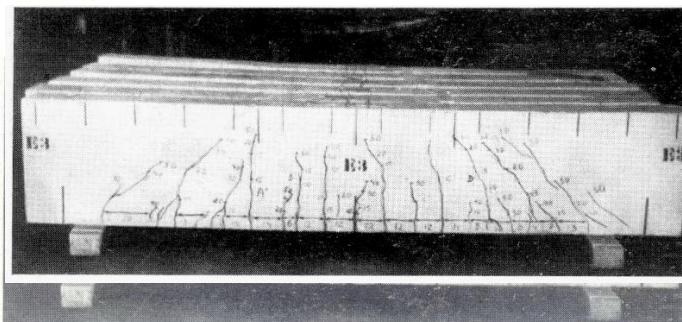




ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA

DAS CONSTRUÇÕES



NESTE NÚMERO:

PEÇAS DE CONCRETO ARMADO COM AÇO PERISTAHL	5
A PLASTICIDADE NAS ESTRUTURAS	60
ENSINO DE ESTÁTICA	73
CÁLCULO DAS PONTES DE CONCRETO ARMADO	47
CÁLCULO COMPLETO DE UM GALPÃO	85
O CONCRETO ARMADO PROTENDIDO	95

1963 49

Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha



O fisico Cesar Lattes afirmava - “ Medir para acreditar ”

Durante a elaboração da norma NB1 / 1960 foram realizados muitos ensaios para comprovar as recomendações dessa norma.

Prof. Telemaco van Langendonck / SP e Prof. Fernando Lobo Carneiro / RJ, entre outros, realizaram muitos ensaios.

Alguns ensaios do Prof. Telemaco van Langendonck.

Ensaio realizado no I.T.A. e divulgado na revista ESTRUTURA em 1963.

Ensaio de compressão em pilares e ensaios de flexão em vigas com aço CA50T (Fabricante = Peristahl).

Conclusões do Prof. Telemaco van Langendonck :

Colaboração do aço na resistência à compressão de pilares :

“ Como se vê , a tensão no aço (CAT50) por ocasião da ruptura à compressão do pilar é da ordem de grandeza da tensão convencional de escoamento observada nas barras isoladas e portanto maior que a permitida pela NB-1 (400 MPa , para $\epsilon_a = \epsilon_c = 2\text{‰}$, para CAT50)”.

Flecha das vigas, em serviço :

“A deformação por flexão das peças de concreto armado (CA50) pode se calcular com razoável precisão tomando-se o valor do momento de inércia calculado no estágio II considerando o módulo de elasticidade $E_a = 205 \text{ GPa}$ do aço e o módulo E_c real do concreto empregado.”

Resultados bem atuais.



PEÇAS DE CONCRETO ARMADO COM AÇO PERISTAHL

(Interpretação dos resultados de ensaios realizados no Instituto Tecnológico da Aeronáutica)

TELEMACO VAN LANGENDONCK

SUMÁRIO

- I — Finalidade dos ensaios
- II — Corpos de prova.
- III — Propriedades dos materiais.
- IV — Compressão.
- V — Ruptura por flexão.
- VI — Tensões na flexão.
- VII — Fissuração.
- VIII — Deformabilidade.
- IX — Conclusões.

Antecipando as Conclusões dos ensaios de Compressão e de Flexão:

- ★ Na ruptura por compressão axial dos pilares, a tensão medida no aço (526 MPa) é da ordem de grandeza da tensão convencional de escoamento na tração, observada nas barras isoladas (567 MPa), e é portanto maior que a tensão permitida pela NB-1 (400 MPa), considerando $\epsilon_{\text{aço}} = \epsilon_{\text{conc.}} = 2\text{‰}$. A tensão média de ruptura do aço na tração era 665 MPa.
- ★ A deformação por flexão (flecha) das peças de concreto armado pode ser calculada com razoável precisão tomando-se o valor do momento de inércia calculado no estágio II, considerando o módulo de elasticidade do aço $E_a = 205 \text{ GPa}$ e o módulo E_c real do concreto usado.



I — FINALIDADE DOS ENSAIOS

Tôda vez que se queira empregar, como armadura de peças e estruturas de concreto armado, tipo de aço ainda não previsto nas normas e especificações brasileiras, deve ser êle ensaiado, de acôrdo com o disposto nessas mesmas normas, por laboratório nacional idôneo, a fim de que se estudem as condições de seu emprêgo. É para cumprir com essa determinação que foram realizados, nos laboratórios do Instituto Tecnológico da Aeronáutica, em São José dos Campos, os ensaios que aqui se interpretam de peças de concreto armado com aço Peristahl. (foto 1.1)

As barras dêsse tipo de aço são encruadas a frio, por mordedura em duas direções normais, adquirindo com isso propriedades

como as que são mencionadas no Capítulo III para as barras usadas nos ensaios. Seu comportamento como armadura do concreto é estudado nos ensaios realizados, tanto em peças comprimidas como em peças fletidas.

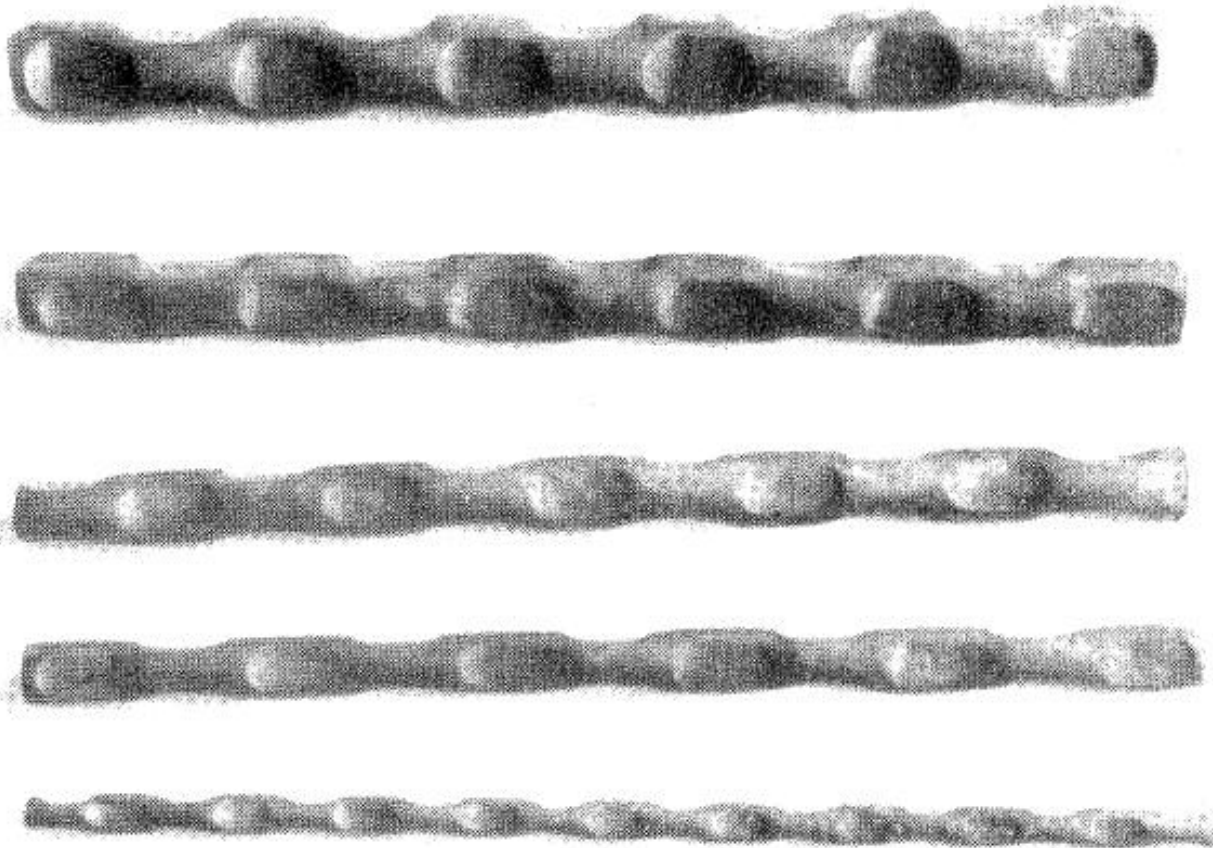


Foto 1.1

Nas peças sob compressão simples (Capítulo IV) procurou-se determinar qual a parcela da resistência individual das barras da armadura que concorreria para a resistência do conjunto, a fim de estabelecer o valor da tensão no aço a ser considerado no cálculo da peça, nos termos do item 23 da NB-1.



Nas peças sob flexão simples visaram os ensaios: a verificação da possibilidade de se aplicaram as hipóteses do item 25 da NB-1 à determinação do momento fletor de ruptura das peças sub-armadas (Capítulo V); a aplicabilidade das fórmulas do estágio II à determinação das tensões em regime de serviço (Capítulo VI); as propriedades das barras de aço relativas às condições de fissuração do concreto, a fim de se satisfazerem, nos termos do item 86 da NB-1, as prescrições que limitam a abertura das fissuras (Capítulo VII); e, finalmente, a deformabilidade, por flexão, das peças armadas com aço Peristahl, para fim de aplicação ao cálculo das deformações das estruturas em regime de serviço (Capítulo VIII).

Para fins de comparação ensaiaram-se também duas vigas armadas com aço 37-CA.

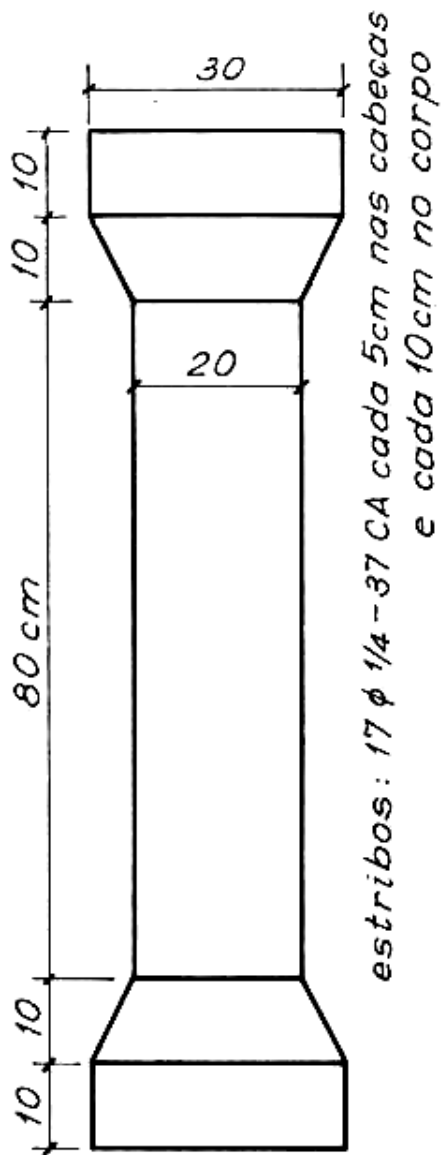
II — CORPOS DE PROVA

Foram os seguintes os corpos de prova usados para a determinação das propriedades dos materiais e para a execução dos ensaios principais:

a) *Tração no aço.* — Os corpos de prova do aço constituíram-se de trechos de barras iguais às usadas nas peças de concreto armado ensaiadas.

b) *Tração no concreto.* — Os corpos de prova destinados à medida da resistência à tração na flexão do concreto tinham a forma paralelepípedica e eram dispostos sobre apoios afastados de 42 cm; tinham secção transversal quadrada de ~ 10 cm de lado. Obtinha-se a ruptura com a aplicação de duas cargas iguais aplicadas nos terços do vão.

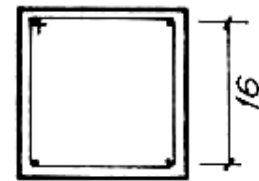
c) *Compressão no concreto.* — Os corpos de prova destinados à medida da resistência à compressão do concreto eram os corpos cilíndricos normais de ~ 15 cm de diâmetro a ~ 30 cm de altura.



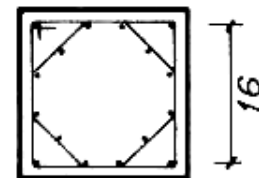
PILARES (barras longitudinais sem ganchos)

PC - sem armadura

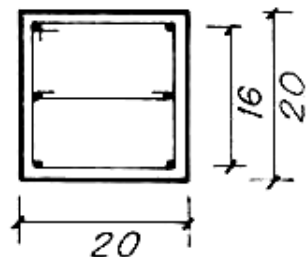
PD -
4 $\phi 1/2$
Peristahl



PE -
16 $\phi 1/4$
Peristahl



PF -
6 $\phi 7/8$
Peristahl



PH - sem armadura

Fig. 2.1

d) *Pilares.* — Os pilares ensaiados (séries P) tinham altura total de 120 cm e secção quadrada de ~ 20 cm de lado; junto às cabeças essa dimensão aumentava, como se indica na Fig. 2. 1. As armaduras usadas nas várias séries também se acham desenhadas na mesma Fig. 2. 1.



e) *Vigas menores.* — As vigas menores (séries B e C) tinham comprimento total de 270 cm a fim de serem ensaiadas sôbre apoios afastados de 240 cm. Sua secção transversal era de 15 cm (largura) por 24 cm (altura total) e achavam-se armadas como se mostra na Fig. 2. 2. A carga consistia em duas fôrças iguais aplicadas nos quartos do vão (isto é, a 60 cm de cada apoio).

Ver a figura 2.2 e a figura 2.3 adiante.

f) *Vigas maiores.* — As vigas maiores (séries A, D e E) também tinham comprimento total de 270 cm e foram ensaiadas sôbre apoios afastados de 240 cm. Sua secção transversal era de 20 cm (largura) por 50 cm (altura total) e sua armadura era a que se mostra, para as diversas séries, na Fig. 2.3. A carga consistia em duas fôrças iguais aplicadas nos têrços do vão (isto é, a 80 cm de cada apoio).

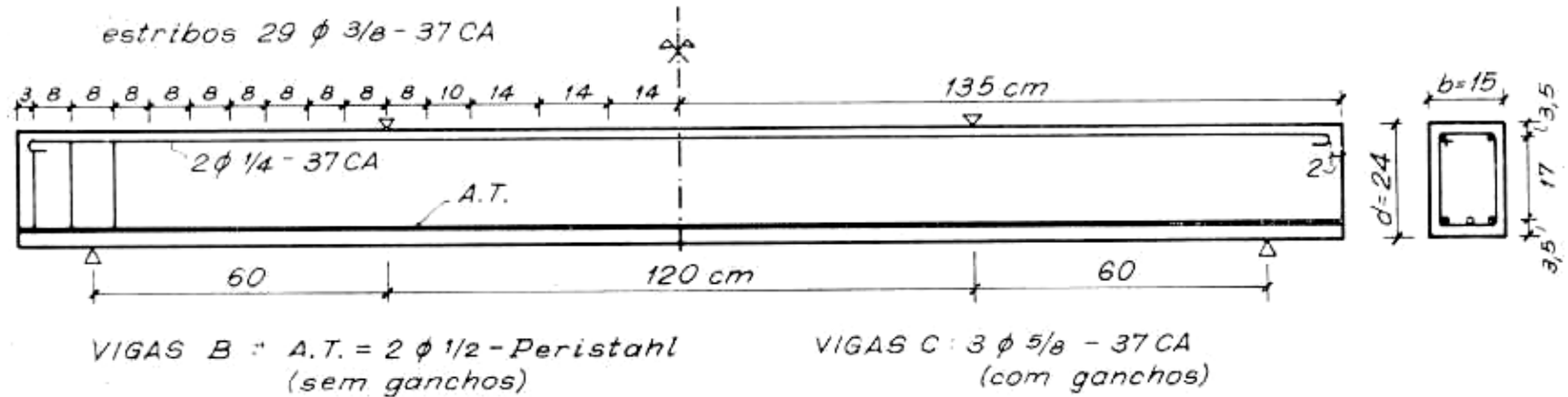


Fig. 2.2

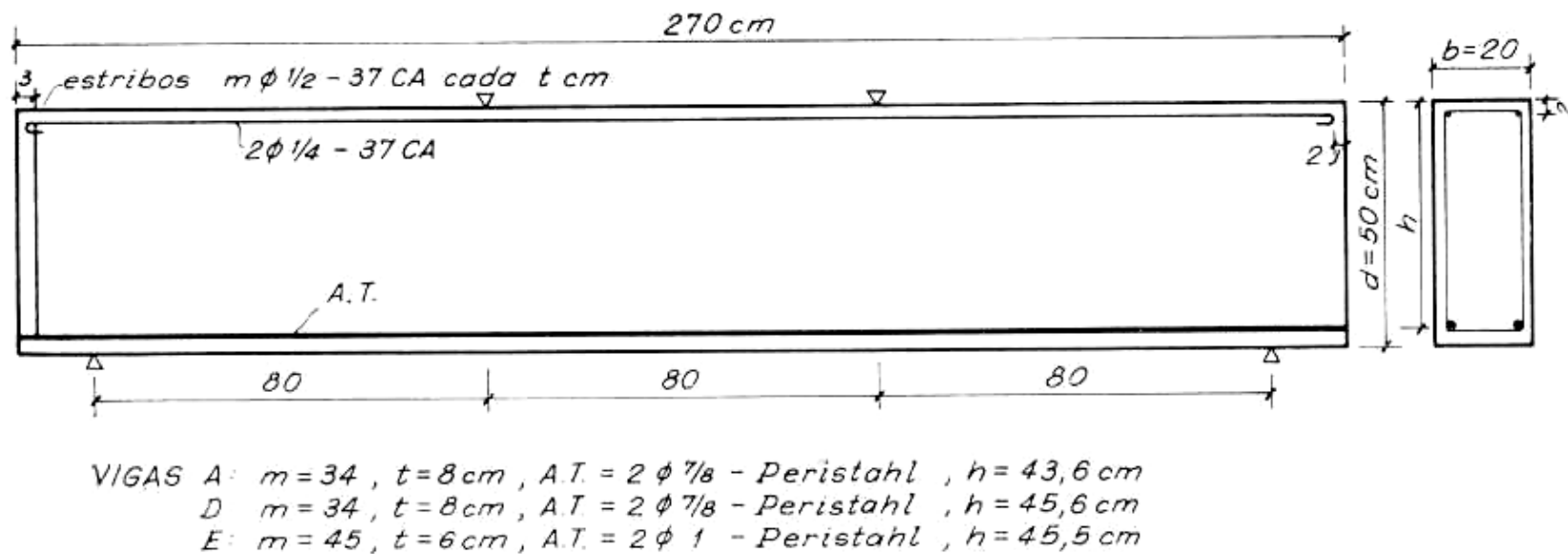


Fig. 2.3



Nas fotos 2. 1. e 2. 2. mostram-se um pilar e uma viga instalados na máquina de ensaio, com os aparelhos de medida das deformações.

