, tendo em vista o conhecimento de suas propriedades físicas e mecânicas, especialmente o estudo de peças sujeitas a esforços de flambagem.

No Brasil o concreto leve tem se restringido mais ao seu emprego em peças pré-moldadas, porém tudo indica existir uma acentuada tendência na sua utilização em contruções, executadas pelos processos convencionais.

2.2 - Considerações Econômicas sobre Concreto Leve

"O uso do concreto de agregado leve numa estrutura é usualmente atribuído a um custo total menor da estrutura. Enquanto o concreto leve pode custar mais por m³ do que o concreto de peso normal, a estrutura pode custar menos como resultado de um peso próprio reduzido. Esta é a razão básica na maioria dos casos, para uso de concreto leve estrutural.

A economia então é conseguida atingindo um equilíbrio

conveniente entre custo do volume de concreto, peso unitário e propriedades estruturais. Concreto de peso normal pode ser mais barato por m^3 , porém mais pesado, resulta em maiores cargas permanentes, dimensões acrescidas em muitas seções e portanto pode exigir mais concreto e mais aço na estrutura. Concreto no qual o agregado é inteiramente leve, será usualmente o mais caro por m^3 , mas será mais leve, resultando em peso próprio reduzido, menor volume de concreto e de aço, a menor custo de manuseio e de formas e sobretudo menor custo de fundações".(1)

Segundo alguns pesquisadores ao submetermos à apreciação de ordem técnica e econômica a construção de determinadas obras poderá cometer-se um erro apreciável não se fazer considerações sobre a possibilidade de utilização do concreto leve. (4)

CAPÍTULO 3PLANO DE PESQUISA3.1 - Modelos Experimentais3.1.1 - Características Gerais

Os modelos ensaiados constituem um conjunto de 6 pares de vigas, armadas com diferentes taxas de armadura, de tal maneira que levadas até a ruptura por flexão, pudessem cobrir uma larga faixa de aspectos mecânicos de esgotamento da capacidade resistente. Assim sendo, as taxas das armaduras foram selecionadas, de tal modo que as primeiras vigas ensaiadas alcançassem a ruptura por deformação plástica excessiva do aço; as intermediárias por esmagamento do concreto simultâneo à deformação plástica do aço e as últimas por esmagamento da zona de compressão do concreto.

As vigas foram carregadas por incrementos de carga, permitindo as leituras de todos os instrumentos de medida nos intervalos de carregamento constante.

O estado neutro considerado nos ensaios foi aquele cor-

respondente ao zero do pulsador Amsler nº 987/23, desprezando as sim todos efeitos provenientes do peso próprio.

O Quadro 3.1 mostra a seleção das vigas, segundo o mecanismo de ruptura previsto.

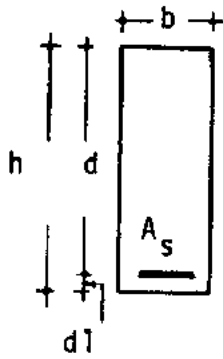
Vigas	Mecanismo de Ruptura
V1A, V1B	Deformação plástica excessiva do aço - vigas subarmadas
V2A, V2B V3A, V3B	Deformação plástica do aço e esmagamento do Concreto (norm. armadas)
V4A, V4B V5A, V5B V6A, V6B	Esmagamento do concreto (Vigas superarmadas)

Quadro 3.1

3.1.2 - Característica Geométricas da Seção Central

A Figura 3.1 mostra as características da seção central, medidas diretamente nas vigas.

O Quadro 3.2 apresenta os valores desses elementos.



$$b = 150\text{mm}$$

$$d = h - d_1$$

$$A_c = d \cdot b$$

$$\rho = A_s / A_c$$

Figura 3.1

Viga	h (mm)	d ₁ (mm)	d (mm)	A _s (mm ²)	φ _s	ρ (%)
V1A	355	33	322	160	2φ 3/8"	0,33
V1B	355	33	322	160	2φ 3/8"	0,33
V2A	355	33	322	276	2φ 1/2"	0,57
V2B	353	33	320	276	2φ 1/2"	0,58
V3A	350	30	320	400	5φ 3/8"	0,83
V3B	355	30	325	400	5φ 3/8"	0,82
V4A	355	29	326	560	7φ 3/8"	1,15
V4B	355	29	326	560	7φ 3/8"	1,15
V5A	355	35	320	1104	8φ 1/2"	2,30
V5B	355	36	319	1104	8φ 1/2"	2,30
V6A	355	32	323	1518	11φ 1/2"	3,13
V6B	355	35	320	1518	11φ 1/2"	3,14

Quadro 3.2

3.1.3 - Disposição das Armaduras nas Vigas

A disposição das barras das armaduras foi feita atendendo as recomendações do CEB-FIP quanto a determinação do diagrama de momentos fletores resistentes.

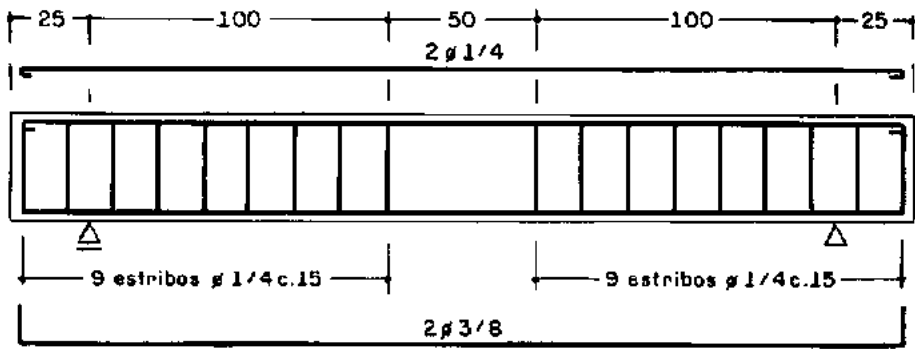
O dimensionamento do esforço cortante, as curvaturas e ancoragem das barras foram conduzidos, de modo que o mecanismo de ruptura fosse determinado por flexão.

As Figuras 3.2 (a, b, c, d, e, f, g) ilustram os detalhes das armaduras dos pares de vigas.

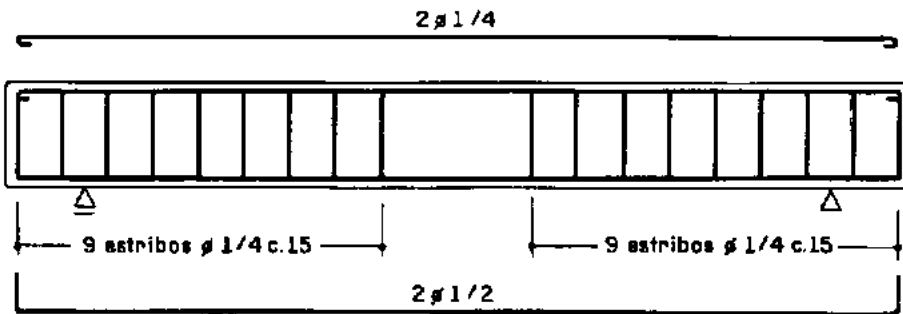
3.2 - Instrumentos e Medições

3.2.1 - Aplicação de Cargas

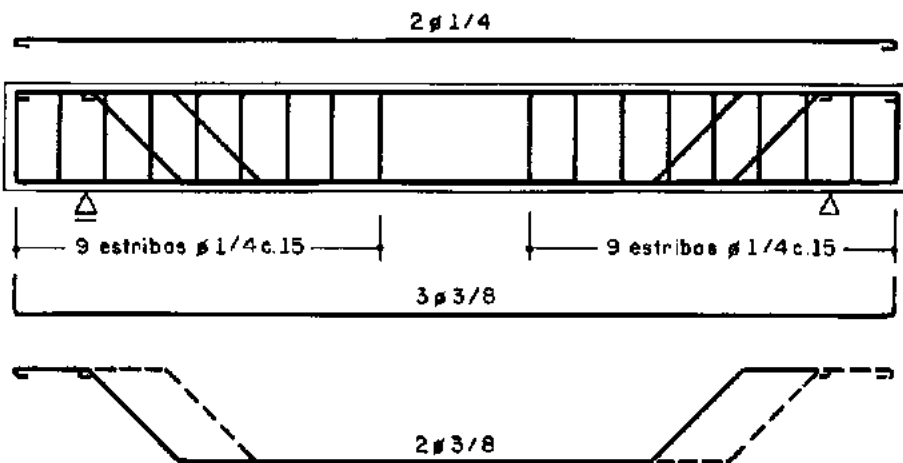
Na aplicação das cargas foram utilizados para as primeiras vigas, os macacos N. R. 983 e N. R. 986 com capacidade nominal de 10 tf de carga estática; para as últimas vigas foram utilizados os macacos N. R. = 1039 e N. R. 1038, com capacidade nominal de 25 tf, de carga estática. Esses macacos foram controlados automaticamente pelo pulsador Amsler nº 987/23 que permitia incrementos gradativos de cargas como também a sua estabilização nos intervalos de leitura.



Vigas 1A e 1B
a)

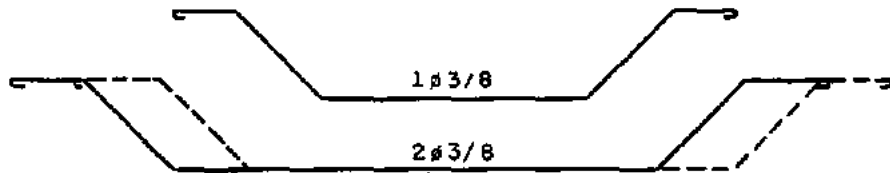
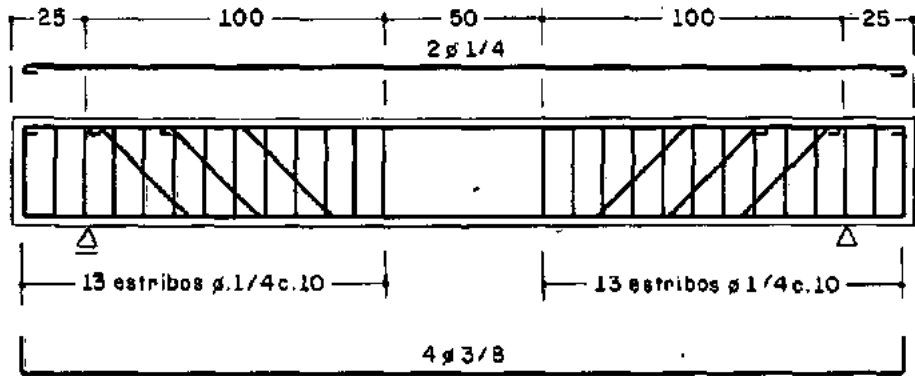


Vigas 2A e 2B
b)

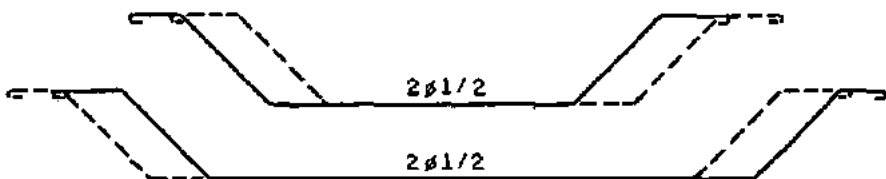
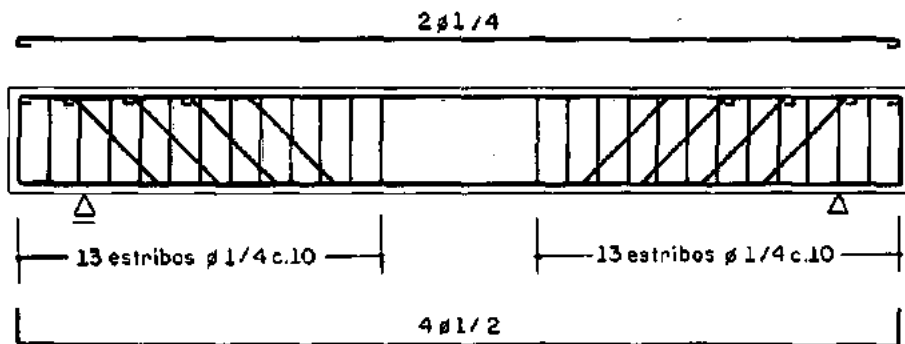


Vigas 3A e 3B
c)

Fig.3.2

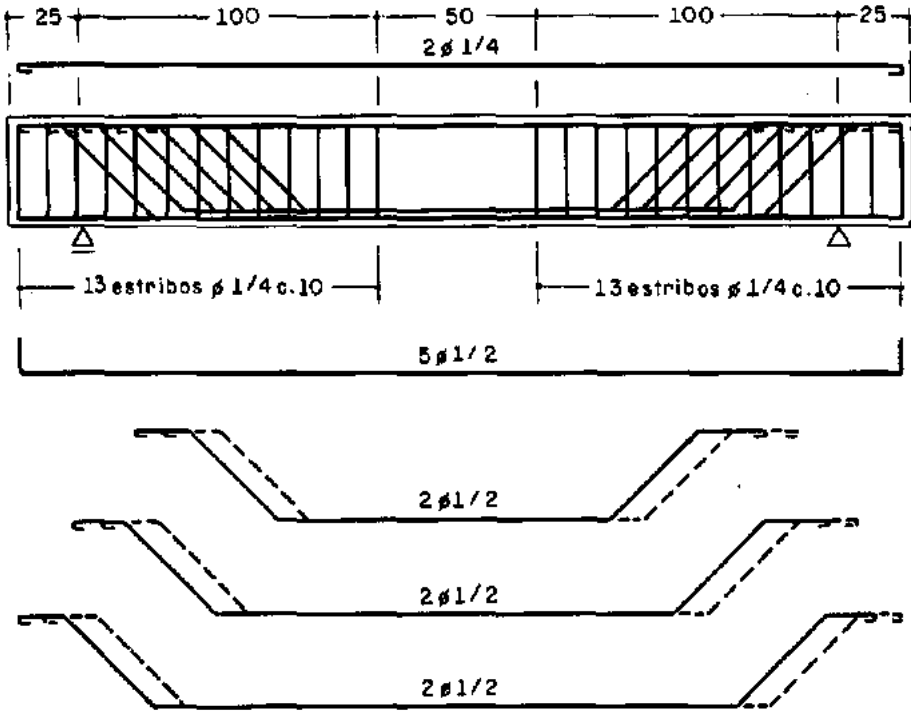


Vigas 4A e 4B
d)



Vigas 5A e 5B
e)

Fig. 3.2



Vigas 6A e 6B
f)

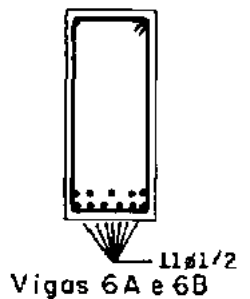
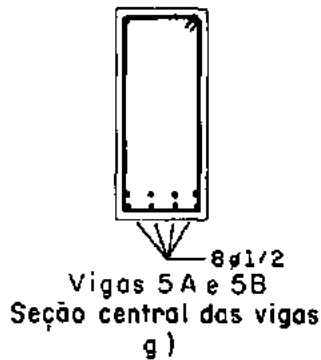
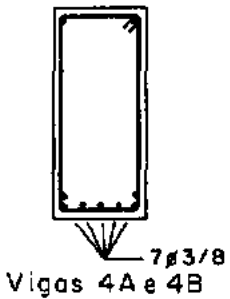
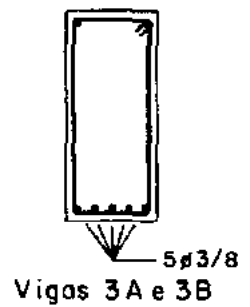
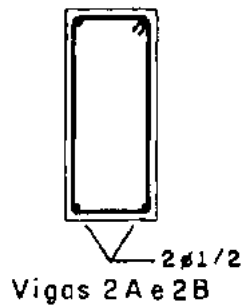
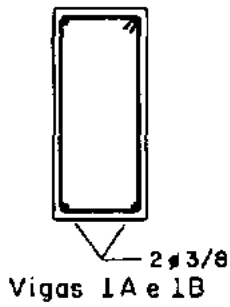


Fig. 3.2

Os ensaios tiveram duração média de 120 minutos.

A Figura 3.3 ilustra o esquema de aplicação de cargas.

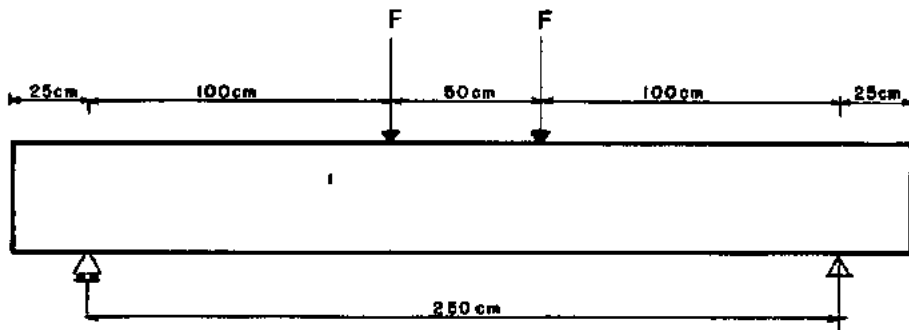


figura 3.3

3.2.2 - Deformação Específica do Concreto na Seção de Simetria das Vigas

As deformações específicas do concreto foram medidas com o Tensotast Huggemberger nº 69.187, usando a base de medida de 100mm. As bases de medidas foram determinadas por plaquetas de alumínio, usando delimitadores esféricos, fixados por pressão nas suas faces expostas. Na face superior da viga foram instaladas três bases de medida e lateralmente, em cada face, um mesmo número delas.

As Figuras 3.4 (a, b, c) mostram detalhes de fixação e disposição das mesmas.

Os Quadros 3.3 (a, b) apresentam os valores das suas cotas com relação a face superior das vigas.

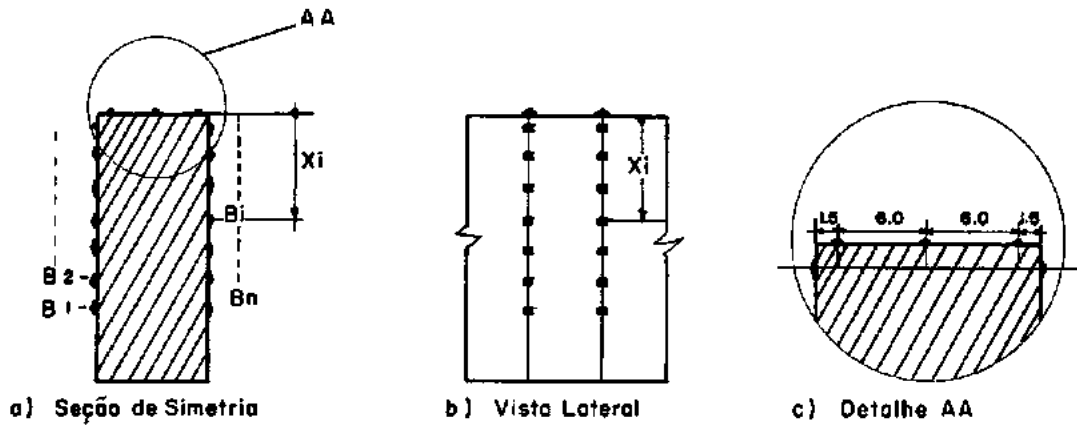


figura 3.4 (a, b, c)

Viga x_i (mm)	V1A	V1B	V2A	V2B	V3A	V3B
x1	112	115	109	115	142	138
x2	89	89	85	90	115	113
x3	64	63	58	63	87	87
x4	39	37	35	39	62	63
x5	14	15	10	12	37	37
x6	0	0	0	0	11	11
x7	0	0	0	0	0	0
x8	0	0	0	0	0	0
x9	10	10	8	12	0	0
x10	37	30	34	36	7	13
x11	62	54	59	62	40	40
x12	89	78	83	84	65	66
x13	110	105	106	102	89	92
x14	-	-	-	-	113	117
x15	-	-	-	-	140	143
x16	-	-	-	-	-	-
x17	-	-	-	-	-	-

Quadro 3.3a

Viga xi (mm)	V4A	V4B	V5A	V5B	V6A	V6B
x1	180	180	250	250	261	250
x2	148	150	210	210	220	210
x3	113	110	171	170	173	170
x4	78	76	130	130	131	130
x5	45	45	92	90	96	22
x6	11	11	52	50	54	50
x7	0	0	12	11	13	11
x8	0	0	0	0	0	0
x9	0	0	0	0	0	0
x10	12	12	0	0	0	0
x11	46	45	11	11	11	13
x12	80	80	53	51	50	50
x13	114	115	92	90	90	90
x14	148	150	132	131	130	131
x15	182	181	173	170	170	170
x16	-	-	210	210	210	210
x17	-	-	250	250	250	250

Quadro 3.3b

3.2.3 - Flechas - Catetômetro

Os deslocamentos verticais foram medidos em 5 pontos da viga: no centro do vão; sob as cargas e nos apoios. As referências de medida foram fixadas ao nível do eixo de simetria horizontal de uma face lateral. O instrumento utilizado foi o catetômetro Wild, modelo 1001.

A Figura 3.5 é a face lateral de uma viga, ilustrando a disposição dos 5 pontos.

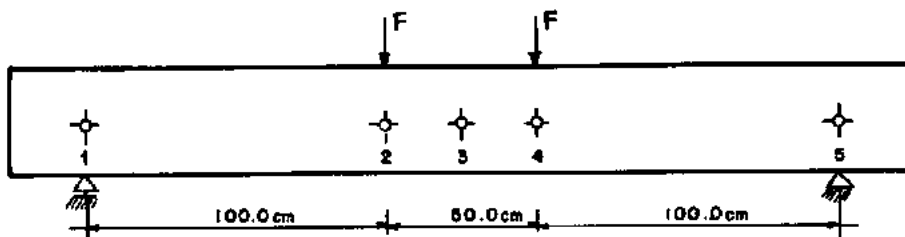


figura 3.5

3.2.4 - Rotações - Clinômetros

As rotações foram tomadas nas seções dos apoios e nas seções de aplicação de carga. Nas seções dos apoios, os clinômetros foram instalados acima da face superior da viga, e nas seções de aplicação de carga, em cada uma delas, foram instalados dois clinômetros situados um em cada face lateral.

As Figuras 3.6 (a, b) mostram as rotações medidas e a disposição dos instrumentos.

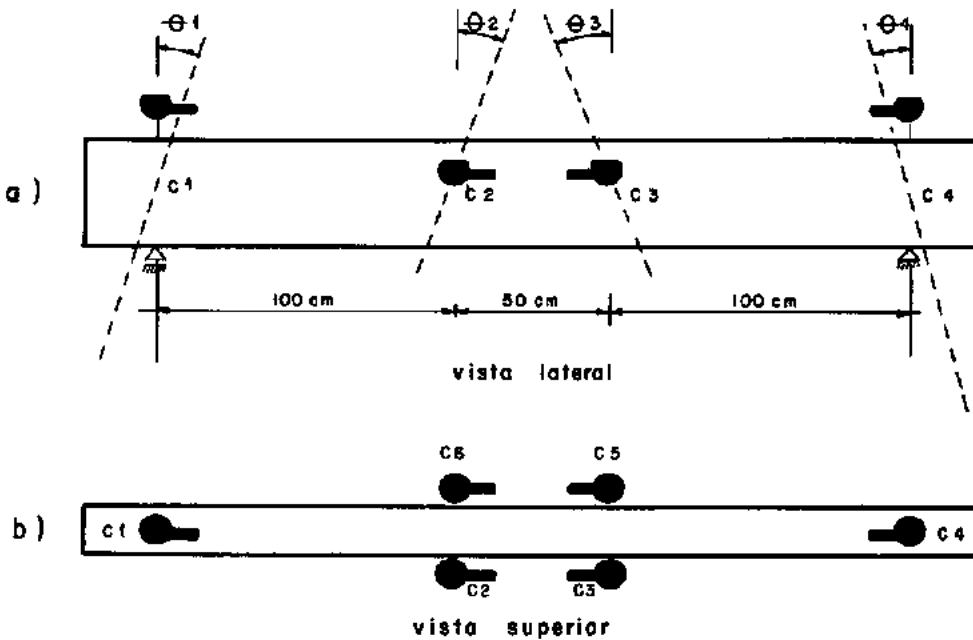


figura 3.6 (a , b)

3.2.5 - Deformação Específica na Armadura de Tração

As deformações específicas na armadura de tração foram medidas, utilizando-se os extensômetros elétricos Kyowa com 10mm de base de medida (resistência = $120 \pm 0,3\Omega$ e G.F. = $2,06 \pm 1\%$).

Nas vigas com barras de armadura dispostas em uma só

camada, as barras laterais (Fig. 3.7 a, b). Nas vigas cujas armaduras foram dispostas em duas camadas, as medidas das deformações foram tomadas nas 4 barras laterais.

Os extensômetros foram colados após o endurecimento do concreto, através de janelas determinadas pela fixação de pedaços de isopor no local de instalação dos mesmos.

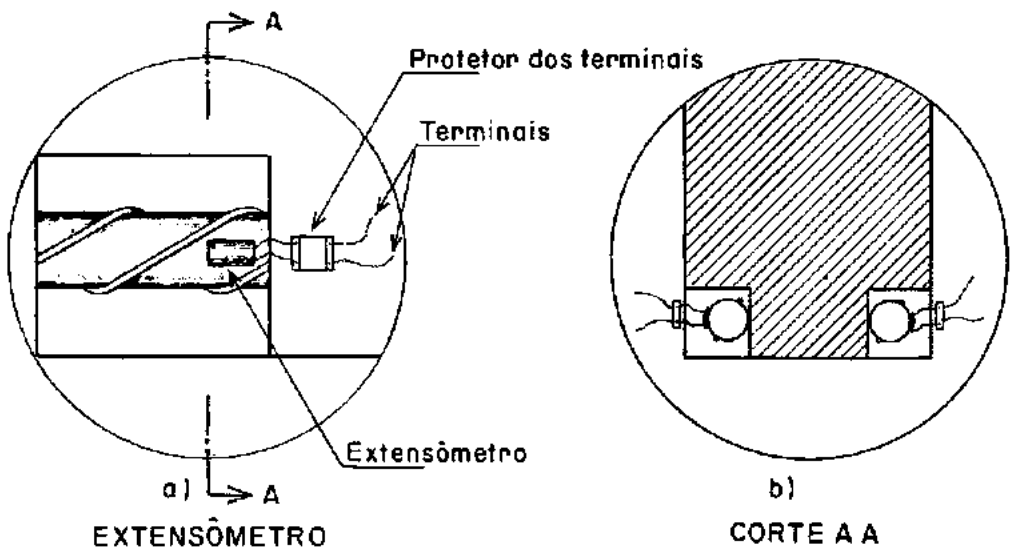


Fig. 3.7 (a,b)

3.2.6 - Deformação Específica nos Corpos de Prova

Em cada corpo de prova ensaiado à compressão, as deformações foram medidas a sua meia altura em duas posições diametralmente opostas e paralelamente as geratrizes do mesmo.

Em cada uma dessas posições foi instalado um extensômetro elétrico Kyowa com 30mm de base de medida (Figura 3.8.a,b).

Os ensaios tiveram uma duração média aproximadamente de 20 minutos.

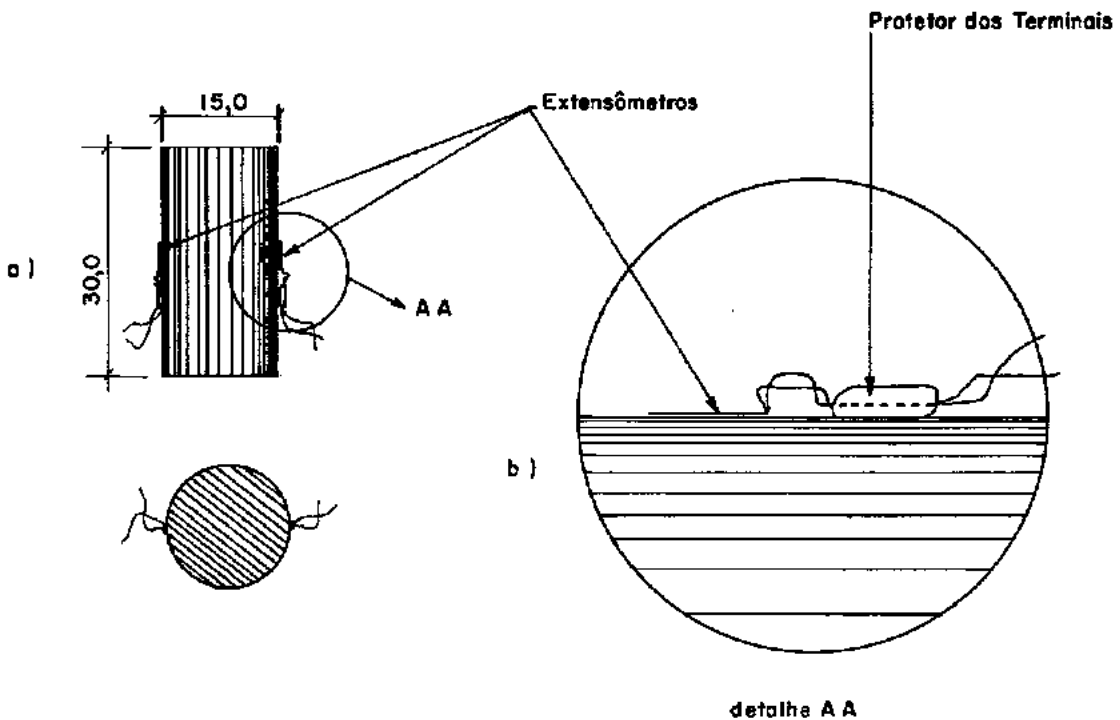


Figura 3.8 (a, b)

3.2.7 - Amostras do Aço-Extensômetro Amsler

As amostras do aço foram ensaiadas com auxílio do extensômetro elétrico Amsler, acoplado a unidade gráfica nº 1065/22 da prensa hidráulica Amsler N. R. 230/125.

3.2.8 - Quadro dos Instrumentos

Instrumento	Medição	Sensibilidade
Tensotast	Deformação no concreto	0,001mm
E. Elétrico de Resit.	Deformação no aço e C. P.	10×10^{-6}
Fissurômetro	Abertura de fissuras	0,1mm
Catetômetro	Flechas	0,05mm
Clinômetro Huggenberger	Rotações	1,06"
Clinômetro Stoppani	Rotações	1"

CAPÍTULO 4MATERIAIS4.1 - Agregados4.1.1 - Agregado Fino

Foi usado como agregado fino na confecção do concreto, areia grossa, lavada e peneirada. A seguir são apresentados os ensaios realizados e os seus resultados.

4.1.1.1 - Composição Granulométrica

O ensaio de granulometria foi realizado, segundo o MB-7 com uma amostra de 1kgf de areia (Quadro 4.1).

Peneiras (mm)	Resíduos		
	Simples		Acumulado
	gf	%	%
9,5	-	-	-
4,8	10	1	1
2,4	28	3	4
1,2	118	12	16
0,6	252	25	41
0,3	302	33	74
0,15	253	25	99
Fundo	37	4	-
Total	1000	100	235

Quadro 4.1

Diâmetro máximo - 4,8mm

Módulo de finura - 2,35

4.1.1.2 - Constantes Físicas

- Peso específico aparente da areia seca (MB-214)....
..... 14,74kN/m³
- Peso específico absoluto da areia seca (M9 - IPT)..
..... 27,0kN/m³

4.1.2 - Agregado Graúdo

Foi utilizado como agregado graúdo argila expandida Cí nasita 2013, fabricada pela Cinasa S. A. A seguir são apresentados os ensaios realizados com a argila e seus resultados.

4.1.2.1 - Composição Granulométrica

O ensaio de Granulometria foi realizado, segundo o MB-7 com uma amostra de 2kgf de argila (Quadro 4.2).

Diâmetro máximo - 19mm

Módulo de finura - 6,93

4.1.2.2 - Constantes Físicas

- Peso específico aparente - $0,6 \text{ kN/m}^3$
- Peso específico aparente do grão de agregado graúdo leve - 10 kN/m^3
- Porosidade aparente em relação ao peso (imersão feita em água potável durante 24 horas) - 10,5%

- Porosidade aparente em relação ao volume aparente de um conjunto de grãos (mesma imersão) - 0,63kN/ m³
- Porosidade aparente em relação ao volume absoluto (mesma imersão) - 1,05kN/ m³

Peneiras (mm)	Resíduos		
	Simples		Acumulado
	kgf	%	
25	-	-	-
19	0,018	1	1
12,7	1,575	79	80
95	0,369	18	98
4,8	0,022	1	99
24	0,004	-	99
12	-	-	99
0,6	-	-	99
0,3	-	-	99
0,5	-	-	99
Fundo	0,012	1	
Total	2,000	100	693

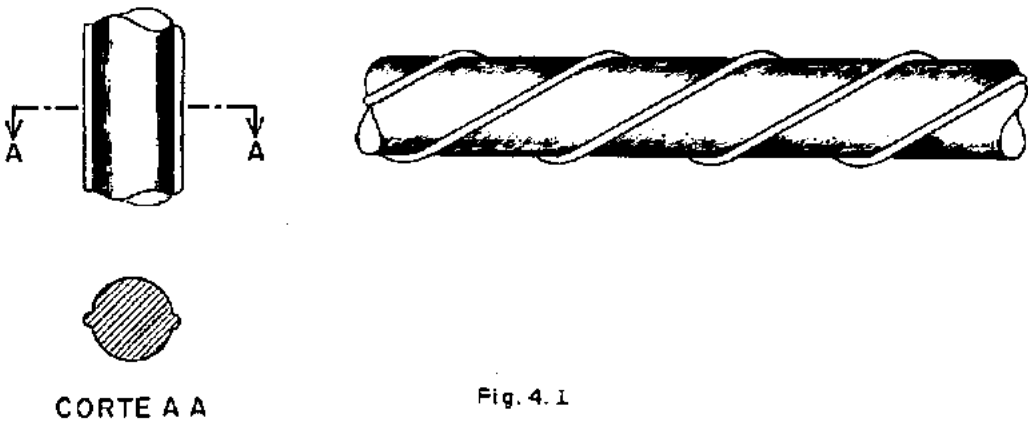
Quadro 4.2

4.2 - Cimento

Foi empregado na confecção do concreto, o cimento Portland, marca Mauã.

4.3 - Aço

O aço utilizado foi do tipo encruado, obtido pela torção de barras de seção circular com saliências situadas ao longo de duas geratrizes diametralmente opostas (Fig. 4.1). Este aço é denominado comercialmente de categoria CA50B.



4.3.1 - Ensaio de Tração

Os ensaios de tração foram feitos em amostras retiradas das barras do lote recebido, utilizando o extensômetro elétrico Amsler, acoplado a unidade gráfica da prensa hidráulica.

A Figura 4.2 representa um dos diagramas de ensaio. Os resultados dos ensaios são apresentados no Quadro 4.3.

Os alongamentos de ruptura foram medidos em torno da seção de estricção em um comprimento limitado por 5 diâmetros para cada lado da mesma (Figura 4.3).

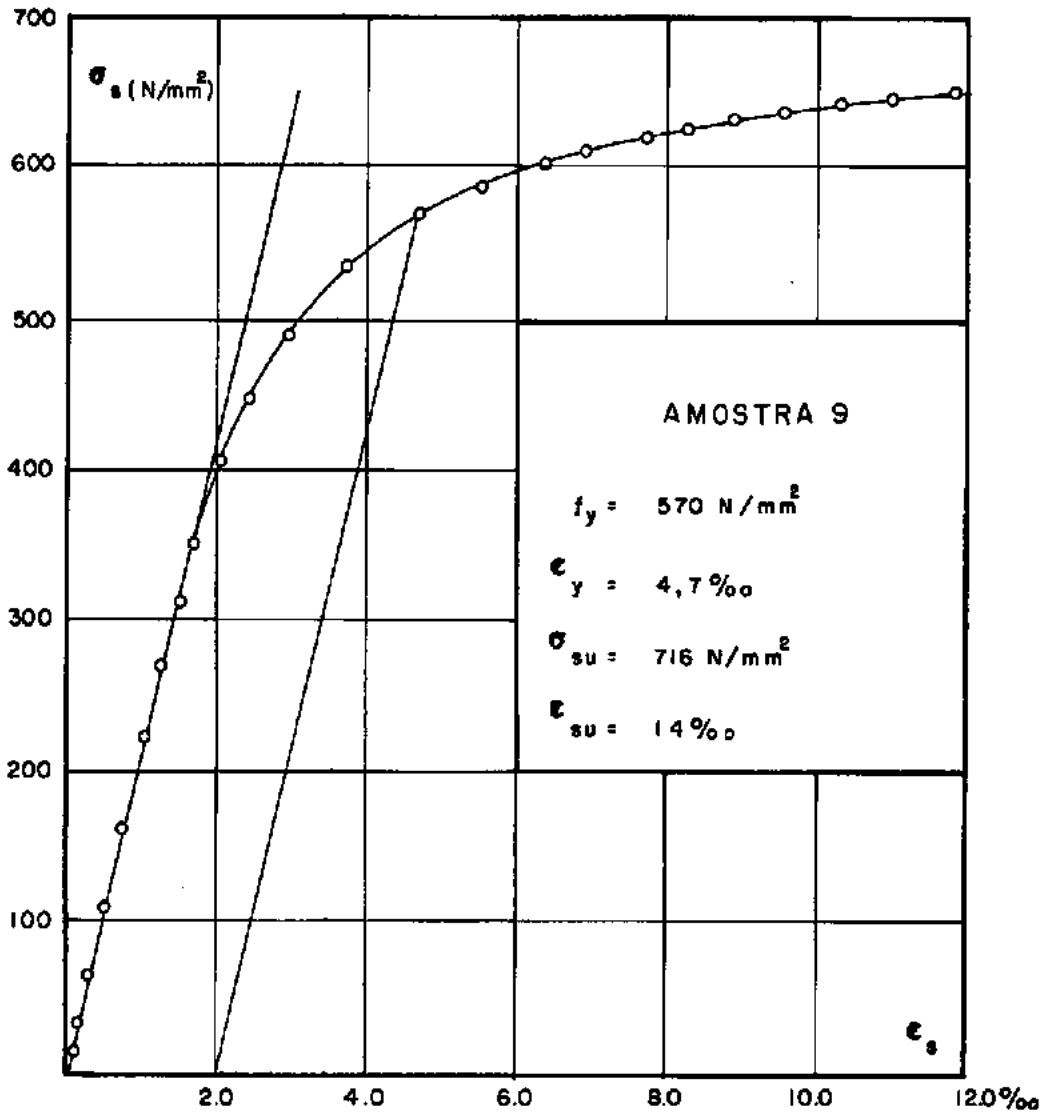


figura 4.2

Amostra	A_{se} (mm ²)	$\frac{\sigma_{su}}{f_y}$	σ_{su} (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	ϵ_y^0 / ∞	ϵ_{su}^0 / ∞	E_s (kN/mm ²)
1	80	1,24	663	535	4,7	14	208
2	81	1,26	654	518	4,6	15	207
3	81	1,29	654	506	4,6	17	216
4	78	1,27	685	538	4,5	15	214
5	79	1,19	649	546	4,7	-	213
6	135	1,24	689	556	4,6	14	242
7	143	1,13	713	632	5,0	-	212
8	142	1,28	739	578	4,6	14	225
9	134	1,26	716	570	4,7	14	209
10	142	1,20	711	592	4,6	13	228
11	141	1,37	659	482	4,6	17	198
12	143	1,37	748	545	4,6	15	210
13	141	1,29	709	550	4,6	-	222
14	131	1,25	702	561	4,5	14	215
15	136	1,26	706	559	4,5	14	232
16	133	1,31	729	556	4,5	15	234
17	136	1,23	699	566	4,5	15	215
18	135	1,32	667	504	4,2	16	220
19	81	1,33	691	520	4,4	13	222
20	80	1,26	675	535	4,7	14	225
21	81	1,29	642	494	4,5	-	205
22	79	1,35	670	494	4,5	14	207
23	79	1,25	665	532	4,7	16	212
24	28	-	750	-	-	17	-
25	29	1,12	707	630	4,7	14	235
26	27	1,17	778	666	4,7	13	241
27	28	1,14	714	625	4,8	13	214
$f_{ym} = 542 \text{ N/mm}^2$		$E_{sm} = 215 \text{ kN/mm}^2$					

Quadro 4.3

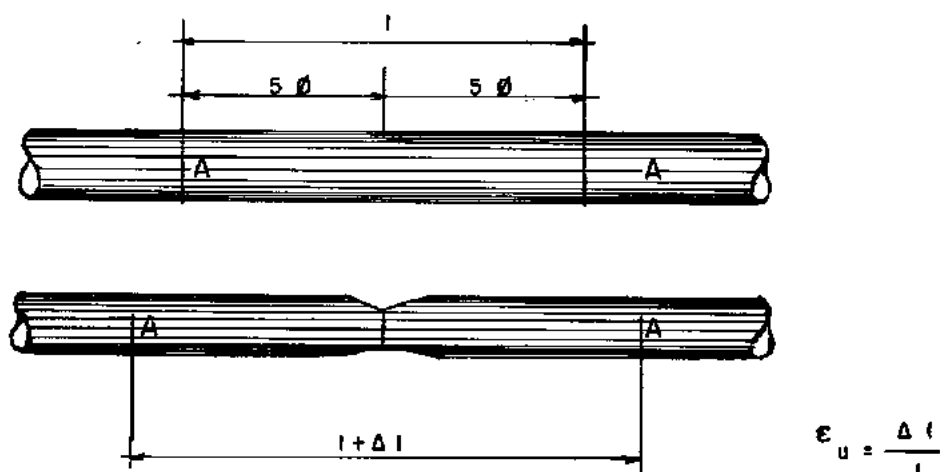


figura 4.3

4.4 - Concreto

Para a confecção do concreto foi adotado o traço 1:3,2:1,9 em peso com fator água-cimento 0,75. O concreto com esse traço revelou em testes preliminares, resistência média de compressão aos 28 dias de idade igual a 15N/mm^2 . A composição do mesmo foi executada em betoneira de 150 litros e adensada com vibrador de imersão, consumindo 270kg de cimento por m^3 de concreto vibrado.

Os corpos de prova cilíndricos foram ensaiados juntamente com os seus modelos correspondentes, apresentando os se-

guintes resultados (Quadro 4.4)

- resistência à compressão;
- resistência à tração determinada por compressão diametral (Quadro 4.6);
- peso específico do concreto;
- módulo de elasticidade longitudinal dinâmico:

$$E_{c,din} = 4h^2 f^2 \rho \cdot 10^6 \text{ N/mm}^2$$

onde: h = altura do corpo de prova (mm)

f = frequência natural de vibração (kc/s)

ρ = massa específica do concreto (kg/m³)

- módulo de elasticidade longitudinal.

C.P.	viga	idade (j dias)	γ (N/m ³)	f_{cj} (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	$E_{c,din}$ (N/mm ²)	$\frac{E_{c,din}}{E_c}$
691	V1A	83	15480	20,5	12000	14090	1,17
694	V1A	83	15280	17,7	13330	13260	0,99
693	V1A	28	15320	14,2	12500	13500	1,08
688	V1B	83	15090	14,4	13330	15020	1,12
690	V1B	83	15660	16,1	14280	12800	0,87
687	V1B	28	15200	17,2	14150	13350	0,94
684	V2A	84	16030	21,0	13200	15010	1,13
686	V2A	84	15930	19,1	12500	14530	1,16
685	V2A	28	16200	17,9	13000	14020	1,07
680	V2B	84	16390	17,7	14790	13500	0,92
682	V2B	84	15670	16,2	12960	12500	0,96
681	V2B	28	15200	12,2	12850	12500	0,97
700	V3A	85	16790	16,3	14970	15110	1,01
701	V3A	85	16500	15,6	15000	13600	0,91
702	V3A	28	16800	14,2	14520	14300	0,98
703	V3B	86	14940	15,1	13900	12910	0,93
704	V3B	86	15560	14,5	12500	15320	1,22
706	V3B	28	15820	11,3	12100	13510	1,12
695	V4A	94	15580	17,5	14070	14000	1,00
696	V4A	94	16790	19,4	14750	14800	1,00
697	V4A	28	16950	14,2	14250	14550	1,02
707	V4B	107	15370	16,5	14970	13820	0,92
708	V4B	107	15400	14,5	13340	13560	1,02
710	V4B	28	15800	15,7	13800	13900	1,01
711	V5A	107	15290	14,8	13500	13760	1,02
712	V5A	107	16010	17,3	15000	14380	0,96
713	V5A	28	15800	17,8	15600	14290	0,92
724	V5B	110	15750	19,9	15000	14750	0,94
726	V5B	110	16220	18,0	15000	15610	1,04
725	V5B	28	15400	16,3	14800	15700	1,06
715	V6A	110	15880	18,2	13300	15430	1,16
716	V6A	110	15020	20,4	15500	15480	1,00
718	V6A	28	16800	17,3	14800	15300	1,03
719	V6B	110	15890	11,1	13000	13170	1,01
721	V6B	110	15370	17,6	13900	14120	1,00
722	V6B	28	15050	15,6	13200	14800	1,12

Quadro 4.4

Ensaio de Compressão dos Corpos de Prova

Médias das características dos corpos de prova por concretagem							
concre- tagem	j	vigas	γ (N/m ³)	$E_{c,din}$ (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	f_{cj} (N/mm ²)	$\frac{E_{c,din}}{E_c}$
1a.	83	V1A,V1B V2A,V2B	15621	13648	13237	17,8	1,03
2a.	93	V3A,V3B V4A,V4B	15192	14123	14014	16,2	1,01
3a.	109	V5A,V5B V6A,V6B	15707	14733	14383	17,2	1,02

Quadro 4.5

C.P.	viga	idade (j dias)	γ (N/m ³)	$E_{c,din}$ (N/mm ²)	f_{ct} (N/mm ²)	f_{ctm} (N/mm ²)
692	V1A	83	15180	13230	1,04	1,45
689	V1B	83	15280	13480	1,55	
679	V2A	84	15310	13770	1,74	
683	V2B	84	15030	13530	1,46	
699	V3A	85	15410	13920	1,72	1,78
705	V3B	86	15470	14590	2,02	
698	V4A	94	16220	12790	1,71	
709	V4B	107	15280	13480	1,66	
714	V5A	107	15470	13910	1,76	1,61
723	V5B	110	16030	15610	1,20	
717	V6A	110	15840	16050	1,71	
720	V6B	110	15560	15150	1,77	

Quadro 4.6

Ensaio de Compressão Diametral

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS

5.1 - Estados Limites

Um projeto estrutural será considerado satisfatório quando assegurar ao empreendimento uma probabilidade aceitável, de que a sua estrutura não terá a sua vida reduzida prematuramente, devido ao alcance de uma condição insatisfatória ou "estado limite".

O método dos estados limites: uma combinação dos métodos de ruptura e probabilista; é uma abordagem de situações estruturais que ultrapassadas colocariam uma estrutura fora de serviço.

Os estados limites podem ser classificados de uma forma geral em duas grandes categorias:

i) estados limites últimos: são situações que estão relacionadas com a máxima capacidade resistente da estrutura, provenientes da instabilidade elástica ou plástica devido a perda de equilíbrio estático.

Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança estrutural.

ii) estados limites de utilização: são situações que estão relacionadas com a funcionalidade e durabilidade da estrutura. Para o concreto em particular, as situações de maior importância na determinação da funcionalidade e durabilidade são:

- deformações excessivas
- fissuração excessiva

A análise comparativa entre os resultados teóricos e experimentais serão baseados na avaliação da segurança dos modelos experimentais, no estado limite último e no comportamento estrutural dos mesmos em situações de serviço.

5.2 - Materiais

5.2.1 - Diagrama Tensão-Deformação do Concreto

O diagrama tensão-deformação do concreto adotado pelo CEB-FIP no cálculo de seções submetidas a solicitações normais no estado limite último é o diagrama parábola-retângulo proposto pelo Prof. Rusch. Esse diagrama (Fig. 5.1) é formado por um trecho parabólico e outro retilíneo assim definidos:

i) trecho parabólico: representado analiticamente pela

expressão (5.1)

$$\sigma_c = a_2 \epsilon_c^2 + a_1 \epsilon_c + a_0 \quad (5.1)$$

para $\epsilon_{0,2} = - 2^0/00 \leq \epsilon_c \leq 0$

onde

$$1) \sigma_c(\epsilon_c = 0) = 0$$

$$2) \sigma_c(\epsilon_c = \epsilon_{0,2}) = 0,85f_{cd} \quad (5.2)$$

$$3) \left(\frac{d\sigma_c}{d\epsilon_c} \right)_{\epsilon_c = \epsilon_{0,2}} = 0$$

Pelas condições de contorno (5.2) fica definida a expressão analítica do trecho parabólico (5.3).

$$\sigma_c = 0,85.f_{cd} \left(2.\epsilon_c - \frac{\epsilon_c^2}{\epsilon_{0,2}} \right) \cdot \frac{1}{\epsilon_{0,2}} \quad (5.3)$$

ii) trecho retilíneo:

$$\sigma_c = 0,85.f_{cd}$$

para $- 3,5^0/00 \leq \epsilon_c \leq - 2^0/00$

O coeficiente de minoração 0,85 aplicado a resistência a compressão dos corpos de prova cilíndricos e a correção dos seus valores, tendo em vista as diferentes durações de ensaio

dos corpos de prova e dos ensaios dos modelos experimentais.

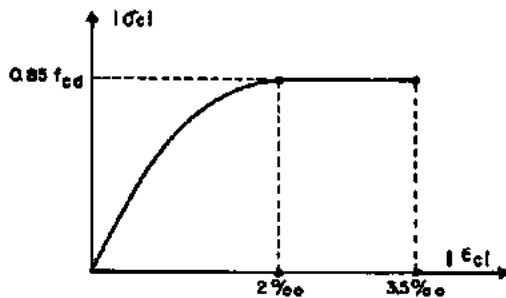


fig 5.1 - Diagrama de Cálculo do Concreto

5.2.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço

Para os aços deformados a frio é admitido para o cálculo um diagrama tensão-deformação (Fig. 5.2) definido pelas seguintes expressões:

i) trecho linear:

para $0 \leq |\sigma_s| \leq 0,7.f_{yd}$:
$$\epsilon = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (5.4)$$

ii) trecho não linear

$|\sigma_s| \geq 0,7.f_{yd}$:
$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \cdot \left(\frac{\sigma_s}{f_{yd}} - 0,7 \right)^5 \quad (5.5)$$

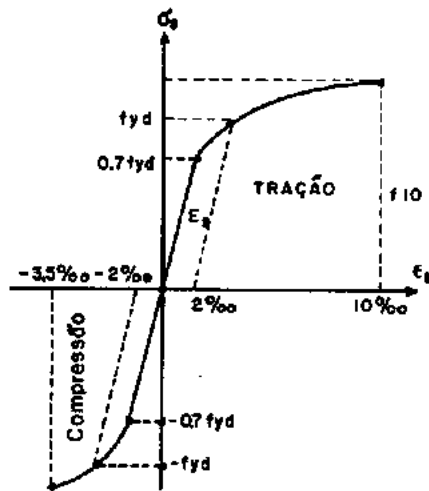


fig. 5.2 - Diagrama de Cálculo do Aço encruado

5.3 - Estado Limite Último de Ruptura

As considerações teóricas desenvolvidas aqui sobre os limites das deformações das seções, segundo a natureza das solicitações e a conseqüente definição dos seus domínios, se relacionam com o cálculo da capacidade máxima resistente no estado limite último de ruptura desenvolvido nas recomendações do CEB-FIP.

5.3.1-Hipóteses Fundamentais de Cálculo

O estudo do comportamento das peças submetidas a solicitações normais no regime plástico se desenvolve, segundo as se

guintes hipóteses fundamentais:

a) que as seções se mantenham planas durante a deformação das peças e que portanto nas flexões simples ou composta, as deformações sejam proporcionais às distâncias à linha neutra. Essa hipótese será válida desde que a relação $\frac{l_0}{d}$ da distância entre os pontos de momento nulo e a altura útil seja superior a 2.

b) que as armaduras sejam solidárias ao concreto adjacente, sofrendo ambos as mesmas deformações.

c) que seja nula a resistência a tração do concreto.

d) que o alongamento relativo do aço seja limitado a $10^0/00$.

e) que o encurtamento relativo máximo do concreto seja igual a $-3,5^0/00$ na flexão e a $-2^0/00$ na compressão centrada.

f) os limites das hipóteses anteriores relativos ao concreto e ao aço permitem a determinação de cinco domínios de deformações no estado limite último de ruptura, cobrindo de forma contínua todas as solicitações normais (Fig. 5.3).

As configurações dos diversos domínios podem ser representadas pela função 5.6:

$$\epsilon(\epsilon_{c2}, \epsilon_{s1}, y) = \frac{(\epsilon_{c2} - \epsilon_{s1})}{d} \cdot y + \epsilon_{s1} \quad (5.6)$$

ϵ_{c2} = deformação da fibra superior do concreto

ϵ_{s1} = deformação da armadura inferior

ϵ = deformação genérica de uma configuração

Domínio 1 - tração simples ou composta. As configurações giram em torno do ponto "A" definidas por pares de valores $(\epsilon_{c2}, 10^0/100)$ onde:

$$0 \leq \epsilon_{c2} \leq 10^0/100$$

A profundidade do eixo neutro varia no intervalo $[\infty, 0]$ e o estado limite último de ruptura $\bar{\epsilon}$ é determinado pelo limite de deformação do aço: $10^0/100$

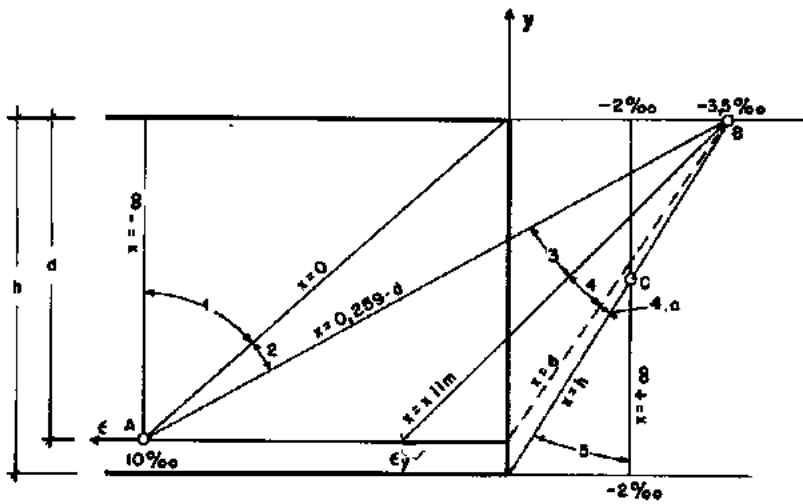


fig.5.3 Domínios de deformação das solicitações normais

Domínio 2 - flexão simples ou composta. As configurações giram em torno do ponto "A" definidas por pares de valores $(\epsilon_{C2}, 10^0/00)$ onde

$$- 3,5^0/00 < \epsilon_{C2} < 0$$

A profundidade do eixo neutro varia no intervalo $(0,259.d,0)$. O máximo encurtamento relativo do concreto não che

ga atingir $-3,5^0/00$. No domínio 2, o estado limite último de ruptura é determinado pelo limite de deformação do aço: $10^0/00$.

Domínio 3 - flexão simples ou composta. As configurações giram em torno do ponto "B" definidas por pares de valores $(-3,5^0/00, \epsilon_{s1})$ onde:

$$\epsilon_y \leq \epsilon_{s1} \leq 10^0/00$$

sendo ϵ_y a deformação correspondente a tensão convencional do aço.

A profundidade do eixo neutro varia no intervalo

$$\left[0,259d, \frac{d \cdot 3,5^0/00}{3,5^0/00 + \epsilon_y} \right]$$

Nesse domínio o estado limite último de ruptura é determinado pelo limite de deformação do concreto $-3,5^0/00$. No caso particular da fronteira com o domínio 2, onde $\epsilon_{c2} = -3,5^0/00$ e $\epsilon_{s1} = 10^0/00$, o estado limite último de ruptura fica determinado por ambos limites acima.

Domínio 4 - flexão simples ou composta. As configurações giram em torno do ponto "B" definidas por pares de valores $(-3,5^0/00, \epsilon_{s1})$ onde

$$0 \leq \epsilon_{s1} < \epsilon_y$$

A profundidade do eixo neutro varia no intervalo

$$\left[\frac{d \cdot 3,5^0/00}{3,5^0/00 \epsilon_y}, d \right]$$

No domínio 4, o estado limite último é determinado pelo limite de deformação do concreto - 3,5⁰/00.

Domínio 4a - flexão composta. As configurações giram em torno do ponto "B" definidas por pares de valores (- 3,5⁰/00, ϵ_{s1}) onde:

$$\frac{- 3,5^0/00 \cdot (h-d)}{h} \leq \epsilon_{s1} < 0$$

A profundidade do eixo neutro varia no intervalo [d,h). Nesse domínio o estado limite último de ruptura é determinado pelo limite de deformação do concreto: - 3,5⁰/00.

Domínio 5 - compressão centrada ou excêntrica. As configurações giram em torno do ponto "C", limitadas por pares de valores (ϵ_{c2} , ϵ_{s1})

$$\begin{aligned} - 3,5^0/00 < \epsilon_{c2} \leq - 2^0/00 & \quad e \\ - 2^0/00 \leq \epsilon_{s1} < 3,5^0/00 \cdot (h-d)/h & \end{aligned}$$

A profundidade do eixo neutro é considerada constante

e igual a $0,428h$.

g) são considerados como diagramas tensão-deformação relativos do aço e concreto, no cálculo dos esforços resistentes no estado limite último de ruptura, nos domínios da hipótese f, os diagramas definidos em 5.2.2 e 5.2.1, respectivamente.

5.3.2 - Cálculo do Momento Fletor Último

Estando definidas as características das seções centrais dos modelos (b, h, d, A_s, f_c, f_y) e o esquema de carregamento experimental (Fig. 3.3), a determinação do momento fletor último no caso, se limita ao estudo dos esforços resistentes nos domínios 2, 3 e 4.

Domínio 2:

$$\begin{aligned} 1^{\circ} \text{ Caso: } \epsilon_{s1} &= 10^0/00 \quad \text{e} \\ &- 2^0/00 \leq \epsilon_{c2} \leq 0 \end{aligned}$$

Admitida a hipótese "a" das seções se manterem planas na deformação das vigas fica definida a profundidade "x" do eixo neutro (Fig. 5.4). Fazendo $\epsilon = 0$ na expressão (5.6) obtém-se as seguintes relações de compatibilidade:

$$\begin{aligned} y_0 &= \frac{d \cdot \epsilon_{s1}}{\epsilon_{s1} - \epsilon_{c2}} \\ x = d - y_0 &= \frac{d \cdot \epsilon_{c2}}{\epsilon_{c2} - \epsilon_{s1}} \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$dN_{cp} = b \cdot \sigma_c(y_1) \cdot dy_1 \quad (5.10a)$$

$$N_{cp} = b \cdot \int_0^{y_2} \sigma_c(y_1) \cdot dy_1 \quad (5.10)$$

Substituindo (5.9) em (5.10) e integrando obtém-se:

$$N_{cp} = \frac{K}{\epsilon_{0,2}} \left(\frac{\epsilon_{c2}}{x} \cdot y_2^2 - \frac{\epsilon_{c2}^2}{3 \cdot x^2 \cdot \epsilon_{0,2}^2} \cdot y_2^3 \right) \quad (5.11)$$

Sendo $K = 0,85f_{cd} \cdot b$

No caso particular onde: $\epsilon_{s1} = 10^0/00$ e $-2^0/00 \leq \epsilon_{c2} \leq 0$, obtém-se (5.12) fazendo $y_2 = x$ em (5.11):

$$N_{cp} = K \cdot x \cdot \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{0,2}} \left(1 - \frac{\epsilon_{c2}}{3 \cdot \epsilon_{0,2}} \right) \quad (5.12)$$

ou $N_u = N_{cp} + A_s \cdot f_{10}$

- Momento fletor último (referido a armadura de tração)

$$dM_{cp} = dN_{cp} \cdot (y_0 + y_1)$$

ou

$$M_{cp} = y_0 \cdot N_{cp} + b \cdot \int_0^{y_2} y_1 \cdot \sigma_c(y_1) \cdot dy_1 \quad (5.13)$$

$$\epsilon_c = \frac{y_1 \cdot \epsilon_{c2}}{x} \quad (5.8)$$

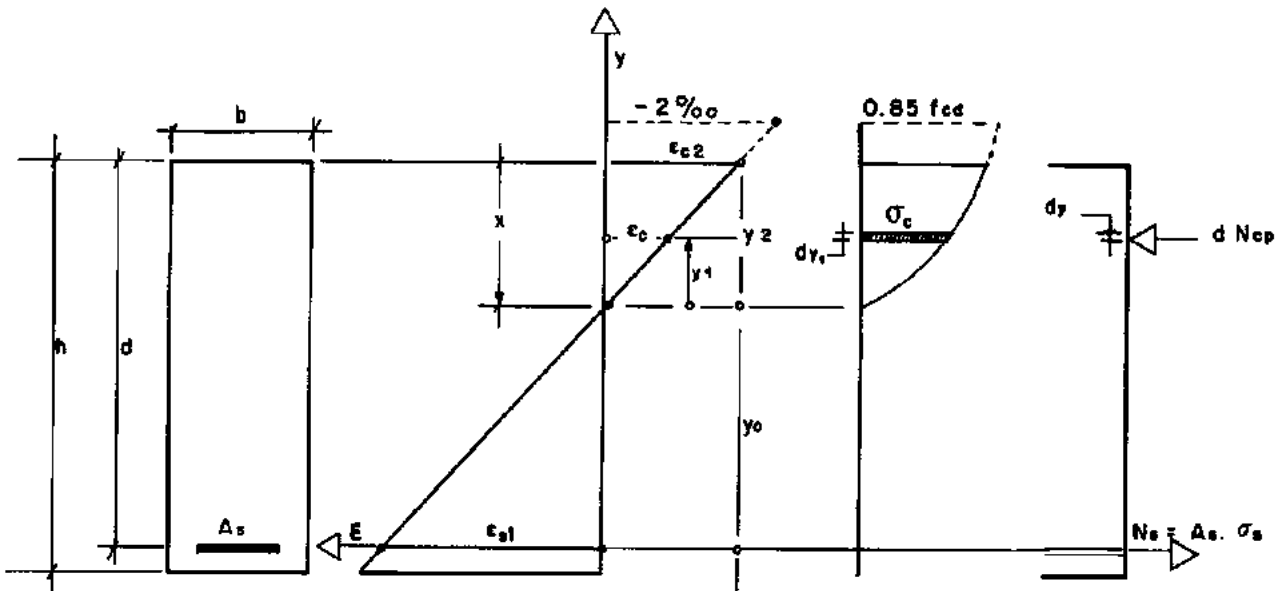


Figura 5.4

Substituindo ϵ_c da equação 5.8 na equação 5.3, obtém-se a expressão analítica do trecho parabólico da Fig. 5.1 em função de y_1 :

$$\sigma_c(y_1) = 0,85f_{cd} \left(\frac{2 \cdot \epsilon_{c2}}{x} \cdot y_1 - \frac{\epsilon_{c2}^2}{x^2 \cdot \epsilon_{0,2}} \cdot y_1^2 \right) \cdot \frac{1}{\epsilon_{0,2}} \quad (5.9)$$

Denominando N_{cp} e M_{cp} as contribuições ao esforço normal e ao momento fletor do trecho parabólico do diagrama tensão-deformação do concreto temos:

- esforço normal último (N_u)

Substituindo (5.9) em (5.13) e integrando, obtém-se (5.13a):

$$M_{cp} = y_0 N_{cp} + \frac{K}{\epsilon_{0,2}} \left(\frac{2 \cdot \epsilon_{c2}}{3x} \cdot y_2^3 - \frac{\epsilon_{c2}^2}{4 \cdot x^2 \cdot \epsilon_{0,2}} \cdot y_2^4 \right) \quad (5.13a)$$

fazendo $y_2 = x$ em (5.13a) obtém-se (5.14)

$$M_u = M_{cp} = y_0 \cdot N_{cp} + \frac{K \cdot \epsilon_{c2} \cdot x^2}{\epsilon_{0,2}} \left(\frac{2}{3} - \frac{\epsilon_{c2}}{4 \cdot \epsilon_{0,2}} \right) \quad (5.14)$$

2º Caso: $\epsilon_{s1} = 10^0/00$ e

$$- 3,5^0/00 < \epsilon_{c2} < -2^0/00$$

Denominando de N_s (Fig. 5.5) a contribuição da armadura ao esforço normal e N_{cr} e M_{cr} as contribuições do trecho retilíneo do diagrama tensão-deformação do concreto ao esforço normal e momento fletor respectivamente, obtém-se:

- Esforço Normal Último (N_u)

i) Cálculo de N_{cp}

Fazendo na expressão (5.8) $\epsilon_c = \epsilon_{0,2}$ obtém-se (5.15)

$$y_{0,2} = \frac{\epsilon_{0,2} \cdot x}{\epsilon_{c2}} \quad (5.15)$$

O valor de N_{cp} nesse caso é obtido substituindo em (5.11) y_2 por $y_{0,2}$.

$$N_{cp} = K \cdot x \cdot \frac{2 \cdot \epsilon_{0,2}}{3 \cdot \epsilon_{c2}} \quad (5.16)$$

ii) Cálculo de N_{cr}

Da Figura 5.5 pode-se tirar:

$$N_{cr} = K \cdot (x - y_{0,2}) \quad (5.17)$$

iii) Expressão do Esforço Normal Último (N_u)

A expressão de N_u é obtida somando-se a expressão (5.16) às contribuições de (5.17) e N_s

$$N_u = N_s + N_{cp} + N_{cr} = K \cdot x \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{0,2}}{3 \cdot \epsilon_{c2}}\right) + A_s \cdot \sigma_s \quad (5.18)$$

onde $\sigma_s = f_{10}$

- Momento Fletor Último (M_u)

i) Cálculo de M_{cp}

Substituindo y_2 (de 13a) por $y_{0,2}$ obtem-se (5.19):

$$M_{cp} = y_0 \cdot N_{cp} + K \cdot \frac{\epsilon_{0,2} \cdot x \cdot 5}{12 \cdot \epsilon_{c2}} \quad (5.19)$$

ii) Cálculo de M_{cr}

Da Figura 5.5 obtem-se:

$$M_{cr} = K \cdot (x - y_{0,2}) \left(d - \frac{x - y_{0,2}}{2} \right) \quad (5.20)$$

Substituindo $y_{0,2}$ (de 5.15) em 5.20 obtem-se (5.21):

$$M_{cr} = K \cdot x \left[d - \frac{x}{2} \left(1 - \frac{\epsilon_{0,2}}{\epsilon_{c2}} \right) \right] \left(1 - \frac{\epsilon_{0,2}}{\epsilon_{c2}} \right) \quad (5.21)$$

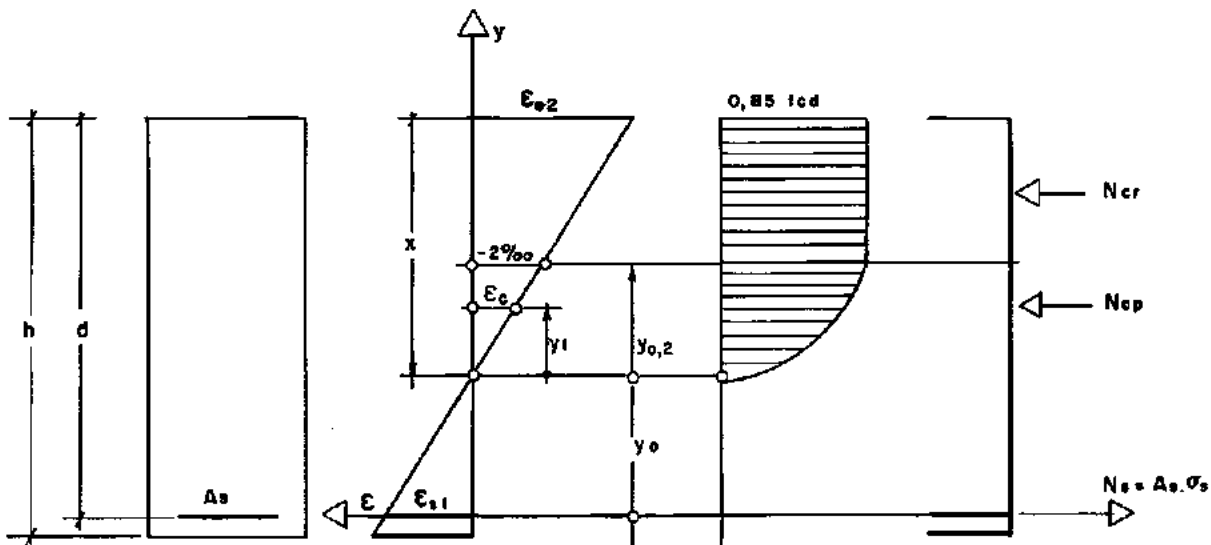


figura - 5.5

iii) Momento Fletor Último (M_u)

O momento fletor último é obtido somando-se as expressões 5.19 e 5.21:

$$M_u = K \cdot x \cdot \left[d \left(1 - \frac{\epsilon_{0,2}}{3 \cdot \epsilon_{c2}} \right) - \left(\frac{1}{12} \cdot \frac{\epsilon_{0,2}^2}{\epsilon_{c2}^2} - \frac{\epsilon_{0,2}}{3 \cdot \epsilon_{c2}} + \frac{1}{2} \right) \cdot x \right] \quad (5.22)$$

Domínios 3 e 4

$$\epsilon_{c2} = - 3,5^0/00 \quad e \quad 0 \leq \epsilon_{s1} \leq 10^0/00$$

Fazendo $\epsilon_{c2} = - 3,5^0/00$ e $\epsilon_{0,2} = - 2^0/00$ nas expressões 5.18 e 5.22, obtem-se:

- Esforço normal último (N_u)

$$N_u = 0,6881 \cdot b \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s$$

- Momento fletor último (M_u)

$$M_u = 0,6881 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x \cdot (d - 0,416 \cdot x)$$

Conhecidas as características da seção central, os diagramas tensão-deformação do aço e concreto e as expressões dos esforços últimos (M_u , N_u), um programa de computador calcula para sucessivos valores de ϵ_{s1} e ϵ_{c2} pares de valores (M_u , N_u), traçando automaticamente as curvas de interação para cada viga. Por se tratar de ensaios a flexão simples, os pontos de interseção

do eixo dos momentos fletores ($N_u = 0$) com as curvas de interação das vigas fornecem os valores de seus respectivos momentos fletores resistentes (Fig. 5.6a e 5.6b).

Foram determinados momentos fletores últimos considerando-se as resistências do aço e do concreto sem minoração ($\gamma_c = \gamma_s = 1$) e momentos fletores últimos com as resistências minoradas ($\gamma_c = 1,5$ e $\gamma_s = 1,15$).