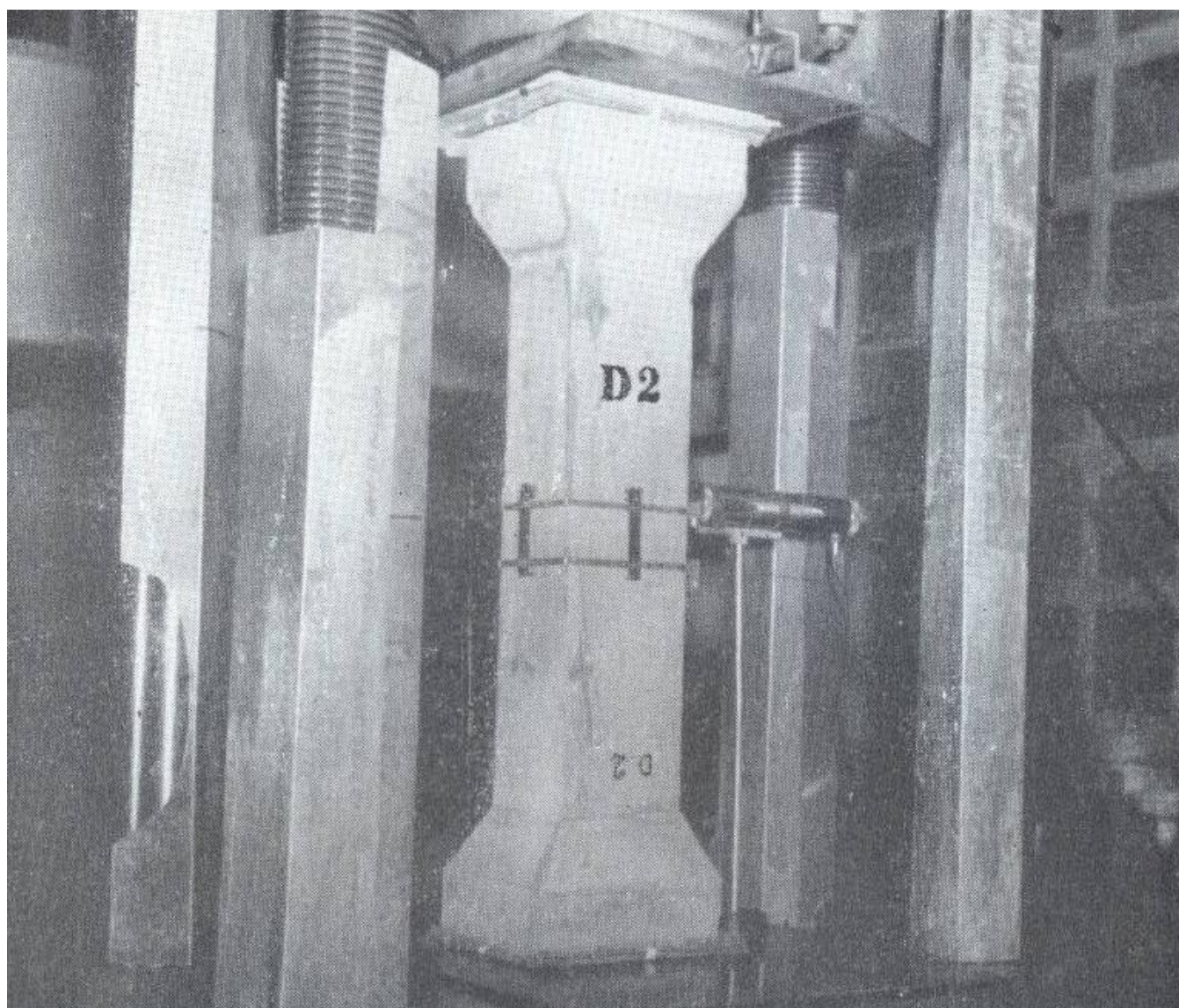


Foto 2.1



Nas fotos 2. 1. e 2. 2. mostram-se um pilar e uma viga instalados na máquina de ensaio, com os aparelhos de medida das deformações.

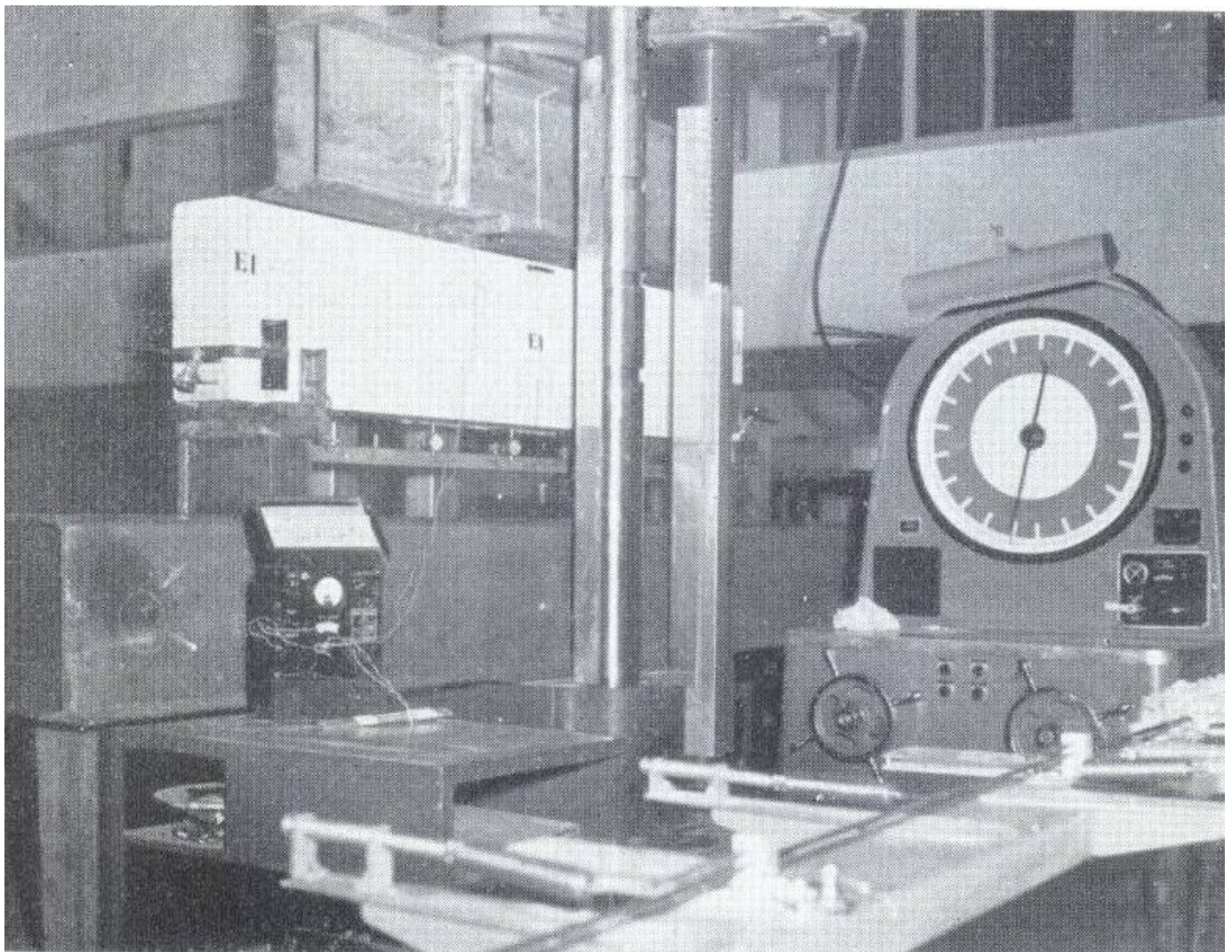


Foto 2.2



III — PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Aço. — As tensões de escoamento (reais para o aço 37-CA e convencionais — limite 0,2% — para o aço Peristahl) e as de ruptura do aço foram medidas, para as séries de ensaio A e B em 18 corpos de prova de ϕ 7/8 (área efetiva da secção, medida pelo volume na unidade de comprimento, $S_f = 366 \text{ mm}^2$) e 36 de ϕ 1/2 ($S_f = 114 \text{ mm}^2$), tendo-se obtido os resultados apresentados no Quadro 3. 1, onde se dão também os desvios-padrão e os coeficientes de variação correspondentes. Para a série C, feita com aço 37-CA, ensaiaram-se 4 corpos de prova e para as séries restantes, feitas com aço Peristahl, 6 corpos de prova de ϕ 1/2 ($S_f = 124 \text{ mm}^2$), 12 de ϕ 7/8 ($S_f = 380 \text{ mm}^2$) e 12 de ϕ 1 ($S_f = 476 \text{ mm}^2$), com os resultados também dados no Quadro 3. 1.

QUADRO 3. 1
 PROPRIEDADES DOS AÇOS

	SERIES					
	A	B	E	D e PF	PD e PE	C (37-CA)
Diâmetro nominal (ϕ).....	7/8	1/2	1	7/8	1/2	5/8
Número de corpos de prova	18	36	12	12	6	4
S_f (mm^2).....	366	114	476	380	124	197
desvio-padrão	—	—	3,84	1,95	0,32	0,24
coef. var. (%)	—	—	0,81	0,51	0,25	0,12
σ_e (kg/mm^2)...	53,5	54,4	53,4	56,0	56,7	29,9
desvio-padrão	1,96	2,51	1,92	1,72	1,25	0,34
coef. var. (%)	3,67	4,61	3,60	3,07	2,20	1,14
σ_r (kg/mm^2)...	67,2	65,7	67,0	66,1	67,2	41,5
desvio-padrão	1,79	1,81	0,54	0,52	0,38	0,13
coef. var. (%)	2,67	2,76	0,80	0,79	0,57	0,31

Para determinação do módulo de elasticidade do aço foram medidas as deformações sôbre um comprimento de 200 mm em 6 barras de ϕ 1, 6 de ϕ 7/8 e 5 de ϕ 1/2. Os valores dos módulos secantes observados no primeiro carregamento variaram em tôrno de 2050 t/cm²



até o alongamento de 0,2% como se vê dos resultados apresentados no gráfico da Fig. 3. 1.

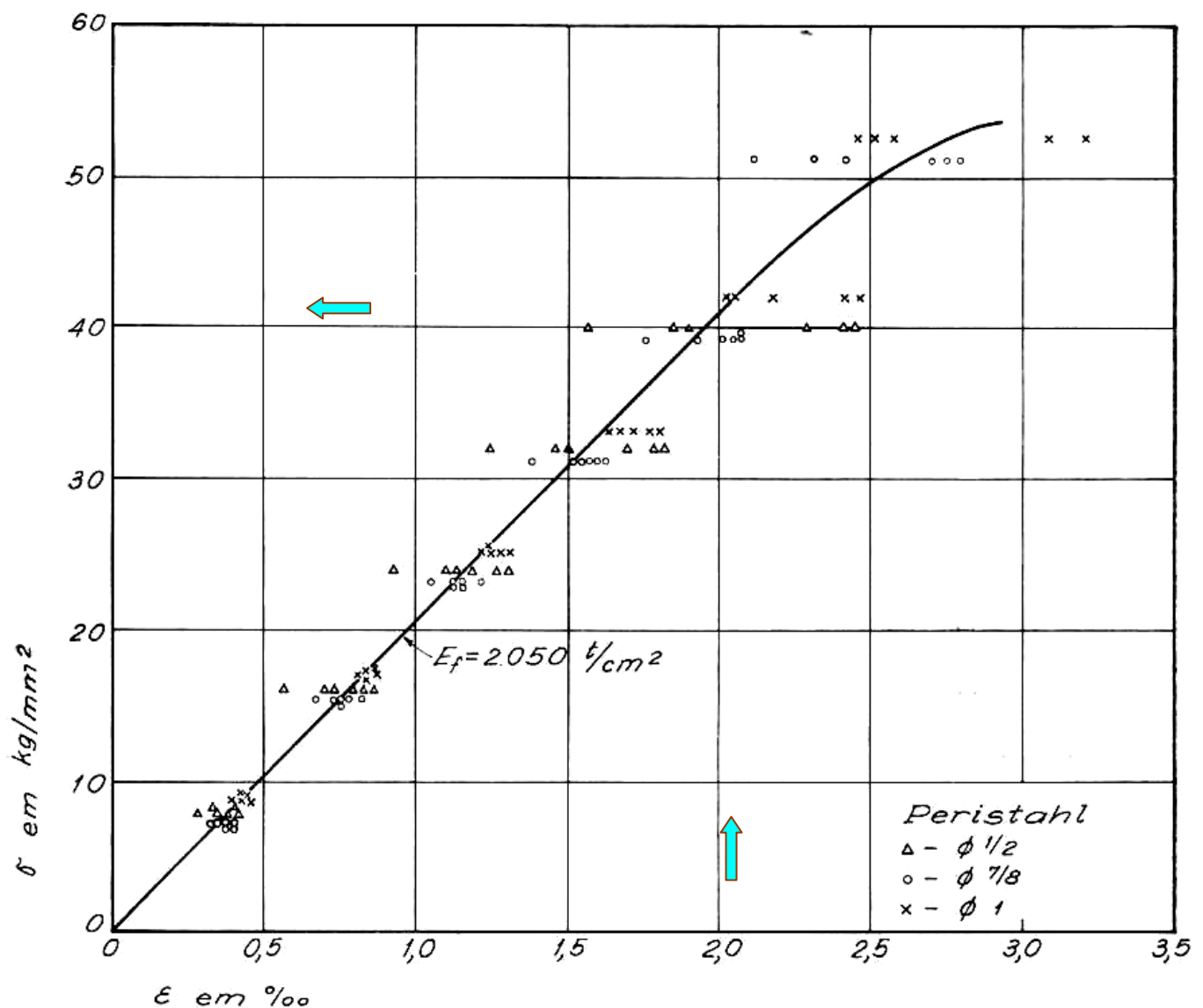


Fig. 3.1



Concreto. — A resistência a tração na flexão do concreto, medida nos corpos de prova prismáticos mencionados no Capítulo II com a aplicação de duas cargas nos terços dos vãos, apresentam, para as várias séries de ensaios, os resultados dados no Quadro 3. 2, juntamente com os da resistência a compressão observados em corpos de prova cilíndricos normais, como já se disse.

No mesmo Quadro 3. 2. encontram-se as tensões de compressão com que romperam os pilares não armados da série PC (um pilar de concreto com dosagem igual à do das séries A, B e C de vigas) e da série PH (três pilares com concreto de dosagem igual à do das séries D, E e PD a PF). Do primeiro não se tira conclusão alguma, por ser único e não haver coincidência da data do seu ensaio com o da ruptura dos corpos de prova normais; apenas se verifica que a tensão de ruptura σ_{ck} é praticamente igual à média das observadas nos corpos normais. Dos pilares PH já se pode tirar alguma conclusão, por ter sido ensaio na mesma oportunidade que os corpos cilíndricos normais: a razão das respectivas resistências é igual a $272/296 = 0,92$, praticamente igual à prevista pela NB-1 no item 23 ($8/9 = 0,89$).



Quadro 3.2

PROPRIEDADES DOS CONCRETOS

	SERIES					
	A	B	C	D	E	PD a PH
Número de corpos de prova cilíndricos....	6	6	4	6	6	10
σ_{ck} (kg/cm ²)...	158	137	124	272	290	296
desvio-padrão	15,7	16,3	3,6	13,6	25,4	15,7
coef. var. (%)	9,9	11,9	2,9	5,0	8,8	5,3
Número de corpos de prova prismáticos..	6	6	4	6	6	10
σ_{tk} (kg/cm ²)....	32,1	23,7	28,3	59,0	60,0	60,8
desvio padrão	3,00	0,83	2,71	6,03	3,52	5,0
coef. var. (%)	9,3	3,5	9,6	10,2	5,9	8,2
Número de pilares.....	1 (PC)			3 (PH)		
σ_{ck} (kg/cm ²)...	141			272		
desvio padrão	—			10,4		
coef. var. (%)	—			3,8		

Nota: A tensão de tração na flexão (σ_{tk}) foi obtida com a fórmula clássica $6M/a^3$ (onde M é o momento fletor de ruptura e a o lado do quadrado da secção transversal).