5.4 - Estado Limite de Utilização

5.4.1 - Flechas

Para o caso das vigas da experiência, solicitadas a flexão simples devido a um carregamento simétrico, a flecha na seção central pode ser calculada sucessivamente:

i) Estado não fissurado (estado I)

As flechas para a peça no estado não fissurado serão calculadas pela teoria clássica de deformações.

$$a_I = \beta \cdot \ell^2 \cdot \frac{M}{(E_c \cdot I)_I} \quad \text{para } M \leq M_I$$

ii) Estado fissurado (estado II)

$$a_{II} = \beta \cdot \ell^2 \left(\frac{M_I}{(E_c \cdot I)_I} + \frac{4}{3} \frac{M_{II}}{E_s \cdot A_s \cdot z(h-x)} \right)$$

onde:

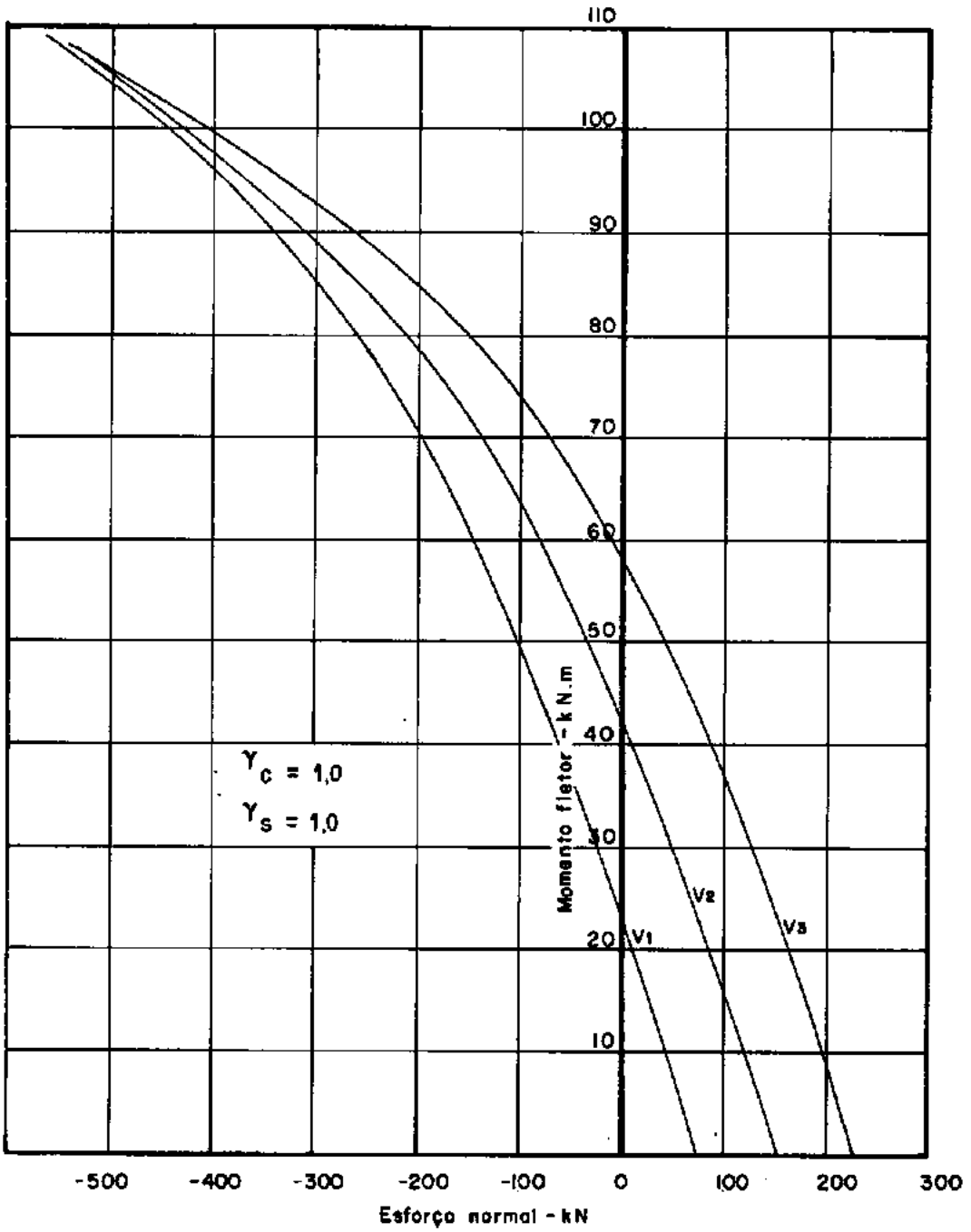


fig. 5.6.a

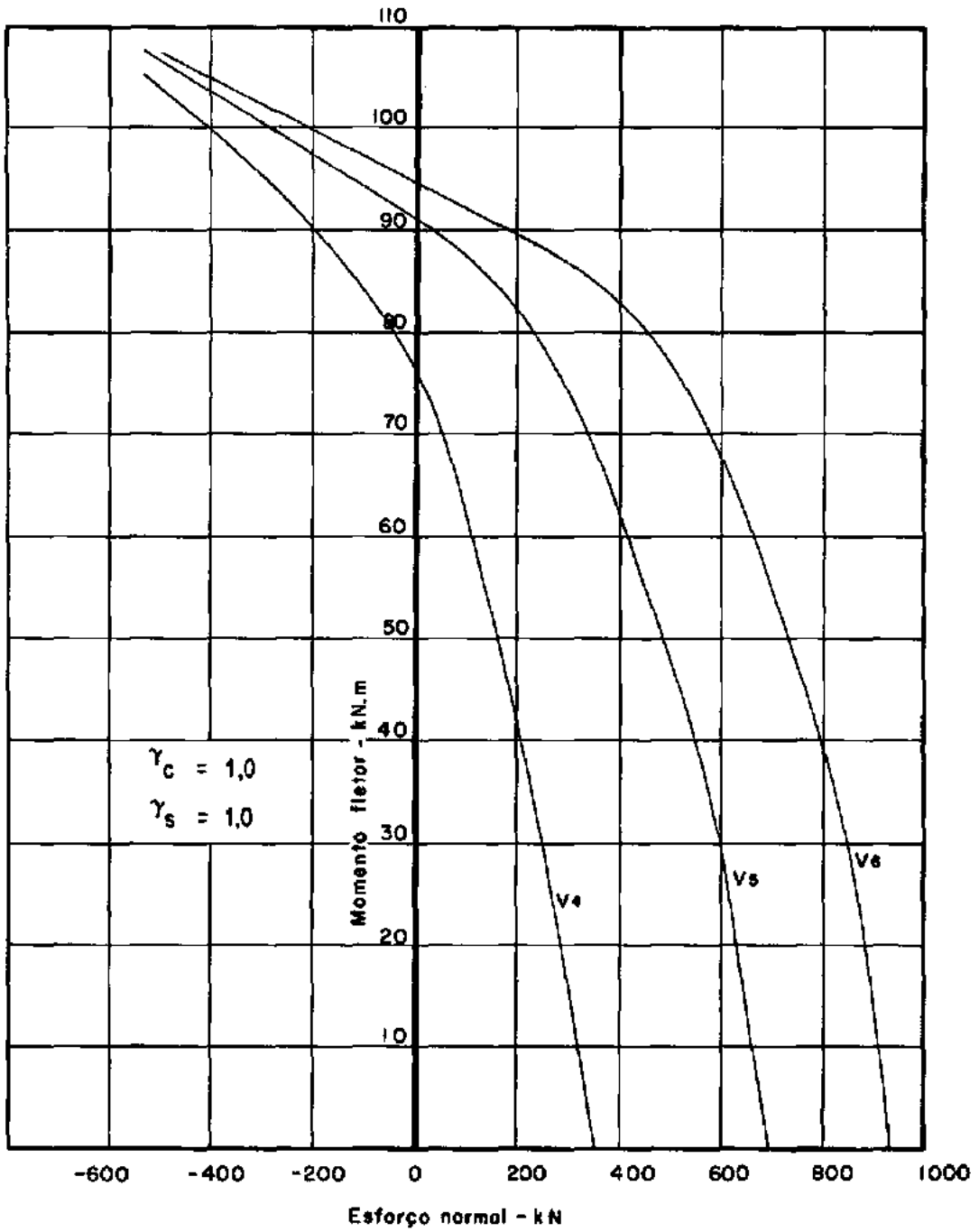
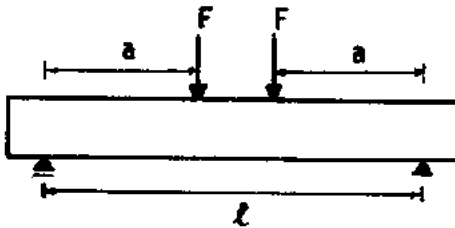


fig. 5.6.b

β = coeficiente que depende da forma geométrica, do comportamento estático e do modo de carregamento da estrutura.

Para o caso particular das vigas ensaiadas (Fig. 5.7):

$$\beta = \left(\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6\ell^2} \right)$$



$$a = 100\text{cm}$$

$$\ell = 250\text{cm}$$

Figura 5.7

M_I = momento de fissuração na flexão simples

$$M_I = W \cdot \frac{f_{ct}}{0,6}$$

$W = \frac{bh^2}{6}$ = módulo resistente

E_c = módulo de elasticidade do concreto

I_I = momento de inércia no estado I =

$$I_I = \frac{bh^3}{12}$$

A_s = área total do aço da armadura de tração

E_s = módulo de elasticidade do aço

z = braço de alavanca no estado II, da força de compressão do concreto, referido a armadura de tração.

$$z = d - \frac{x}{3}$$

x = profundidade do eixo neutro no estado II

$$x = d \cdot \eta \cdot \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\eta \cdot \rho}} \right)$$

ρ = percentagem geométrica da armadura.

η = relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto.

5.4.2 - Rotações

As rotações teóricas foram calculadas pela integração da curvatura, considerando-se o comportamento bi-linear do diagrama momento-curvatura (Fig. 5.8).

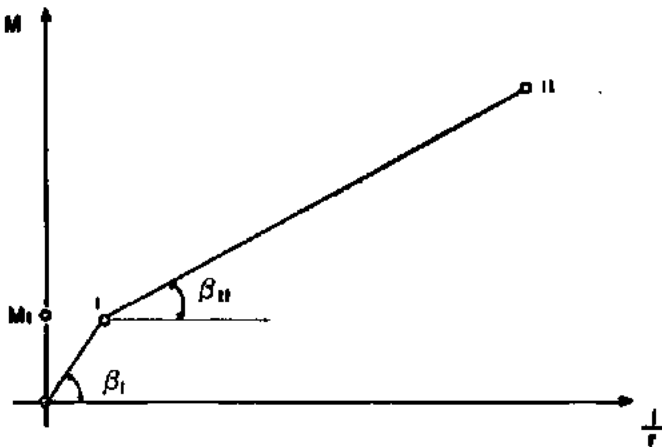


Figura 5.8

O ponto I corresponde à curvatura no final do estado I, determinado pelo momento $M_I = W \cdot f_{ct}/0,6$

O ponto II corresponde à curvatura no final do estado II.

As inclinações dos dois segmentos retilíneos do diagrama 5.8 são assim definidas:

$$\operatorname{tg} \beta_I = (EI)_I$$

$$\operatorname{tg} \beta_{II} = \frac{3}{4} \cdot (EI)_{II}$$

i) Rotações relativas no estado I (Fig. 5.9)

$$\Theta_I = \int_{x_1}^{x_2} \frac{M(x)}{(EI)_I} dx \quad \text{para } M(x) \leq M_I \quad 5.23$$

ii) Rotações no estado II

$$\Theta_{II} = \int_{x_1}^{x_2} \left[\frac{M_I}{(EI)_I} + \frac{4}{3} \cdot \frac{M(x) - M_I}{(EI)_{II}} \right] dx \quad 5.24$$

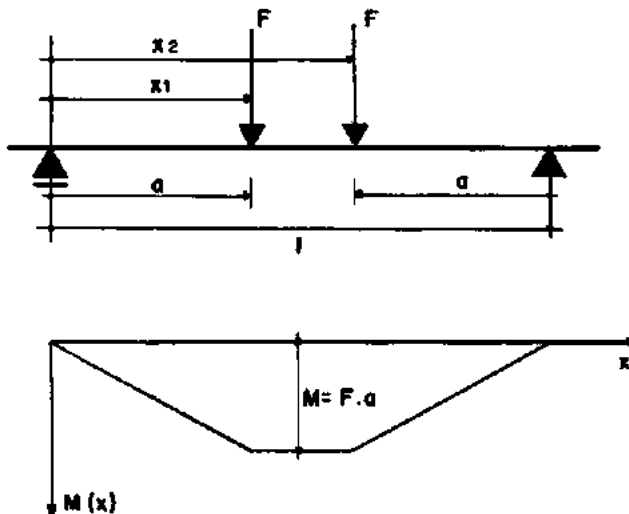


Figura 5.9

- Rotações relativas das seções de aplicação de carga.

i) Estado I - fazendo $x_1 = a$ e $x_2 = \ell - a$ em 5.23, obtemos:

$$\theta_I = (\ell - 2a) \frac{M}{(EI)_I}$$

ii) Estado II - fazendo $x_1 = a$ e $x_2 = \ell - a$ em 5.24 obtemos:

$$\theta_{II} = (\ell - 2a) \left[\frac{M_I}{(EI)_I} + \frac{4}{3} \cdot \frac{M - M_I}{(EI)_{II}} \right]$$

- Rotações relativas das seções dos apoios.

i) Estado I - fazendo $x_1 = 0$ e $x_2 = \ell$ em 5.23, obtemos:

$$\theta_I = (\ell - a) \frac{M}{(EI)_I}$$

ii) Estado II - fazendo $x_1 = 0$ e $x_2 = \ell$ em 5.24, obtemos:

$$\begin{aligned} \theta_{II} = \ell \cdot M_I \cdot \left[\frac{1}{(EI)_I} - \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{(EI)_{II}} \right] + \\ + \frac{4}{3} \cdot \frac{(\ell - a)M}{(EI)_{II}} \end{aligned}$$

5.4.3 - Estado Limite de Abertura de Fissuras

A verificação do estado limite de abertura de fissuras no caso de seções que possuem unicamente armadura ordinária (classe IV) é feita com o cálculo da abertura máxima de fissura.

A abertura máxima de fissura pode ser calculada com su
ficiente aproximação para o caso de cargas não repetidas pela se
guinte fórmula:

$$w_{\max} = (1,5c + 0,16 \frac{\phi}{\rho_r})(\sigma_s - \frac{300}{\rho_r}) \cdot 10^{-7}$$

onde:

w_{\max} = abertura máxima de fissura ocorrente na seção
fissurada (cm).

ϕ = diâmetro das barras usadas na armadura de tra-
ção (cm).

c = espessura do recobrimento das barras (cm).

ρ_r = percentagem geométrica da armadura na seção
transversal de concreto A_{cr} interessada na fissu-
ração.

$$\rho_r = \frac{A_s}{A_{cr}}$$

- Para as vigas de seção retangular, submetidas a fle-
xão simples:

$$A_{cr} = \frac{b \cdot h}{4}$$

σ_s - tensão no aço na seção fissurada (estado II) Fig.

5.10

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot z} \quad (N/cm^2)$$

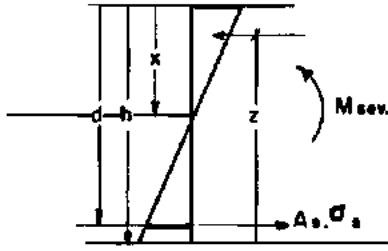


Figura 5.10

x = profundidade do eixo neutro no estado II definida em 5.4.1 (cm).

$$M_{ser} = \frac{M_u}{\gamma_f}, \quad \gamma_f = 1,5$$

M_u = momento último teórico calculado com:

$$\gamma_s = \gamma_c = 1$$

CAPÍTULO 6

ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 - Corpos de Prova

A utilização de extensômetros elétricos de resistência, na medida das deformações dos corpos de prova, permitiu na maioria dos casos, obter diagramas tensão-deformação com estágio final de leitura bem próximo a ruptura dos mesmos. Os encurtamentos relativos máximos observados nos corpos de prova, apresentaram valores absolutos próximos ou superiores a 2^o/100.

Nas Figuras 6.1 a 6.4 encontram-se representados os diagramas tensão-deformação de alguns corpos de prova. Os diagramas tensão-deformação dos corpos de prova apresentaram com raras exceções, um comportamento quase que retilíneo até próximo a ruptura.

Os corpos de prova tiveram na maioria dos casos ruptura brusca e frágil.

Foram calculados os módulos de elasticidade longitudinal teóricos, segundo a formulação recomendada pelo CEB-FIP (6.1) para concretos de agregado leve e comparados com os valores

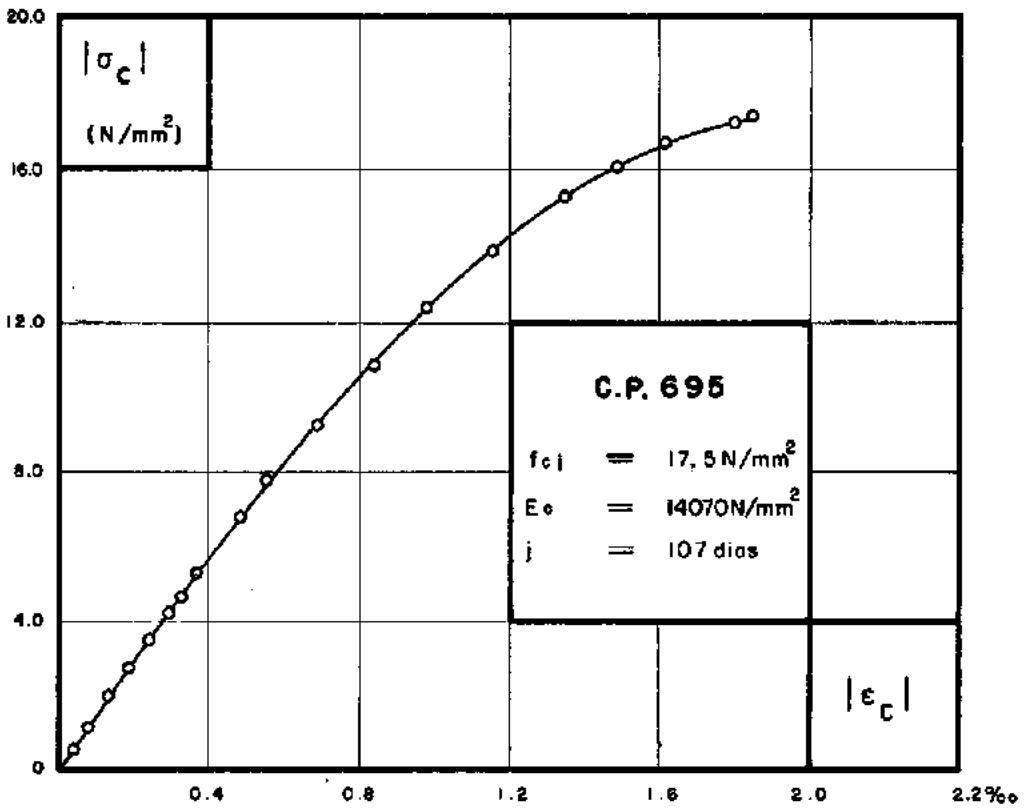


fig. 6.1 - Diagrama Tensão - deformação do C.P. 695

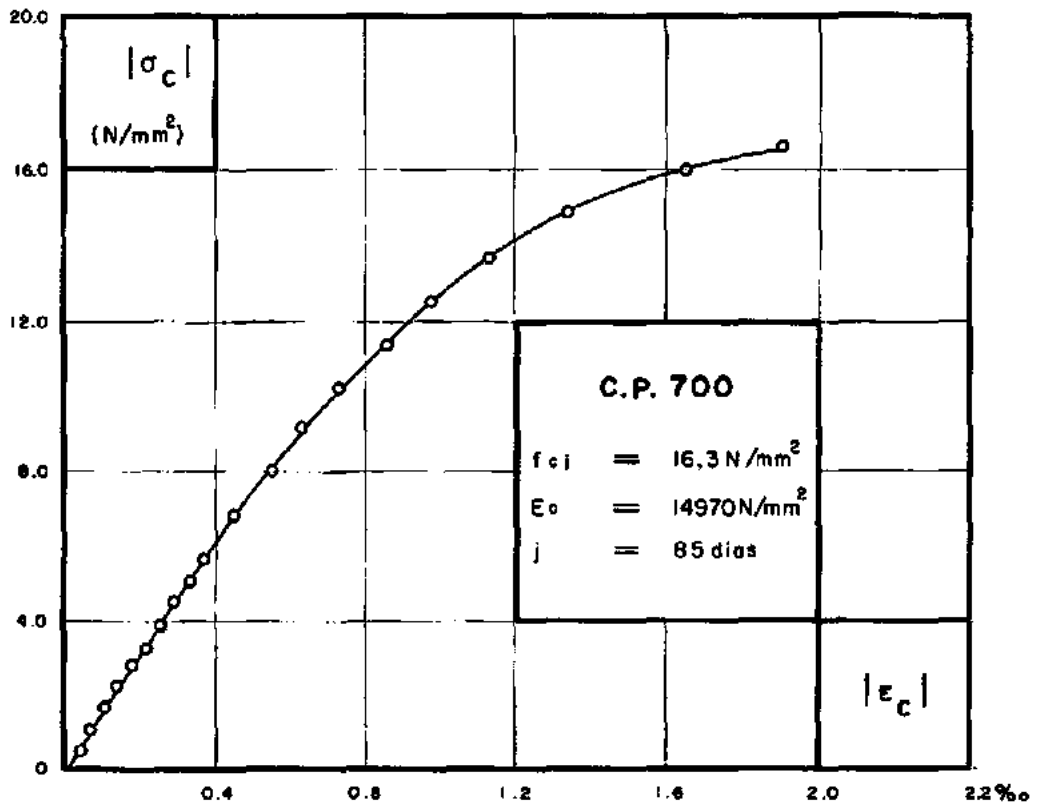


fig. 6.2 - Diagrama Tensão - deformação do C.P. 700

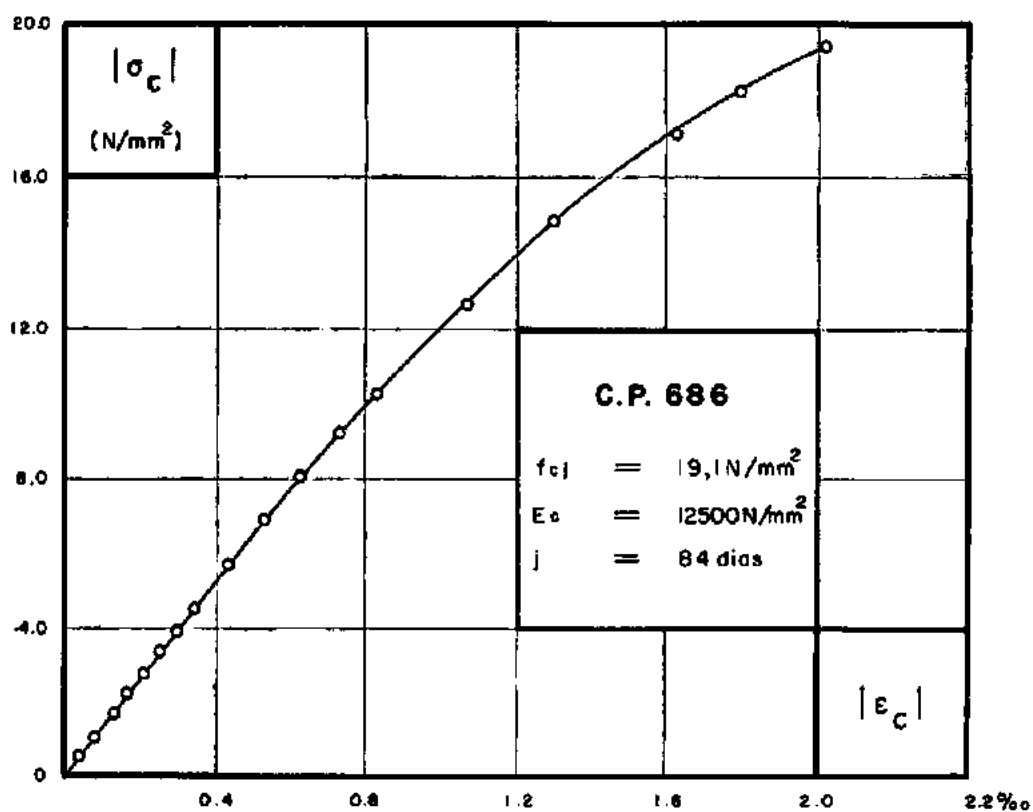


fig. 6.3 - Diagrama Tensão - deformação do C.P. 686

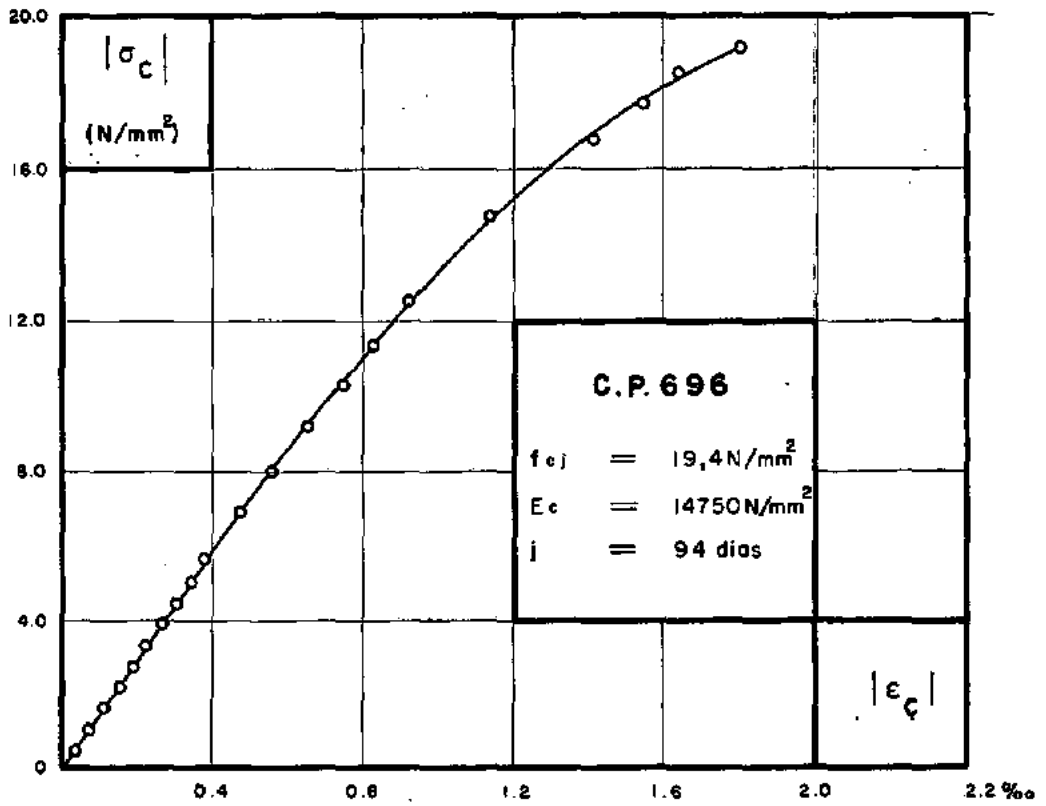


fig. 6.4 - Diagrama Tensão-deformação do C.P. 696

experimentais (Quadro 6.1).

$$E_{cj} = 1800 \cdot \sqrt{\gamma^3 \cdot f_{cj}} \quad (6.1)$$

Sendo E_{cj} e f_{cj} exprimidos em N/cm^2 e γ em tf/m^3 .

Concretagem	E_c (obs.) N/mm ²	E_c (CEB) N/mm ²	$\frac{E_c \text{ (CEB)}}{E_c \text{ (obs.)}}$
1a.	13237	14993	1,13
2a.	14014	14504	1,03
3a.	14383	14771	1,03

Quadro 6.1

As relações indicadas no quadro 6.1 entre os módulos de elasticidade longitudinal, calculados segundo a fórmula 6.1 e os módulos de elasticidade longitudinal determinados nos diagramas tensão-deformação dos corpos de prova, não supõe diferenças acentuadas entre as deformabilidades teórica e experimental.

6.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço

Um estudo comparativo sobre a representatividade dos diagramas tensão-deformação dos aços encruados, pelas expressões analíticas 5.4 e 5.5, revelaram para a maior parte das amostras ensaiadas, o seguinte:

i) A expressão analítica 5.5 intercepta a curva experimental no ponto da tensão convencional de escoamento como indica a Figura 6.5.

ii) Abaixo da tensão convencional de escoamento e acima do trecho linear o diagrama teórico presume menor deformabilidade do aço.

iii) Acima da tensão convencional de escoamento, o diagrama teórico supõe maior deformabilidade. Na Figura 6.5 se encontram representados os diagramas teórico e experimental da amostra nº 9.

6.3 - Momentos Fletores Últimos

Os valores teóricos dos momentos fletores últimos foram determinados pelos diagramas de interação descritos em 5.3.2.

As características das seções centrais consideradas no cálculo dos momentos fletores últimos são as apresentadas no quadro 3.2. As resistências a compressão do concreto consideradas para efeito de cálculo, foram as médias das resistências a compressão dos corpos de prova de uma mesma concretagem.

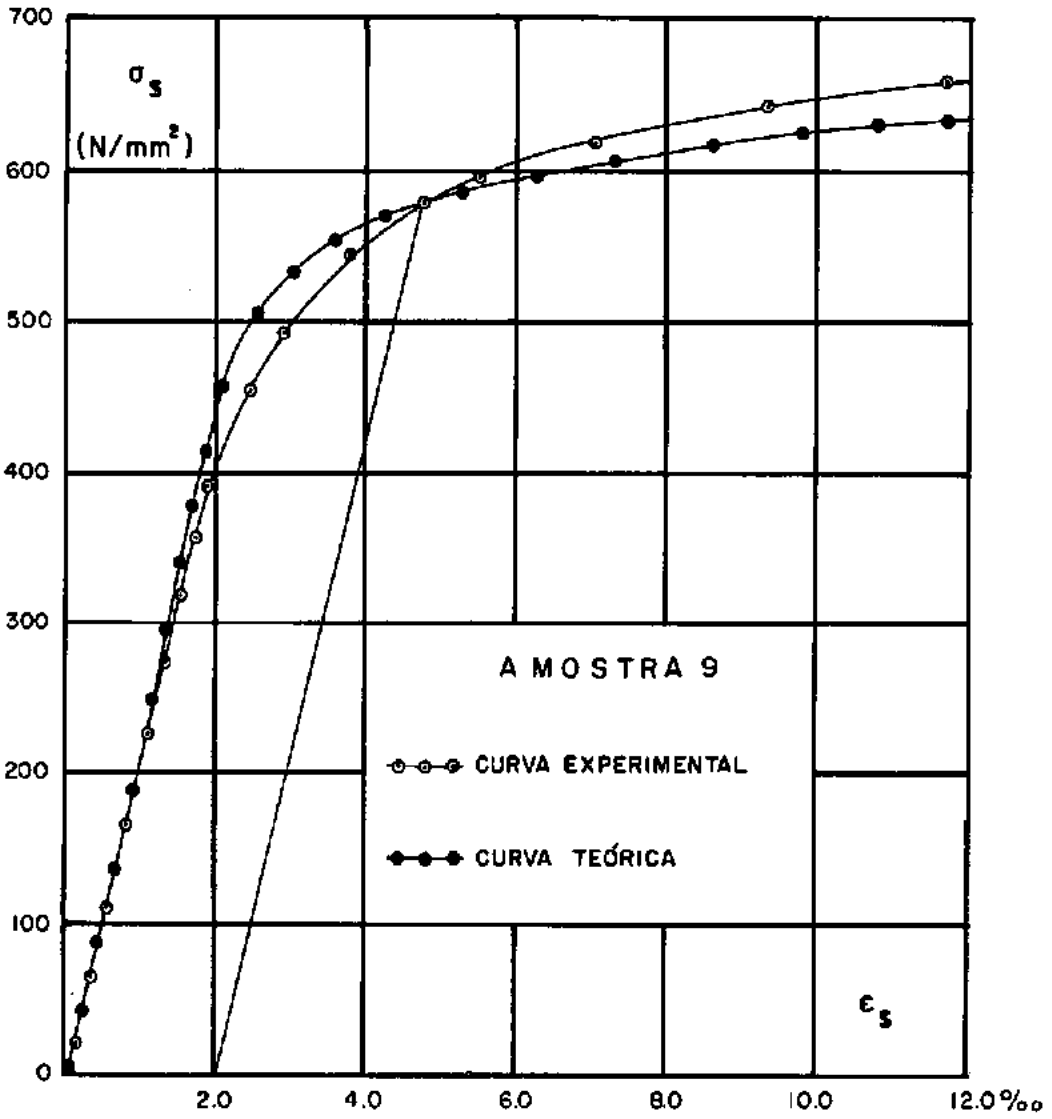


fig 6.5 - Diagrama - tensão - deformação do aço

A tensão de escoamento convencional considerada para as armaduras foi a média dos resultados obtidos das amostras ensaiadas.

A avaliação da segurança relativamente aos momentos flectores últimos das vigas ensaiadas foi feita, com a determinação de dois conjuntos de valores teóricos:

i) Momentos flectores últimos sem minoração das resistências dos materiais ($\gamma_c = \gamma_s = 1$).

ii) Momentos flectores últimos com minoração das resistências dos materiais ($\gamma_c = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$).

A comparação dos valores teóricos com os valores dos momentos flectores últimos observados é feita no Quadro 6.2.

A semelhança do comportamento da curva experimental (m , ω) e a curva adimensional teórica é ilustrada na Figura 6.6, onde:

$$m = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \frac{f_c}{\gamma_c}} \quad \text{e} \quad \omega = \frac{A_s \cdot f_y / \gamma_s}{b \cdot d \cdot f_c / \gamma_c}$$

sendo ω a percentagem mecânica da armadura.

VIGAS	Momentos fletores últimos (kN.m)			Avaliação da Segurança		ω	
	Observados	Teóricos					
	$M_u, \text{ obs}$	M_u		$M_u, \text{ obs} / M_u$		$\gamma_c=1.$	$\gamma_c=1,5$
		$\gamma_c=\gamma_s=1.$	$\gamma_c=1,5, \gamma_s=1,15$	$\gamma_c=\gamma_s=1.$	$\gamma_c=1,5, \gamma_s=1,15$	$\gamma_s=1.$	$\gamma_s=1,15$
V1A	30,4	28,1	24,1	1,08	1,26	0,1	0,13
V1B	30,4	28,1	24,1	1,08	1,26	0,1	0,13
V2A	51,9	45,8	37,7	1,13	1,38	0,17	0,22
V2B	50,0	45,7	37,3	1,09	1,34	0,17	0,22
V3A	64,7	60,8	48,1	1,06	1,34	0,28	0,37
V3B	66,7	61,1	48,7	1,09	1,37	0,28	0,37
V4A	75,5	72,5	55,1	1,04	1,37	0,38	0,50
V4B	78,4	72,5	55,1	1,08	1,42	0,36	0,47
V5A	102,9	88,6	62,1	1,16	1,66	0,72	0,94
V5B	102,9	87,8	61,7	1,17	1,67	0,72	0,94
V6A	104,9	93,1	65,2	1,13	1,61	0,99	1,29
V6B	112,7	92,1	65,1	1,22	1,73	0,99	1,29

Quadro 6.2

O momento fletor considerado nas curvas adimensional se
rã:

i) Curva experimental

$$M = M_u, \text{obs. (Momento \u00faltimo observado)}$$

ii) Curva te\u00f3rica

$$M = M_u \text{ (momento fletor \u00faltimo te\u00f3rico sem minora\u00e7\u00e3o das resist\u00eancias } f_c \text{ e } f_y \text{).}$$

Os valores de "m" e "w" considerados nas curvas adimensio-
nais s\u00e3o as m\u00e9dias dos valores obtidos para cada par de vigas se-
melhantes.

Uma primeira avalia\u00e7\u00e3o da seguran\u00e7a com rela\u00e7\u00e3o aos mo-
mentos fletores \u00faltimos, indica haver para o caso da utiliza\u00e7\u00e3o
do a\u00e7o encruado (CA.50B) em concreto leve, uma tend\u00eancia tanto
mais conservadora do c\u00e1lculo te\u00f3rico quanto maior a percentagem
mec\u00e2nica de armadura.

As maiores discrep\u00e2ncias nos momentos fletores \u00faltimos
s\u00e3o observadas nas vigas superarmadas V5A, V5B, V6A e V6B.

No caso particular do par de vigas V6A e V6B apresenta -
rem momentos fletores \u00faltimos, com diferen\u00e7a mais acentuada do
que nos demais pares de vigas, deveu-se ao fato da falha de con-
cretagem, num dos pontos de aplica\u00e7\u00e3o de carga na viga V6A; ocor-
rendo assim uma instabilidade por esmagamento do concreto na face

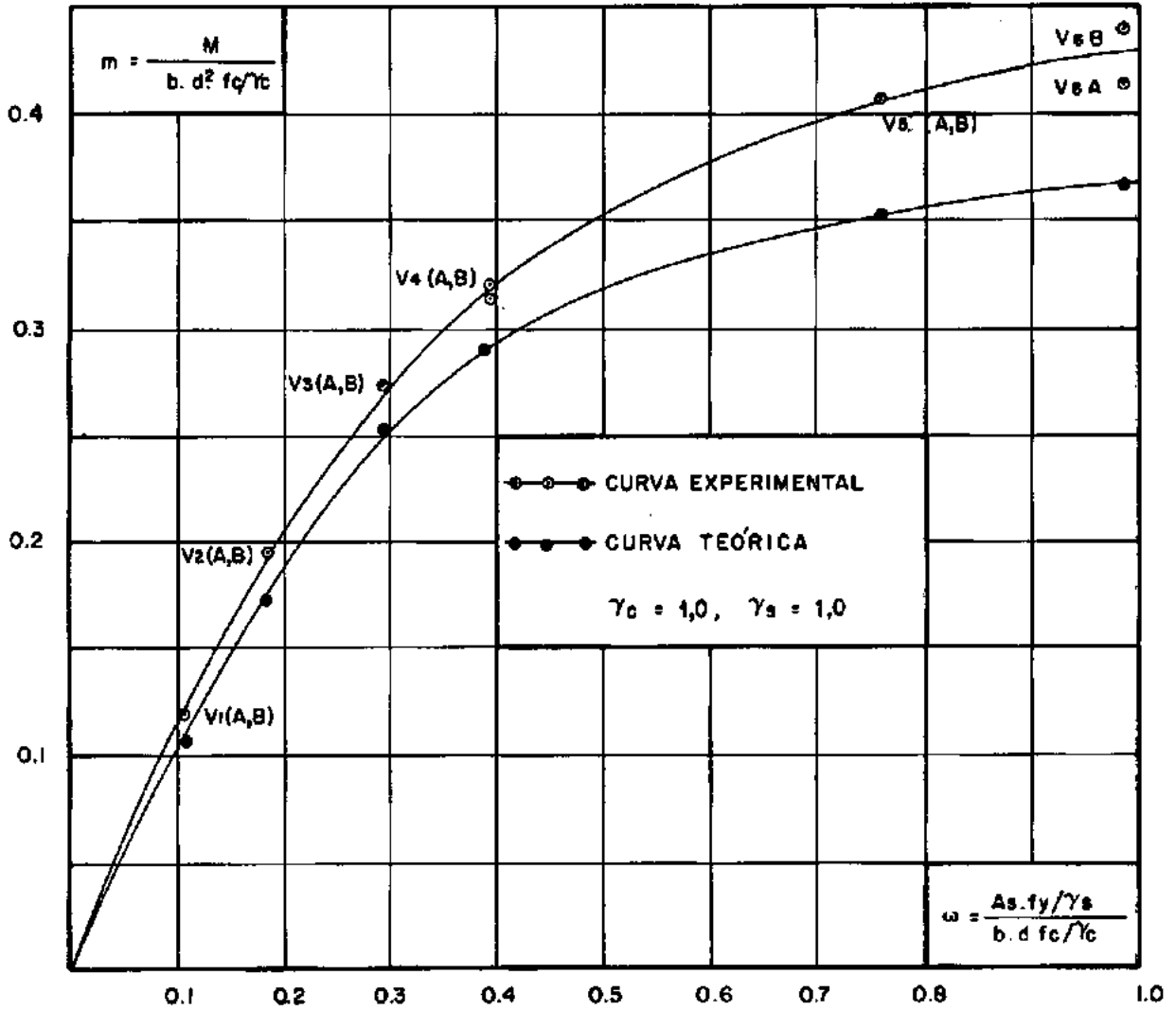


fig 6.6 - Momentos Flectores Últimos

superior da mesma.

6.4 - Deformações de Flexão no Concreto e na Armadura

Os valores das deformações finais no concreto e nas armaduras de tração das vigas ensaiadas, se referem a um estágio de pré-ruptura, devido ao fato das medições não terem sido feitas com aparelhagem de registro contínuo.

6.4.1 - Deformação no Concreto

As deformações experimentais máximas no concreto que ocorrem ao nível da face superior das vigas, foram determinadas pelo ajustamento linear dos encurtamentos relativos do concreto, determinados nas bases de medida do "Tensotast" dispostas ao longo da altura da seção central.

Na Figura 6.7 mostra como é obtida uma configuração da seção deformada, pelo ajustamento linear dos valores experimentais de deformação, para uma etapa de carregamento.

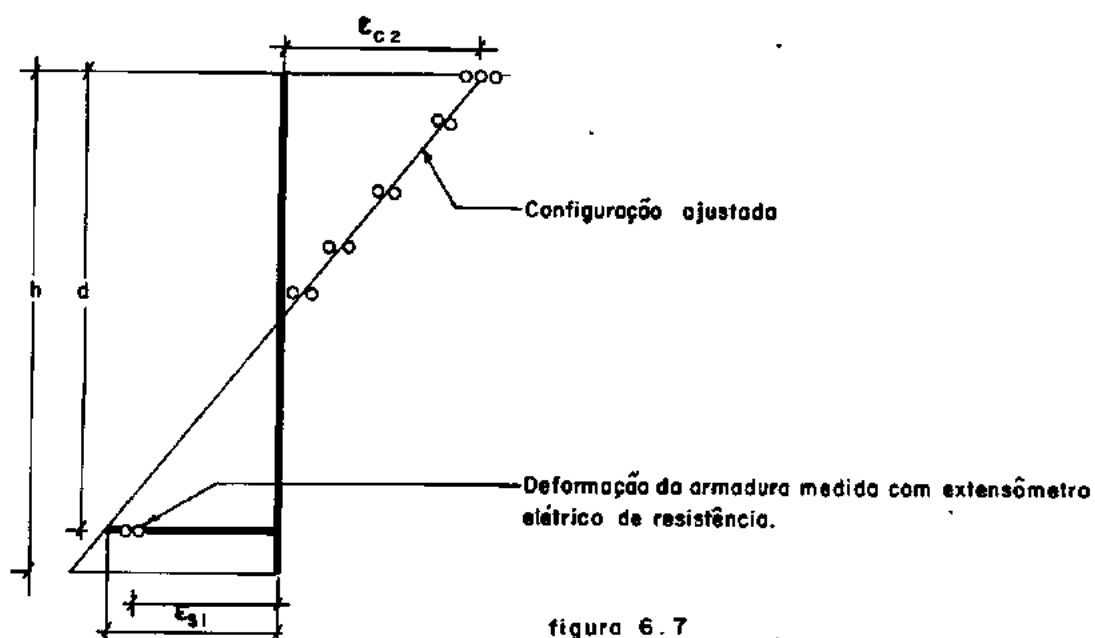


figura 6.7

ϵ_{c2} e ϵ_{s1} são deformações obtidas do ajustamento.

Determinados os valores das deformações máximas no concreto, em cada etapa de carregamento dos ensaios, foram traçadas as curvas de deformação indicadas nas Figuras 6.8 a 6.19 (Curvas nº 3).

A escolha da relação M/M_u , obs para indicar as ordenadas das curvas, objetiva ilustrar a proximidade do último estágio de leitura conseguido, com relação ao estágio final dos ensaios.

A direita dessas figuras é indicado o quadro representativo da evolução das aberturas de fissuras com o carregamento. Na parte superior é ilustrado um mapeamento das principais fissuras do estágio final.

6.4.2 - Deformações na Armadura

Foi observado que após um determinado estágio de fissuração, as deformações na armadura obtidas pela leitura direta com extensômetro elétrico de resistência, apresentavam pequenas variações com relação aos valores das deformações do ajustamento linear.

Nas Figuras 6.8 a 6.19 se encontram representadas duas curvas indicando as deformações na armadura.

Curva 1 - representa os alongamentos relativos da armadura, medidos experimentalmente com utilização de extensômetros elétricos de resistência (Fig. 6.7).

Curva 2 - representa os alongamentos relativos da armadura, obtidos do ajustamento linear das deformações medidas no concreto.

6.4.3 - Deformações Teóricas e Experimentais

No Quadro 6.3 estão representados os valores das deformações experimentais máximas no concreto e na armadura, do último estágio de leitura. Juntamente estão os valores das deformações do estado limite último necessárias à flexão simples.

Comentários sobre as Figuras 6.8 a 6.19

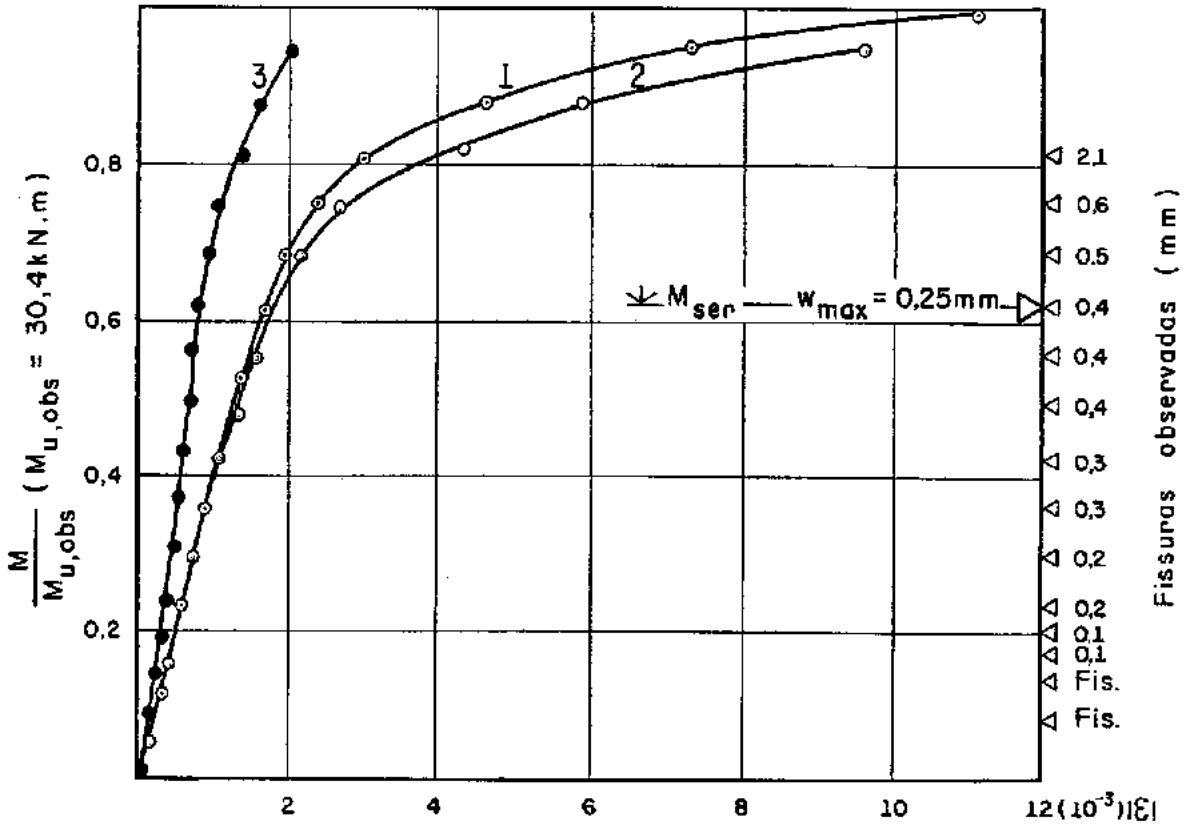
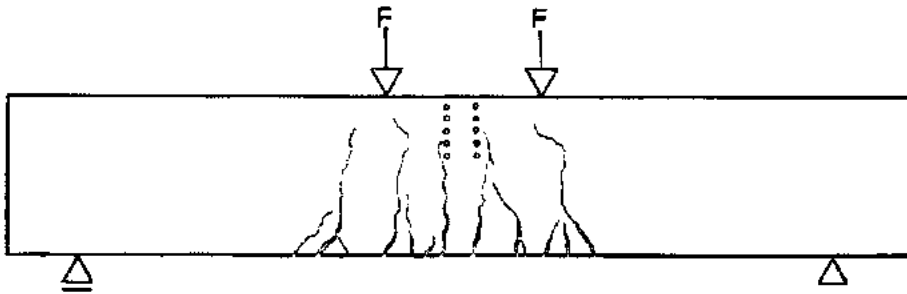
Curvas nº 1: representam os alongamentos relativos da armadura medidos experimentalmente com extensômetros elétricos de resistência.

Curvas nº 2: representam os alongamentos relativos da armadura obtidos de ajustamento linear das deformações medidas no concreto (veja Fig. 6.7).

Curvas nº 3: representam os encurtamentos relativos da fibra superior do concreto na seção central.

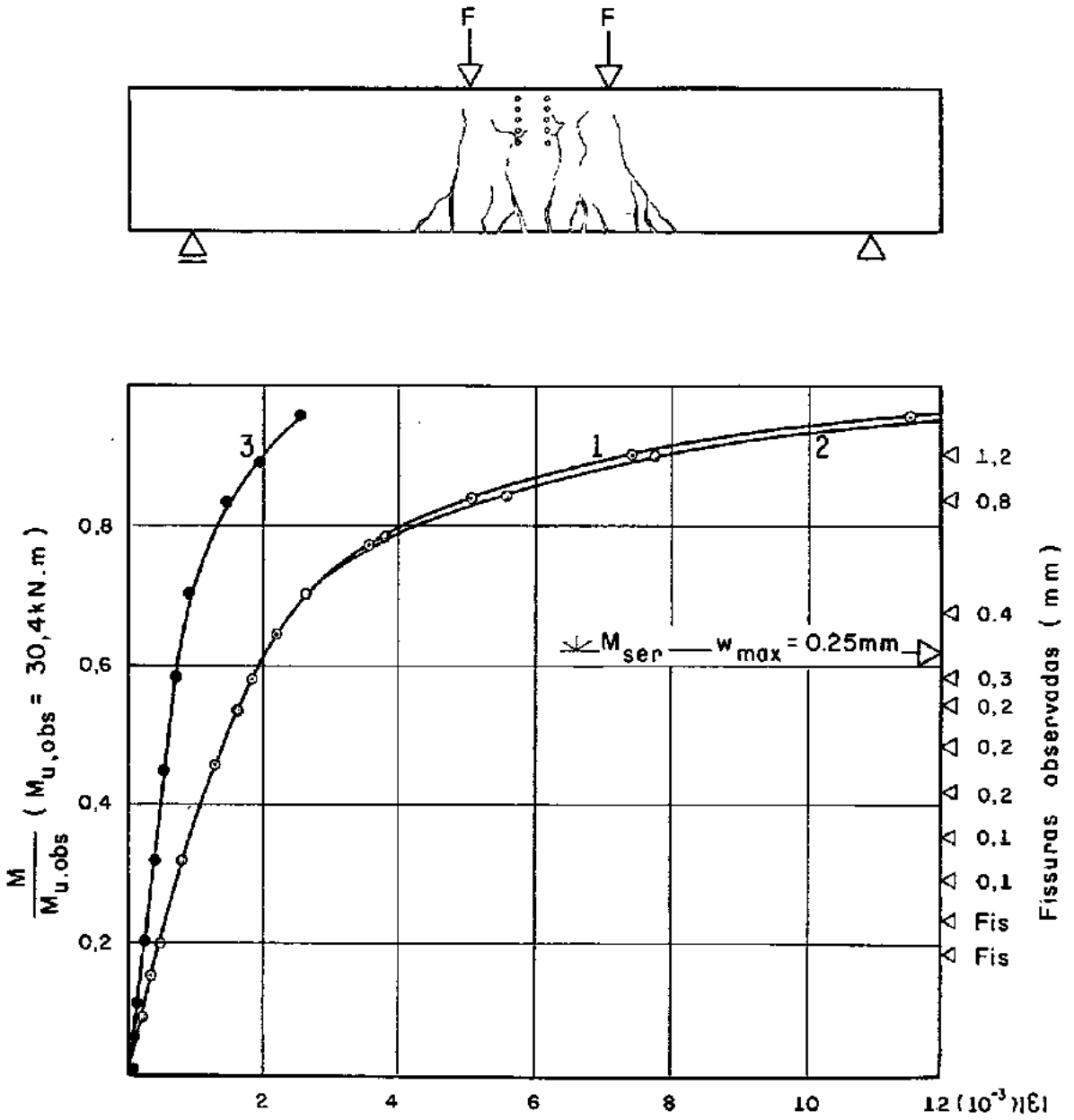
Fissuras observadas: à direita das Fig. 6.8 a 6.19 é indicada a evolução experimental das aberturas de fissuras com o carregamento.

w_{\max} : indica o valor da abertura máxima teórica da fissura calculada para o momento de serviço.



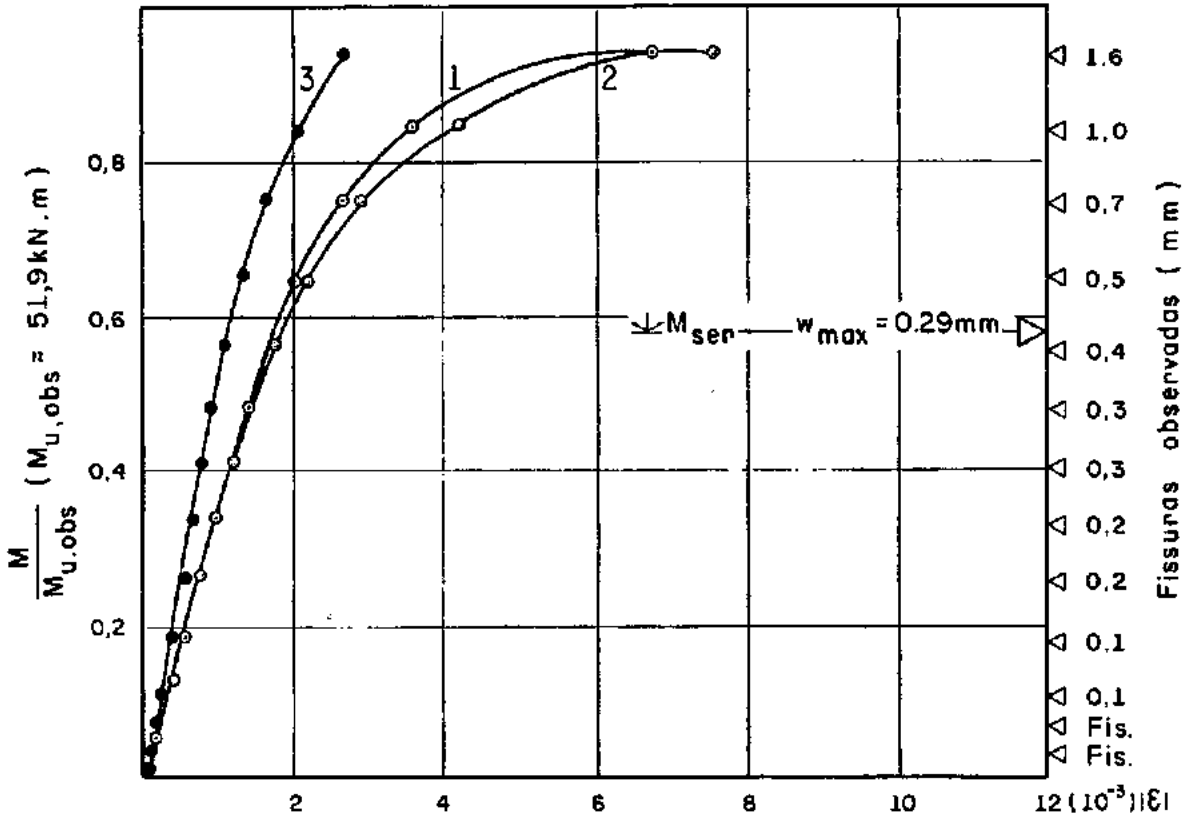
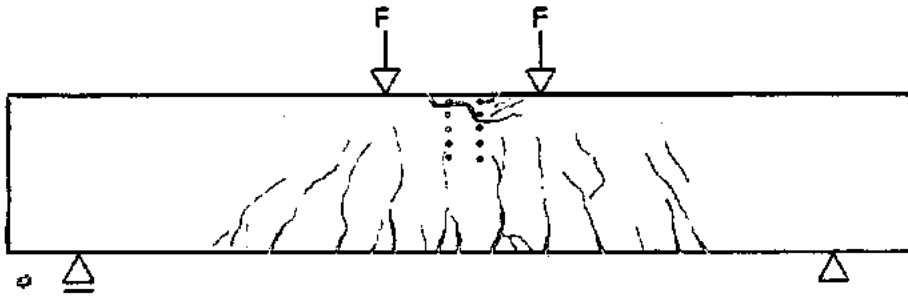
Viga 1A
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.8



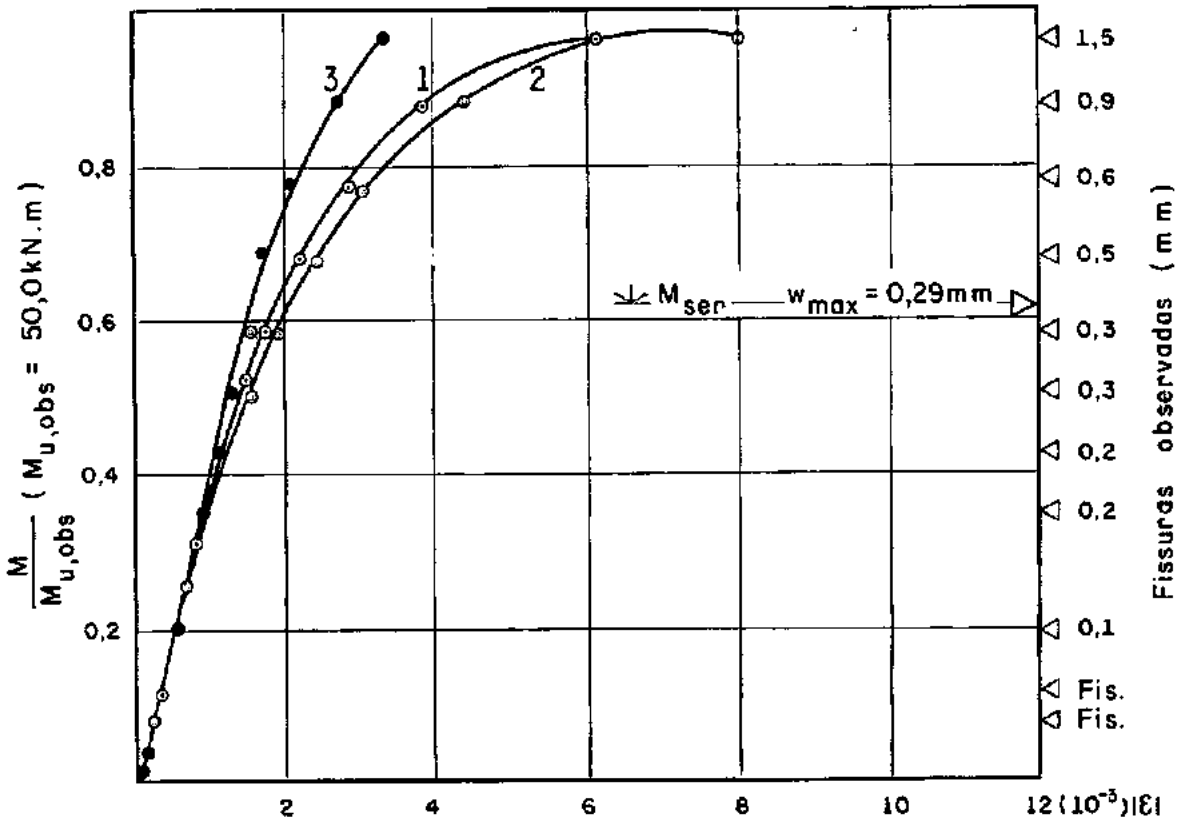
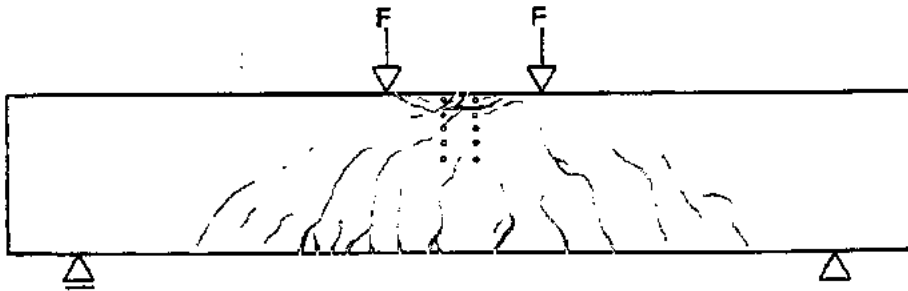
Viga 1B
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.9



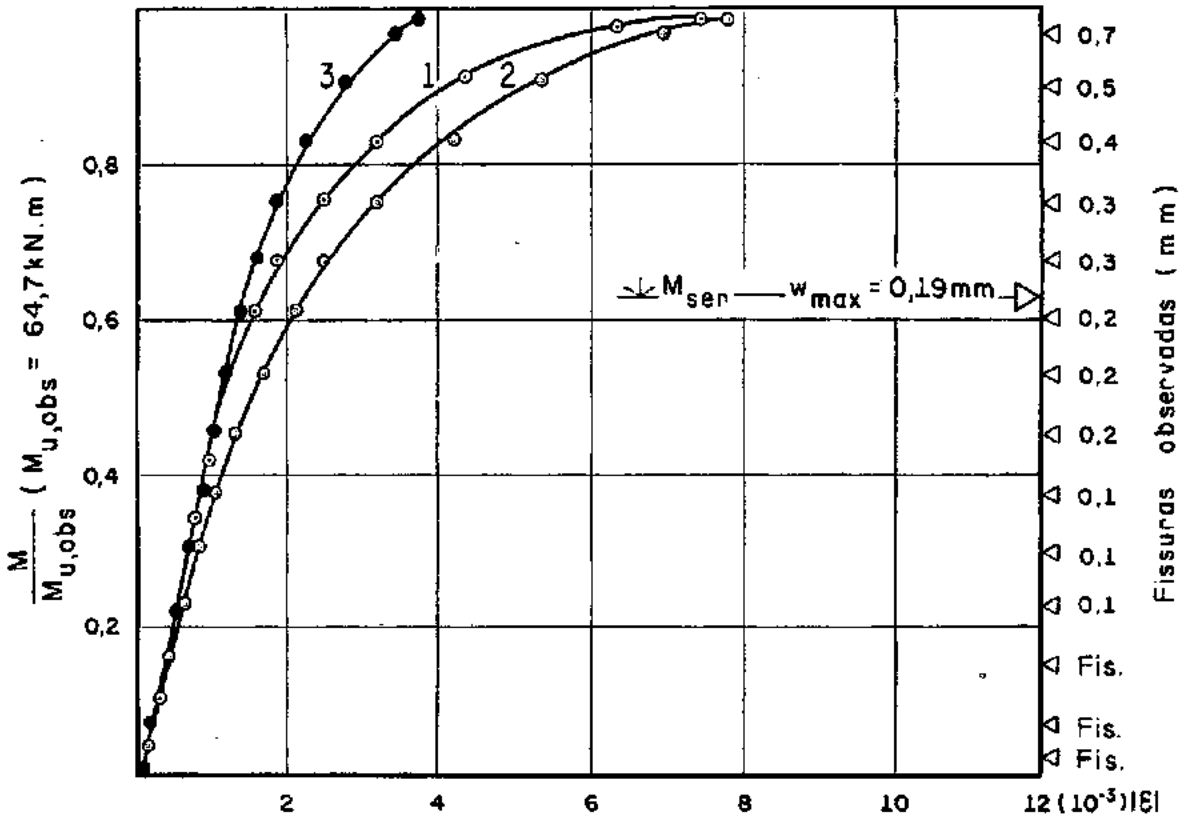
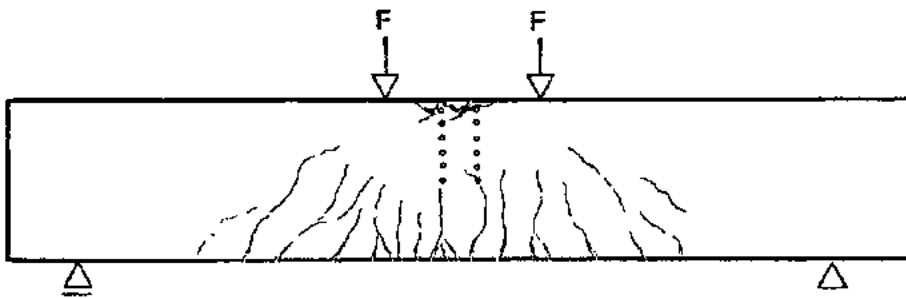
Viga 2A
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.10

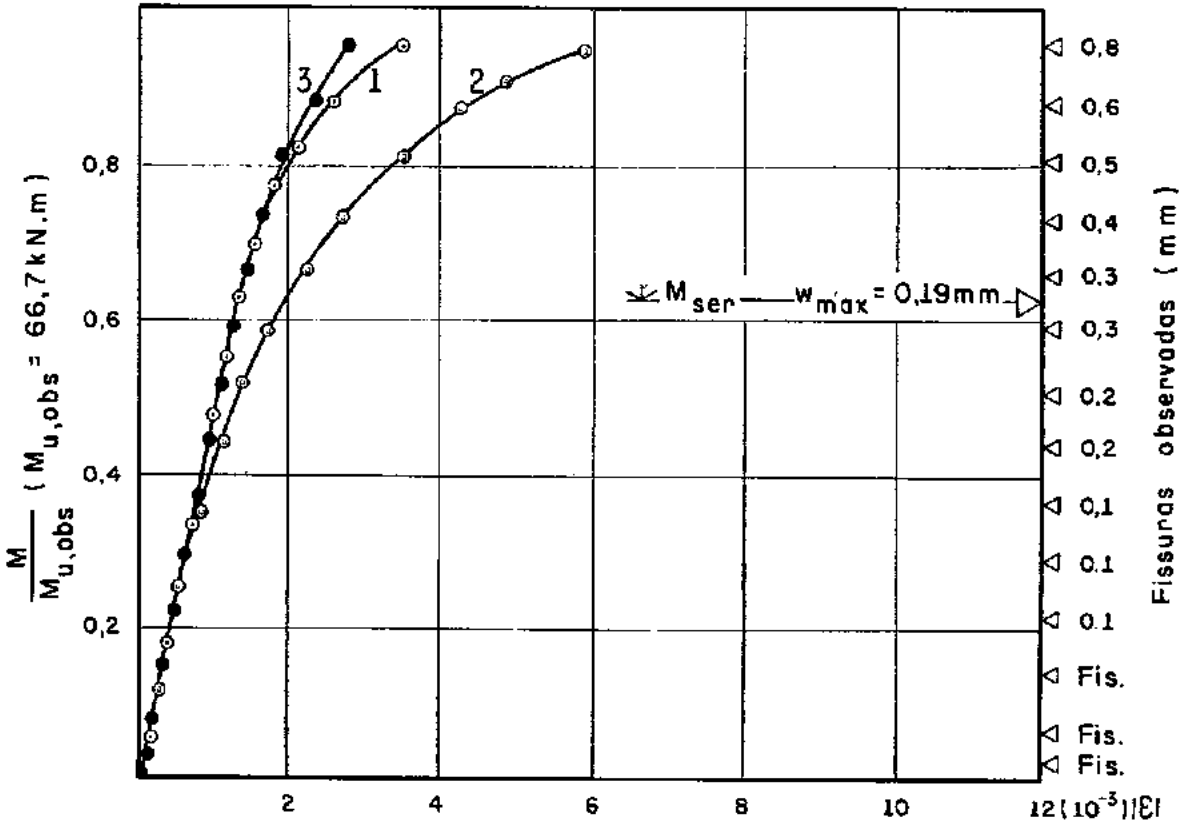
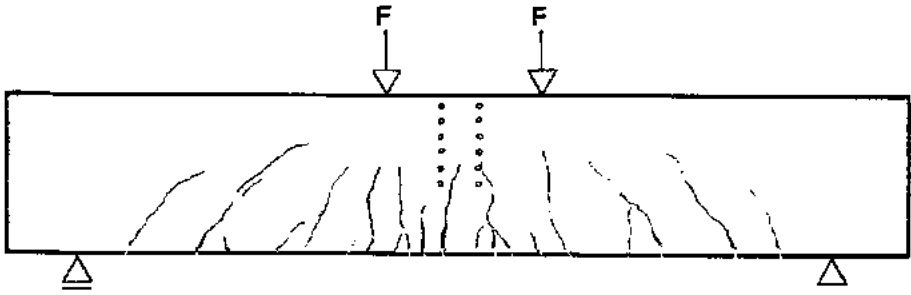


Viga 2B
 DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.11

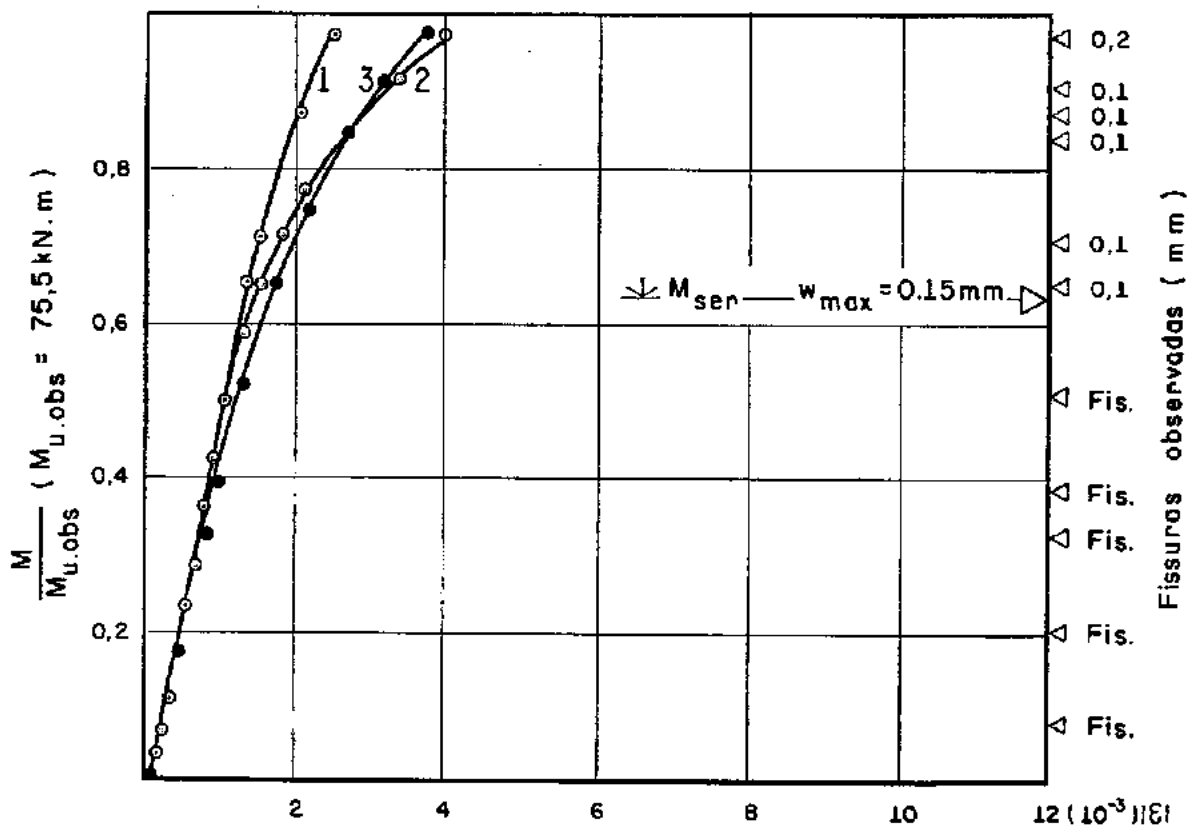
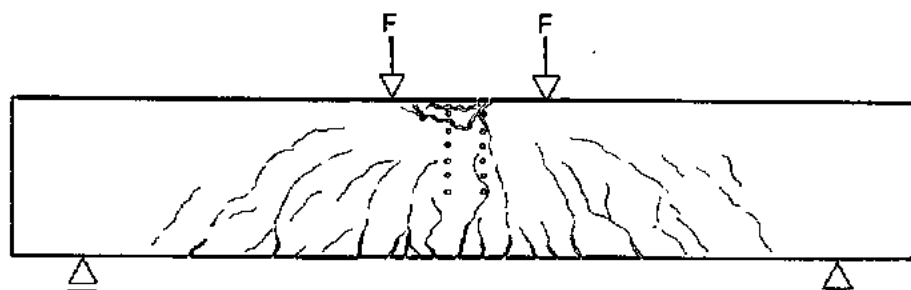


Viga 3A
 DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO
 Fig. 6.12



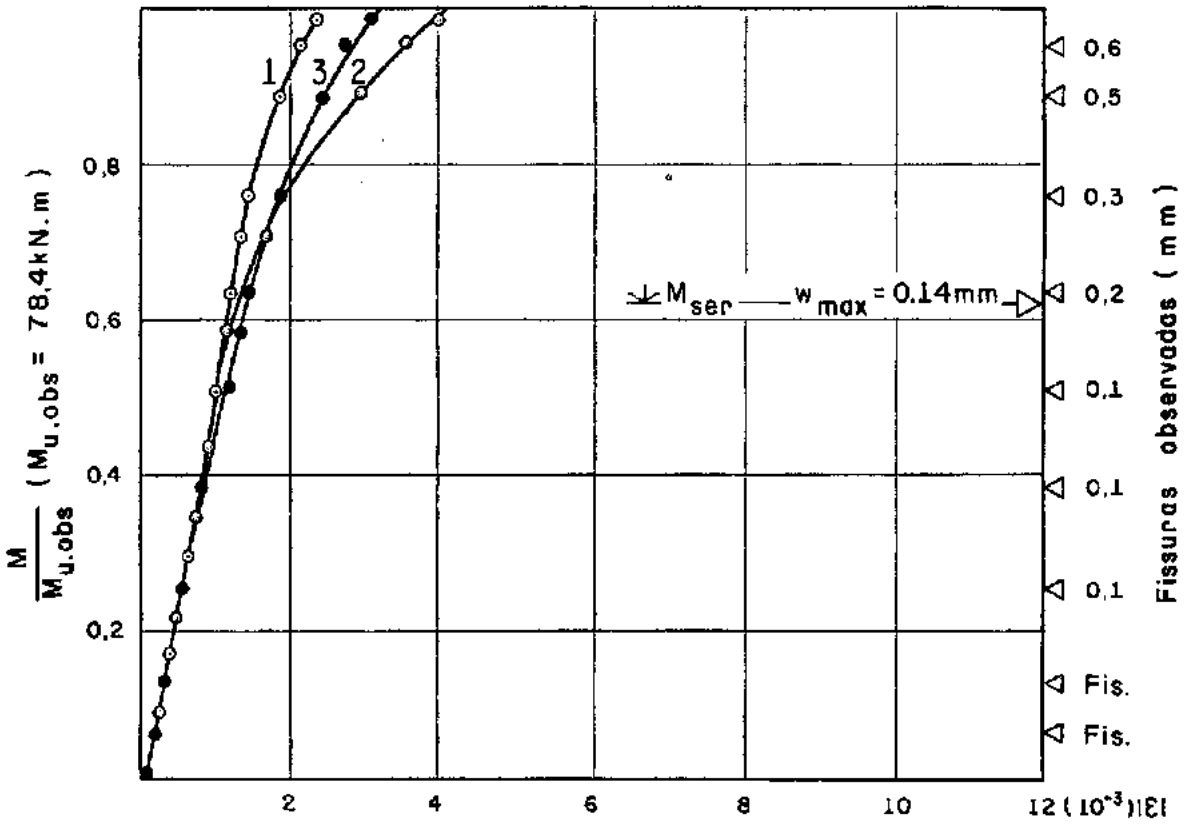
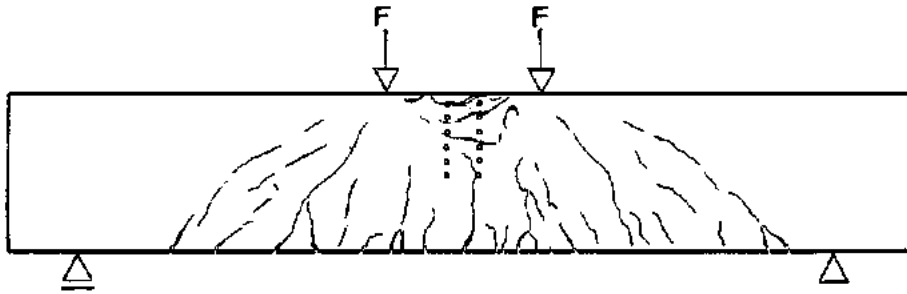
Viga 3B
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.13