Os diagramas tensão-deformação decorrentes das medidas feitas nos pilares das séries PC e PH são os apresentados na Fig. 3. 2. Dêles decorre, como sói acontecer, que o módulo de elasticidade (inclinação da curva do diagrama) decresce quando se aumenta a carga, salvo em carregamentos subseqüentes, enquanto não se ultrapassa a carga já atingida no anterior. O módulo de elasticidade inicial também decresce ligeiramente ao se passar do 1º para o 2º car-

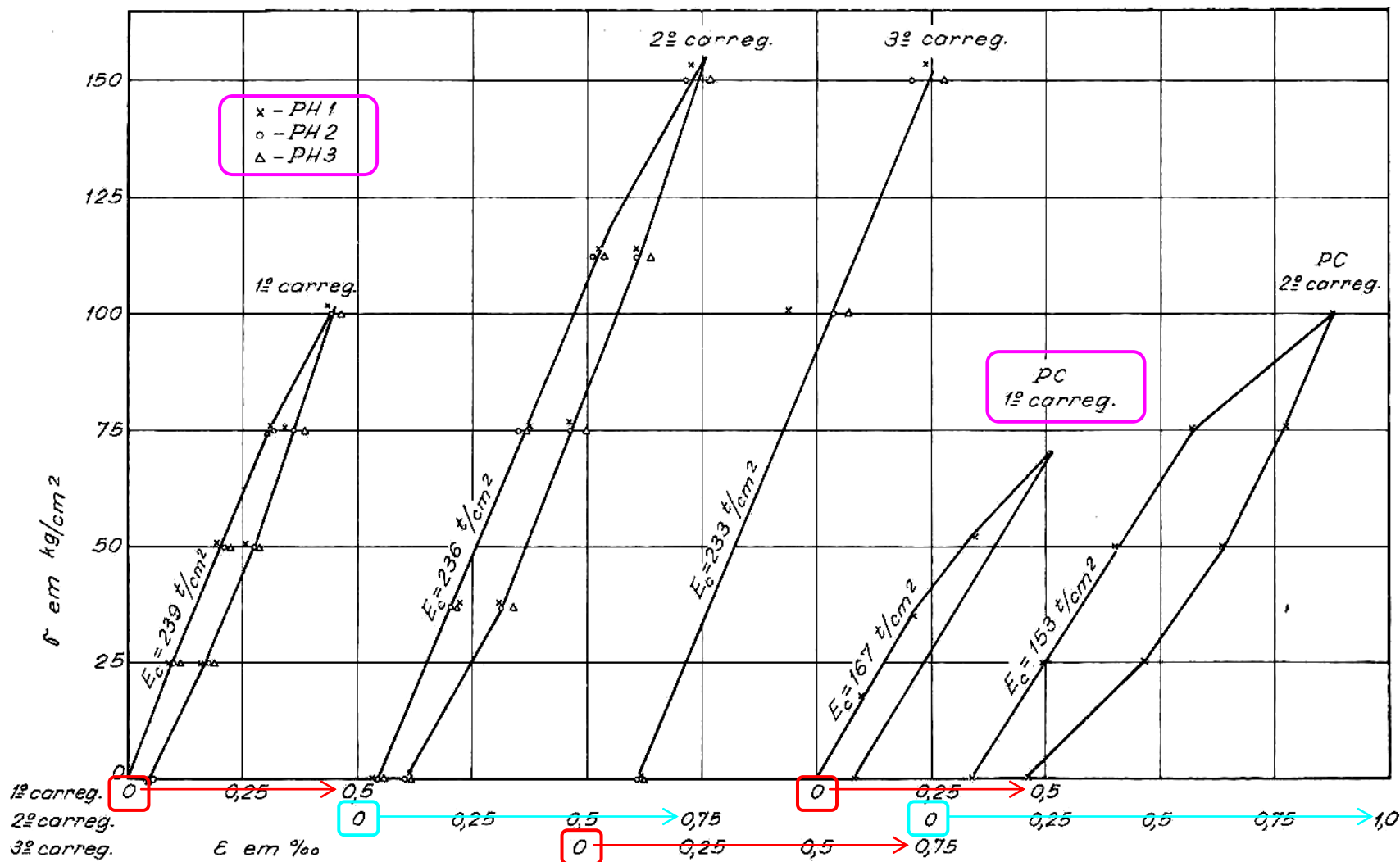


Fig. 3.2



regamento, e dêste para o 3°. Seus valores são dados na própria Fig. 3. 2 e são bem diferentes para as duas séries de pilares, como era de se prever, em face da disparidade das respectivas resistências (últimos dados do Quadro 3.2). Os módulos tangentes, variáveis com a carga também foram calculados e encontram-se nos gráficos do Capítulo VI, onde êles foram usados para o cálculo dos módulos de resistência.

IV — COMPRESSÃO

Objetivo. — Os ensaios de compressão em pilares foram feitos com a finalidade precípua de determinar-se o quinhão da carga de ruptura que recai sôbre a armadura, a fim de fixar-se a tensão que se pode atribuir ao aço nos cálculos a serem feitos nos termos do item 23 da NB-1 (carga de ruptura igual à resistência do concreto mais a área da secção da armadura multiplicada pela tensão σ'_e no aço nessa ocasião).

Pela própria NB-1, êsse σ'_e deve ser tomado igual à tensão correspondente ao alongamento total de 0,2%, ou seja, para o caso em estudo, usando-se o diagrama da Fig. 3. 1, a tensão de 40 kg/mm² aproximadamente. Infelizmente, não se pôde alcançar o objetivo desejado, a não ser para a série PD, pois todos os outros pilares armados romperam em uma das cabeças, não permitindo a determinação exata da carga de ruptura. Os ensaios permitem, porém, tirar outras conclusões a respeito do problema da deformabilidade das peças comprimidas, como mais adiante se expõe.



Ruptura. — Só os 3 pilares não armados (PH) e os 3 com armadura mais fraca (PD, com 1,25% de armadura) é que romperam fora das cabeças, como se exemplifica nas fotos 4. 1 e 4. 2.

Todos êsses pilares romperam com as cargas indicadas no Quadro 4. 1., no qual também se mostra qual a parte dessas cargas que coube à armadura dos pilares PD, admitindo que ao concreto tenha cabido a parcela correspondente à tensão média de ruptura observada nos pilares não armados PH. Como se vê, a tensão no aço ($52,6 \text{ kg/mm}^2$) por ocasião da ruptura é da ordem de grandeza da tensão convencional de escoamento observada nas barras isoladas ($56,7 \text{ kg/mm}^2$) e portanto maior que a permitida pela NB-1 (40 kg/mm^2).

O aço Peristahl ofereceu, pois, nos ensaios mencionados, segurança maior que a imposta por aquela norma, mesmo sem levar em conta o efeito não favorável da pequena excentricidade da carga.

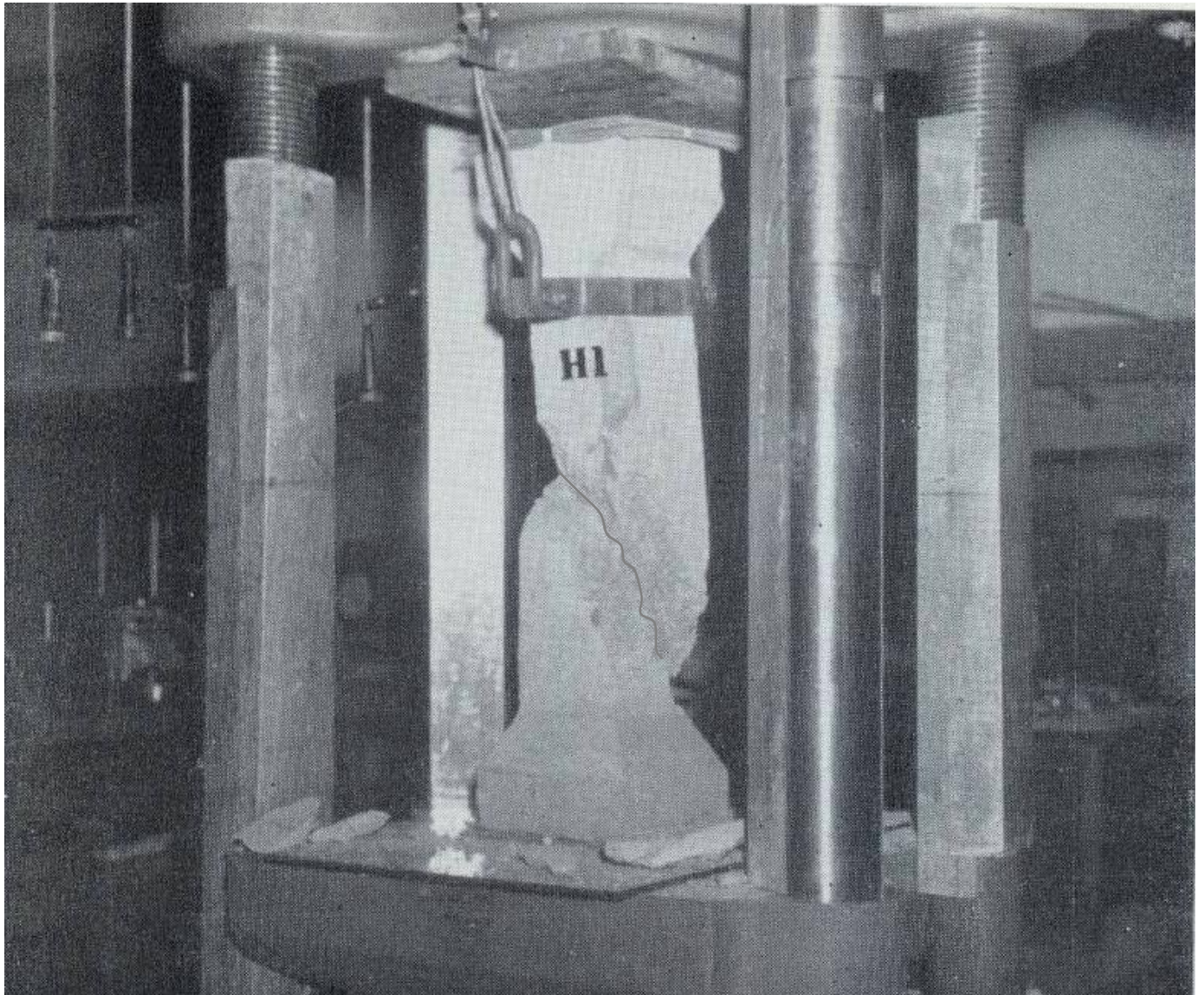


Foto 4.1

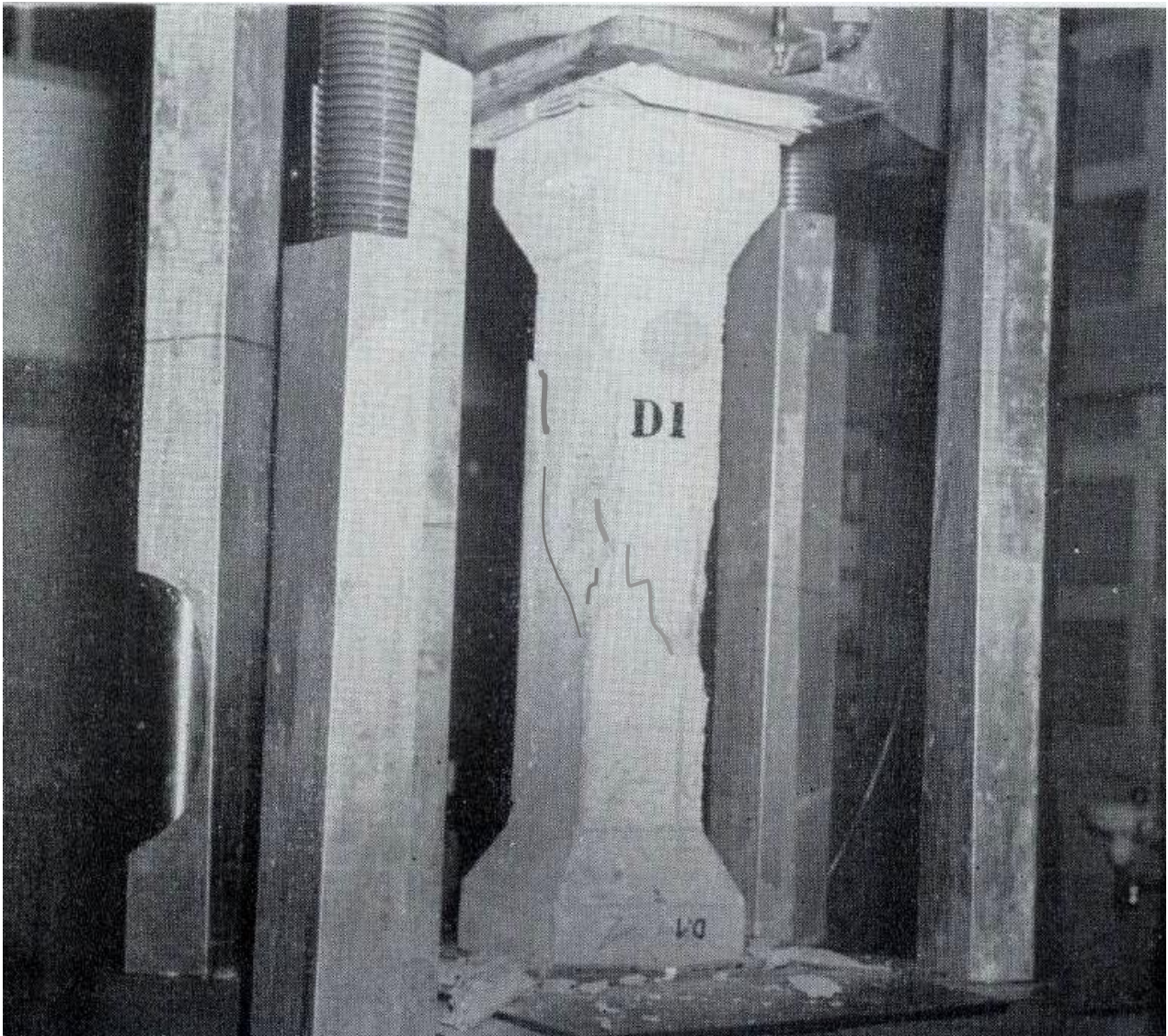


Foto 4.2



Quadro 4.1 RUPTURA DE PILARES

	PH-1	PH-2	PH-3	PD-1	PD-2	PD-3
Dimensões externas (cm ²).....	19,8 × 19,8	20 × 20	20 × 20	20,4 × 20,2	20 × 20	20 × 20
Área da secção <i>S_f</i> de armadura (mm ²).....	0	0	0	496	496	496
Área da secção <i>S'_c</i> de concreto (cm ²).....	392	400	400	407	395	395
Carga de ruptura (t)	109,2	111,0	104,0	135,2	127,8	140,8
Tensão no concreto (kg/cm ²)....	279	277	260			
Média (kg/cm ²)...		272				
Carga correspondente a <i>S'_c = 395</i>				131,9	127,8	140,8
Média (t).....					133,5	
Parcela do concreto (395 × 272) ..					107,4	
Parcela do aço (t)					26,1	
Tensão no aço (kg/mm ²).....					52,6	

Deformabilidade. — Em todos os pilares ensaiados foram instalados quatro tensômetros óticos Tuckerman com entregarra de 127 mm, dispostos longitudinalmente no meio de cada face do pilar (foto 2.1). Há dois problemas referentes à deformação dos pilares que podem ser estudados com os ensaios feitos:

1) Como há certa excentricidade da carga, pode estudar-se o desvio da hipótese da conservação das secções planas, observando a diferença entre os valores médios das medidas feitas em lados opostos, valores êsses que deveriam ser iguais se a secção se conservasse plana. Chamando *a*, *b*, *c*, *d*, as medidas feitas (*a* em lado oposto ao de *c* e *b* em lado opôsto ao de *d*), pode considerar-se como coe-



ciente de empenamento da secção o quociente daquela diferença, pela média das quatro deformações:

$$k_e = 2 \frac{|(a + c) - (b + d)|}{a + b + c + d} .$$

No Quadro 4.2 mostram-se os valores desse coeficiente, observados nos vários carregamentos dos diversos pilares, bem como os respectivos encurtamentos médios:

$$\epsilon_{\text{med}} = \frac{a + b + c + d}{4}$$

e as excentricidades das cargas, observadas nas duas direcções e calculadas com as fórmulas aproximadas (seriam exatas se a secção fôsse homogênea e se conservasse plana):

$$e_a = \frac{|a - c|}{a + c} \frac{20 \text{ cm}}{6} , \quad e_b = \frac{|b - d|}{b + d} \frac{20 \text{ cm}}{6} .$$

Do exame do Quadro 4.2 verifica-se não haver lei aparente que correlacione o coeficiente de empenamento com a excentricidade da carga, com a intensidade da solicitação ou com o taxa de armadura do pilar. Excluído o pilar PE-1 onde deve ter havido alguma anomalia, verifica-se que, dos 40 restantes valores calculados de k_e , 14 não ultrapassam 1%, 25 não ultrapassam 3% e 34 não ultrapassam 5%. Esses resultados, que mostram uma dispersão quase normal, permitem admitir como razoável a lei da conservação das secções planas para os pilares estudados.

2) Da deformação longitudinal do eixo do pilar, com a qual se mede o módulo de elasticidade do concreto deduz-se que este se mantém praticamente constante desde o início da carga até que esta tenha atingido valor igual ao já alcançado no carregamento anterior. Seu valor é da mesma ordem de grandeza do medido, como módulo secante, nessa solicitação precedente. Dessa carga em diante, como também no 1º carregamento, nota-se diminuição sensível do módulo de elasticidade com o aumento da força de compressão. No Quadro 4.3 dão-se os resultados observados nos três carregamentos dos oito pilares armados ensaiados (o pilar PF-1 foi rompido já no 2º carregamento). Os pilares não armados PH (ao contrário do que se deu com o pilar PC feito com concreto mais fraco) acusaram



QUADRO 4.2

COEFICIENTES DE EMPENAMENTO

	PILARES					
	PD-1	PD-2	PD-3	PE-1	PE-2	PE-3
1.º carr. Carga max...	80	60	60	80	80	80 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	943	628	663	700	785	628
e_a em dmm.....	27	24	29	2	225	59
e_b em dmm.....	88	19	51	66	75	61
k_e em %.....	1,0	3,0	5,9	16,0	4,8	6,4
2.º carr. C. interm...	75	50	50	90	90	90 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	825	496	509	749	855	690
e_a em dmm.....	12	23	32	4	174	46
e_b em dmm.....	59	23	45	15	8	63
k_e em %.....	1,9	1,0	3,9	17,5	0,1	3,5
2.º carr. Carga max...	100	100	100	120	120	120 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	1287	1258	1232	1167	1235	1012
e_a em dmm.....	9	43	43	19	159	28
e_b em dmm.....	51	17	53	15	6	55
k_e em %.....	2,9	0,8	1,7	22,2	2,3	4,0
3.º carr. C. repetida...	100	100	100	120	120	120 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	1226	1157	1179	1150	1244	984
e_a em dmm.....	6	43	36	32	174	17
e_b em dmm.....	47	15	52	-2	18	44
k_e em %.....	0,4	5,0	4,2	23,8	3,9	4,0
	PF-1	PF-2	PH-1	PH-2	PH-3	PC
1.º carr. Carga max ..	120	100	40	40	40	28 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	967	937	427	446	462	509
e_a em dmm.....	41	86	53	99	165	24
e_b em dmm.....	32	53	23	110	145	22
k_e em %.....	4,8	0,3	1,4	0,7	0,9	1,9
2.º carr. C. interm...			45	45	45	30 t
ϵ_{med} em 10^{-6}			487	457	491	491
e_a em dmm.....			66	73	131	15
e_b em dmm.....			38	89	145	
k_e em %.....			15,4	0,9	1,2	1,2
2.º carr. Carga máx...	135	120	60	60	60	40 t
ϵ_{med} em 10^{-6}	1066	1181	684	660	713	795
e_a em dmm.....	61	42	72	68	110	40
e_b em dmm.....	29	33	19	86	137	21
k_e em %.....	6,4	1,4	9,8	0,9	0,6	11,7
3.º carr. C. repetida...		(100)	60	60	60	t
ϵ_{med} em 10^{-6}		1019	623	637	674	
e_a em dmm.....		0	67	60	96	
e_b em dmm.....		12	-23	78	132	
k_e em %.....		0,3	2,1	0,2	0,7	



redução bem pequena do valor de E_c de um carregamento para o outro. Assim é que, enquanto os pilares PH tiveram seu módulo de elasticidade reduzido de apenas 2,5% quando atingida tensão igual a 55% da de ruptura, os pilares armados tiveram redução de 20%, em média, tendo sido atingidas tensões, em média, iguais a 74% da de ruptura. No pilar não armado PC, a redução foi de 21% depois de atingidos 50% da carga de ruptura. Assim sendo, para calcular-se a deformação de um pilar armado é necessário considerar-se a mencionada redução do módulo de elasticidade do concreto, pois do contrário podem obter-se resultados errados, como se mostra na