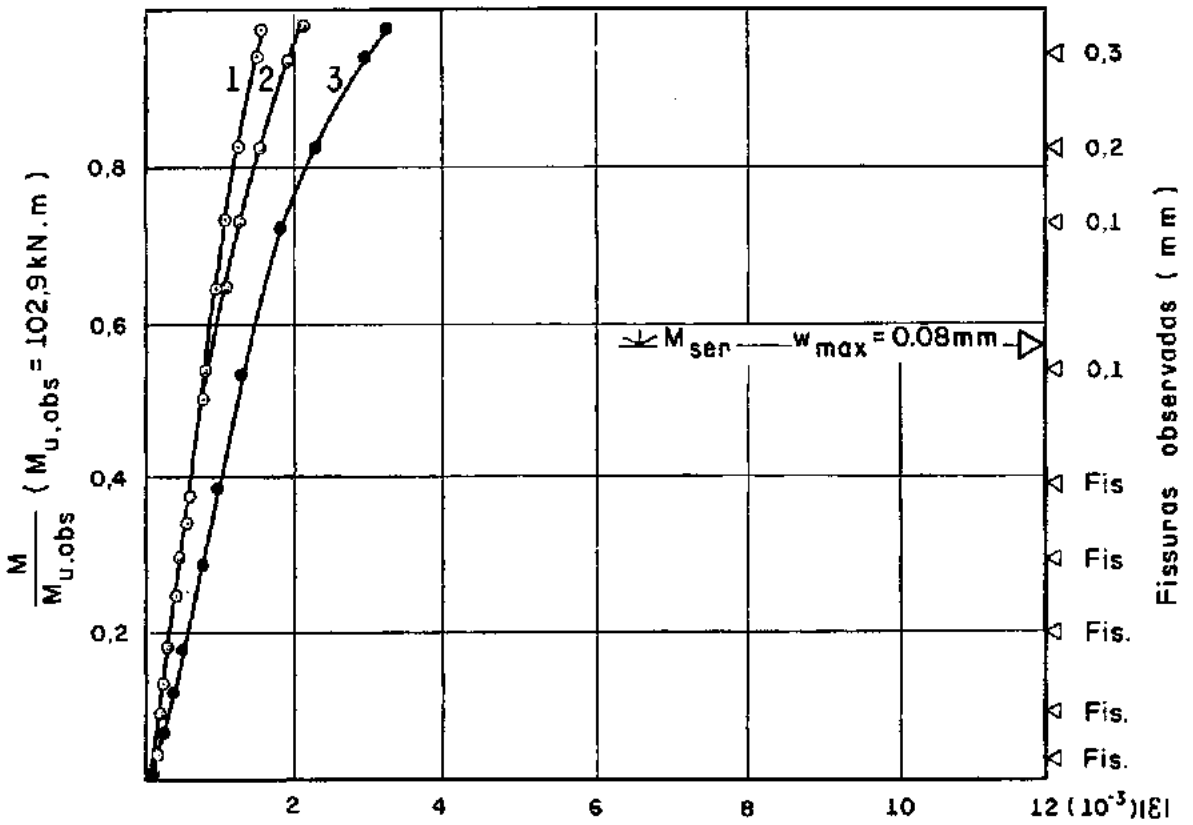
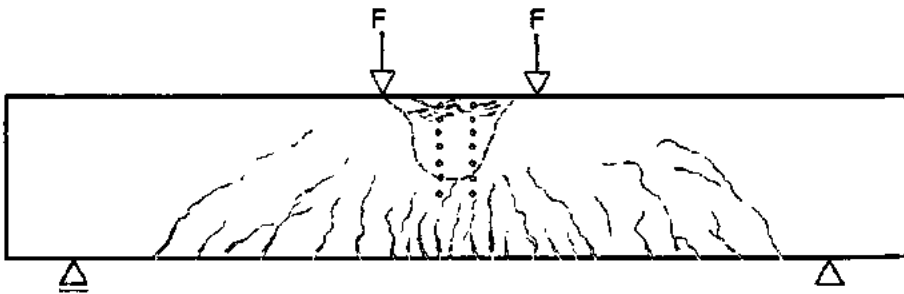
Viga 4 A
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.14



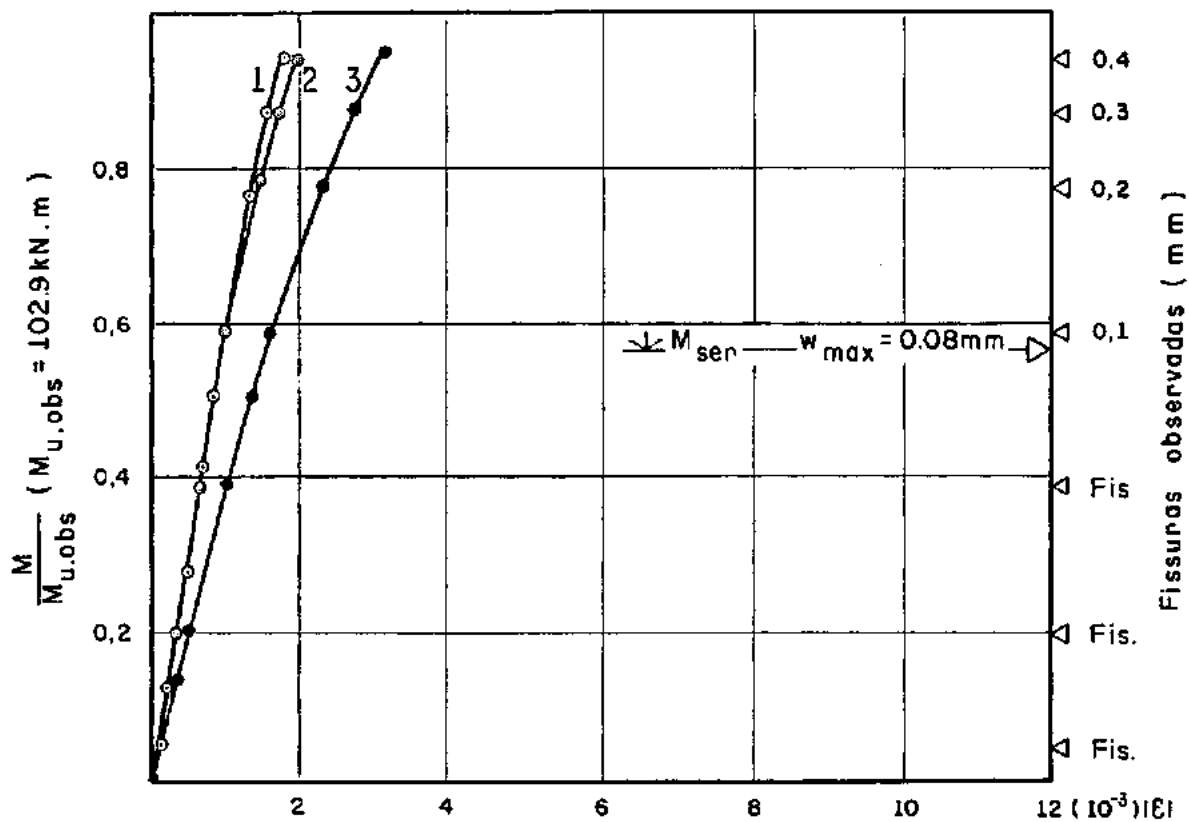
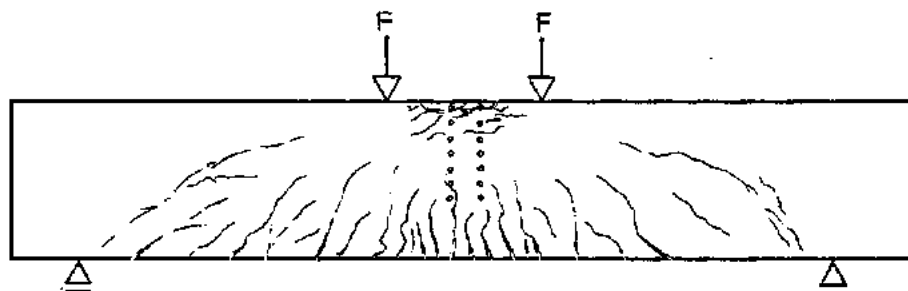
Viga 4B
 DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.15



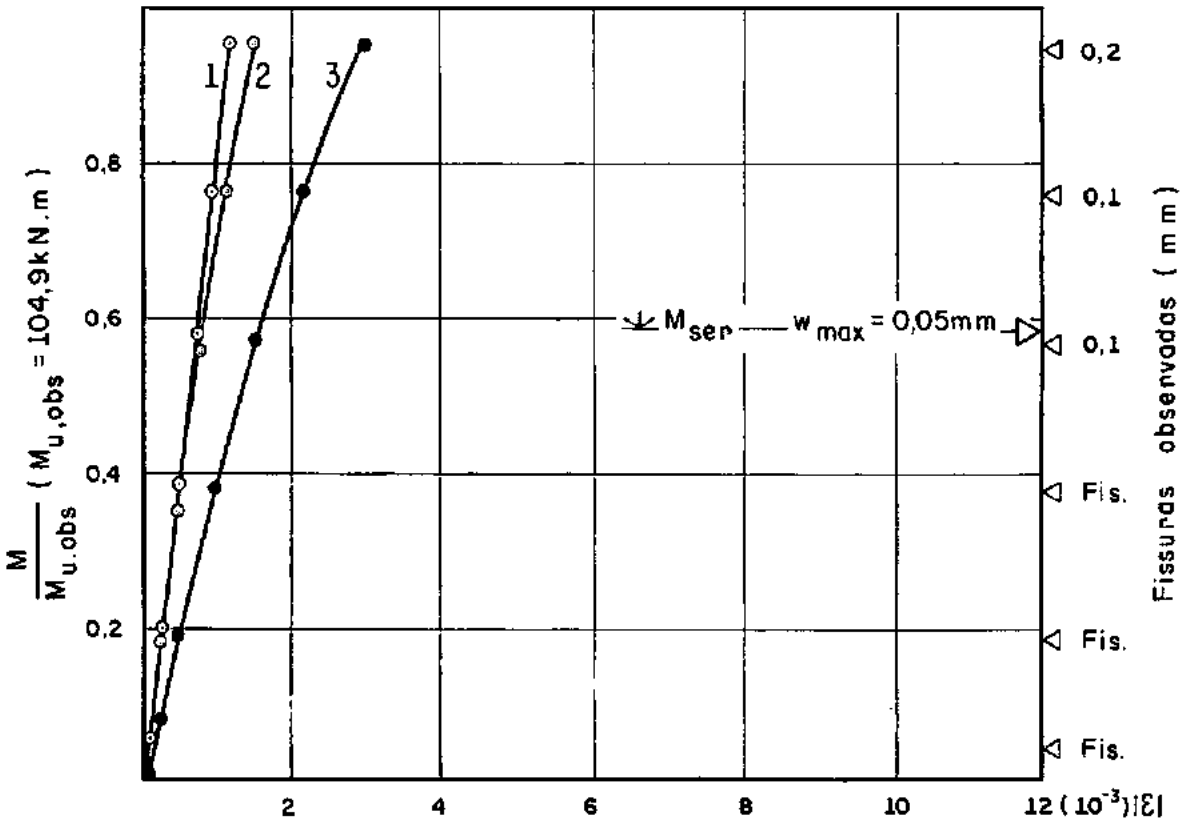
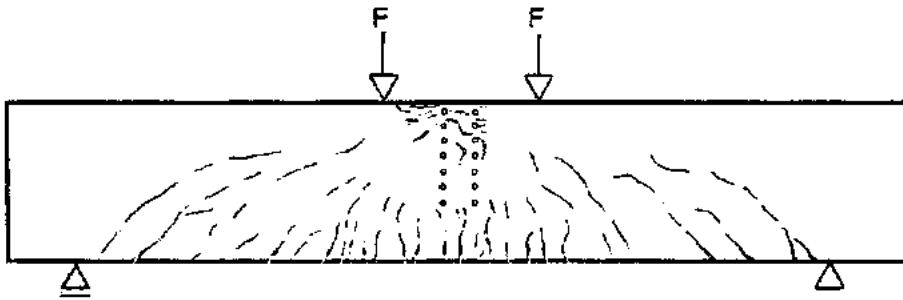
Viga 5A
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.16



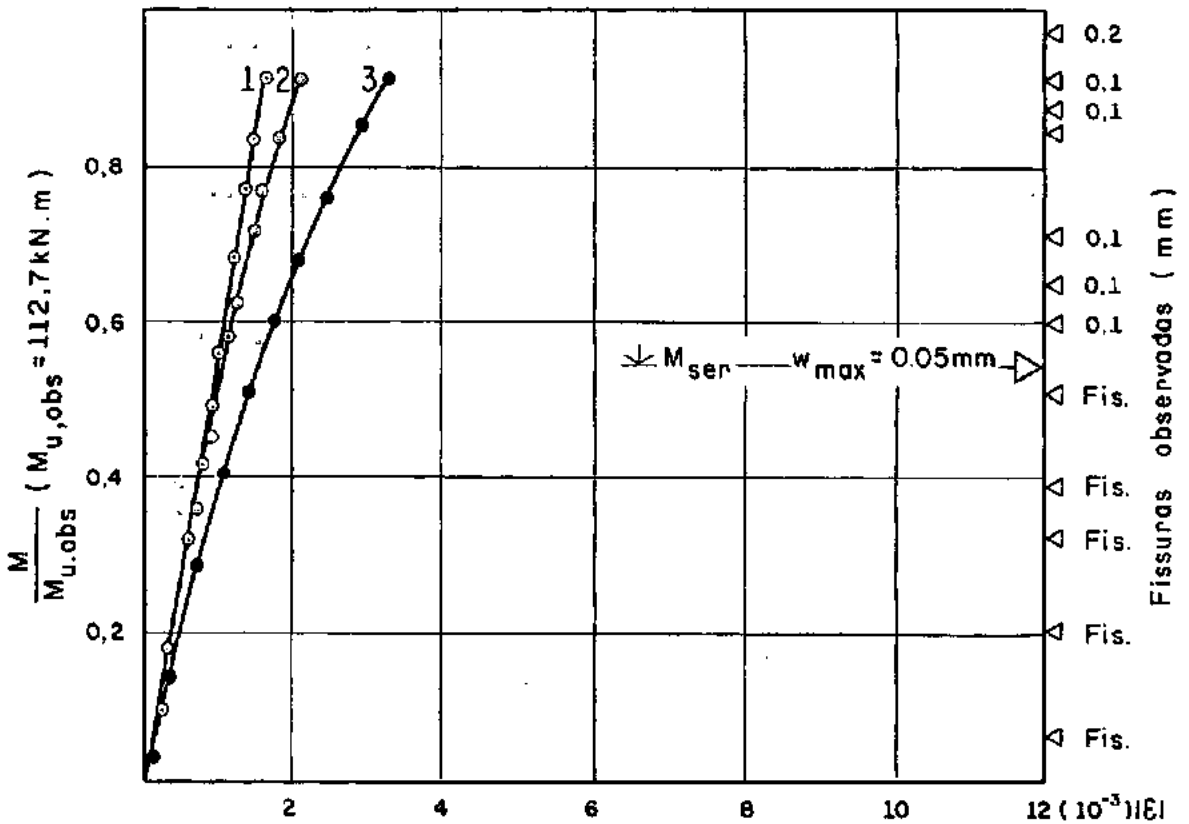
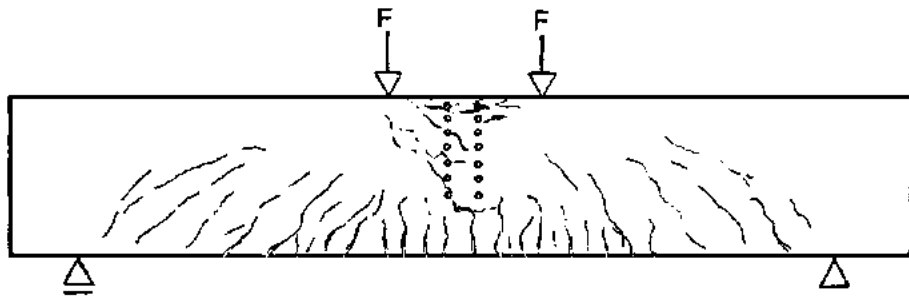
Viga 5B
DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

• Fig. 6.17



Viga 6A
 DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.18



Viga 6B
 DEFORMAÇÕES E FISSURAÇÃO

Fig. 6.19

VIGA	Tipo de Ruptura	Deformações Observadas				Deformações teóricas		
		pelo ajustamento		pelo E. E. R.	$\frac{M}{M_{u,obs}}$ ($^{\circ}/_{\circ}$)	ϵ_{c2} ($^{\circ}/_{\circ\circ}$)	ϵ_{s1} ($^{\circ}/_{\circ\circ}$)	
		ϵ_{c2} ($^{\circ}/_{\circ\circ}$)	ϵ_{s1} ($^{\circ}/_{\circ\circ}$)	ϵ_{s1} $^{\circ}/_{\circ\circ}$				
V1A	Sub-ar-mada	2,0	9,7	11,1	94	2,2	10,0	
V1B		2,5	11,5	13,7	94	2,2	10,0	
V2A	normal-mente armadas	2,7	7,5	6,7	94	3,5	9,2	
V2B		3,2	8,0	6,0	96	3,5	9,2	
V3A		3,7	7,7	7,5	98	3,5	5,3	
V3B		2,8	5,8	3,5	95	3,5	5,3	
V4A		super-arma-das	3,7	3,9	2,3	98	3,5	3,2
V4B			3,2	4,0	2,5	98	3,5	3,2
V5A	3,2		2,2	1,5	96	3,5	1,7	
V5B	3,2		1,8	1,7	94	3,5	1,7	
V6A	3,0		1,5	1,2	93	3,5	1,3	
V6B	3,3		1,7	1,1	92	3,5	1,3	

Quadro 6.3

Deformações Teóricas e Experimentais

As máximas deformações observadas correspondem a um carregamento de aproximadamente 95% da carga de ruptura.

Nas Figuras 6.2.1 e 6.3.2 se encontram em traço contínuo, as configurações da seção central deformada mais representativas do ensaio. Em traço seccionado estão traçadas as configurações teóricas do estado limite último.

As deformações do concreto na fibra superior apresentam um comportamento bem mais definido do que as deformações observadas na armadura. Os diagramas momento-deformação do concreto (Fig. 6.8 a 6.19) das vigas subarmadas e normalmente armadas se mantêm retilíneos, sofrendo leve deflexão nos últimos estágios do ensaio. Nas vigas superarmadas, essa deflexão do diagrama nos estágios finais do ensaio é bem menos acentuada do que nas vigas anteriores, chegando mesmo a se manterem quase que totalmente retilíneos nas vigas V6A, V6B e V5B.

Os valores das deformações máximas do concreto para um estágio de carregamento correspondente a 95% da carga de ruptura estão representados juntamente com os teóricos na Figura 6.20. De duz-se da disposição desses valores na Figura 6.20 uma grande aproximação das deformações observadas com relação ao limite de -3,5% estabelecido para a flexão.