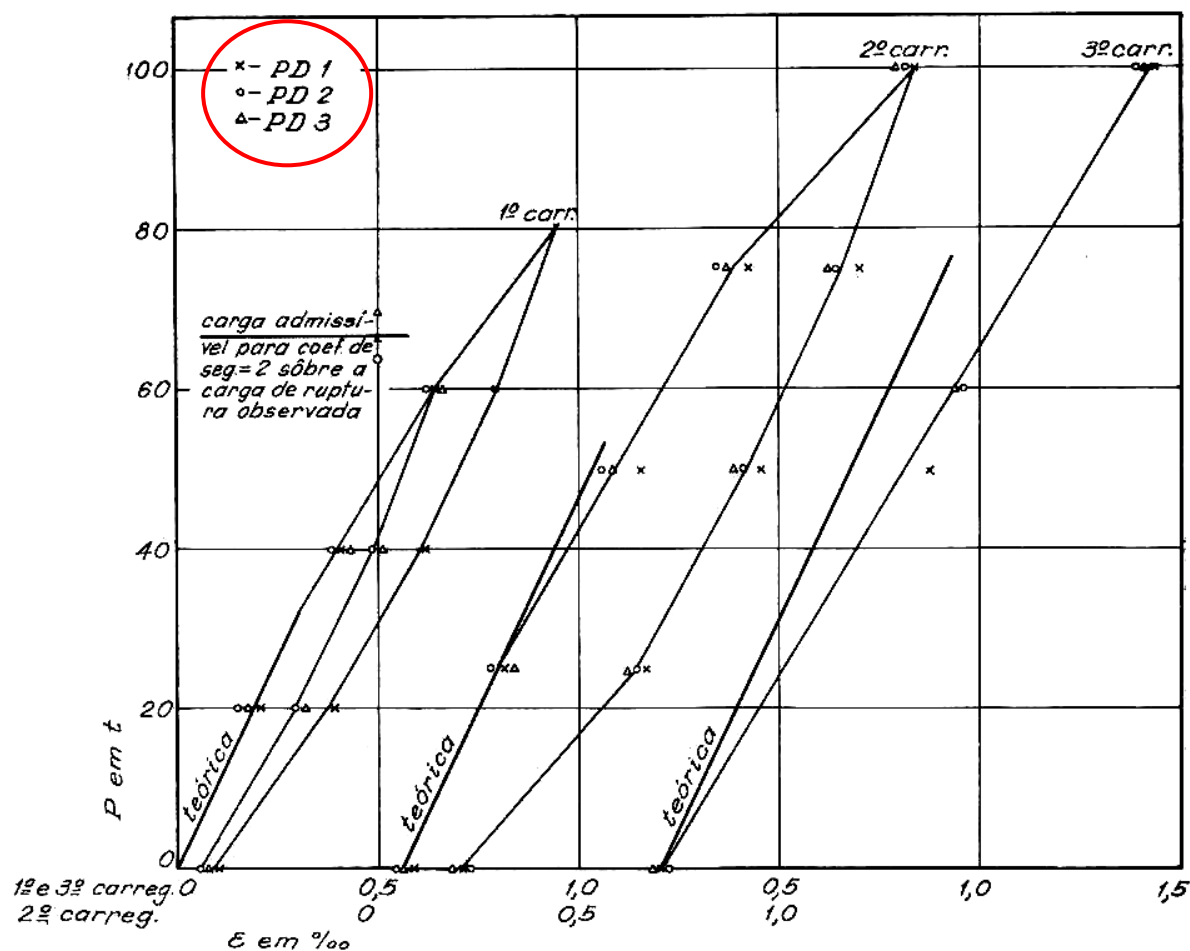


Fig.4.1

Fig. 4.1, onde se dão os resultados dos ensaios dos pilares PD comparados com a reta teórica calculada com os valores de E_c achados no ensaio dos PH. Para todos os cálculos acima citados tomou-se para módulo de elasticidade do Peristahl o valor médio já citado de 2050 t/cm².



Quadro 4.3
MÓDULOS DE ELASTICIDADE

PILAR	1.º carregamento		2.º carregamento		3.º carregamento
	Carga interm.	Carga máxima	Carga interm.	Carga máxima	
PD-1 σ_c (kg/cm ²)	88	172	163	213	215
E_{sec} (t/cm ²)	216	183	198	166	175
PD-2 σ_c	91	136	114	221	223
E_{sec}	235	216	230	175	193
PD-3 σ_c	90	135	113	222	223
E_{sec}	217	203	223	180	189
PE-1 σ_c	69	134	151	186	185
E_{sec}	220	192	202	159	161
PE-2 σ_c	74	169	146	185	183
E_{sec}	251	216	171	150	147
PE-3 σ_c	74	142	162	207	211
E_{sec}	253	227	235	205	214
PF-1 σ_c	103	198	151	226	
E_{sec}	229	205	216	212	
PF-2 σ_c	74	147	114	170	137
E_{sec}	160	157	146	144	134

V — RUPTURA POR FLEXÃO

Os ensaios de flexão das vigas foram feitos, como se disse no Capítulo II, com duas cargas iguais e simétricas de modo a ter-se momento flector constante na zona em que êle é máximo. Na determinação do momento flector de ruptura evita-se assim o efeito concomitante das fôrças cortantes e da carga concentrada (o que se não daria se fôsse o ensaio feito com carga única). Nas fotos 5.1 e 5.2 mostram-se uma viga das menores e outra das maiores, montadas na máquina de ensaio, depois da ruptura (na foto 2.2 já se reproduziu uma viga montada antes de romper).

Os valores observados do momento flector de ruptura das 14 vigas ensaiadas, incluído o oriundo de seu pêso próprio, são os que



Compressão Axial : Ruptura
Flexão : Fissuração e Módulo de Rigidez EJ
Prof. Telemaco van Langendonck

Prof.. Eduardo C. S.
Thomaz
Notas de aula

pág.
26/52

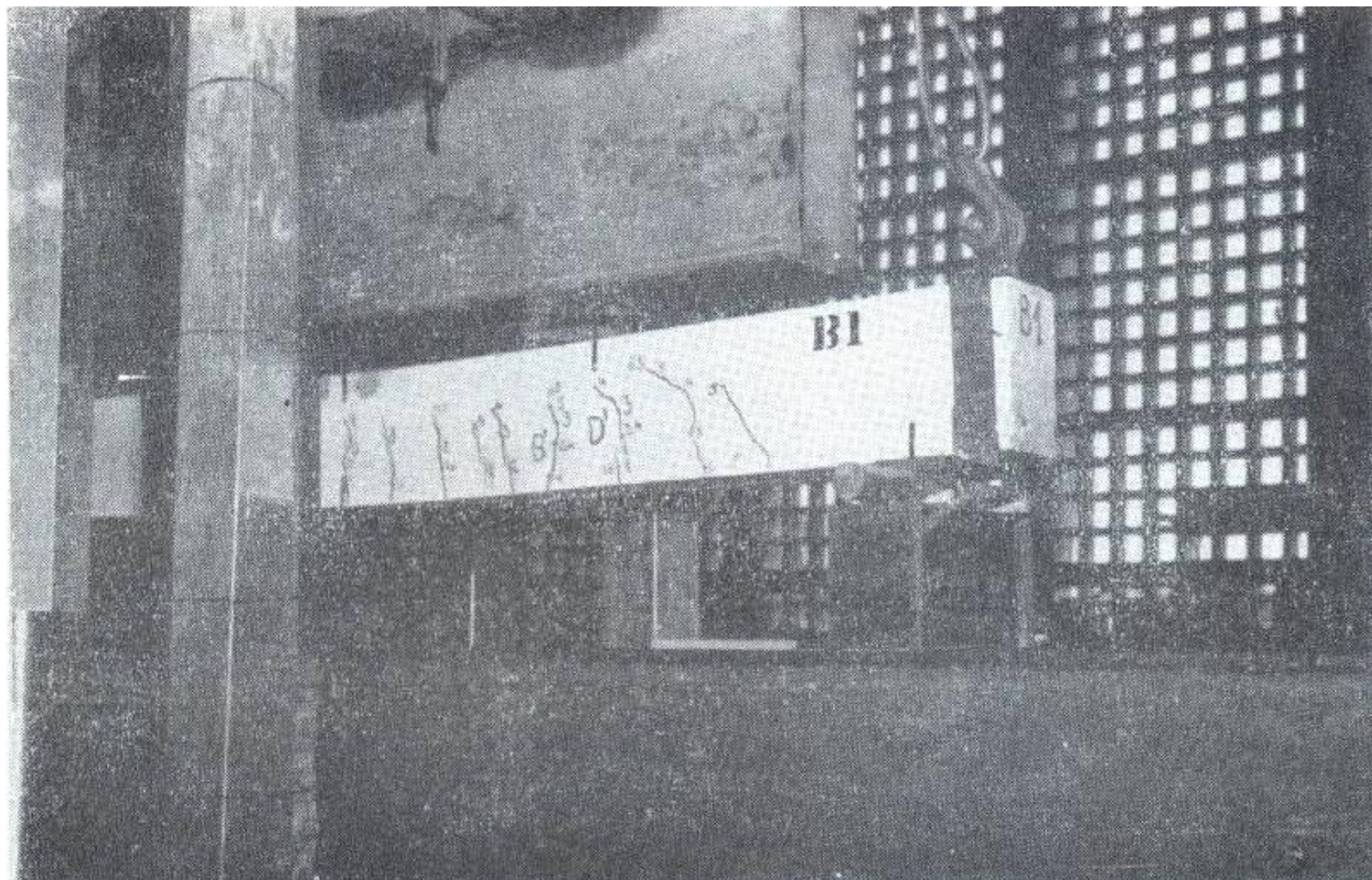


Foto 5.1

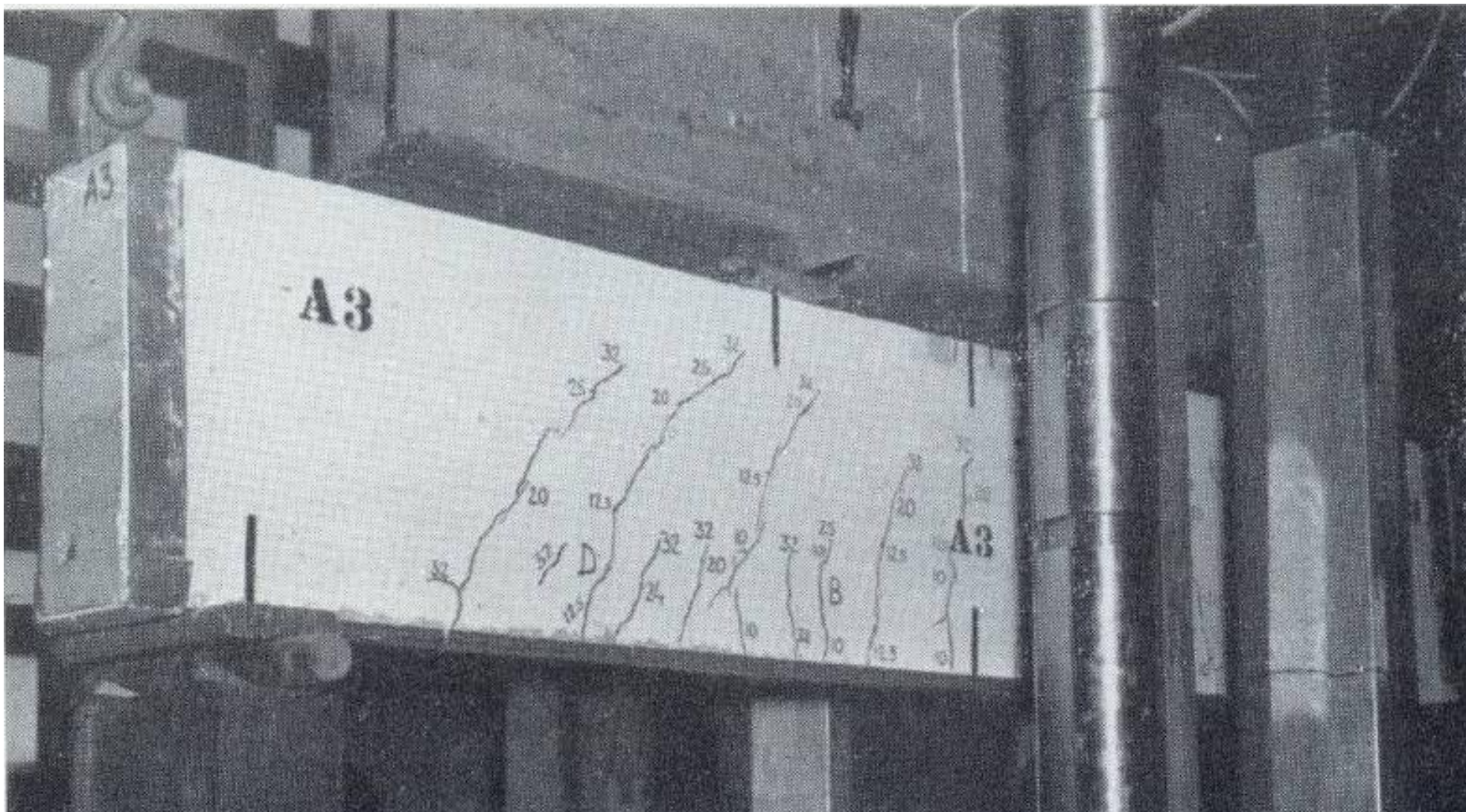


Foto 5.2



constam do Quadro 5.1, onde também se indicam os seus valores médios M_{obs} para cada série de vigas iguais. Vê-se que, para cada uma desses séries, a dispersão dos resultados é relativamente pequena, não atingindo o coeficiente de variação valor maior que 4,1%.

QUADRO 5.1

MOMENTOS DE RUPTURA

VIGA	MOMENTOS DE RUPTURA				ENCURTAMENTO MÁXIMO	
	Indivi- dual tm	Média M_{obs} tm	Desvio padrão tm	Coefic. variação %	Medido max 0/00	Fração do momento de ruptura
B-1	2,62	2,58	0,04	1,6	2,20	0,96
B-2	2,59				1,94	0,99
B-3	2,54				2,48	0,99
C-1	2,82	2,93	0,115	4,0	1,70	0,999
C-2	3,05				1,47	0,98
A-1	17,5	17,7	0,72	4,1	2,83	0,97
A-2	17,1				3,01	0,99
A-3	18,5				2,55	0,96
D-1	21,2	21,2	0,26	1,2	1,61	0,84
D-2	20,9				1,42	0,77
D-3	21,4				1,05	0,75
E-1	26,0	25,3	0,58	2,3	2,93	0,96
E-2	25,0				3,42	1,00
E-3	25,0				3,22	1,00

Para verificar se às vigas armadas com aço Peristahl se aplicam as hipóteses feitas para o cálculo do momento flector de ruptura no estágio III de peças sub-armadas (desprêzo da resistência à tração do concreto, distribuição uniforme das tensões de compressão com valor σ_{ck} , tensão de tração no aço igual à de escoamento σ_e), fêz-se o seu cálculo com a fórmula:

$$M_{cal} = \sigma_e S_f \left(h - \frac{\sigma_e S_f}{2 \sigma_{ck} b} \right)$$

obtendo-se os valores de M_{cal} que constam do Quadro 5.2.



Quadro 5.2

MOMENTOS COMPARADOS

	SÉRIES				
	C	B	A	D	E
M_{obs} (tm)	2,93	2,58	17,7	21,2	25,3
σ_e (kg/cm ²)	2990	5440	5350	5600	5340
σ_{ck} (kg/cm ²)	124	137	158	272	290
S_f (cm ²)	5,91	2,28	7,32	7,60	9,52
b (cm)	15	15	20	20	20
h (cm)	20,5	20,5	43,6	45,6	45,5
M_{calc}	2,79	2,17	14,7	17,8	20,9
M_{obs}/M_{calc}	1,05	1,19	1,20	1,19	1,21
M_{nor}	2,24	1,94	13,3	15,7	19,2
M_{nor}/M_{calc}	0,80	0,89	0,90	0,88	0,92
M_{nor}/M_{obs}	0,76	0,77	0,76	0,75	0,76
M_{III}	1,36	1,18	8,1	9,5	11,6
M_{II}	0,68	0,57	4,1	7,7	8,4
M_{II}/M_{III}	0,50	0,48	0,51	0,81	0,72

Conclui-se desses resultados que nas vigas armadas com aço Peristahl o momento fletor observado é de 19% a 21% maior que o calculado. É interessante observar como se mantém constante essa taxa de aumento em todos os tipos de viga, o que indica ser a tensão aproveitável no aço Peristahl bem superior à tensão de escoamento convencional de 0,2% (nas vigas C, armadas com aço 37-CA de escoamento real, aquela taxa de aumento foi de apenas 5%).

Também se encontram no Quadro 5.2 os valores de M_{nbr} , que é o momento calculado de acôrdo com a NB-1, isto é, tomando não os valores reais de σ_{ek} e σ_e , mas os especificados $\sigma_R = 0,8 \sigma_{ek}$ (coeficiente de variação menor que 12%) e $\sigma_e = 5000$ kg/cm² (para o aço 37-CA: 2400 kg/cm²). Evidentemente, chega-se a valores menores (88% a 92%) que os M_{calc} , pois há aí a margem de segurança exigida pela dispersão possível nas propriedades mecânicas dos materiais (para as vigas C, armadas com aço 37-CA, o M_{nbr} foi 80% do M_{calc} com o que se compensa o menor valor M_{obs}/M_{calc} levando à constância, para tôdas as vigas, da relação M_{nor}/M_{obs} que apenas oscilou entre 75% e 77%).