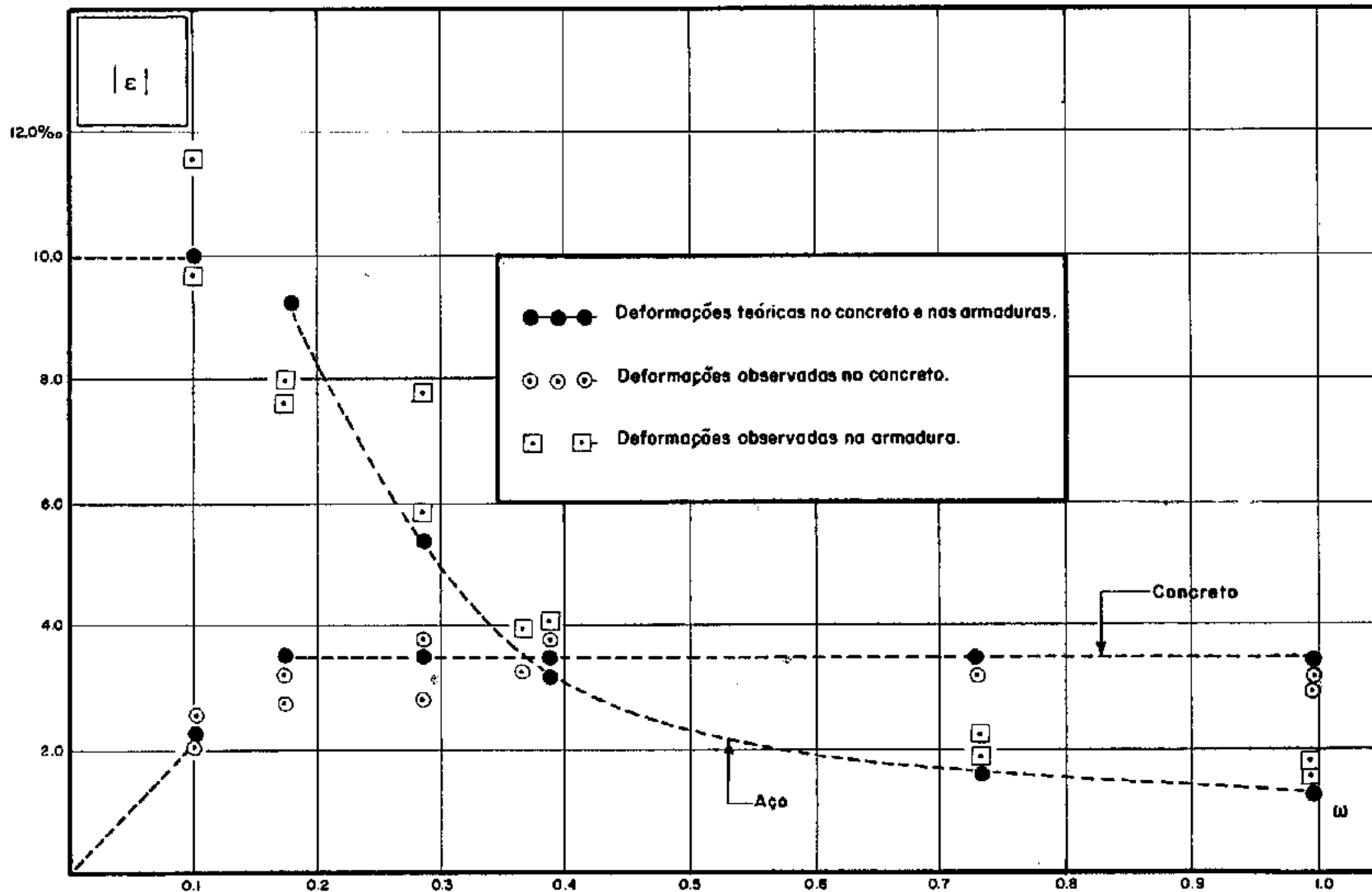


fig 6.20 - Deformações Teóricas e Experimentais

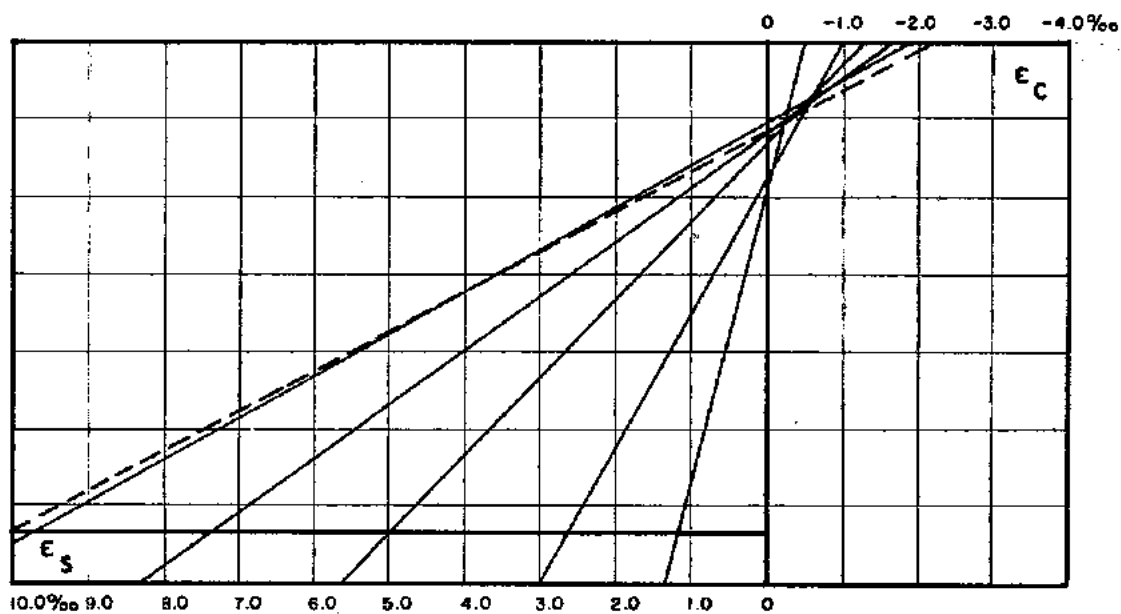


fig 6.22 - viga VIB

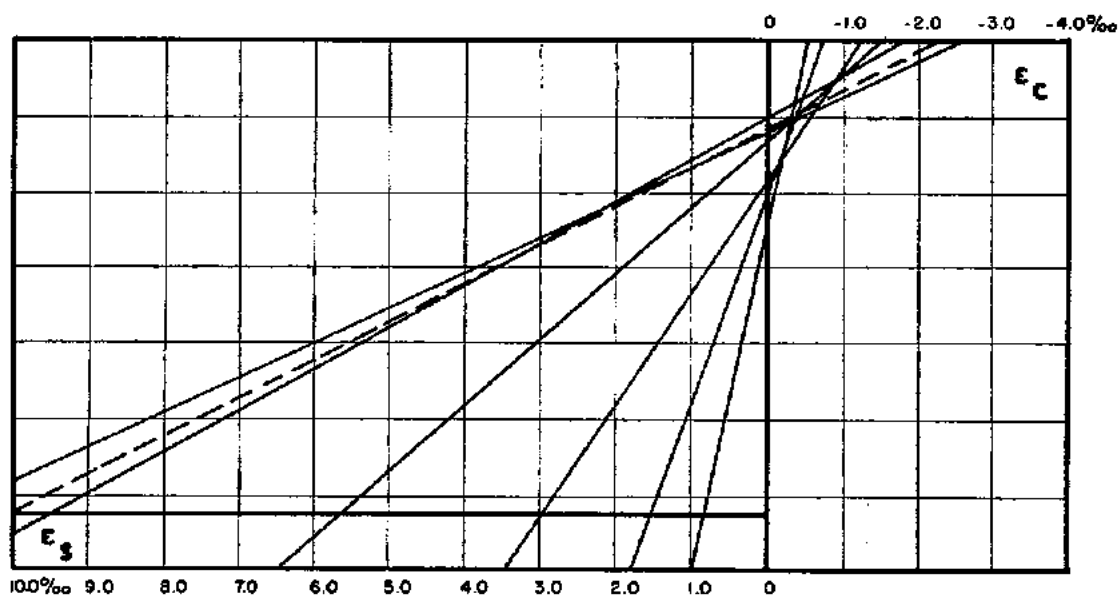


fig 6.21 - viga VIA

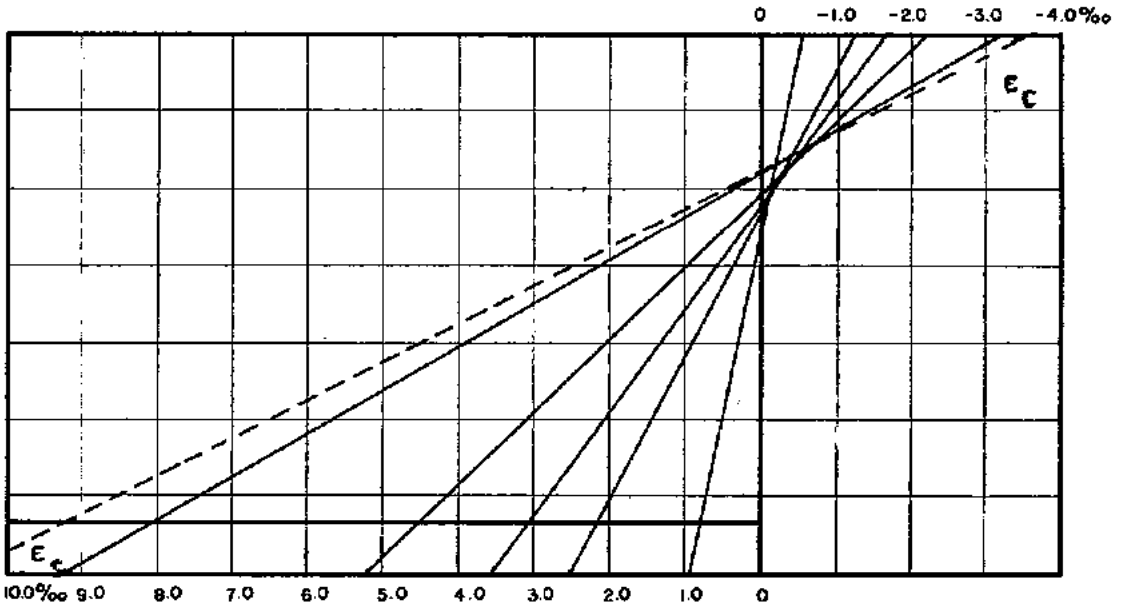


fig 6.24 - viga V2B

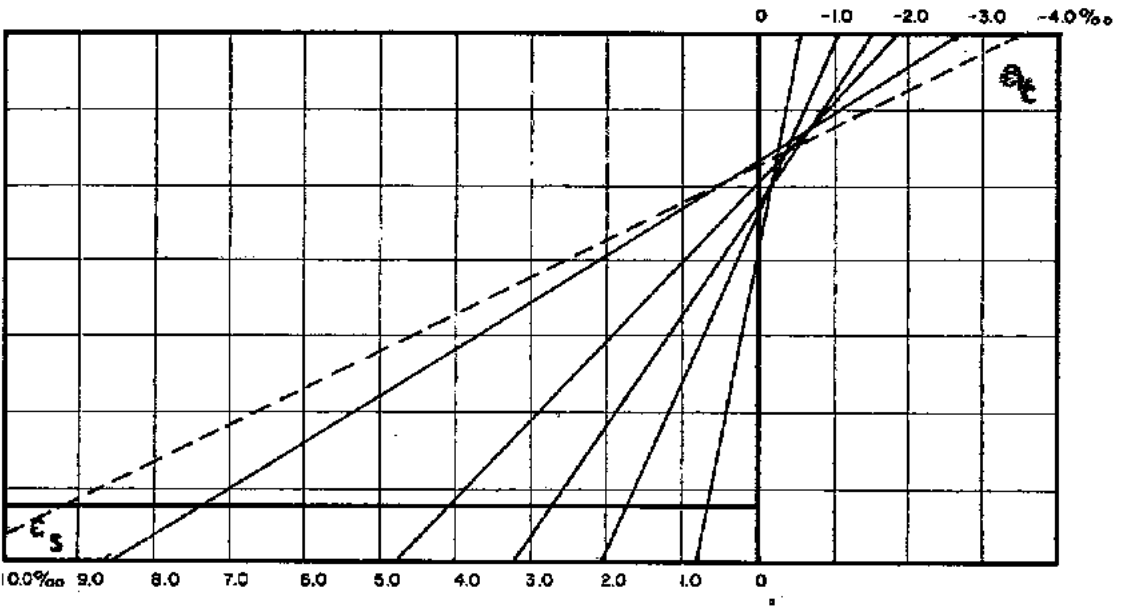


fig 6.23 - viga V2A

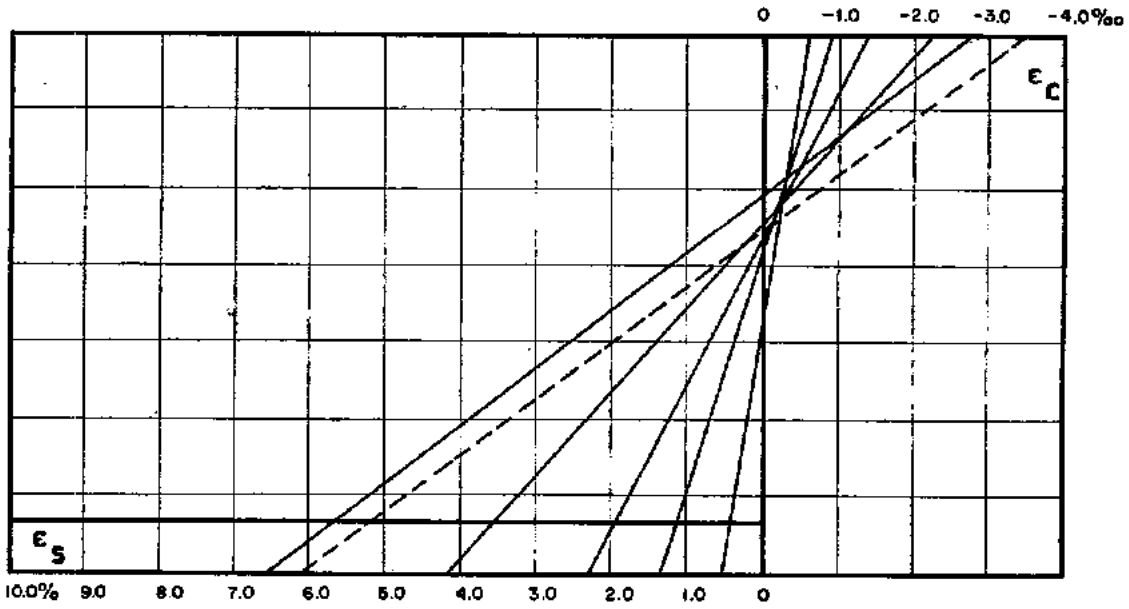


fig 6.26 - viga V3B

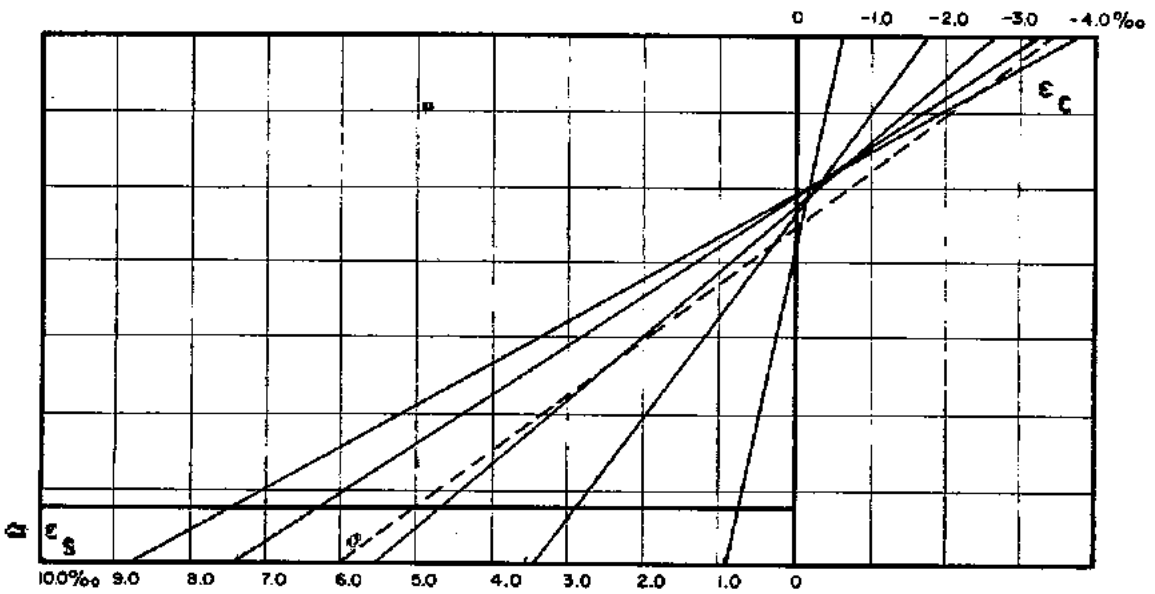


fig 6.25 - viga V3A

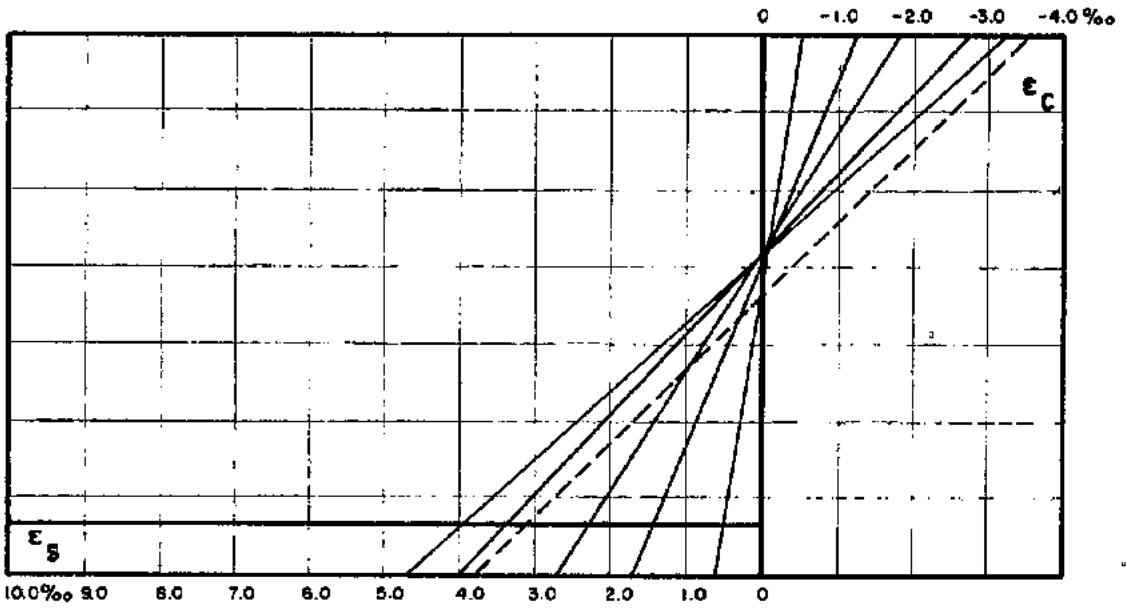


fig 6.28 - viga V4B

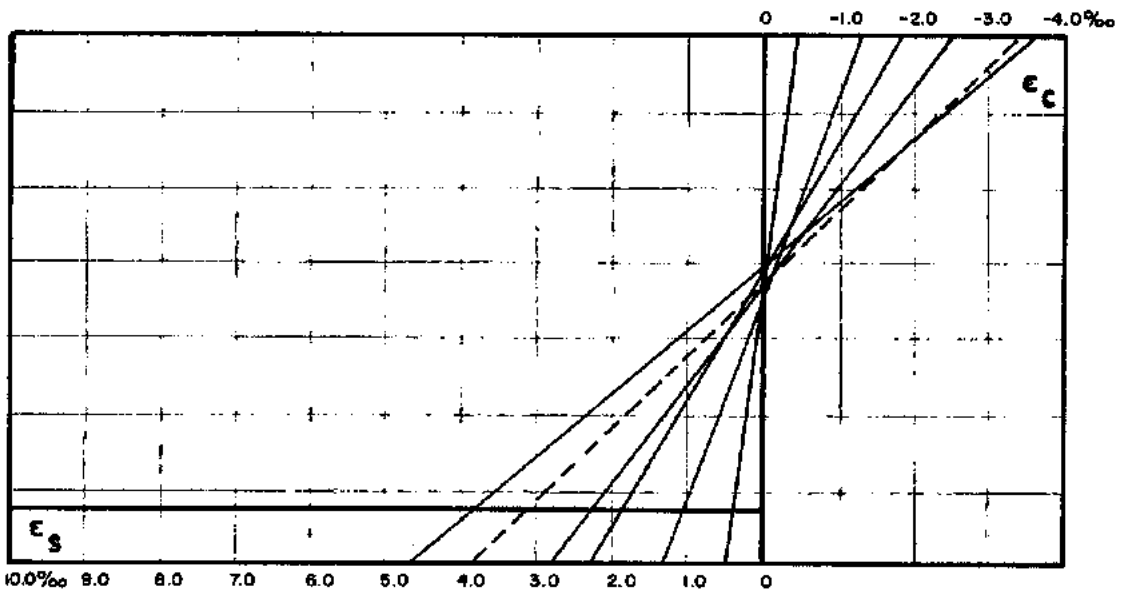


fig 6.27 - viga V4A

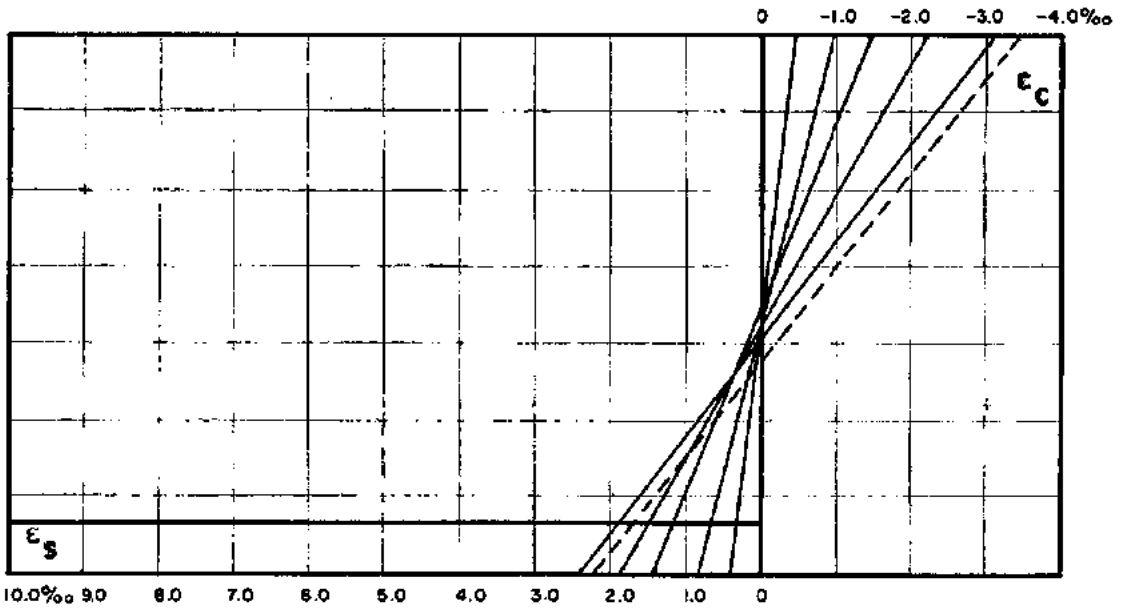


fig 6.30 - viga V5B

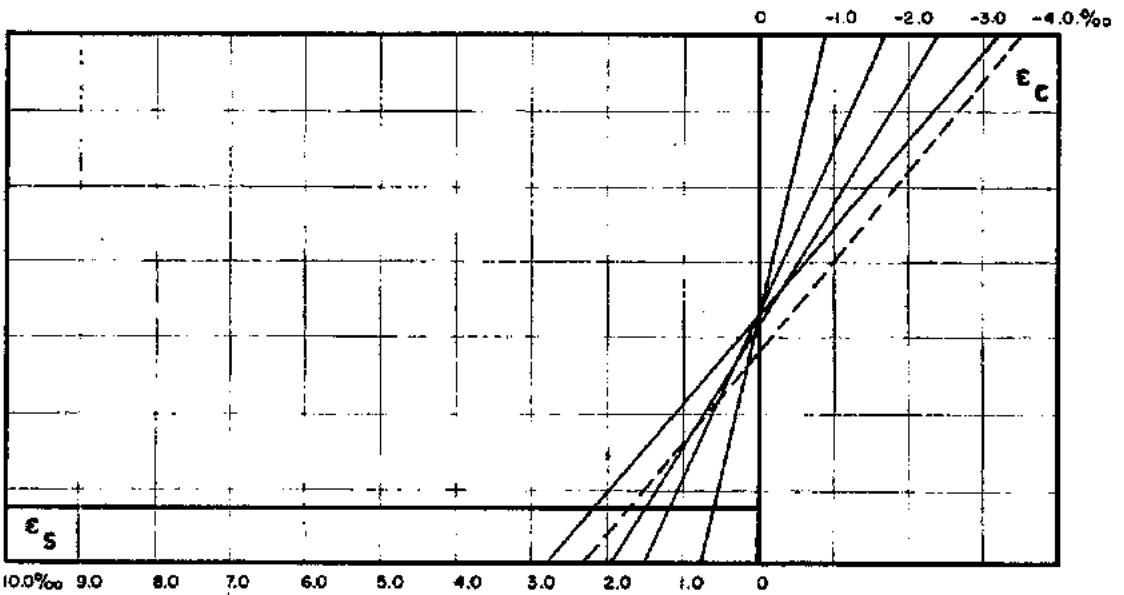


fig 6.29 - viga V5A

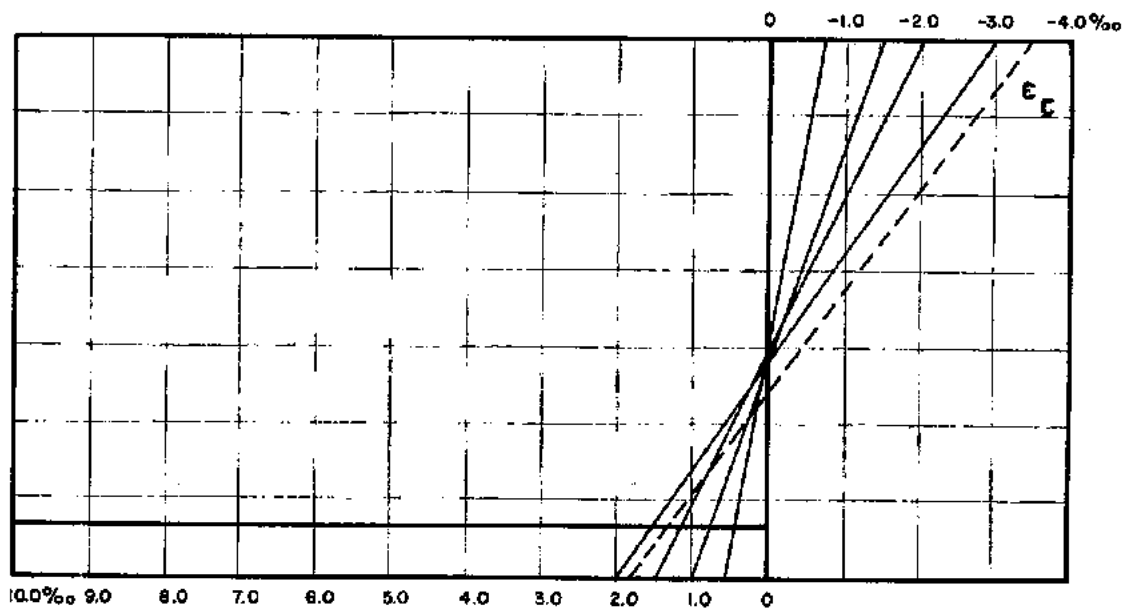


fig 6.31 - viga V6A

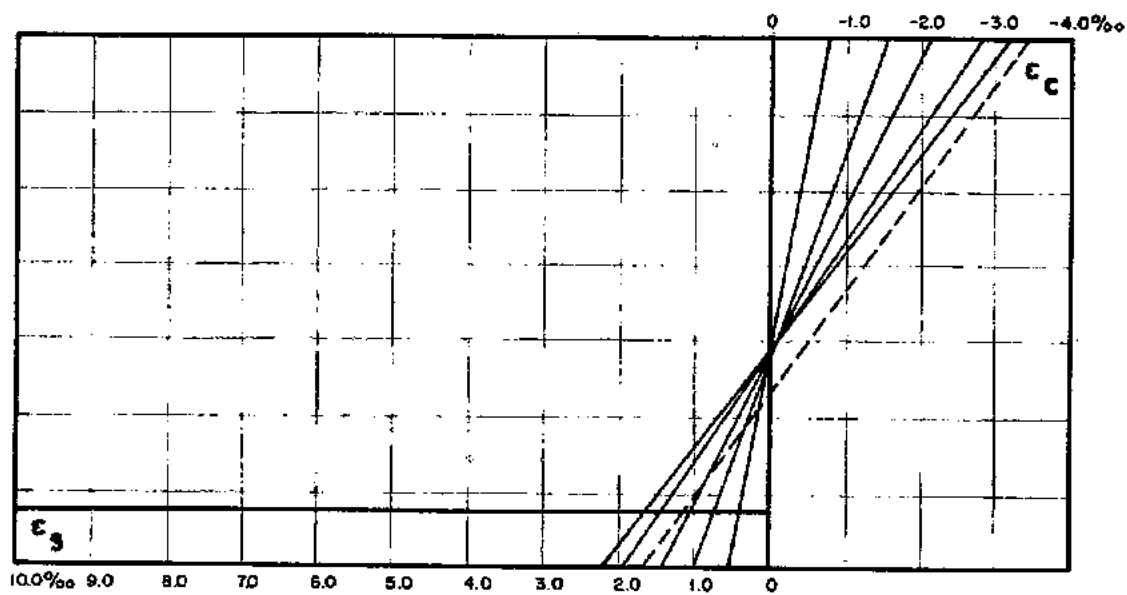


fig 6.32 - viga V6B

De uma forma geral os alongamentos relativos da armadura das seis primeiras vigas apresentaram um comportamento mais disperso do que para as 6 últimas.

Nas vigas subarmadas V1A e V1B, os alongamentos relativos da armadura excederam o valor limite teórico de 10⁰/100. Nas demais vigas com exceção de V2A e V2B, os alongamentos relativos da armadura apresentaram valores superiores com diferença de até 25% do valor teórico.

6.5 - Estado Limite de Utilização

6.5.1 - Flechas

As flechas medidas nos pontos de aplicação de carga e na seção central das vigas foram corrigidas, considerando-se que esses valores foram afetados por um erro, devido ao deslocamento dos apoios.

Corrigidos os deslocamentos o valor experimental do deslocamento no centro do vão foi comparado com o valor teórico recomendado pelo CEB-FIP segundo a formulação em 5.4.1.

A comparação é feita para os momentos de serviço:

$$M_{ser} = \frac{M_u}{\gamma_f} \quad , \quad \gamma_f = 1,5$$

M_u = momento fletor último teórico sem minoração das resistências dos materiais ($\gamma_c = \gamma_s = 1,0$).

Analisando as curvas momento-flechas das Figuras 6.26 a 6.37, nota-se uma grande semelhança entre as curvas teórica e experimental nos estados I e II (não fissurado e fissurado). Embora a formulação teórica só tivesse validade até o estado II, as curvas teóricas foram representadas em todas as fases da experiência para evidenciar o afastamento dos valores teóricos e experimentais na fase de plastificação das vigas.

A análise do comportamento dos valores teóricos e experimentais (Fig. 6.33 a 6.44) conduz as seguintes observações:

- a) Os valores das flechas observadas nas primeiras vigas são ligeiramente maiores do que os valores teóricos;
- b) Há melhor aproximação dos valores teóricos experimentais nas vigas intermediárias;
- c) Os valores das flechas observadas são menores do que os valores teóricos nas últimas vigas;
- d) Nas vigas menos armadas a distinção entre os estados fissurado e não fissurado é mais evidente do que nas vigas superarmadas.