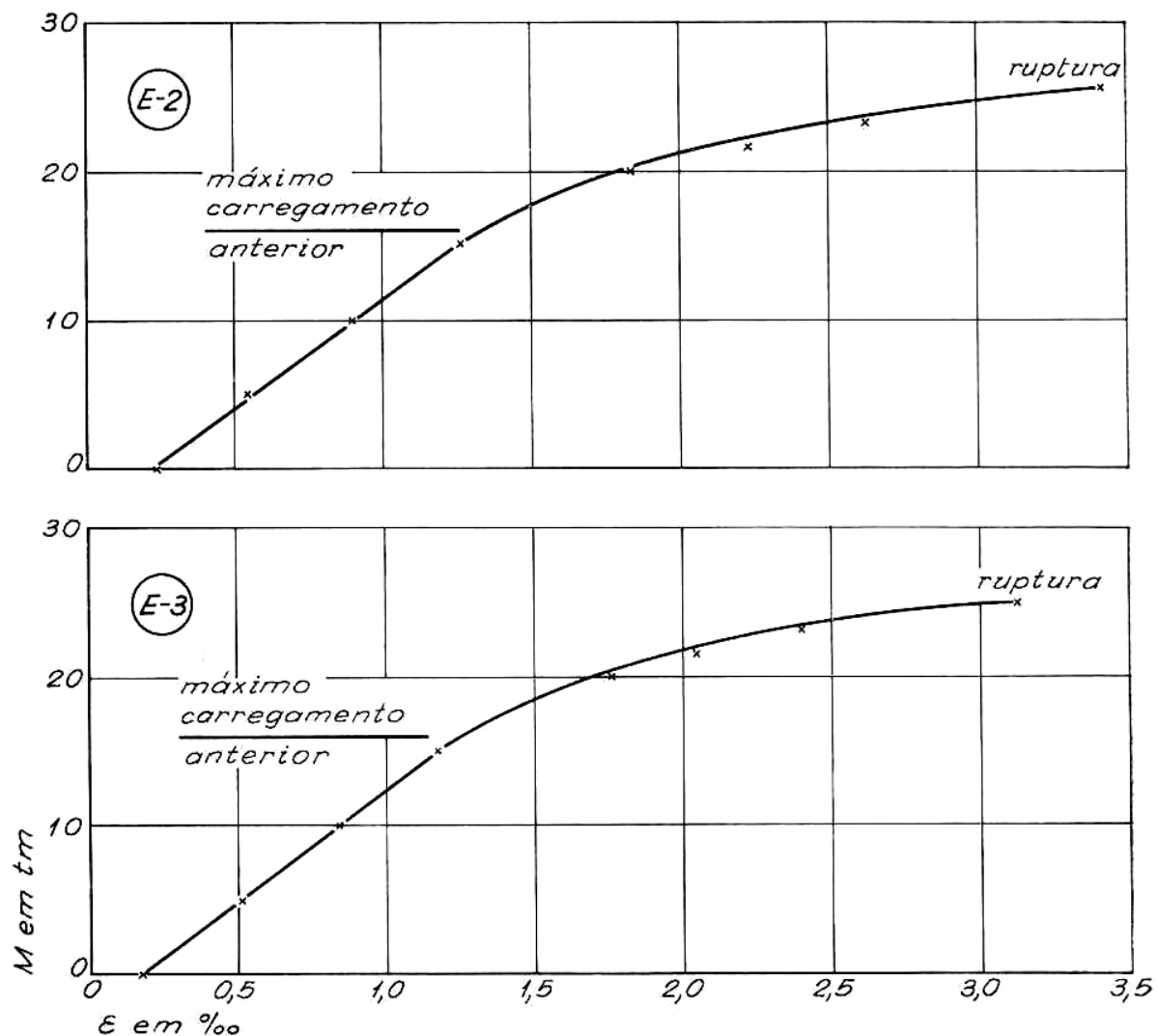


Fig. 5.1

Dão-se ainda, no Quadro 5.2, os valores admissíveis M_{III} dos momentos fletores na viga, quando se usa o menor coeficiente de segurança (1,65), calculados no estágio III ($M_{III} = M_{nor}/1,65$) e os M_{II} calculados no estágio II com as regras da NB-1 ($n = 15$, $\sigma_c = 0,5 \sigma_R$), usando-se para o aço Peristahl a tensão admissível nos aços CA-T50. A diferença sensível que há entre M_{III} e M_{II} provém do fato de ser a tensão no concreto o fator determinante do valor de M_{II} (ao contrário do que se dá com M_{III}), não se atingindo no aço sua tensão admissível. Decorre daí a conveniência de se fazer o cálculo das vigas armadas com aço Peristahl no estágio III a fim de que melhor se aproveitem suas boas qualidades de resistência.

Os encurtamentos máximos observados do concreto, medidos no meio da face superior da viga e indicados na penúltima coluna do



Quadro 5.1, não apresentam valores uniformes. Isso se explica por não serem êles os reais encurtamentos de ruptura, pois as medidas foram feitas sob cargas que antecediam o rompimento da peça, como se indica na última coluna do referido Quadro 5.1. As únicas exceções são as medidas referentes às vigas E-2 e E-3 onde houve praticamente concomitância da leitura e da ruptura, tendo-se observado os maiores encurtamentos: 3,42 ‰ e 3,22 ‰. Nessa fase final as deformações processam-se mais rapidamente, para os mesmos acréscimos de carga, como se vê nos gráficos da fig. 5.1, onde se representam os encurtamentos observados naquelas duas vigas, durante o seu 3º carregamento (no anterior havia-se já atingido o momento fletor de 16 tm). Haveria maior interesse em se aprofundar o estudo do encurtamento de ruptura, se se estivessem considerando vigas super-armadas, ou com armadura dupla, ou com flexão composta, o que está fora do objetivo dos presentes ensaios.

VI — TENSÕES NA FLEXÃO

Quer para o cálculo no estágio II, quer para o conhecimento das tensões em regime de serviço (cargas até 60% da carga de ruptura), mesmo que o cálculo tenha sido feito no estágio III — é preciso conhecer-se o valor do módulo de resistência W_c da secção, isto é, a grandeza (com a dimensão de um volume) pela qual se divide o momento fletor para ter-se a tensão máxima de compressão no concreto $\sigma_c = M/W_c$. As observações feitas, com a medida do encurtamento ϵ do concreto no meio da face superior das vigas, permitem calcular os valores dos $\Delta M/\Delta \xi$, os quais se acham representados, em função dos próprios ϵ (valor médio do intervalo de medida), nos gráficos das figs. 6.1 a 6.5, referentes ao 1º carregamento de tôdas as vigas. Nesses mesmos gráficos indicam-se também os valores observados para o mesmo concreto, no ensaio dos pilares não armados PC e PH, dos módulos de elasticidade tangente E , em função do mesmo ϵ . Da divisão daqueles valores por êstes obtêm-se os W_c correspondentes:

$$W_c = \frac{\Delta M}{\Delta \sigma_c} = \frac{\Delta M}{E \cdot \Delta \epsilon},$$

cujo gráfico também consta daquelas figs. 6.1 a 6.5. Indicam-se nelas ainda os valores dos módulos de resistência teóricos W_g (da secção geométrica, sem consideração da armadura), W_I (no está-

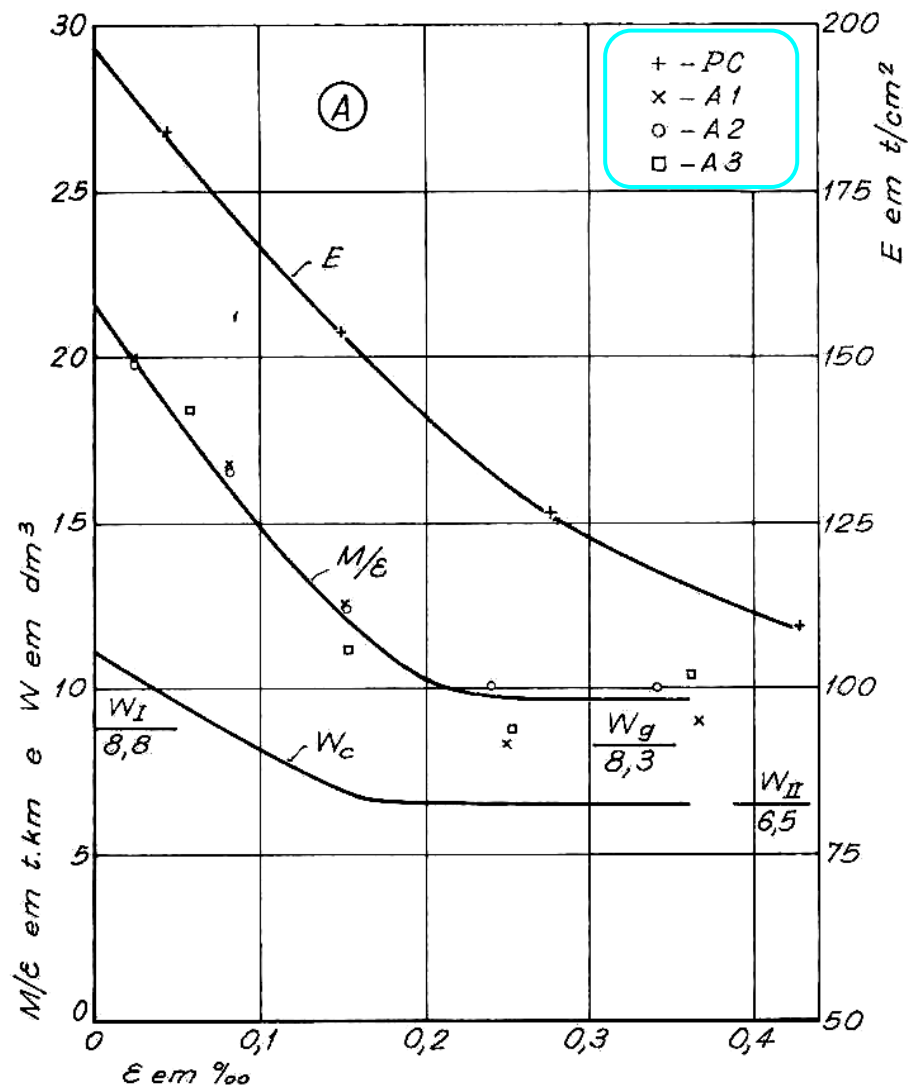


Fig. 6.1

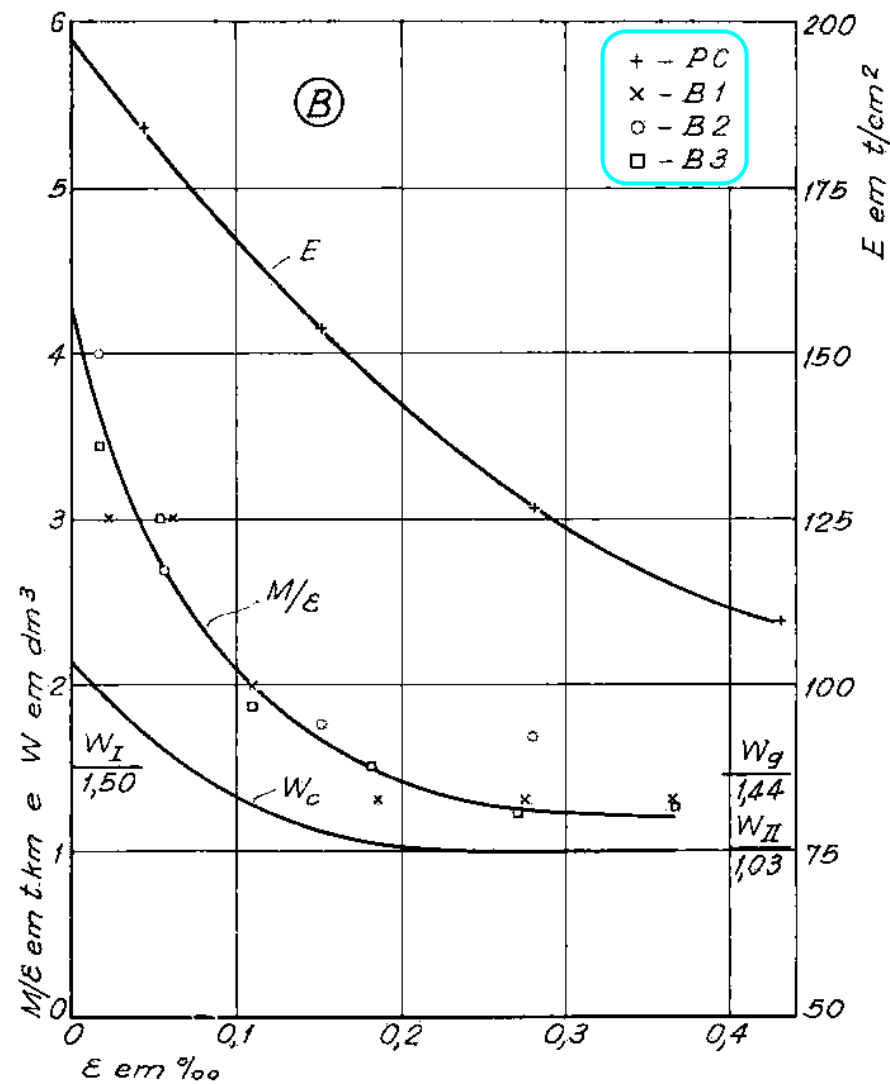


Fig. 6.2

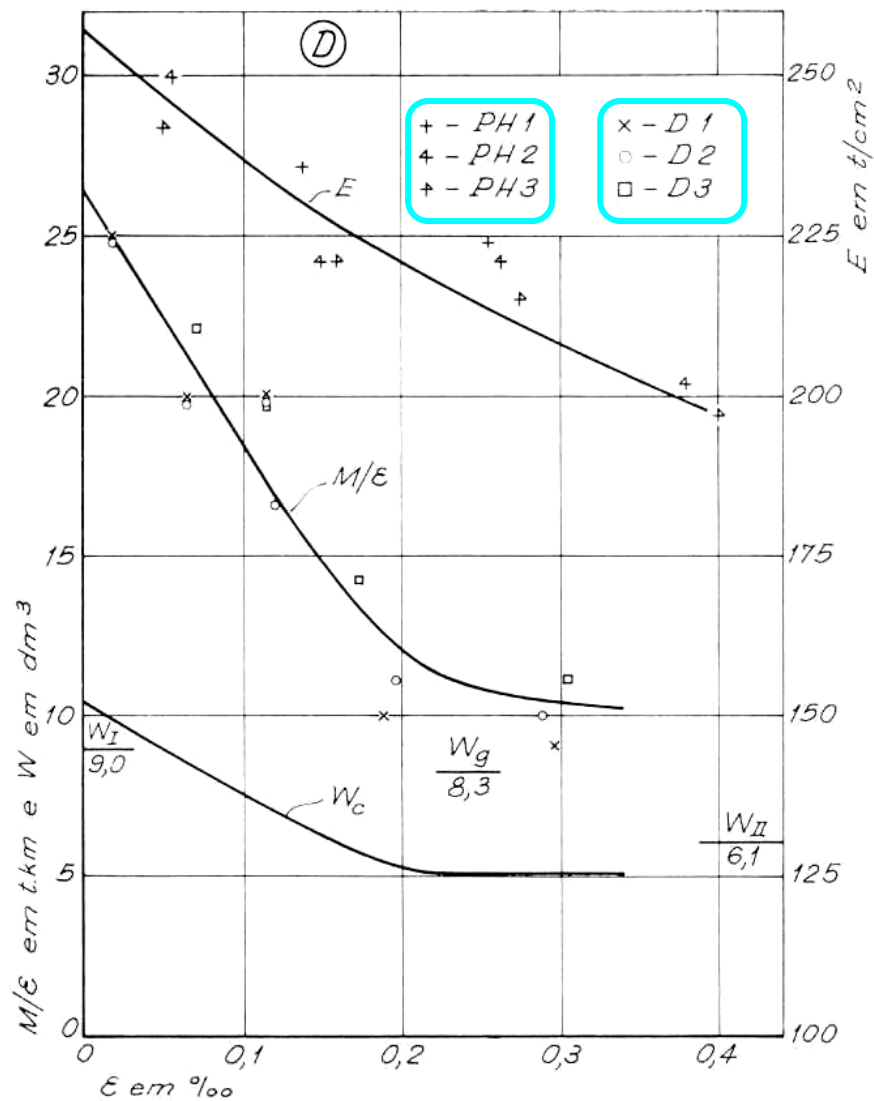


Fig. 6.3

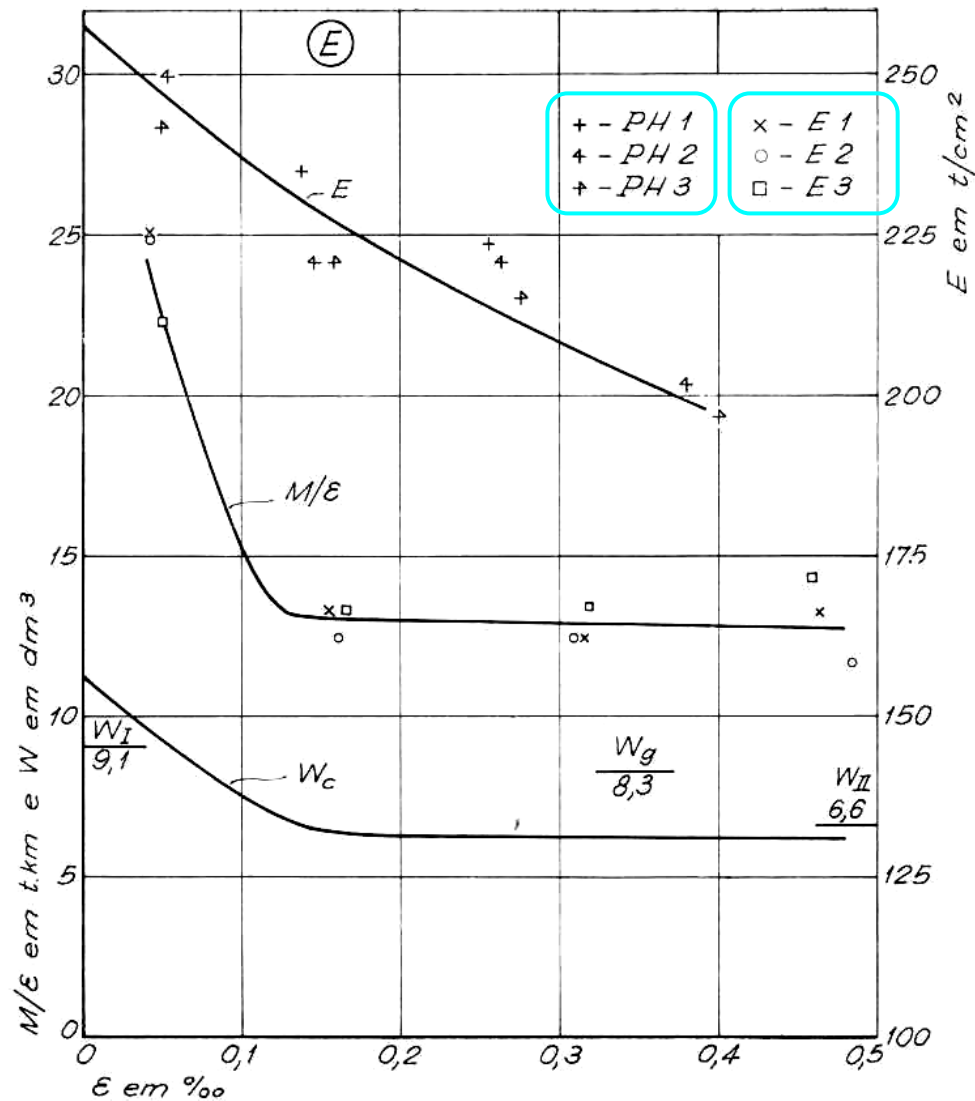


Fig. 6.4

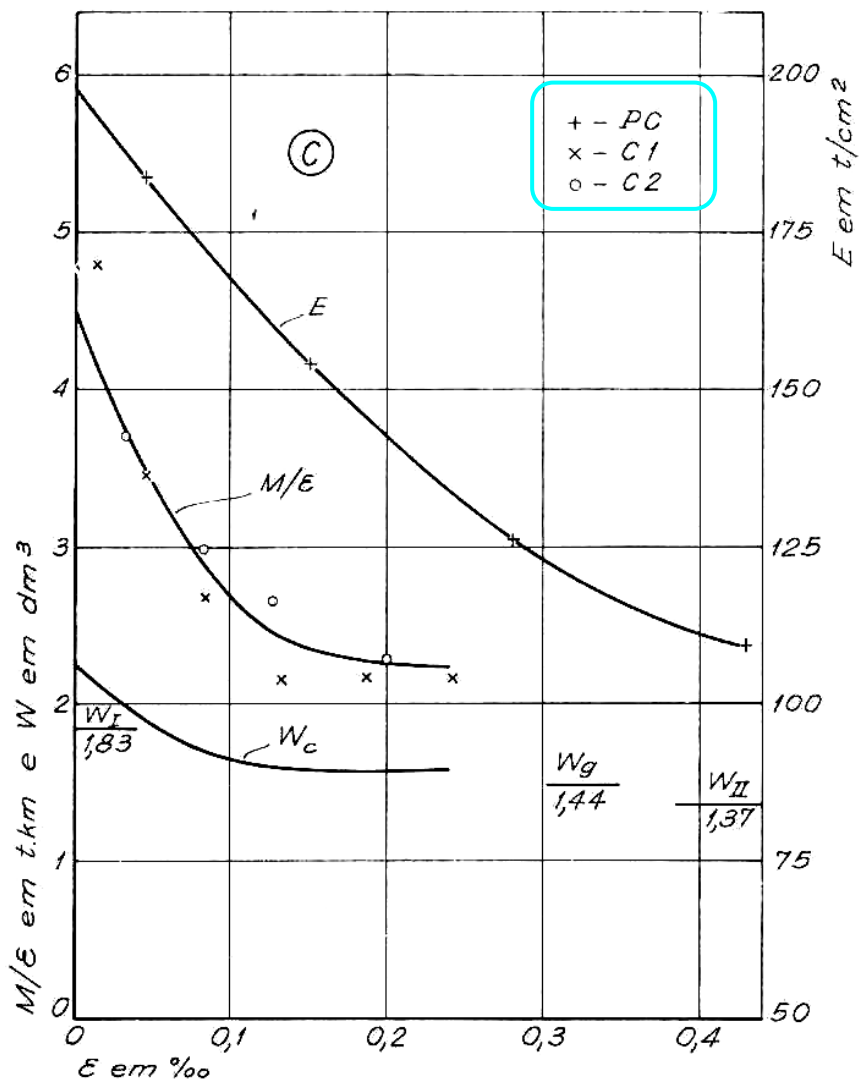


Fig. 6.5

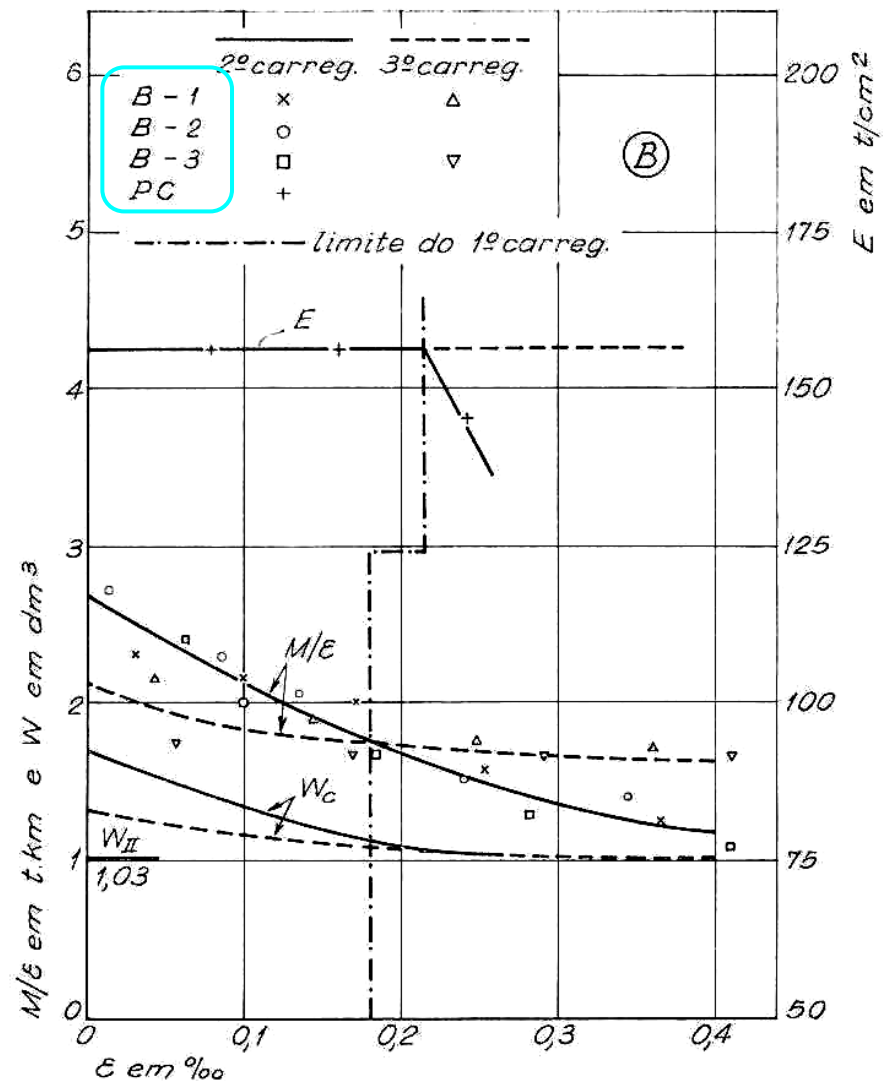


Fig. 6.6



dio I, com $n = 10$) e W_{II} (no estágio II, com $n = 15$ para as vigas de concreto mais fraco — A, B, C — e com $n = 10$, para as de concreto mais forte — D, E). Verifica-se que no 1º carregamento de tôdas as vigas o valor inicial de W_c (desprezada a ponta extrapolada do diagrama) é bem próximo do de W_I e que, com o aumento da carga, aquêl valor decresce, tendendo, com muito boa aproximação para o de W_{II} (as pequenas divergências observadas poderiam ser eliminadas com escolha mais conveniente do valor de n). Isso mostra que a teoria que estabelece as condições de cálculo das tensões nos estádios I e II é aceitável, mesmo para vigas armadas com aço Peristahl. No 2º carregamento ainda se nota variação do W_c , que volta a ser maior que W_{II} para as cargas pequenas, mas que torna a diminuir com o acréscimo da carga; no 3º carregamento já há acomodação quase completa, permanecendo o W_c quase constante. Êsses factos são ilustrados, para as vigas B, na fig. 6. 6 e repetem-se semelhantemente para as demais vigas.

VII — FISSURAÇÃO

Considerações gerais. — A solução do problema da fissuração nas peças fletidas de concreto armado apresenta dificuldades especiais pelo seu caráter aleatório. Sua importância decorre da conveniência de se procurar impedir o aparecimento de fissuras com aberturas grandes, a fim de evitar, principalmente, o ataque químico do aço das armaduras. Por êsse motivo fixam algumas normas de concreto armado, entre as quais a NB-1, limites aceitáveis para aquelas aberturas, variando-os conforme o ambiente a que se acha exposta a estrutura. As medidas das aberturas das fissuras estão sujeitas às leis estatísticas e, portanto, qualquer valor limite que se lhes atribua não pode ser absoluto, devendo qualquer prescrição ser completada pela indicação da porcentagem permissível de fissuras com abertura de maior valor. Assim, a medida geralmente admitida de 0,2 mm para ambientes normais corresponde a 85% de fissuras com abertura inferior a êsse limite, ou sejam, 7 fissuras em 8 (veja-se, por exemplo, Fernando Lôbo Carneiro “Teoria da fissuração das peças de concreto armado”, Estrutura n° 27,1960, p. 488).

Fixado o limite, surge a necessidade de se prever, em cada caso, a sua observância. Aparecem então as dificuldades, pois são

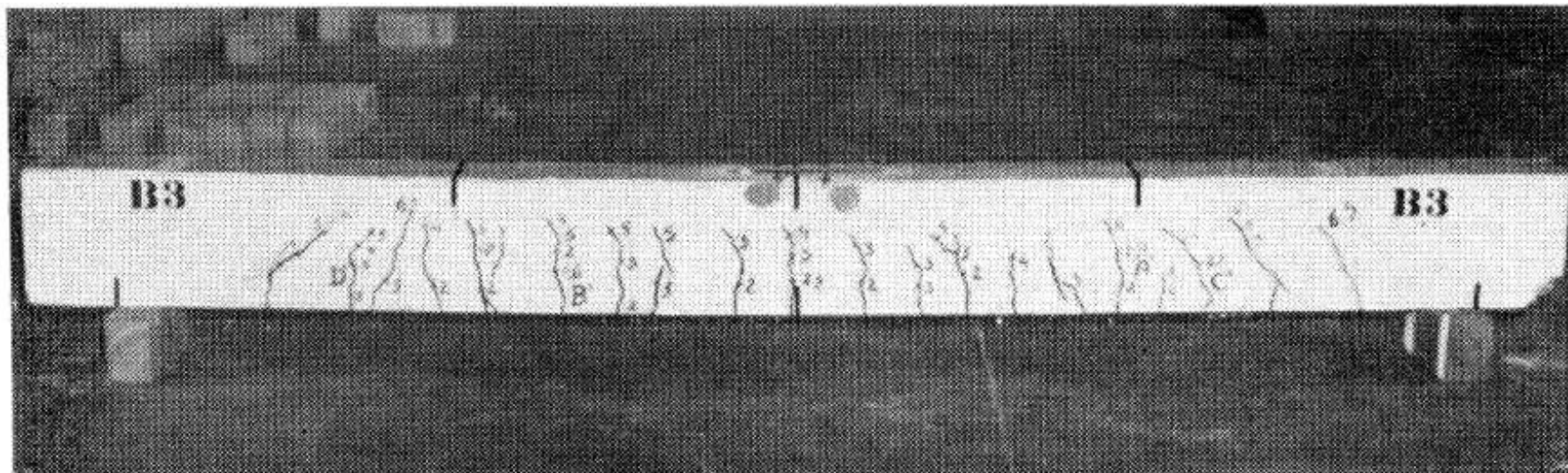


Foto 7.1

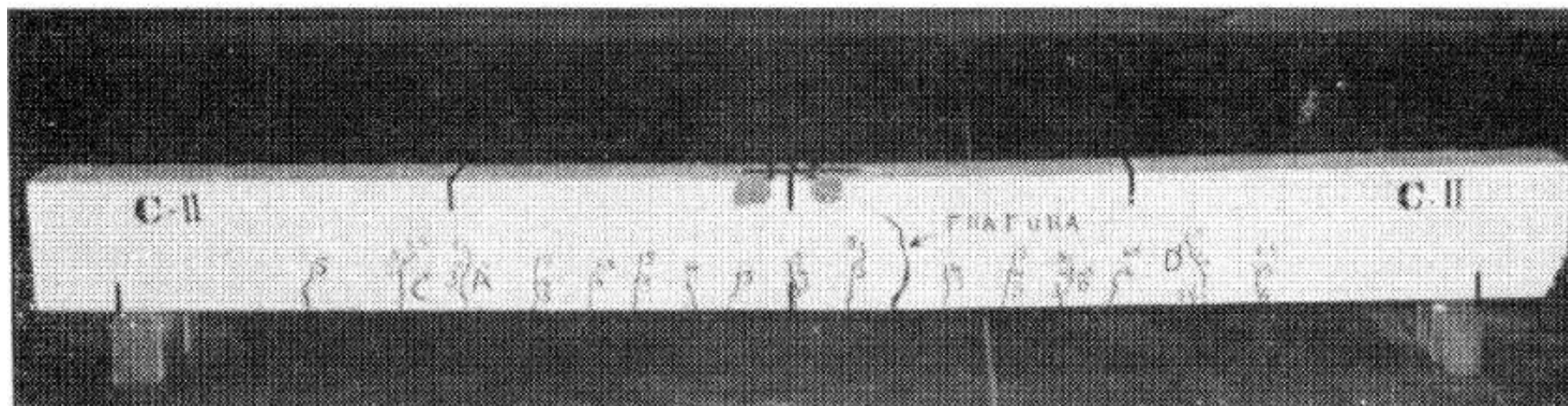


Foto 7.2

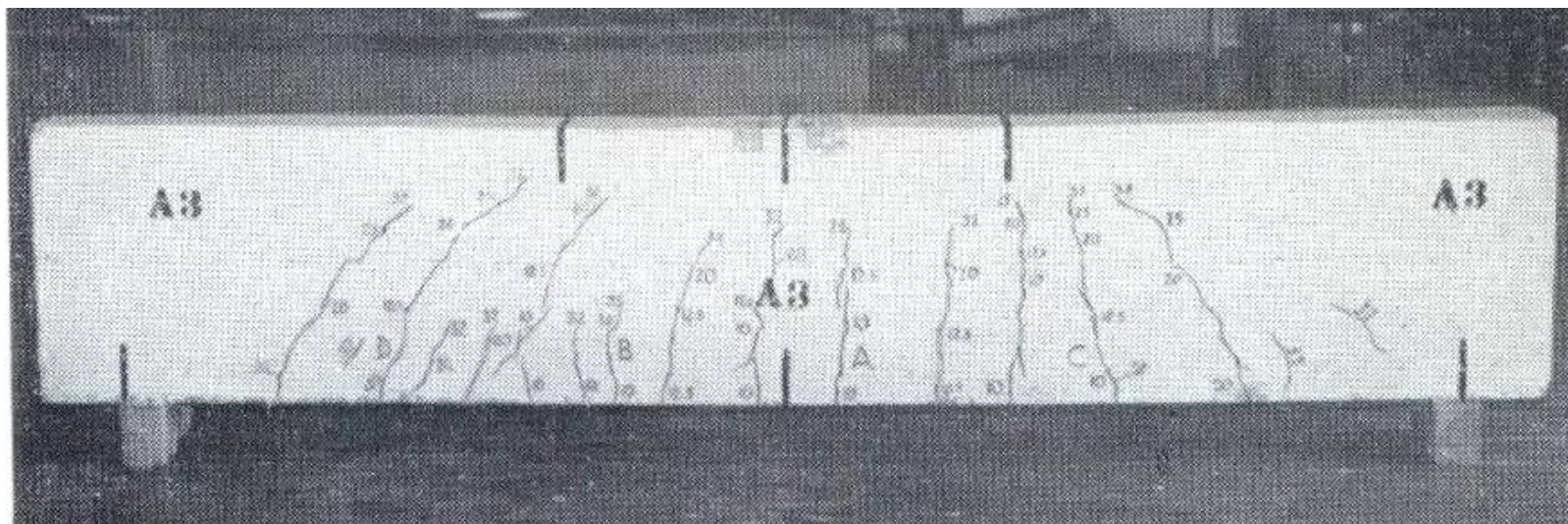


Foto 7.3

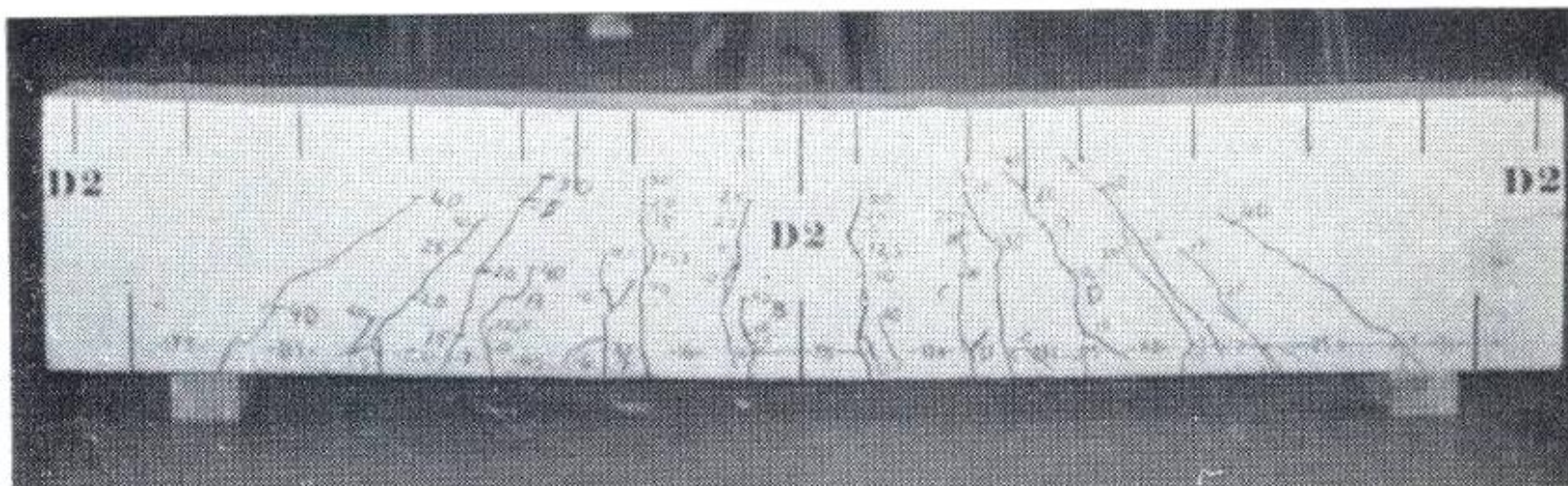


Foto 7.4



Compressão Axial : Ruptura
Flexão : Fissuração e Módulo de Rigidez EJ
Prof. Telemaco van Langendonck