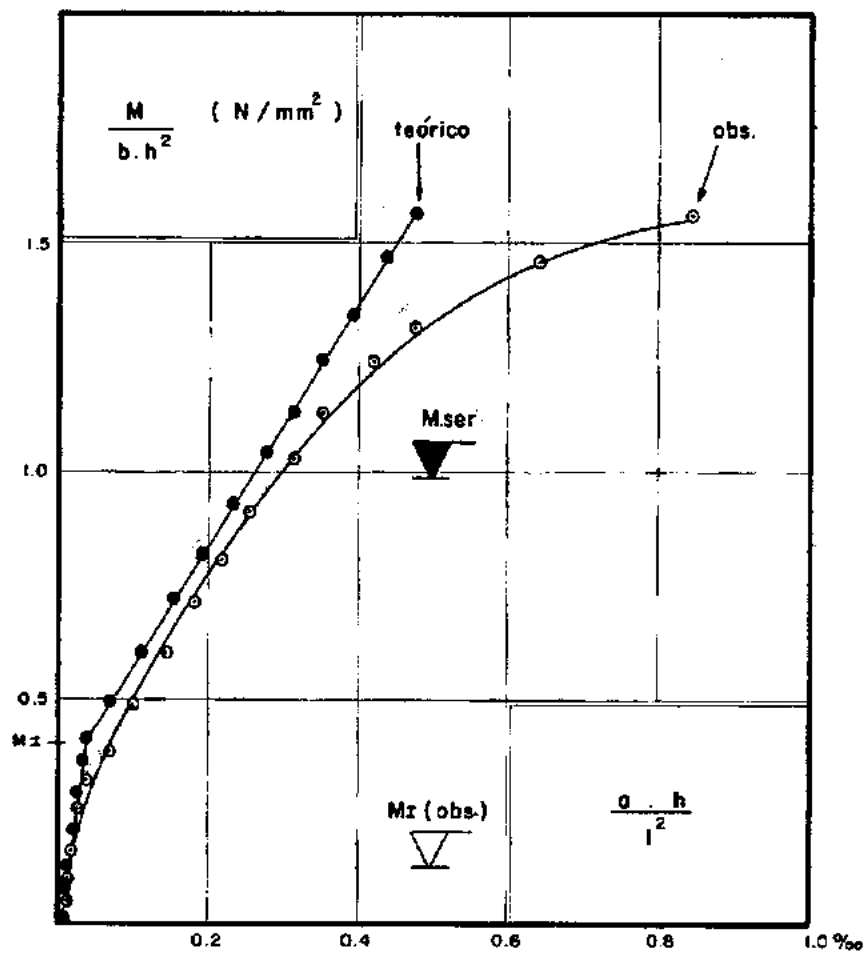


fig. 6.33 - Diagrama momento - flecha

viga V1 A

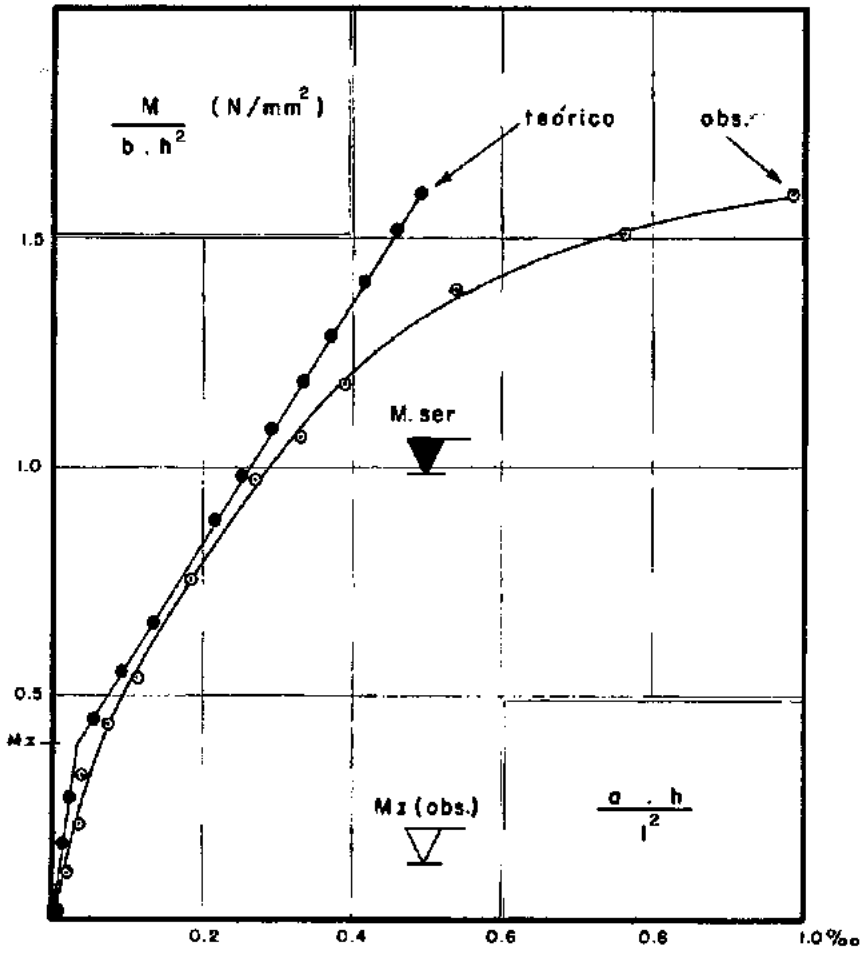


fig. 6.34 - Diagrama momento - flecha

viga V1B

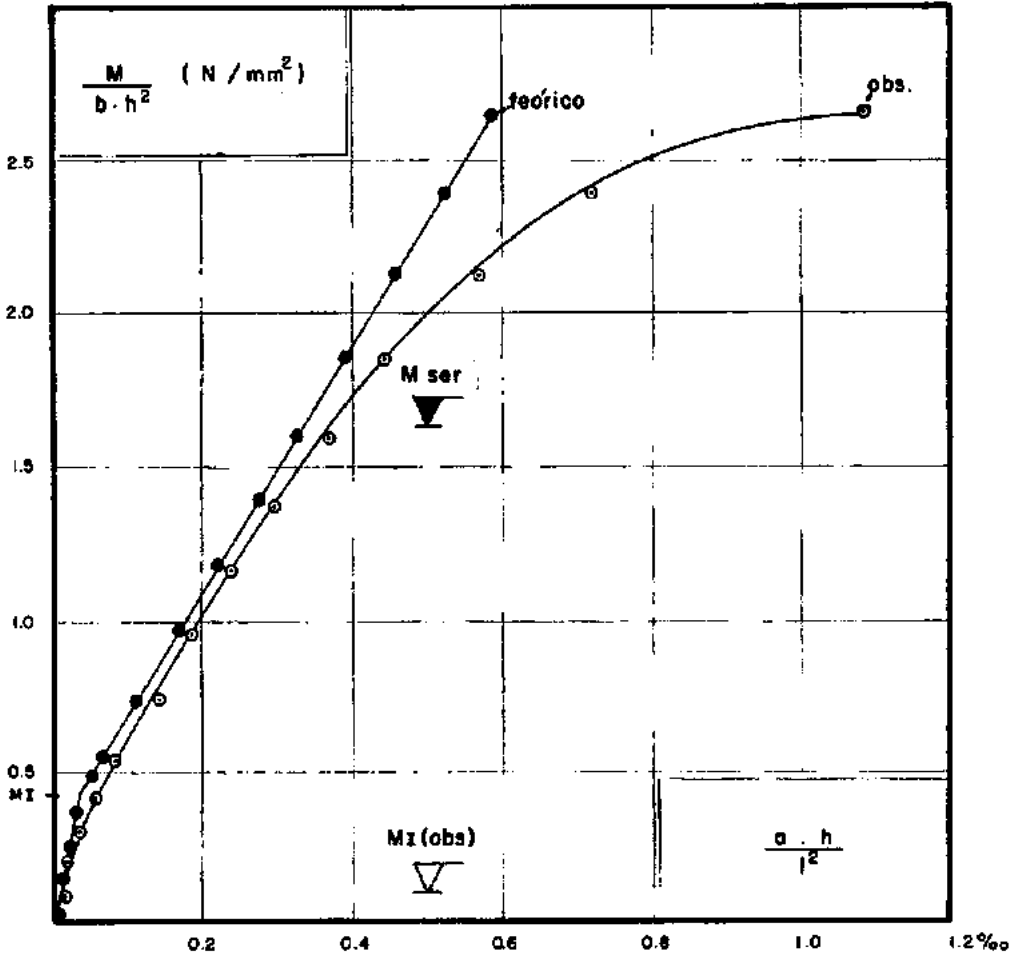


fig.6.35 - Diagrama momento-flecha
viga V2A

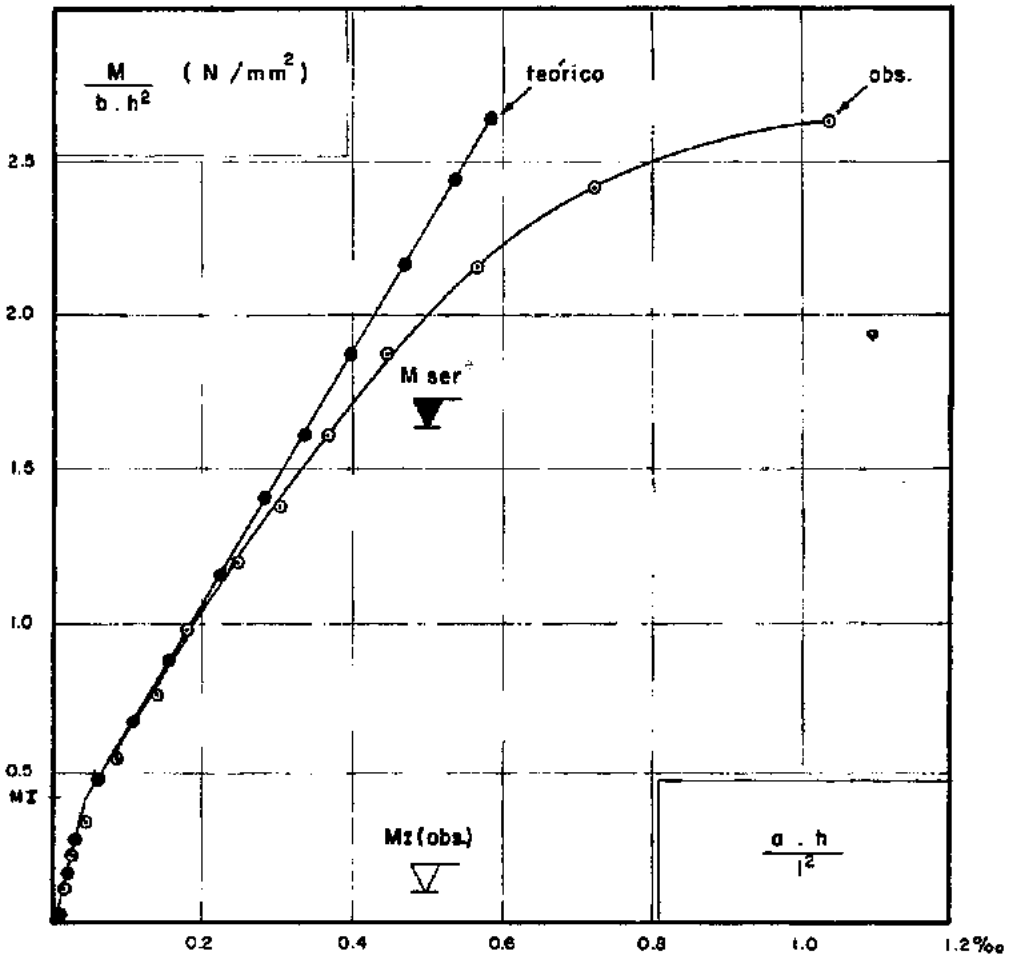


fig.6.36 - Diagrama momento-flecha
viga V2B

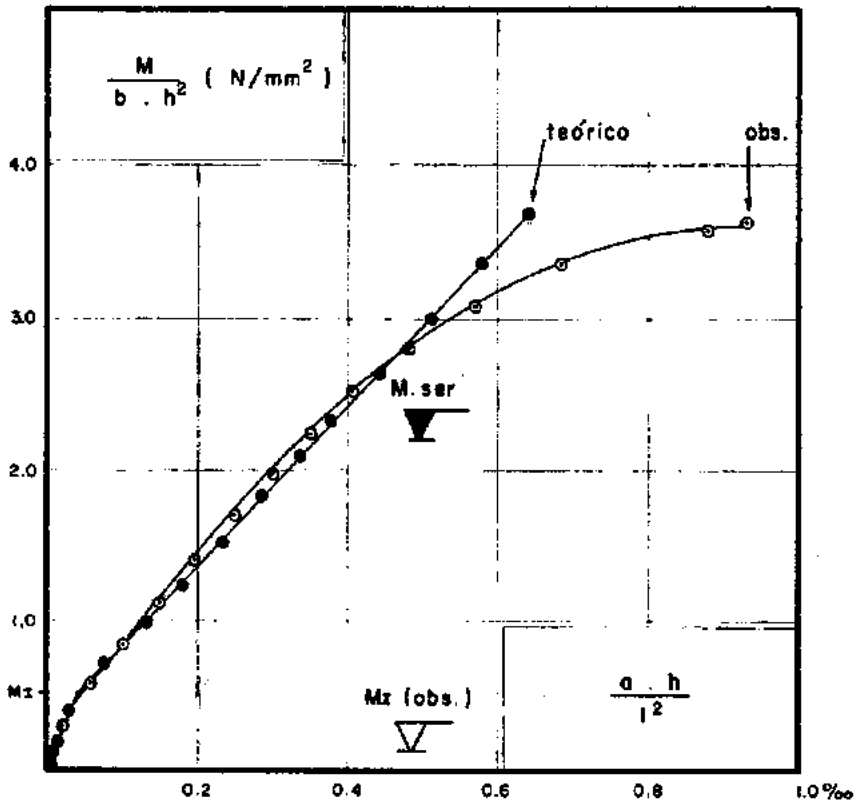


fig 6.37 - Diagrama momento - flecha
viga V 3 A

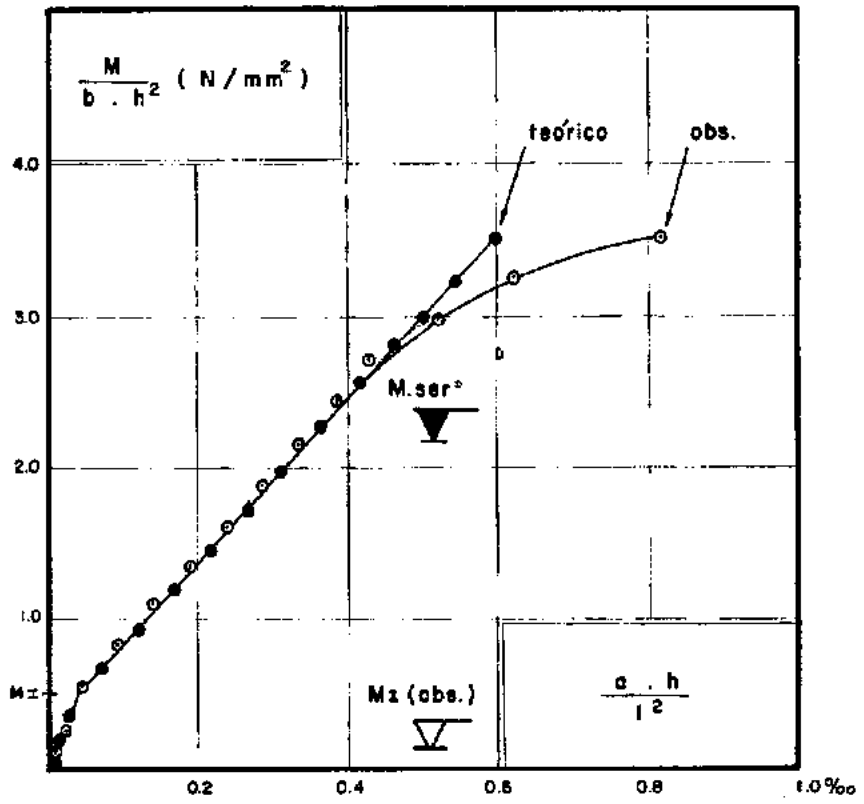


fig 6.38 - Diagrama momento - flecha
viga V3 B

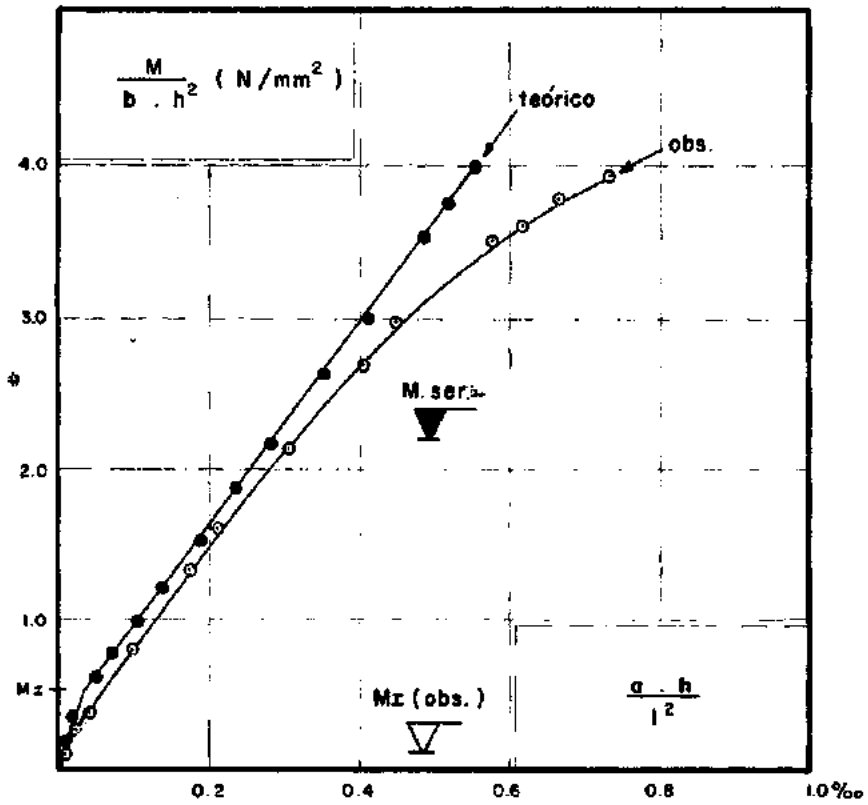


fig. 6.39 - Diagrama momento - flecha
viga V 4 A

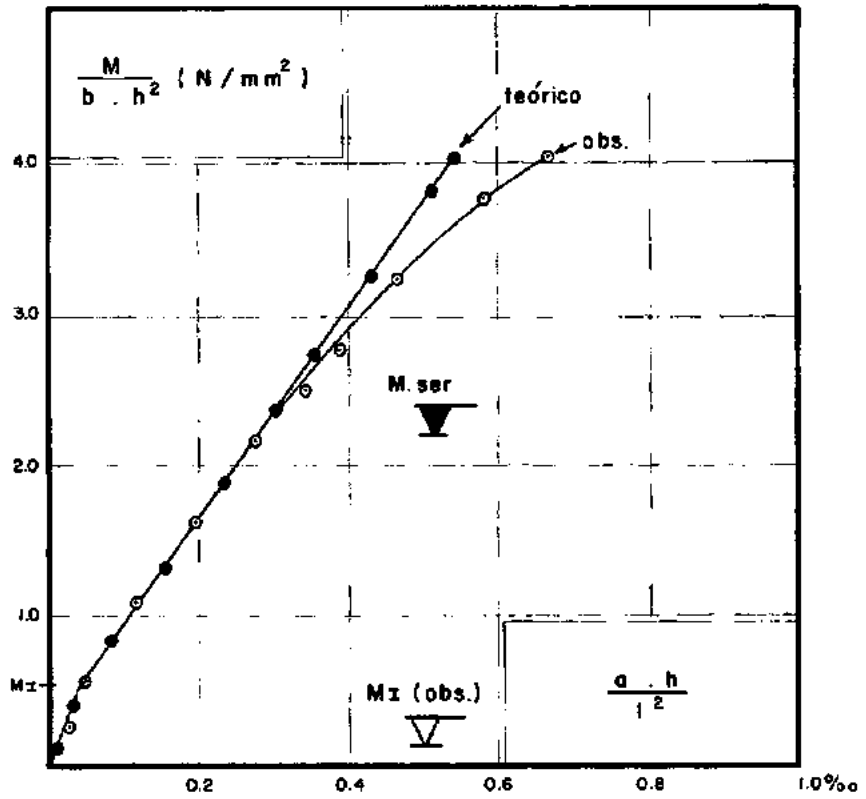


fig. 6.40 - Diagrama momento - flecha
viga V 4 B

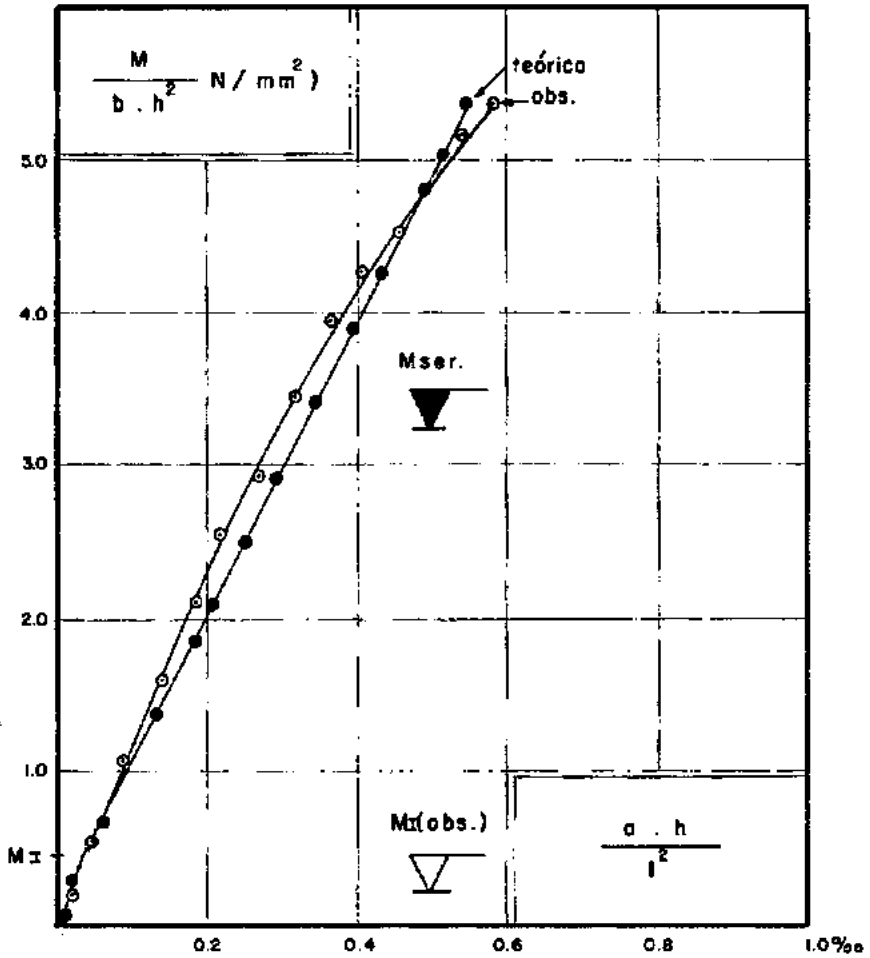


fig. 6.41 - Diagrama Momento - flecha

viga V5A

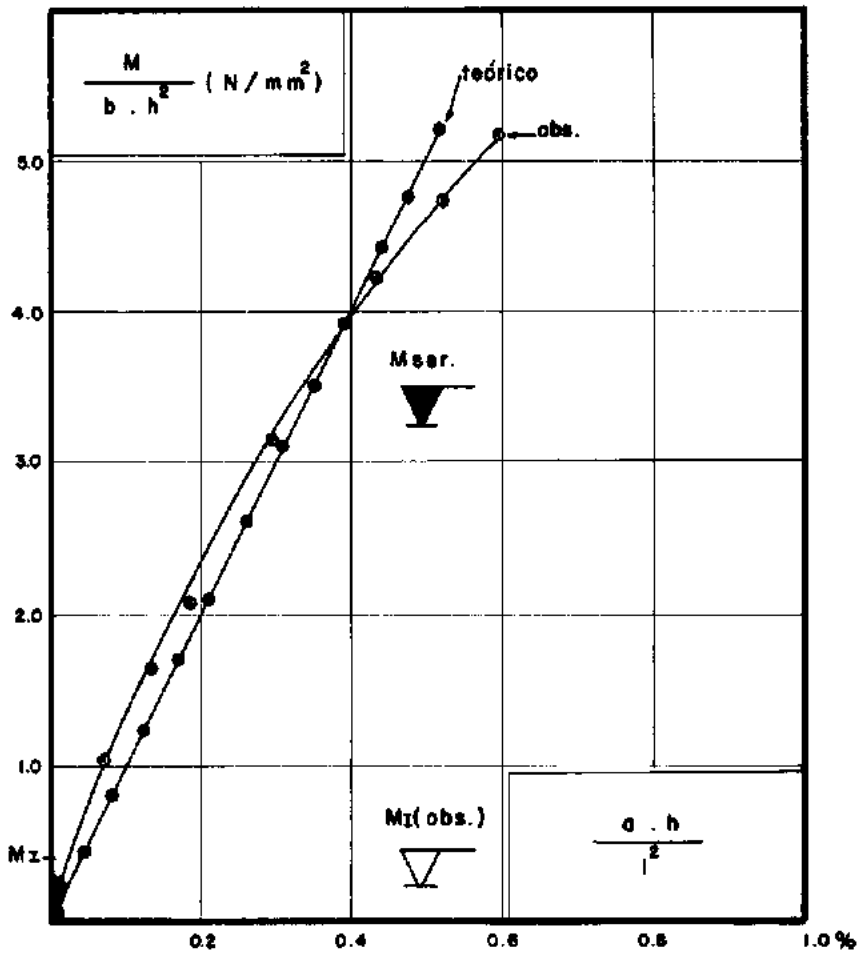


fig. 6.42 - Diagrama Momento - flecha

viga V58

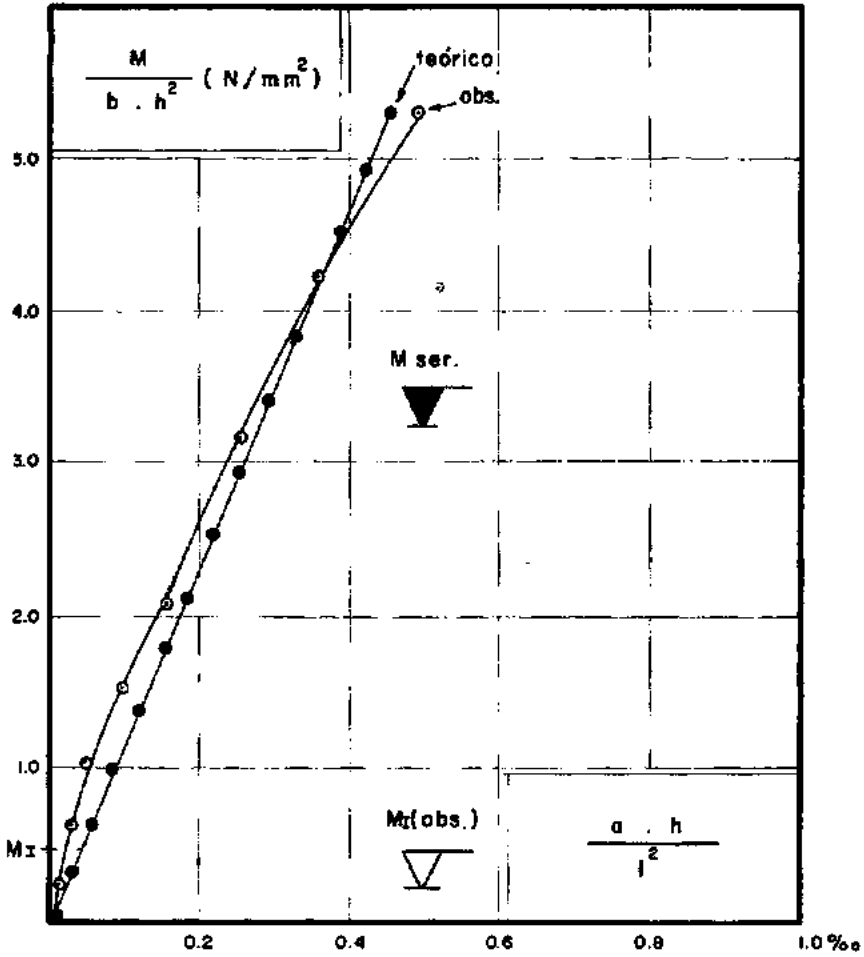


fig. 6.43 - Diagrama Momento - flecha

viga V6A

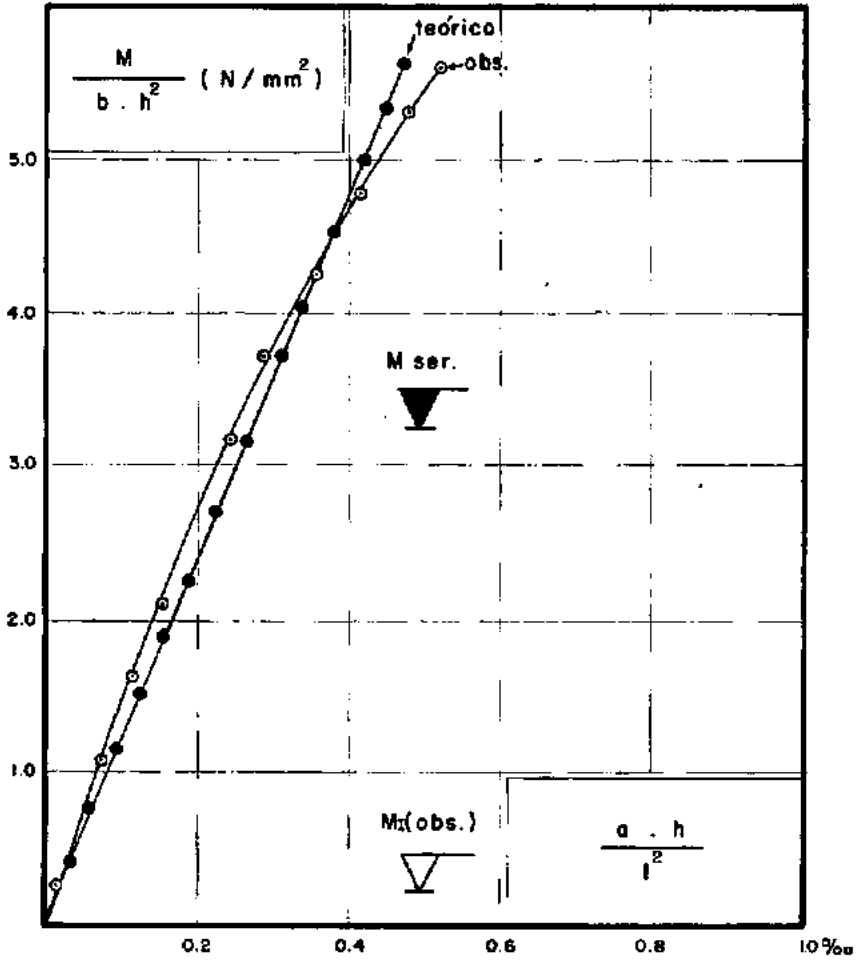


fig. 6.44 - Diagrama Momento flecha

viga V 6 B

6.5.2 - Rotações

As rotações relativas observadas nas seções de aplicação de carga foram obtidas pela soma das médias das rotações de cada par de clinômetros instalados em cada uma delas. As rotações relativas das seções dos apoios foram obtidas pela soma das rotações dos clinômetros neles instalados (Fig. 6.45).

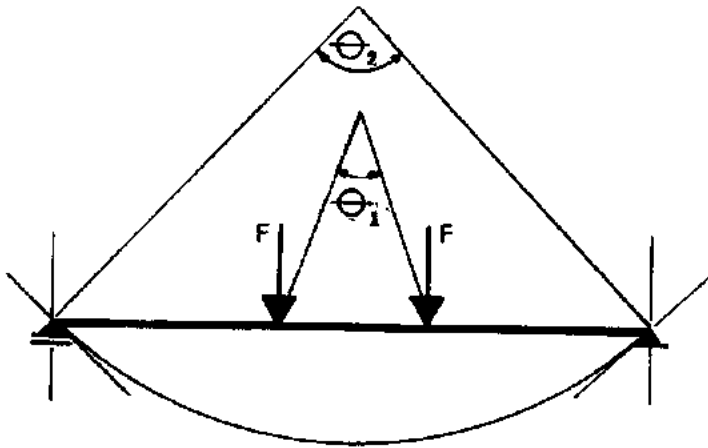


Figura 6.45

Nas Figuras 6.46 a 6.57, os pontos envoltos por um pequeno círculo representam as rotações das seções de aplicação de carga, e os demais representam as rotações das seções dos apoios. Os valores teóricos estão representados em traço contínuo.

- Conclusão: o comportamento dos valores teóricos e observados das rotações nos 12 modelos supõe uma aproximação bem expressiva desses valores com o aumento da taxa de armadura.