Prof.. Eduardo C. S.
Thomaz
Notas de aula

pág.
38/52

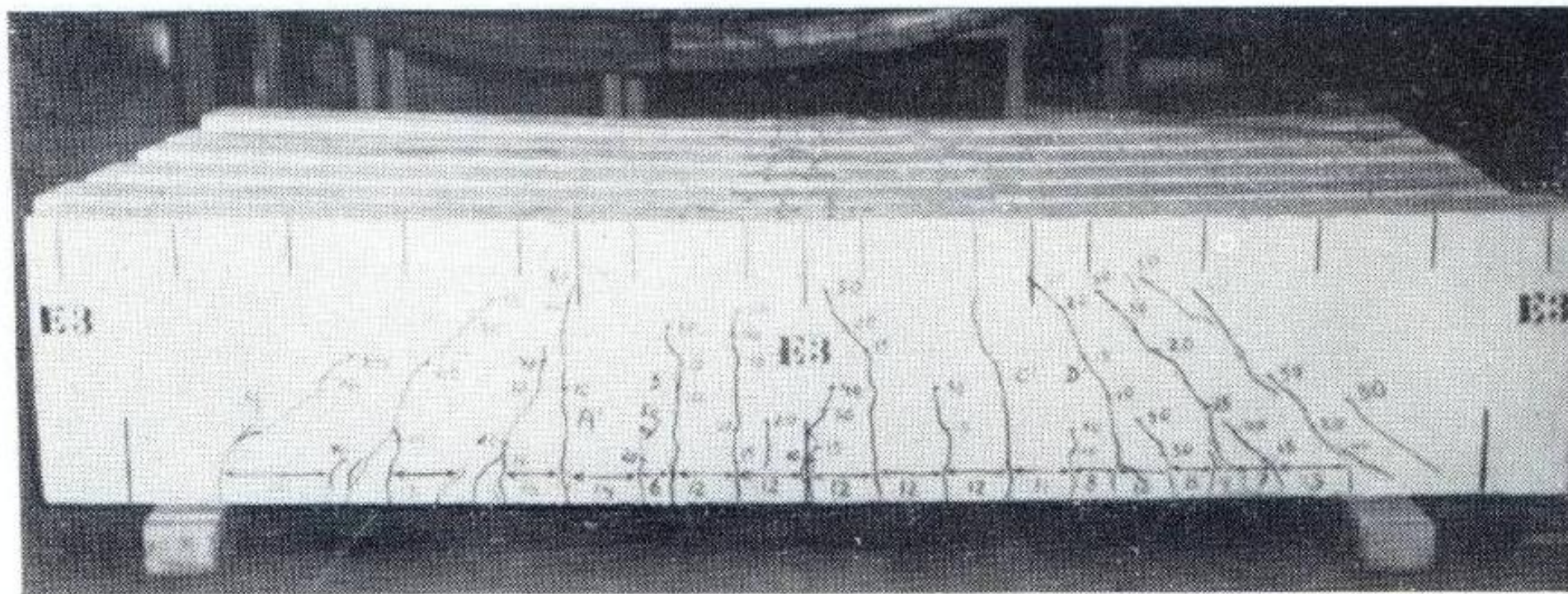


Foto 7.5



muitos os fatores que influem na abertura das fissuras, dos quais os principais são: a resistência à tração do concreto e a de sua aderência à armadura, a tensão no aço, o seu módulo de elasticidade, a quantidade e a disposição da armadura, o diâmetro de suas barras e a rugosidade de sua superfície (haveria a considerar ainda a retração do concreto, que depende, por sua vez, do processo de cura, etc.).

Uma das fórmulas mais completas é a da norma francesa (Règles pour le calcul et l'exécution des constructions en béton armé, Mars 1961), que define a abertura média e_m da fissura em função da distância d_m entre fissuras, do módulo de elasticidade E_f do aço e da tensão de tração σ_f na armadura e de um coeficiente adimensional k , que a norma francesa faz igual à unidade, mas que a experiência tem mostrado variar entre 0,6 e 1 (a norma russa de 1955 chega a adotar valores até 0,4, apud A. Zaslavsky in Journal of the A. C. I., XII/1959, p. 1624; Lôbo Carneiro prefere 2/3 in "Compte-rendu des essais de flexion de trois séries de poutres en béton armé", I. N. T., Rio de Janeiro, 1962, p. 4; os próprios ensaios de Eivind Hognestad — "High strength bars as concrete reinforcement-Part II", P. C. A. Bull. D53, p. 60, fig. 19 — concordam mais em seus resultados com o uso desse coeficiente de 2/3 do que com os da fórmula binômica por ele proposta):

$$e_m = k \frac{\sigma_f}{E_f} d_m \quad (1)$$

fixando para o cálculo de d_m a fórmula:

$$d_m = \frac{3 \delta}{\eta} \left(1 + \frac{0,1}{\omega} \right) \quad (2)$$

onde δ é o diâmetro das barras da armadura, ω é a razão da área S_f da seção da armadura para a área S_t da seção do chamado tirante, que é a parte da zona tracionada da peça fletida que tem seção com centro de gravidade coincidente com o da armadura. O coeficiente adimensional η é um característico da rugosidade (inclui o efeito das mossas e saliências) da superfície das barras da armadura. Determinado o coeficiente η para cada tipo de armadura, pode fazer-se o cálculo teórico (sempre aproximado) da abertura das fissuras. Os aços especiais empregados na França



(Nersid, Tentor, Caron, Tor) têm todos valor de η igual a 1,6 (a aço sem mossas ou saliências, não estirado, de superfície regular, corresponde $\eta = 1$; note-se que quanto maior fôr η , tanto melhores são as condições contra os inconvenientes da fissuração).

Uma das finalidades dos ensaios realizados era a de determinar o valor de η para o aço Peristahl em estudo.

Convém aqui chamar a atenção para o critério das normas recomendadas pelo Comité Européen du Béton, em sua sessão de 1962, que dispensa a determinação desse coeficiente em face da uniformidade que êle apresenta para os vários tipos de aço; nelas se fixa apenas — para cada taxa de armadura (em relação à área da secção retangular ou da alma das secções T) e cada tensão a ser usada na armadura — limite superior admissível do diâmetro δ das barras.

As fórmulas atrás apresentadas correspondem à chamada “fissuração sistemática”, isto é, aquela que se verifica quando já se processaram tôdas as fissuras (as quais depois aumentam de abertura mas não em número). Ao se formarem as primeiras fissuras não há valor determinado para d_m , podendo escrever-se (sempre de acôrdo com as normas francesas citadas) para o valor da abertura (com a mesma notação anterior, representando ainda σ_{ts} a tensão de ruptura à tração simples do concreto) :

$$e = \frac{\delta (1 + 10 \omega)}{6 \eta} \frac{\sigma_f^2}{\sigma_{ts} E_f} . \quad (3)$$

Teòricamente passa a haver fissuração sistemática quando σ_f atinge σ_{ts}/ω . Se tôdas as secções da peça fôsem idênticas e estivessem em idênticas condições, êsse seria o valor de σ_f para o qual se iniciaria a fissuração:

$$\sigma_{fo} = \frac{\sigma_{ts}}{\omega} . \quad (4)$$

As fórmulas dadas só são válidas para valôres de ω entre 0,02 e 0,20.

Os valores reais do afastamento d (e, portanto, da abertura e) acham-se em sua maioria (95%) entre 2/3 e 3/2 do valor médio (d_m ou e_m). Os valores de η obtidos experimentalmente já incluem o efeito da retração nas condições médias normais.



Resultados dos ensaios. — Nos mesmos ensaios descritos no Capítulo V, foram medidas as aberturas das fissuras, na zona de momento fletor constante, na altura da armadura de tração, com as imprecisões próprias de tais medidas, obtendo-se os resultados médios, para a carga de serviço, dados no Quadro 7.1, observados através de oito medidas em cada viga (quatro de cada lado).

QUADRO 7.1
 FISSURAÇÃO

	SERIES				
	C (37-CA)	B	A	D	E
Momento máximo de serviço $M_S \cong 0,6 M_R$ (t.cm).....	170	150	1050	1260	1500
Abertura média das fissuras para M_S (mm), $e_m = \dots$	0,050	0,112	0,198	0,183	0,199
Afastamento médio das fis- suras (cm), $d_m = \dots$	10	10	13,5	11	9,5
σ_{fo} de (4) em kg/mm ²	2,5	5,5	5,6	6,8	5,7
σ_f para M_S no estágio II (kg/mm ²).....	16,9	37,5	37,8	43	45,5
Coefficiente k de (1).....	0,62	0,61	0,79	0,79	0,94
Diâmetro ideal das barras (mm) $\delta = \dots$	15,9	12,0	21,6	22,0	24,6
Taxa de armadura do tirante (%) $\omega = \dots$	5,63	2,17	2,87	4,32	5,29
Coefficiente η de (2).....	1,32	2,02	2,15	2,04	2,24

Encontram-se no referido Quadro 7.1: o momento máximo de serviço e a abertura média das fissuras que lhe correspondem; o afastamento médio d_m das fissuras sistemáticas, na zona de momentos fletores constantes; a tensão σ_{fo} da fórmula (4), a fim de mostrar que o seu valor é pequeno, e que, portanto, são aplicáveis as fórmulas da fissuração sistemática para a carga de serviço, à qual corresponde a tensão σ_f ($\sigma_f > \sigma_{fo}$) que também consta do Quadro (usou-se para σ_{ts} o valor $0,5\sigma_{tk}$); o diâmetro ideal δ das



barras da armadura, isto é, o diâmetro da secção circular da barra de mesmo pêso; a taxa da armadura ω do tirante, já definida; e os coeficientes η e k que a seguir se comentam.

O coeficiente de fissuração η foi calculado com a fórmula (2) :

$$\eta = \frac{3 \delta}{d_m} \left(1 + \frac{0,1}{\omega} \right),$$

com os valores de δ , ω e d_m dados no próprio Quadro 7. 1. Os valores obtidos variam de 2,02 a 2,24, achando-se, pois, acima dos correspondentes aos aços especiais usados na França e atrás citados ($\eta = 1,6$). Conclui-se daí que o aço Peristahl empregado nos ensaios pode ser aplicado, no que diz respeito ao problema da fissuração, nas mesmas condições em que os aços torcidos usuais, já normalizados. Para o aço 37-CA achou-se, como era de esperar, valor bem menor para η .

Com a razão e_m/d_m dos valores médios das aberturas das fissuras e de seus afastamentos, calculou-se o coeficiente k da fórmula (1), atribuindo-se a E_f o valor de 2050 t/cm² para o aço Peristahl e 2100 t/cm² para o aço 37-CA. Achou-se o mesmo coeficiente, praticamente, para as vigas pequenas, mas valores maiores para as grandes. Considerando só as vigas armadas com aço Peristahl observa-se que o coeficiente cresce com o diâmetro das barras, mantendo-se os mesmo nas vigas A e D, feitas com concretos diferentes, mas com barras de mesmo diâmetro. Acham-se todos os coeficientes, porém, dentro dos limites de 0,6 e 1,0 atrás mencionados. A favor da segurança, pode adotar-se para o k dos aços Peristahl ensaiados os valores de 5/8 para barras com diâmetro nominal até ϕ 1/2, de 4/5 para os diâmetros até ϕ 7/8 (e acima de ϕ 1/2), e de 1 para os diâmetros superiores a ϕ 7/8.

Nas fotos 7.1 a 7.5 mostra-se o aspecto final das fissuras em uma viga de cada série.

Exigência da NB-1. — Manda a NB-1 (item 86) que se estabeleçam, para os aços nela ainda não especificados, as condições que devem preencher as fórmulas para seu emprêgo a fim de que a abertura das fissuras não ultrapasse 0,2 mm.

Tomando-se $e_{\max} = 1,5 e_m$, tira-se de (1) :

$$e_{\max} = 1,5 k \frac{\sigma_f}{E_f} d_m \leq 0,2 \text{ mm}$$



donde o limite de σ_f sob a carga de serviço (ν é o coeficiente de segurança e $\bar{\sigma}_e$ o limite de escoamento que se pode usar para o cálculo no estágio III, tomado com boa aproximação igual a $\nu\sigma_f$):

$$\sigma_f = \frac{\bar{\sigma}_e}{\nu} \leq \frac{82\,000}{3\,k\,d_m} \quad (5)$$

com as tensões em kg/cm² e o afastamento das fissuras em cm.

Com os valores de k preconizados, os $\bar{\sigma}_e$ a adotar nos aços Peristahl seriam dados por:

	até \varnothing 1/2	até \varnothing 7/8	acima de \varnothing 7/8
em edifícios com			
$\nu = 1,65:$	$\bar{\sigma}_e = \frac{72\,000}{d_m}$	$\bar{\sigma}_e = \frac{56\,000}{d_m}$	$\bar{\sigma}_e = \frac{45\,000}{d_m}$
em estruturas com			
$\nu = 2:$	$\bar{\sigma}_e = \frac{87\,000}{d_m}$	$\bar{\sigma}_e = \frac{68\,000}{d_m}$	$\bar{\sigma}_e = \frac{54\,000}{d_m}$

não se podendo evidentemente, ultrapassar o σ_e (limite de escoamento real ou convencional) do próprio aço. O valor de d_m pode ser previsto pela fórmula (2), pondo-se, a favor da segurança, $\eta = 2$.

Havendo coeficientes de segurança diferentes ν_a, ν_b, \dots para as diversas cargas P_a, P_b, \dots , usa-se para ν na fórmula (5) a média ponderada: $\nu = \Sigma \nu_i P_i / \Sigma P_i$.

VIII — DEFORMABILIDADE

Para se poder determinar a deformação por flexão das peças de concreto armado, há necessidade de se conhecer o valor a atribuir ao módulo de rigidez EJ das secções transversais. Já sendo conhecido o módulo de elasticidade E_c do concreto, deve-se procurar o valor a atribuir ao momento de inércia ideal J_i da secção para que se tenha $(E_c J_i) = (EJ)_{\text{real}}$.

Com os ensaios visou-se responder à pergunta: deve-se dar a J_i o valor calculado para a secção geométrica, isto é, sem consideração da armadura (J_g), ou o calculado para a secção com a armadura no estágio I (J_I), ou ainda o calculado no estágio II (J_{II})? A fim de evitar a interferência do efeito de secções cuja



QUADRO 8.1
 MOMENTOS DE INÉRCIA

	SÉRIES				
	C	B	A	D	E
Teóricos					
J_g (dm ⁴).....	1,73	1,73	20,8	20,8	20,8
J_I (n = 10) (dm ⁴).....	1,72	1,56	19,2	19,6	20,1
J_{II} (n = 15) (dm ⁴).....	1,48	0,79	11,1	12,6	14,6
J_{II} (n = n _c , 2.º carr.) dm ⁴	1,69	0,93	12,9	9,4	11,1
J_{II} (n = n _c , 3.º c.) = J dm ⁴ ...	1,39	0,75	10,3	8,5	10,0
2.º carregamento					
EJ (tm ²).....		85	1280	2150	2180
E_c (t/cm ²).....		109	109	205	205
J_i (dm ⁴).....		0,78	11,7	10,5	10,6
3.º carregamento					
EJ (tm ²).....	216	121	1820	2520	2110
E_c (t/cm ²).....	153	153	153	233	233
J_i (dm ⁴).....	1,41	0,79	11,9	10,8	9,1
Comparação					
J_i médio (dm ⁴).....	1,41	0,785	11,8	10,65	9,85
J (dm ⁴).....	1,39	0,75	10,3	8,5	10,0
J/J_i médio.....	0,99	0,96	0,87	0,80	1,01

resistência é muito superior à exigida pelos momentos fletores que as solicitam (estudo também interessante, mas fora dos objetivos destes ensaios, embora se faça, mais adiante, a êsse respeito, análise qualitativa dos resultados observados sobre a deformação de toda a viga), procurou-se reduzir o estudo da deformação à zona de momento constante, na parte central das vigas. Isso foi possível com a medida dos deslocamentos verticais da viga em seu meio (f_0 e sob as cargas (f_1), como se mostra na fig. 8.6. Nessa mesma fig. 8.6 indicam-se os carregamentos correspondentes à analogia de Mohr, para determinação da linha elástica, considerando-se constante o módulo de rigidez das secções na parte central de momento fletor constante, mas variável nas zonas laterais, onde a secção é a mesma mas o estado de solicitação é diferente de secção para secção (pois o momento fletor varia de zero sobre o apoio até o máximo no limite da