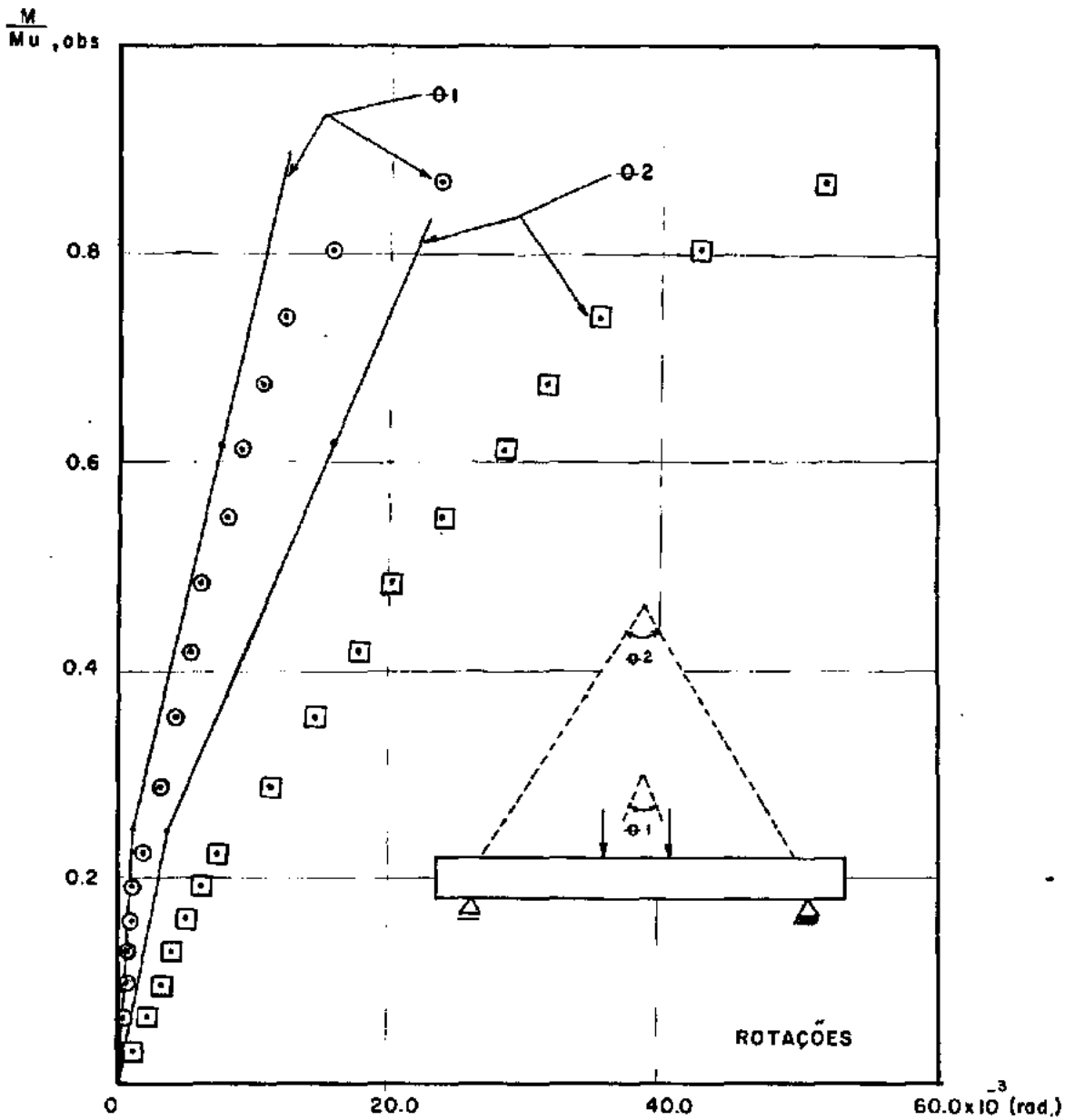


Figura 6.46 - Rotações Relativas - V1A

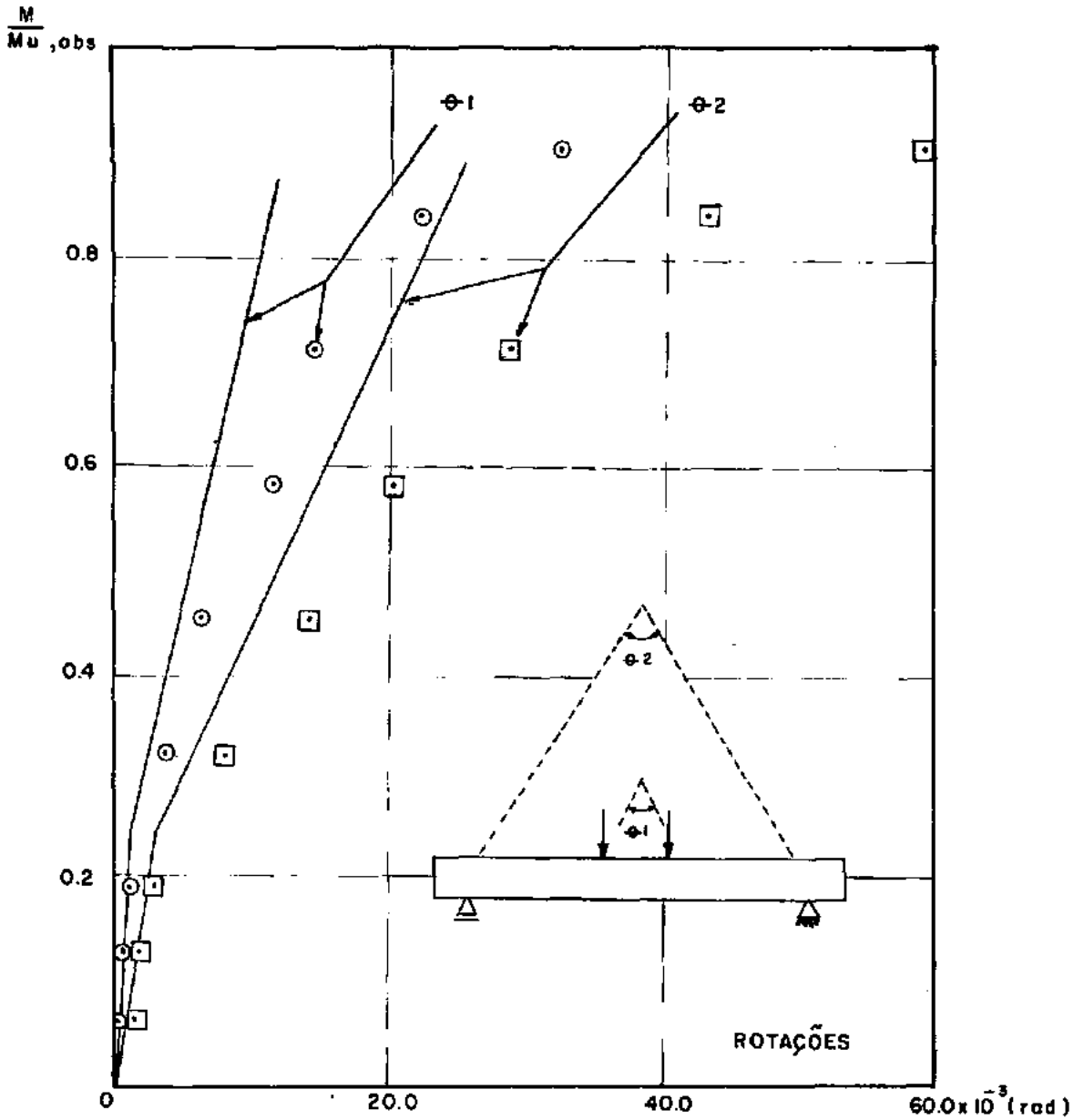


Figura 6.47 - Rotações Relativas - V1B

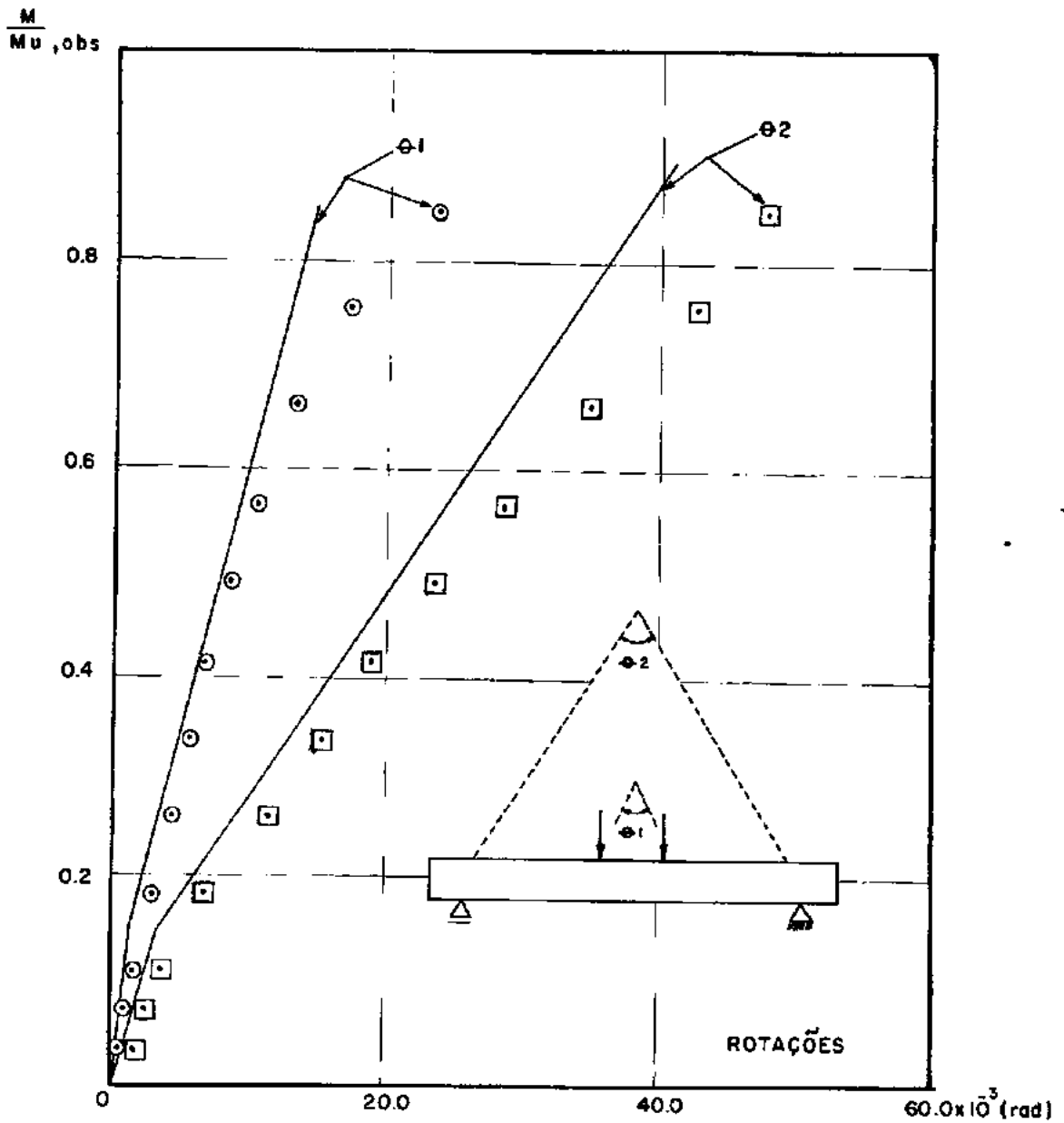


Figura 6.48 - Rotações Relativas - V2A

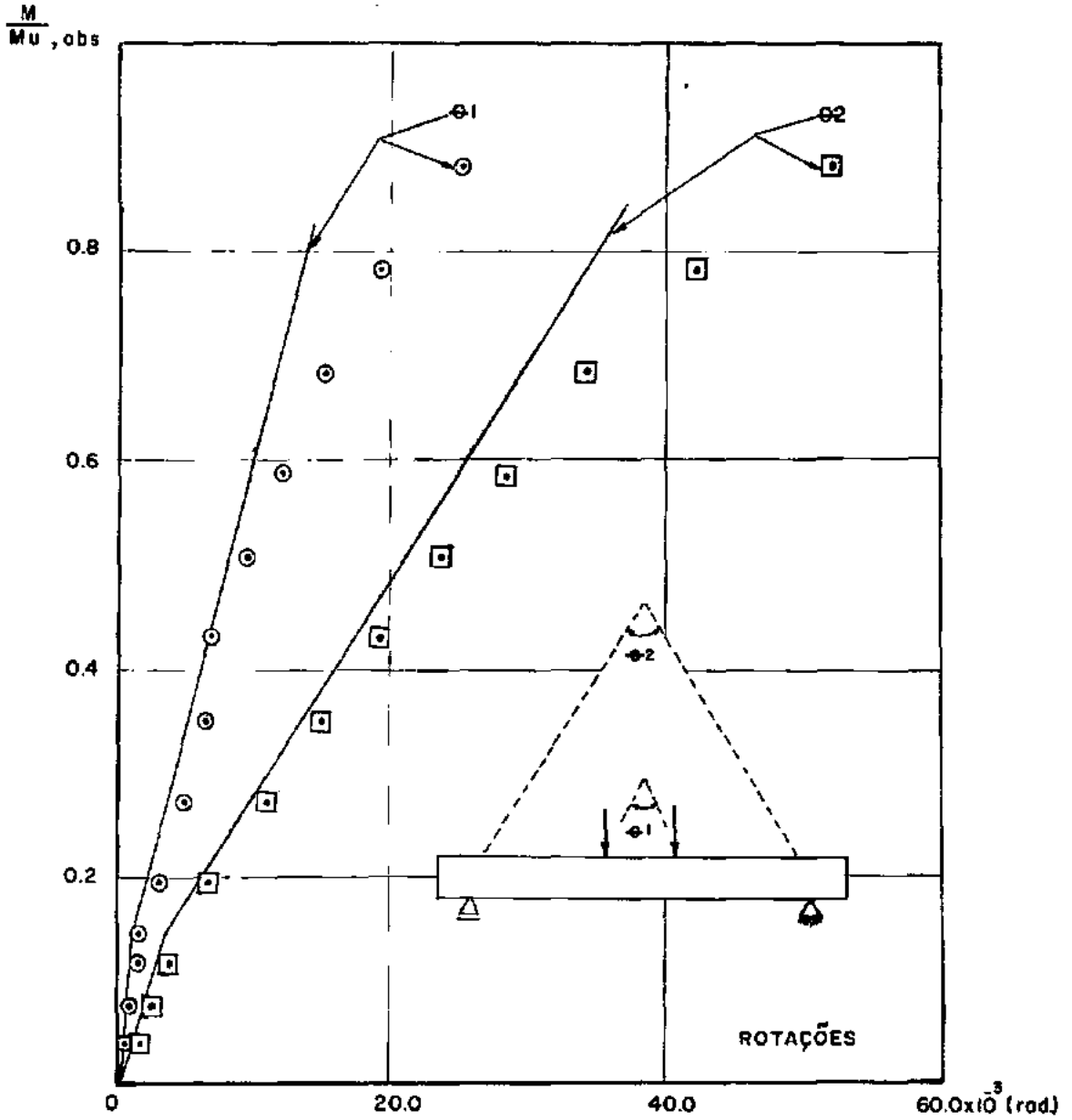


Figura 6.49 - Rotações Relativas - V2B

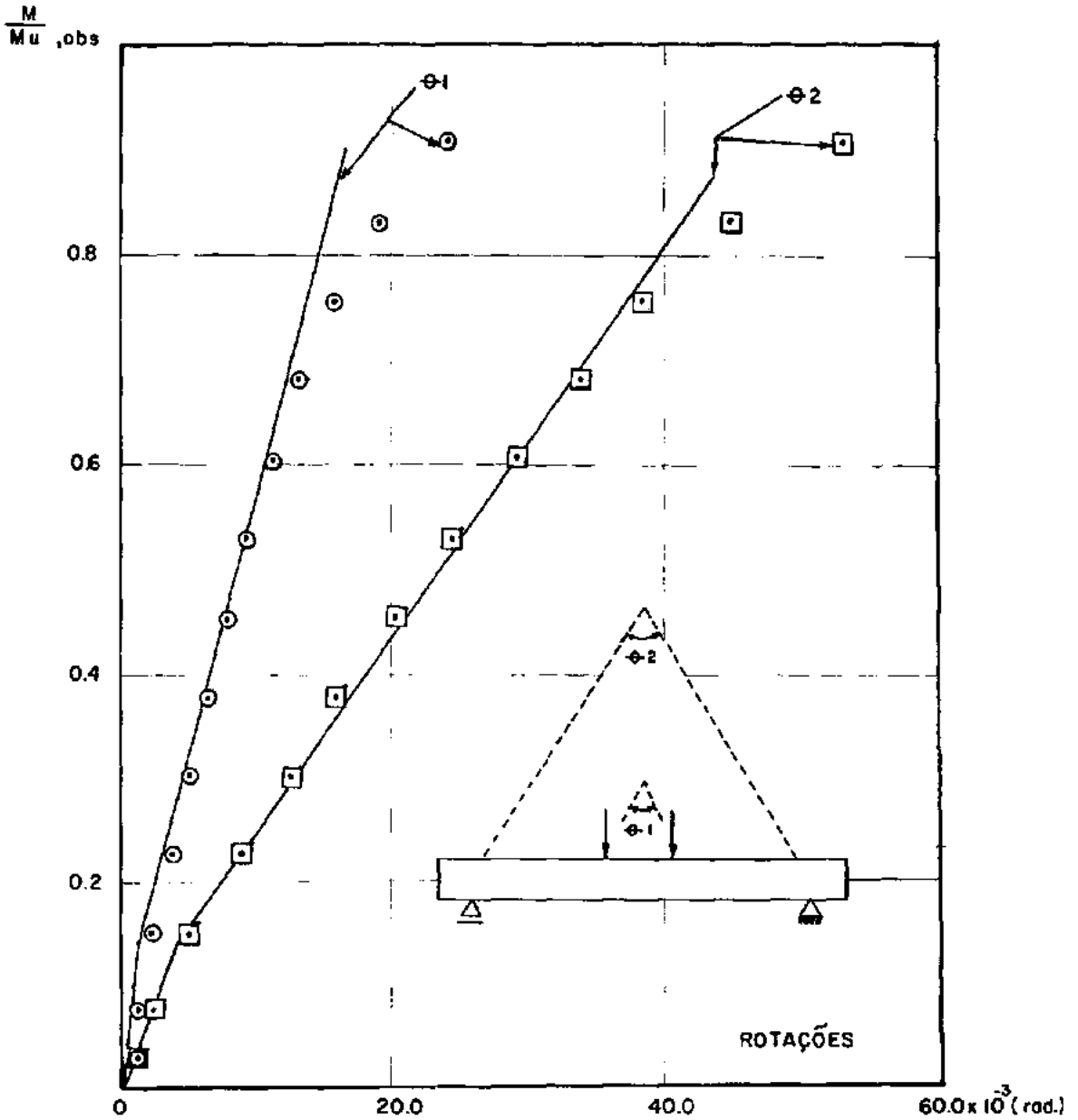


Figura 6.50 - Rotações Relativas - V3A

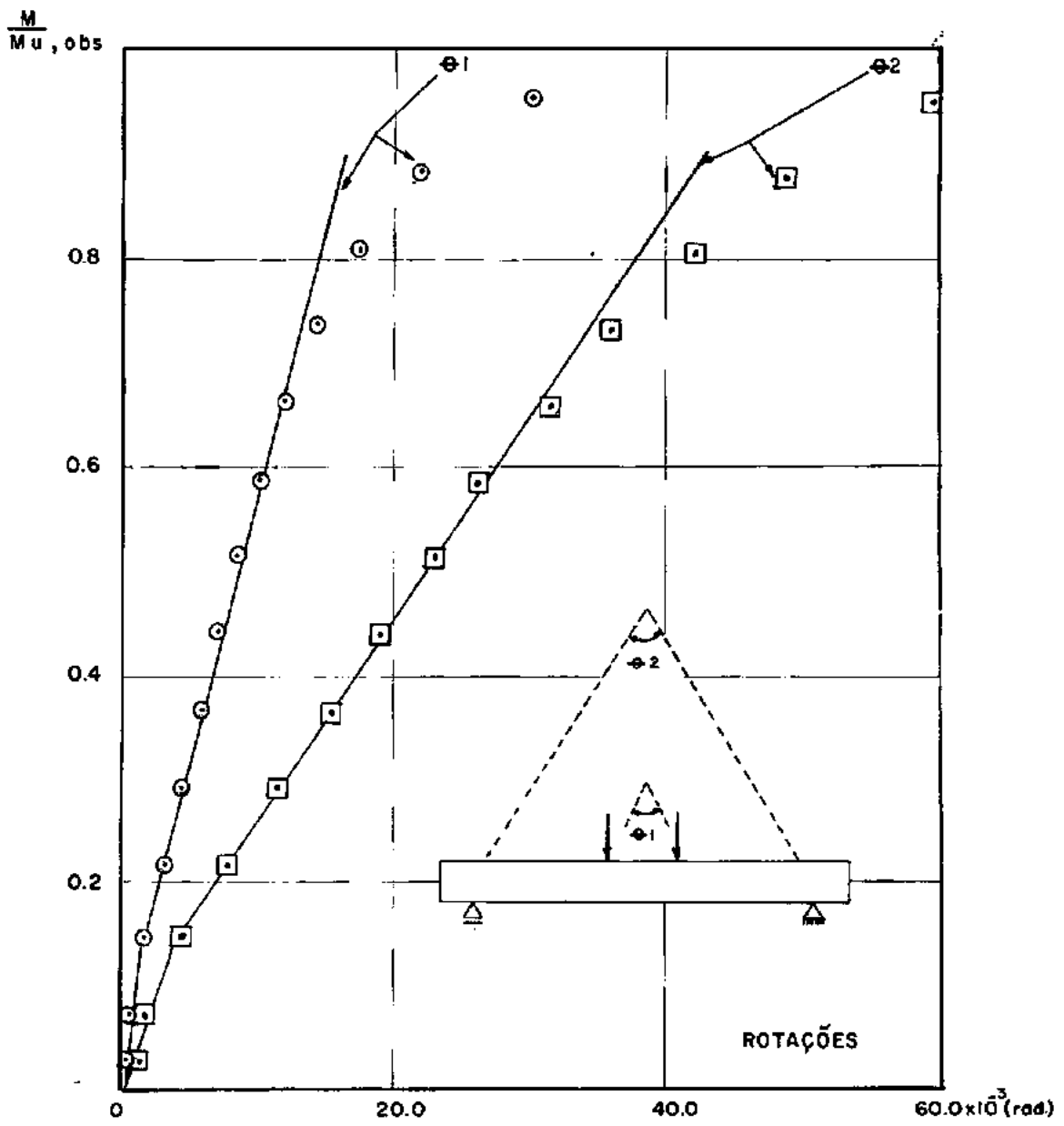


Figura 6.51 - Rotações Relativas - V3B

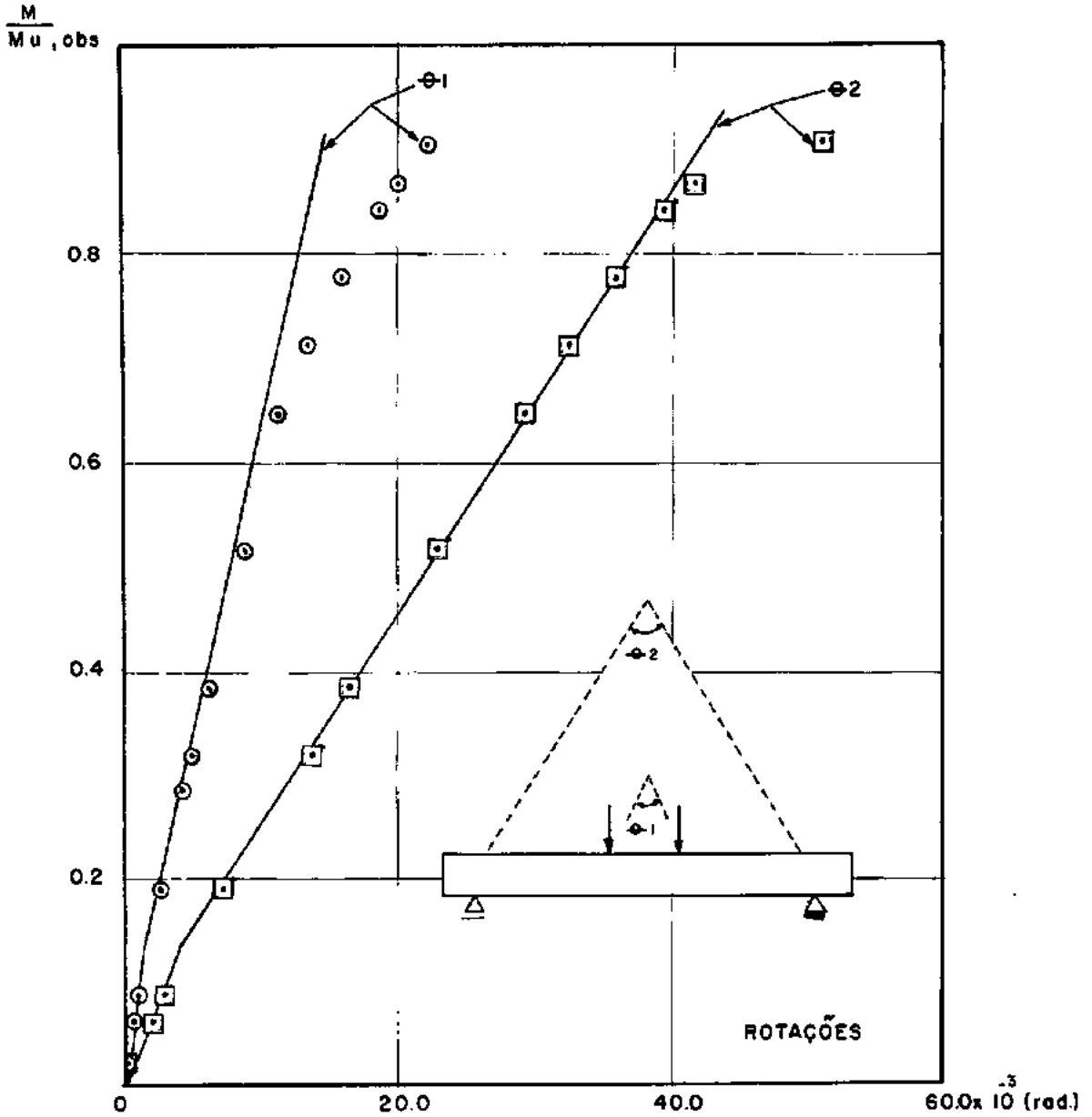


Figura 6.52 - Rotações Relativas - V4A

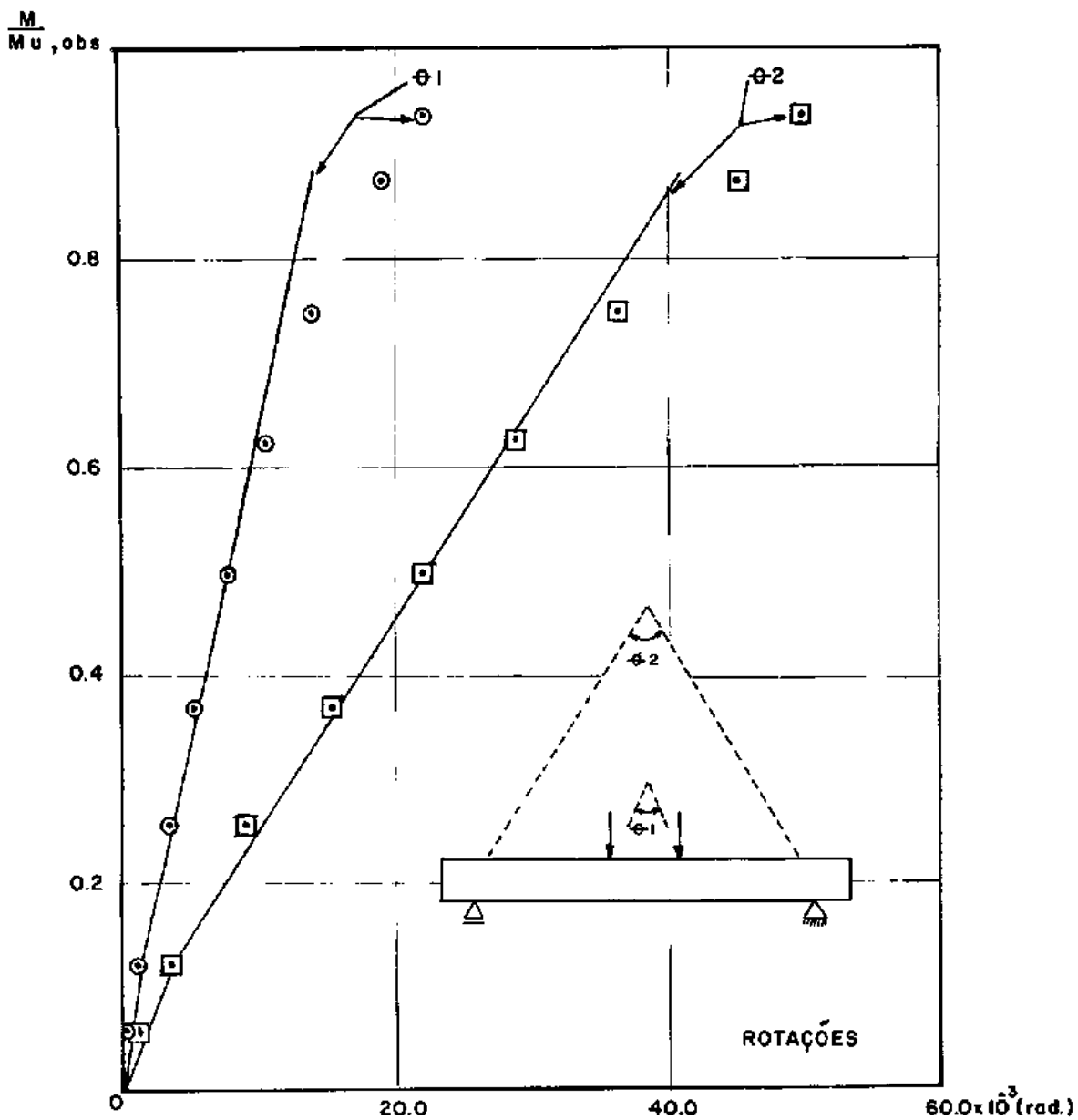


Figura 6.53 - Rotações Relativas - V4B

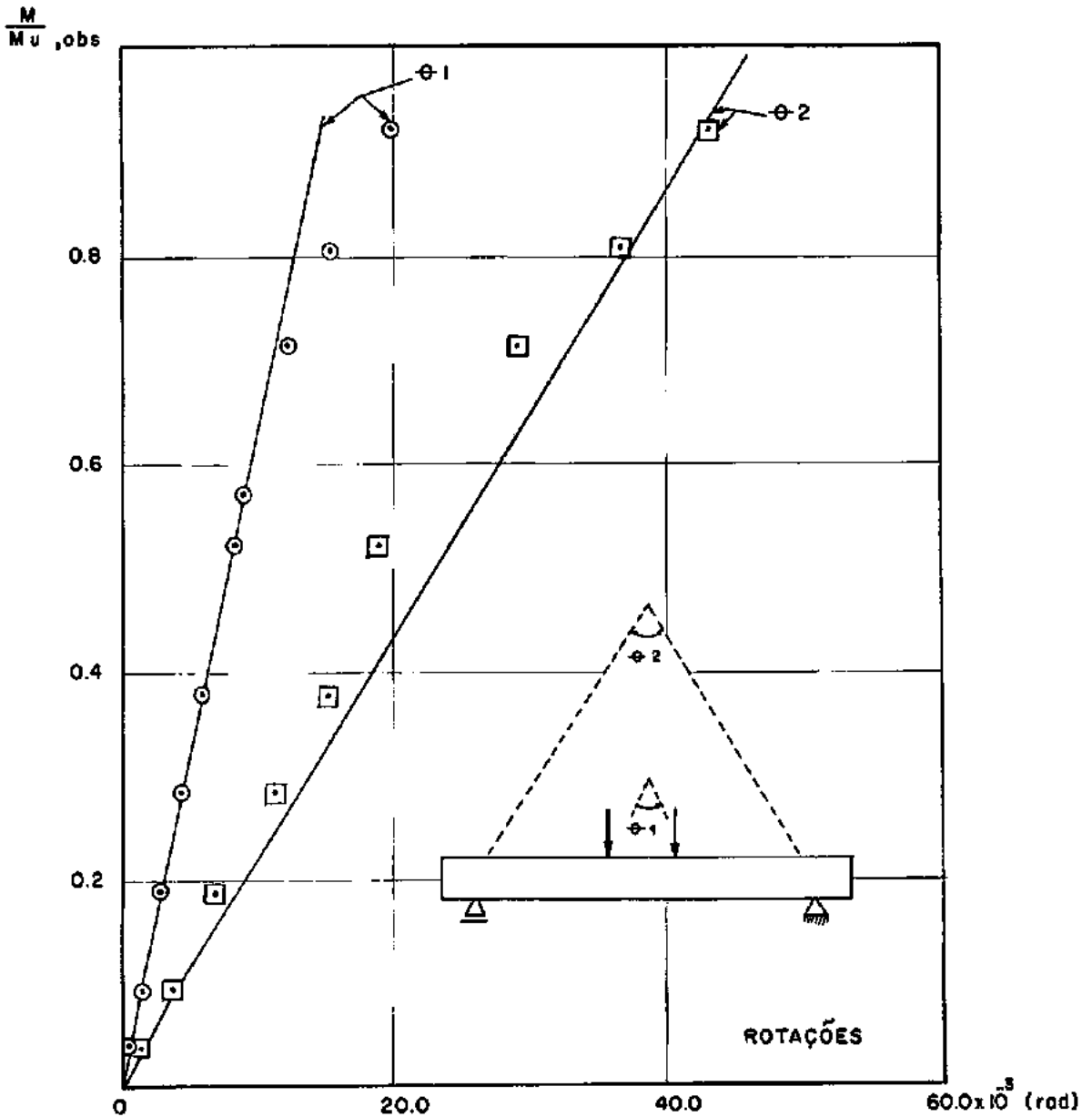


Figura 6.54 - Rotações Relativas - V5A

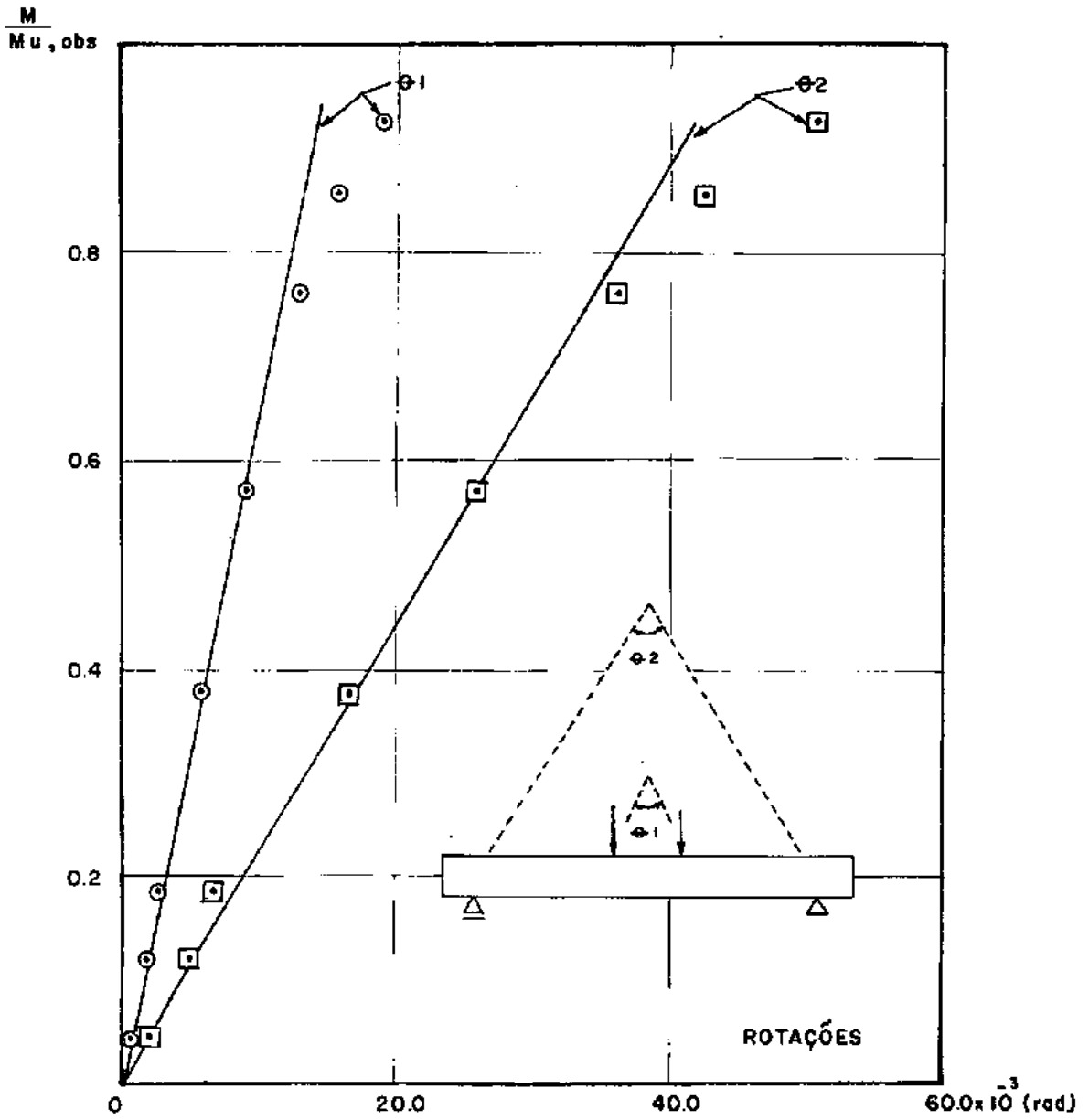


Figura 6.55 - Rotações Relativas - V5B

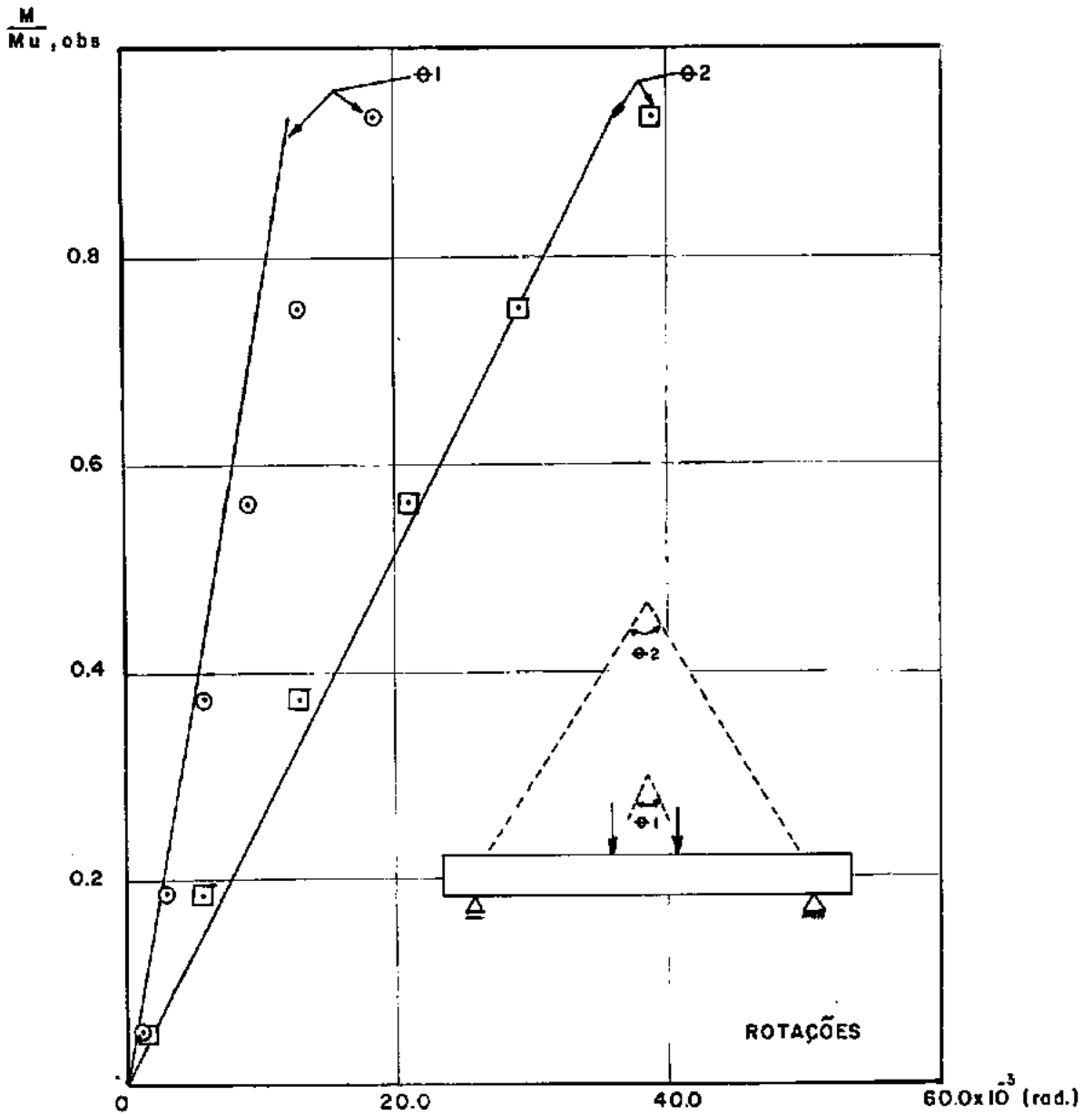


Figura 6.56 - Rotações Relativas - V6A

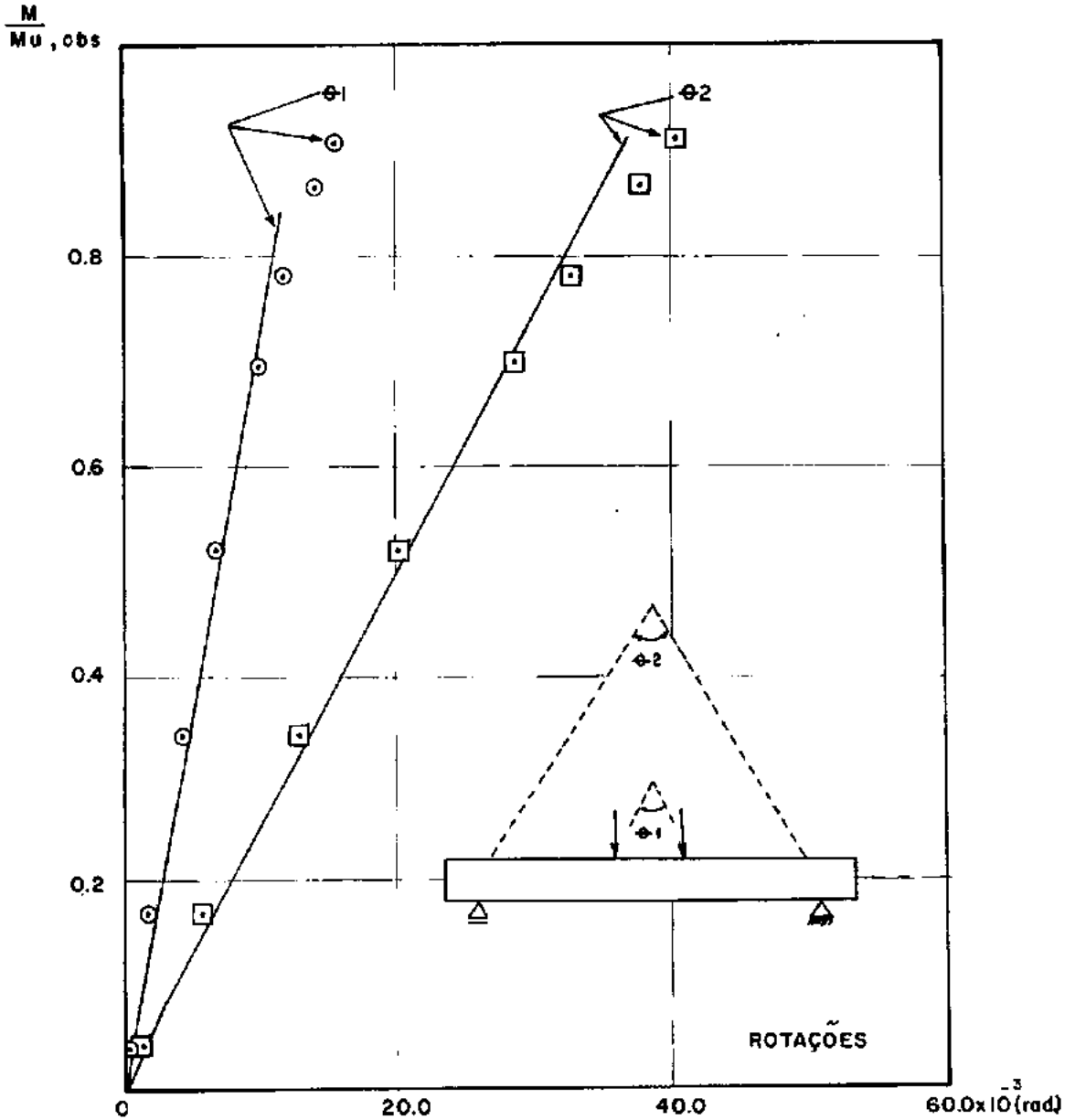


Figura 6.57 - Rotações Relativas - V6B

6.5.3 - Fissuras

As fissuras de uma forma geral tiveram desenvolvimento normal, não obstante tenham ocorrido com maior predominância em uma das faces verticais nas vigas V2A e V4B.

Nas vigas V1A, V1B, V2A e V2B, as fissuras se localizaram visivelmente na região entre as cargas com desenvolvimento vertical. Nas demais vigas, além das fissuras verticais devido a flexão, o aparecimento de fissuras inclinadas evoluiu em direção aos apoios, com predominância tanto maior quanto maior a taxa da armadura de tração.

O momento de fissuração observado (Quadro 6.4) correspondeu ao aparecimento da primeira fissura, na camada de recobrimento da armadura. Comparados esses momentos com os momentos teóricos calculados, observa-se não haver boa correspondência entre eles. Isto talvez fosse devido ao fato de que a observação da primeira fissura estivesse sujeita a variações, provenientes de problemas de acuidade visual.

Embora os momentos de fissuração não se relacionem muito bem com os momentos de fissuração teóricos, deve-se observar que existe uma boa correspondência desses com aqueles momentos onde as curvas momento-flecha experimentais começam a sofrer inflexão na passagem do estado I para o estado II (Fig. 6.26 a

6.37).

Viga	M_I (kN.m) (obs.)	M_I (kN.m) (teórico)	w_{max} (mm)
V1A	2,94	7,6	0,25
V1B	5,88	7,6	0,25
V2A	1,96	7,6	0,29
V2B	3,92	7,5	0,29
V3A	1,96	9,1	0,19
V3B	1,96	9,4	0,19
V4A	6,86	9,4	0,15
V4B	4,90	9,4	0,14
V5A	3,92	8,4	0,08
V5B	4,90	8,4	0,08
V6A	4,90	8,4	0,05
V6B	4,90	8,4	0,05

Quadro 6.4

Foi observado também que em geral para fissuras próximas a 0,1mm, as deformações medidas na armadura com extensômetro elétrico de resistência, se afastam das deformações obtidas pelo ajustamento linear (Fig. 6.8 a 6.19).

- Aberturas das Fissuras

As aberturas das fissuras foram calculadas segundo a fórmula em 5.4.2 recomendada pelo CEB-FIP.

Os valores das aberturas máximas das fissuras para os momentos de serviço, são apresentadas no Quadro 6.4 e nas Figuras 6.8 a 6.19, para serem comparadas com o desenvolvimento das mesmas nos ensaios.

Do quadro de fissuras (Fig. 6.8 a 6.19) nota-se que as aberturas de fissuras observadas são maiores do que as teóricas nas vigas de menores taxas de armadura, e se aproximam mais dos valores teóricos nas vigas superarmadas.

As aberturas de fissura devido ao cortante, apresentaram valores de até 0,2mm nas vigas V6A e V6B.

CAPÍTULO 7CONCLUSÕES

1. O concreto apresentou um peso específico médio de 15507 N/m^3 , correspondendo a uma redução de 35% do peso em relação ao concreto de agregado comum.

2. Os módulos de elasticidade do concreto calculados segundo as recomendações do CEB-FIP, apresentaram valores ligeiramente maiores do que os observados, porém com diferenças perfeitamente toleráveis.

3. A ruptura dos corpos de prova embora tivessem um comportamento caracteristicamente frágil, indicaram deformações próximas a 2% no estágio de pré-ruptura.

4. Os momentos fletores últimos das vigas ensaiadas, apresentaram valores ligeiramente maiores do que os teóricos calculados, segundo as recomendações do CEB-FIP.

Os valores médios das relações entre os momentos fletores últimos observados e os momentos fletores últimos teóricos foram:

a) Igual a 1,11 para

$$\gamma_c = \gamma_s = 1,0$$

b) Igual a 1,45 para

$$\gamma_c = 1,5 \quad \text{e} \quad \gamma_s = 1,15$$

A segurança nas peças fortemente armadas é significativamente maior do que nas peças subarmadas. (Relativamente ao cálculo teórico segundo o CEB-FIP).

5. As deformações máximas no concreto e na armadura devido a flexão, são bem próximas das deformações-limites do estado limite último.

6. Embora a diferença entre as flechas observadas e teóricas, não tenha excedido os limites toleráveis para as vigas menos armadas é de se supor que o cálculo teórico forneça valores maiores das flechas, conforme cresce a taxa geométrica da armadura.

7. O cálculo teórico das aberturas de fissura é mais representativo para as peças menos deformáveis do que para as mais deformáveis.

8. A distinção entre os estados fissurado e não fissurado, é mais evidente nas peças menos armadas do que nas peças fortemente armadas.

9. Os valores teóricos e observados das rotações nas doze vigas ensaiadas supõe uma aproximação bem expressiva desses valores com o aumento da taxa geométrica de armadura.

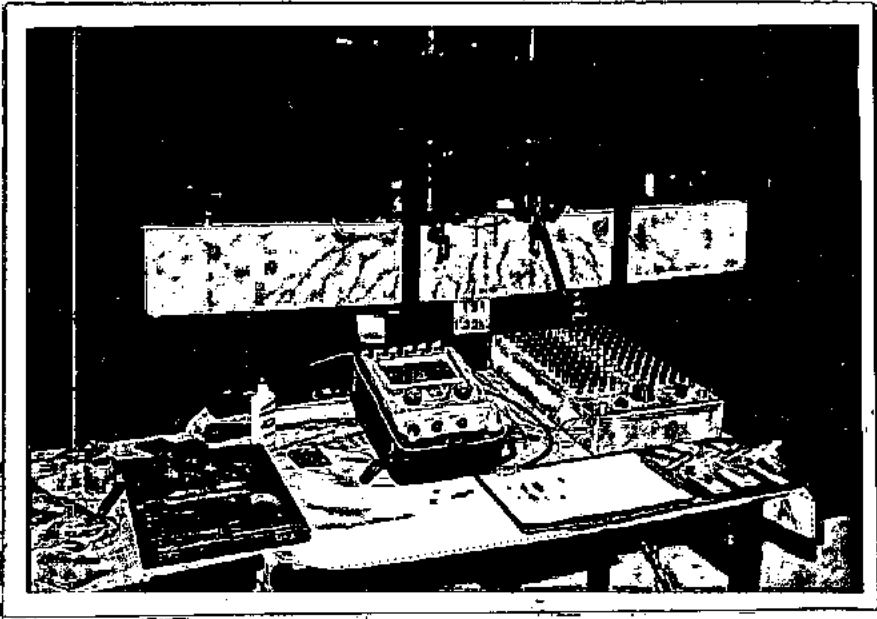


Foto 1 - Vista dos Instrumentos de Medida

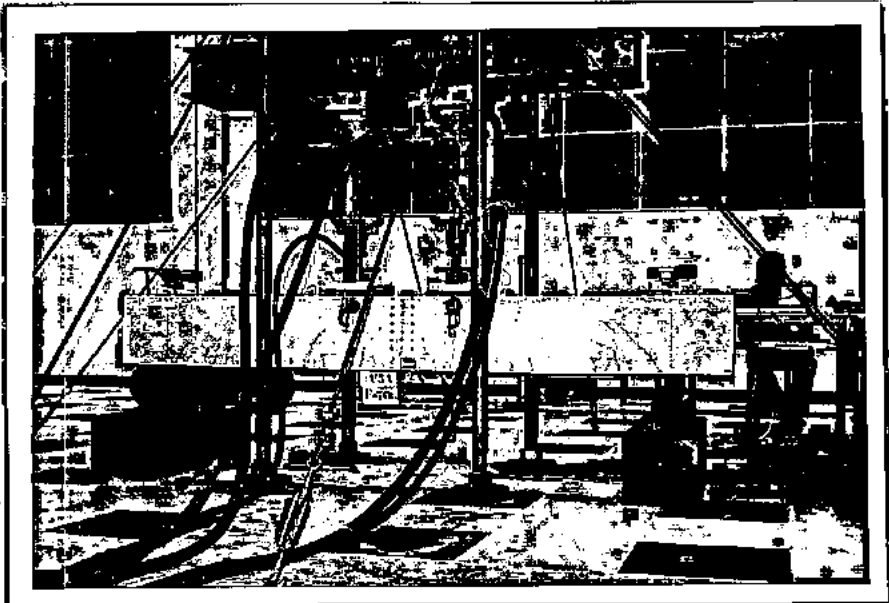


Foto 2 - Vista Geral do Ensaio - Viga V5A

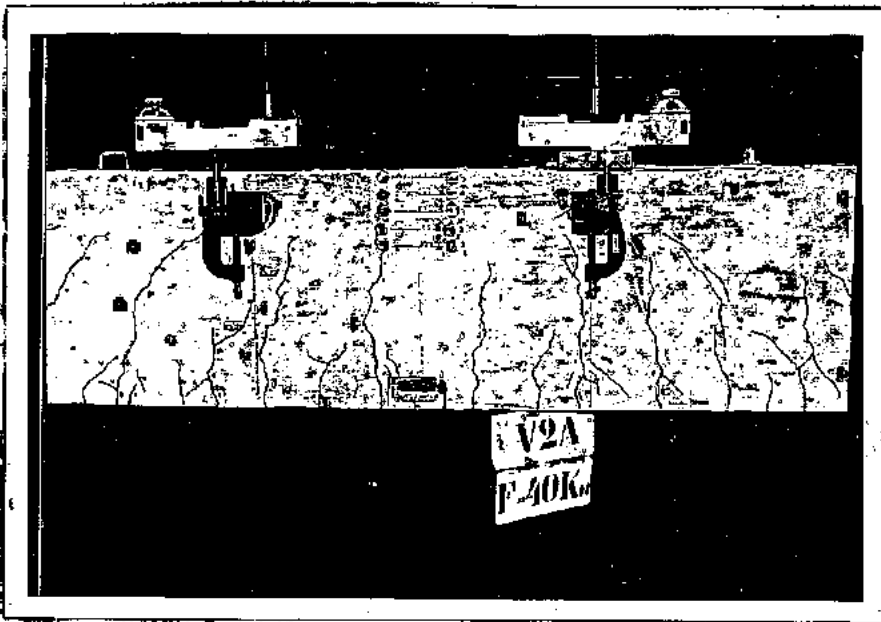
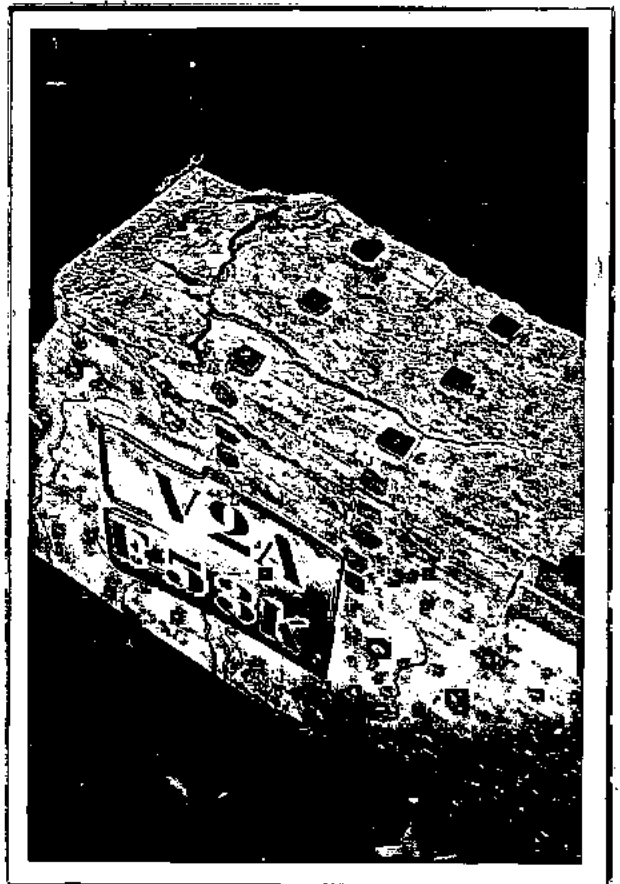


Foto 3 - Aspecto da Fissuração - Viga V2A

Foto 4 - Ruptura do Concreto - Viga V2A



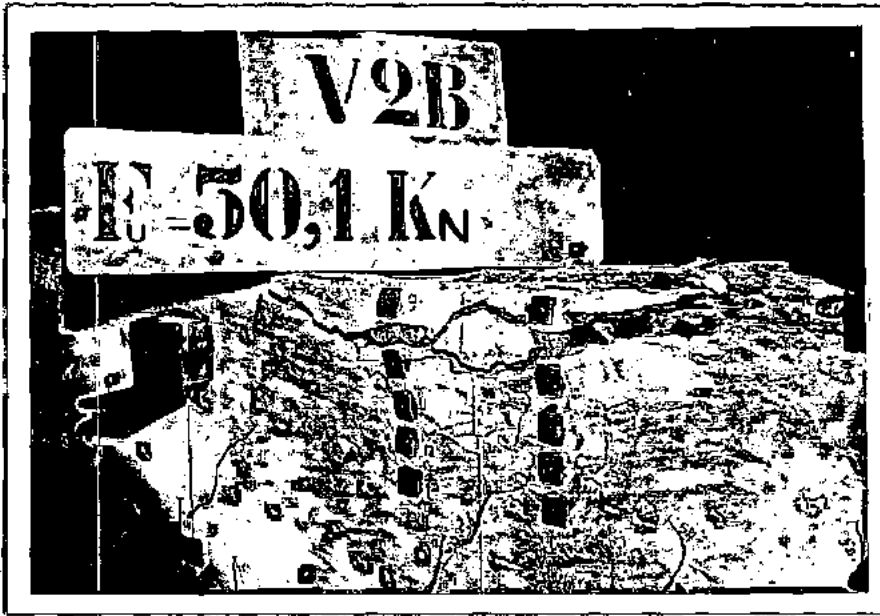
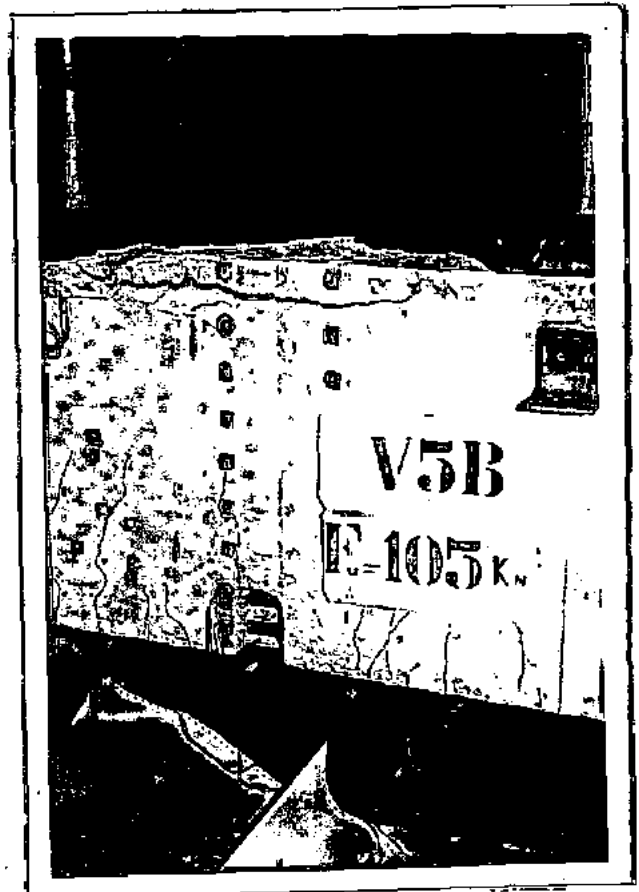


Foto 5 - Ruptura do Concreto - Viga V2B

Foto 6 - Ruptura do Concreto - Viga V5B



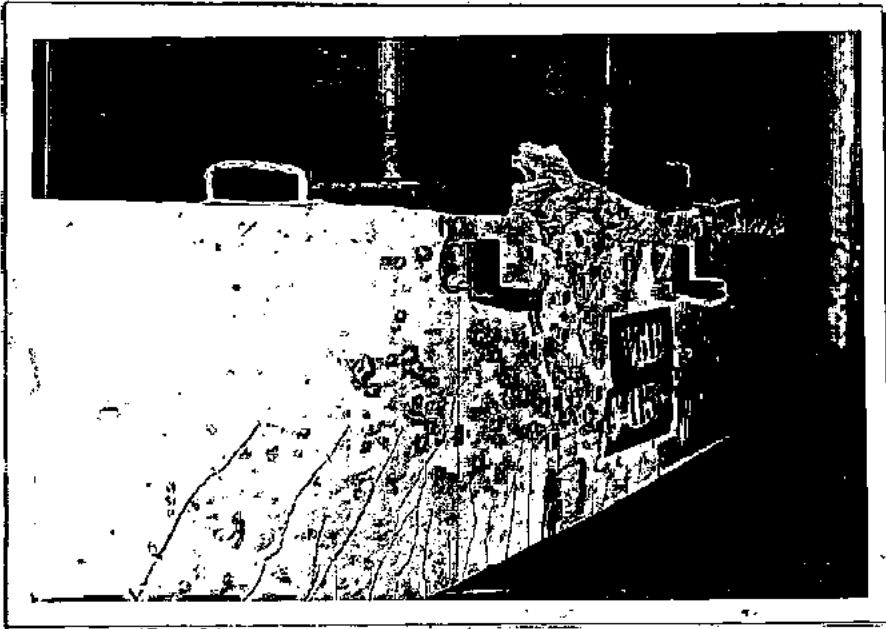


Foto 7 - Fissuração e Ruptura do Concreto - Viga V6B

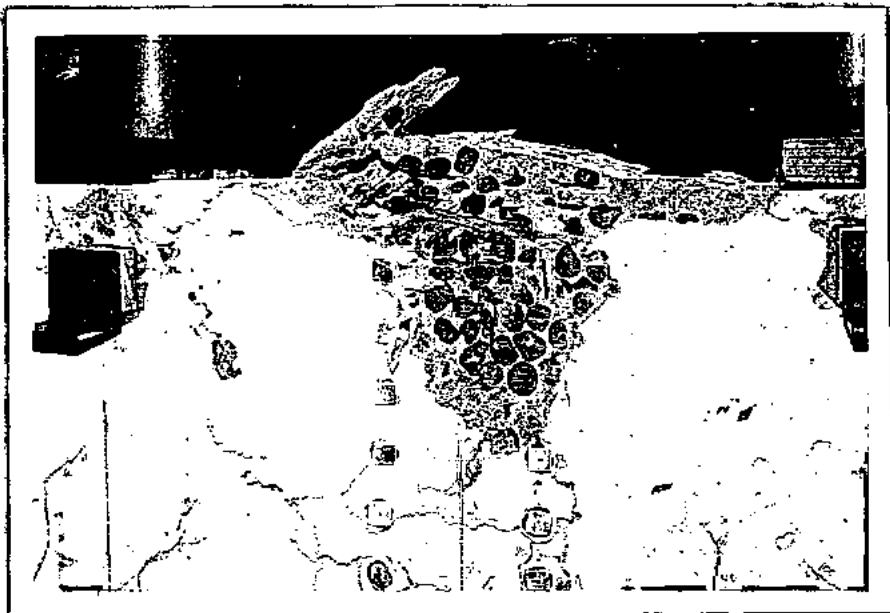


Foto 8 - Ruptura do Concreto - Viga V6B

BIBLIOGRAFIA

1. "Journal of the American Concrete Institute" (agosto, 1967 - nº 8 - Título nº 64-39).
2. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Dosagem de Concretos" - Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1953.
3. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Compte-Rendu des Essais de Flexion de Trois Sériés de Poutres en Béton Armé".
4. Vasconcellos, Renato da Fonseca - "Propriedades do Betão Leve de Argila Expandida", LECA, Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa.
5. Moretto, Oreste - "Curso de Hormigon Armado".
6. Montoya - Messeguer - Moran - "Hormigon Armado" - 7a. Edición, 1973.
7. Comitê Européen du Béton - "Bulletin d'Information", nº 82.
8. Comitê Européen du Béton - "Recommandation 2a. Edition", 1970.
9. Comitê Européen du Béton - "Bulletin d'Information", nº 89 (Fissuration), 1973.
10. Monteiro, Vitor M. V. Anastácio - "Deformabilidade de Elementos de Betão Armado Sujeitos a Flexão" - Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, 1965.
11. Goyet, A. de Ville de - "Calcul du Béton Armé aux États-Limites", Paris, 1971.

12. Hughes, Barry P. - "Limit State Theory for Reinforced Concrete" - (Ptman Paperbacks), 1971.
13. Castro, Newton de - "Resistência ao Esforço Cortante no Concreto Leve" - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ, 1971.
14. Levi, Alejandro C. A. Arce - "Estudo da Flexão em Vigas de Concreto Leve Armado - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ, 1974.
15. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Pesquisa sobre Concreto Leve e Possibilidades de sua Aplicação na Pré-fabricação e em Grandes Estruturas.