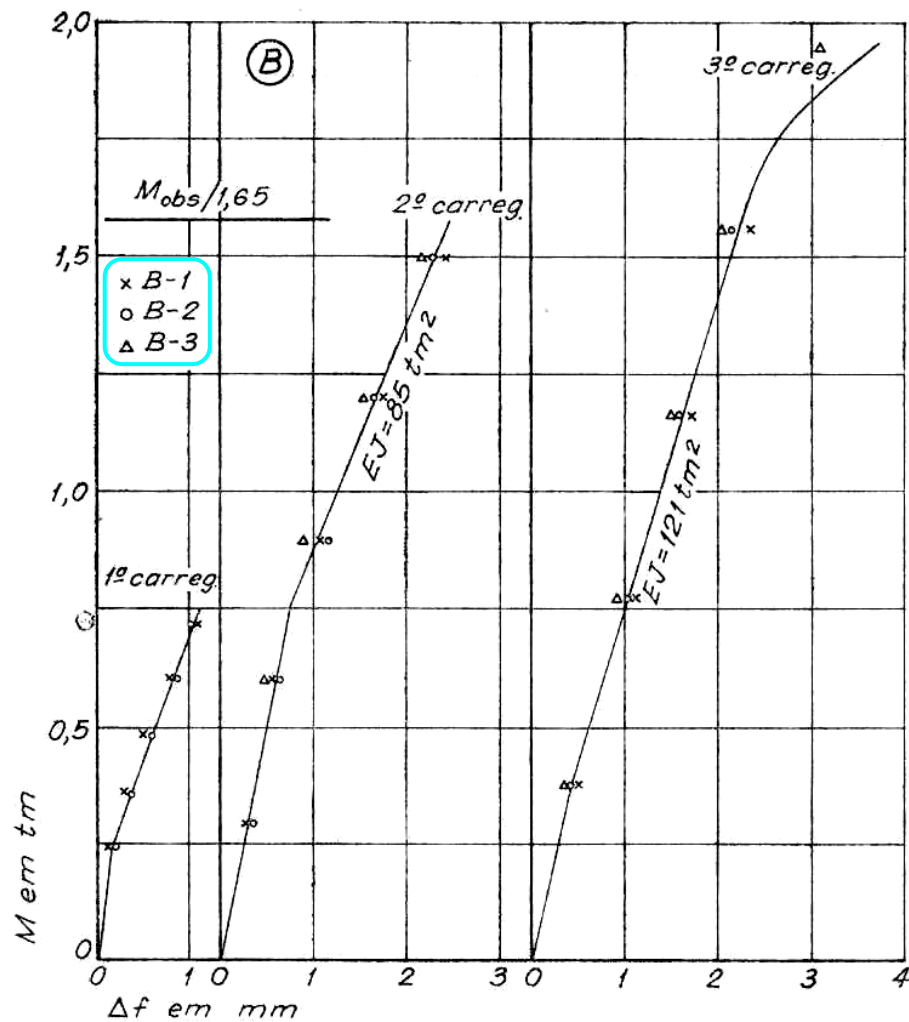


Fig. 8.1

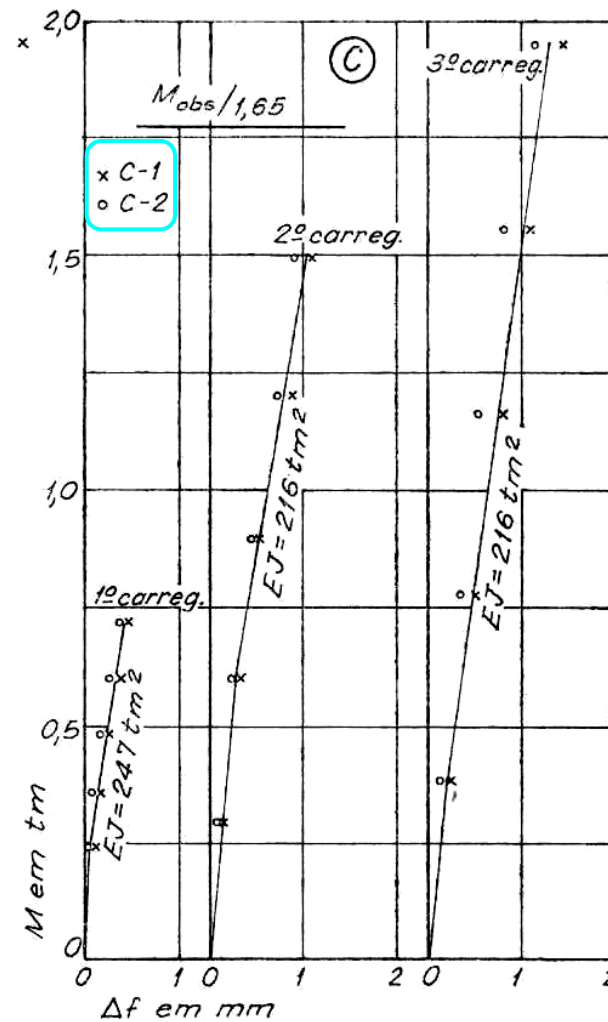


Fig. 8.2

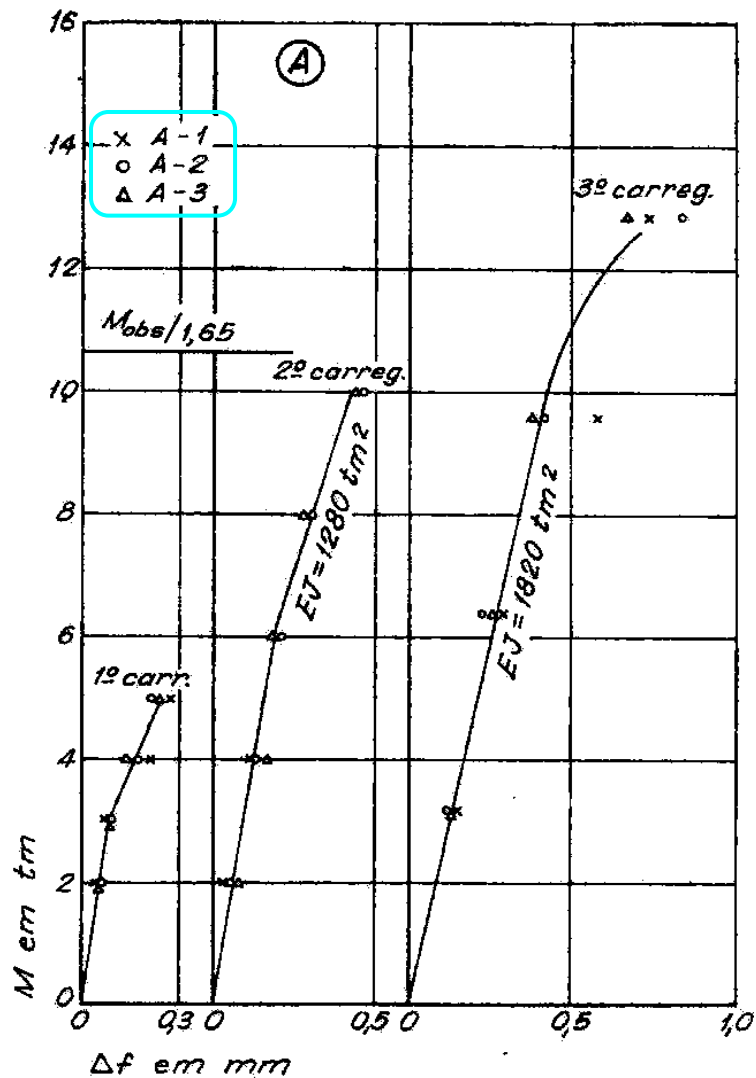


Fig. 8.3

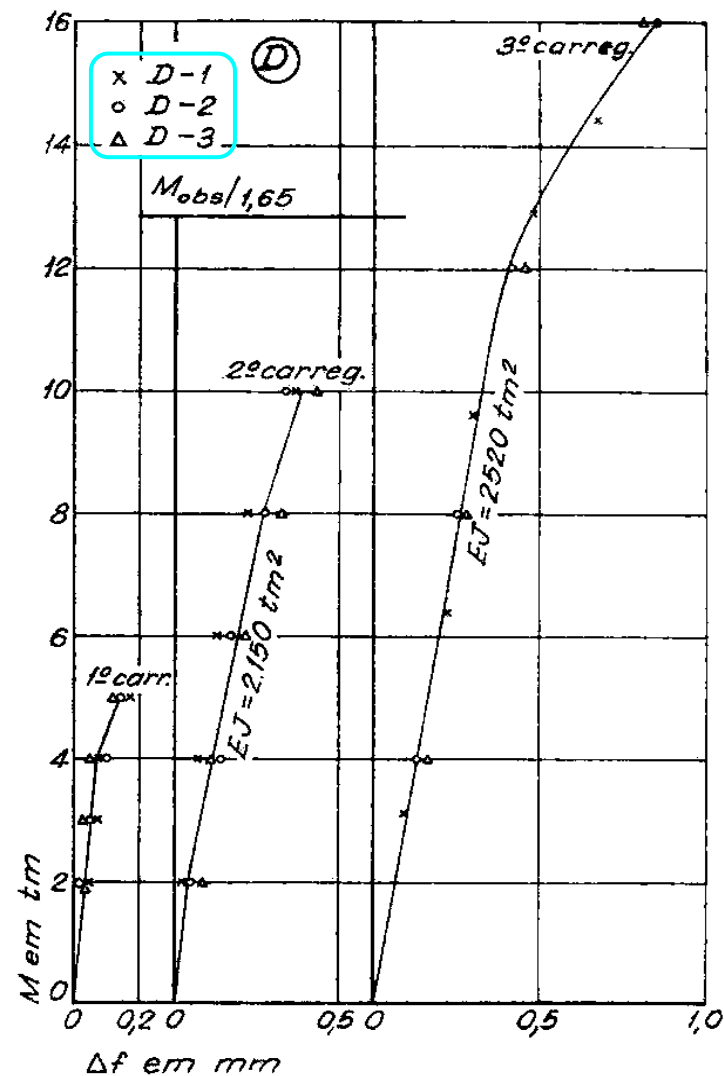


Fig. 84

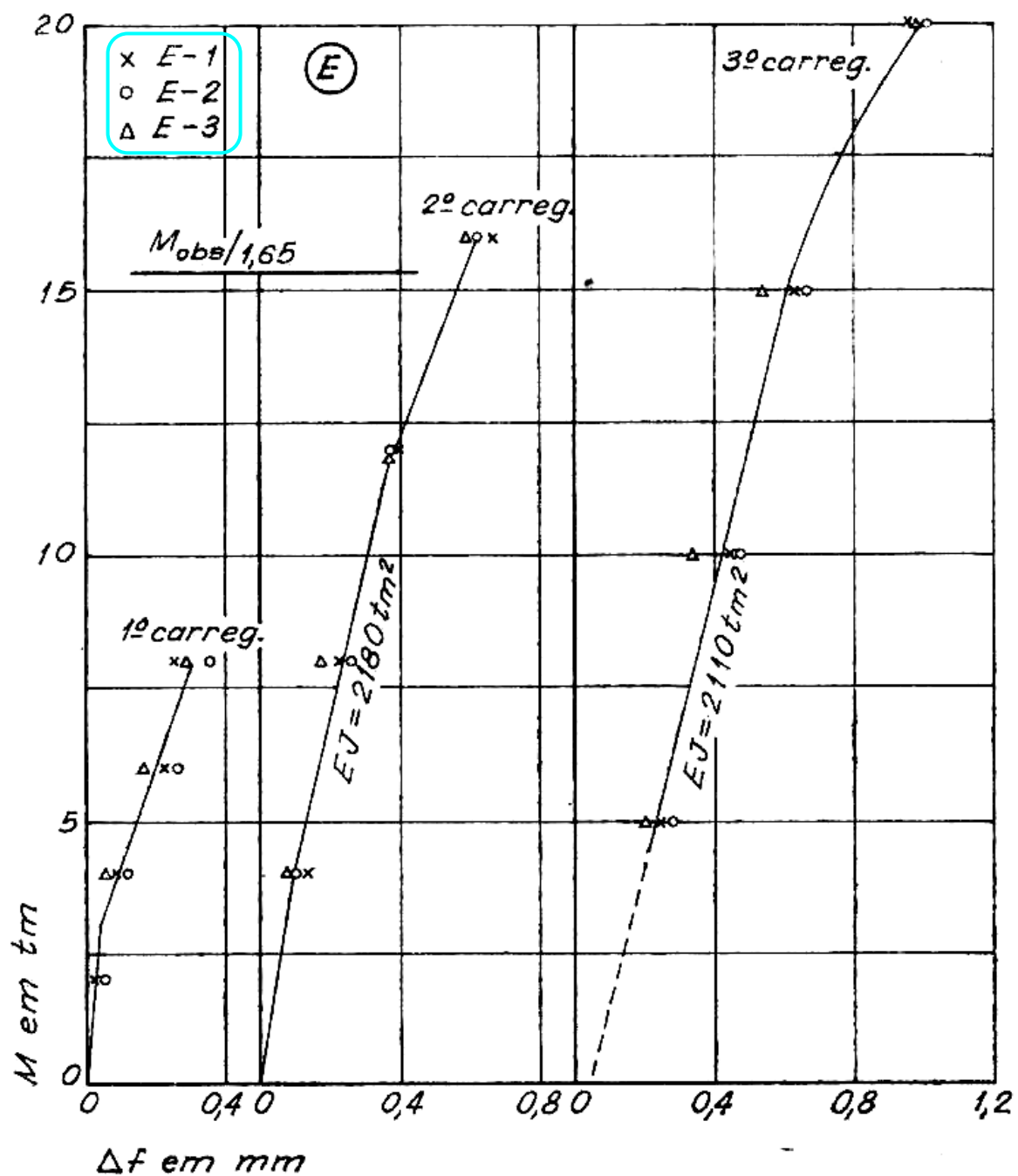


Fig. 8.5

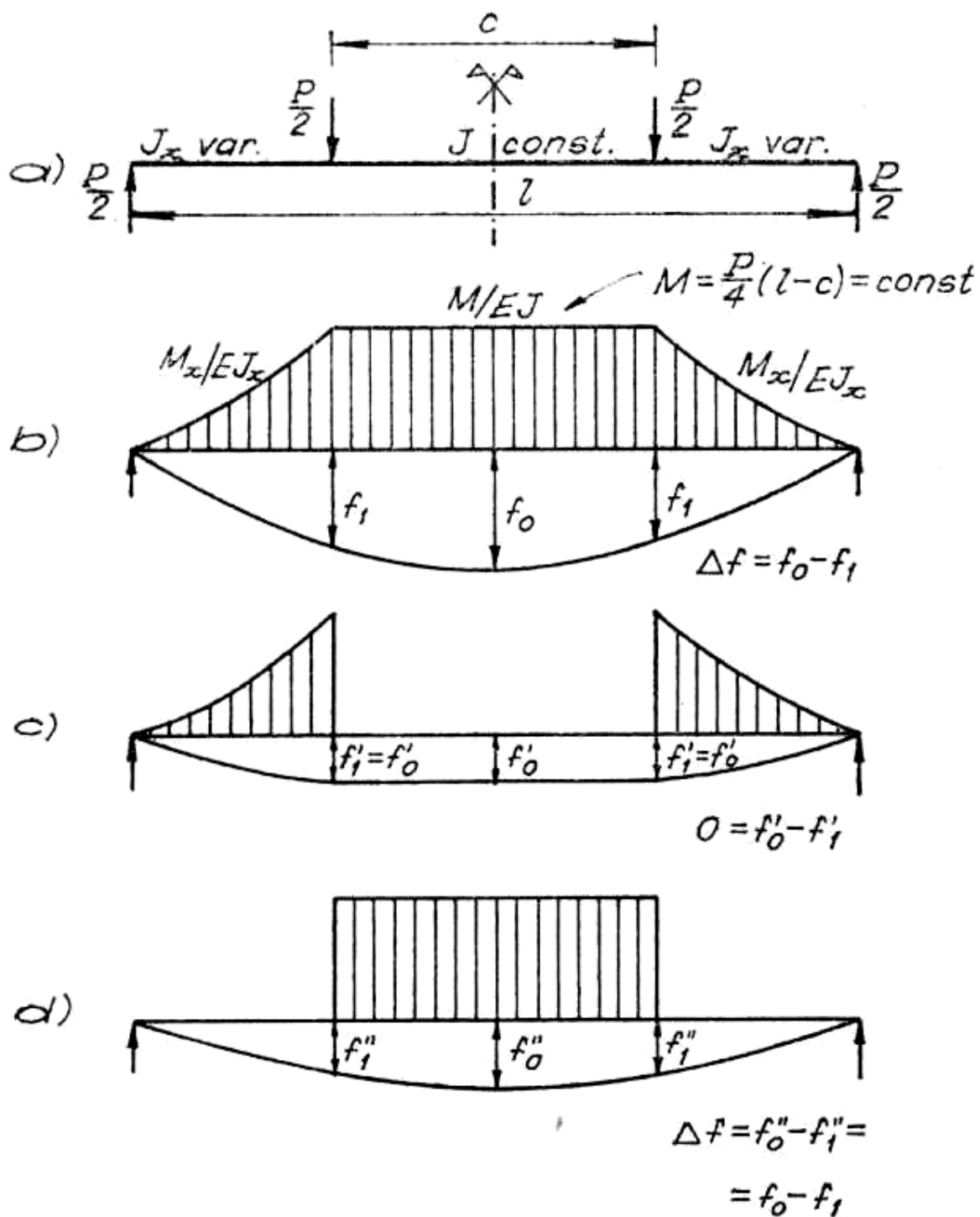


Fig. 8.6



zona central, podendo corresponder-lhes secções no estádio I_a, no estádio II e nos intermediários). Dos diagramas citados deduz-se que a diferença dos deslocamentos $\Delta f = f_0 - f_1$, independente do módulo de rigidez das zonas laterais simétricas, só variando com o EJ da zona central:

$$f = \frac{Mc^2}{8EJ}$$

onde c é a distância entre as cargas e M é o momento fletor na zona central.

Nas figs. 8.1 a 8.5 dão-se os gráficos das medidas feitas dos Δf em função dos respectivos momentos fletores M . A inclinação dos diagramas, que equivale a $M/\Delta f$, multiplicada pela constante $c^2/8$, fornece o valor do módulo de rigidez EJ:

$$EJ = \frac{M}{\Delta f} \cdot \frac{c^2}{8} = E_c J_i.$$

Como acontece com todos os diagramas que representam esforços em função das deformações que provocam, as inclinações variam para os carregamentos sucessivos, mudando ainda com a intensidade da carga que é atingida pela primeira vez. Para os fins em vista, tomaram-se para a determinação de J_i a inclinação final do 2º carregamento e a inicial do 3º, às quais correspondem os valores de EJ que constam dos referidos gráficos nas figs. 8.1 a 8.5. Usando-se os valores de E_c obtidos em situação análoga nos ensaios dos pilares PC e PH, chega-se aos resultados apresentados no Quadro 8.1, onde se comparam os J_i achados com o J_g da secção geométrica, o J_I do estádio I ($n = 10$) e o J_{II} do estádio II (com $n = 15$ e $n = n_c = E_I/E_c$, quando se atribuem a E_I e E_c os valores já observados nos ensaios anteriores).

Verifica-se que os J_i dos dois carregamentos são praticamente iguais, embora haja diferença apreciável no valor dos respectivos E_c . De todos os J teóricos, o que mais se aproxima de J_i é o que se calcula no estádio II com a razão dos módulos de elasticidade $n = E_I/E_c$ determinada com o E_c final. Conclui-se, pois, que, para as peças ensaiadas armadas com aço Peristahl, nos trechos em que se atingem os momentos admissíveis para os quais a secção foi calculada, pode determinar-se a deformação imediata aproximada,



usando para J_1 o valor de J avaliado no estágio II com n igual a $E_t = 2050 \text{ t/cm}^2$ dividido pelo módulo de elasticidade do concreto correspondente à deformação imediata final (3º carregamento pelo menos; aqui o adjetivo “imediate” está em contraposição ao adjetivo “lenta” da deformação lenta, da qual não se cogitou nos presentes ensaios).

QUADRO 8.2
RAZÃO DAS FLECHAS
 Valores de f_1/f_0

	N.º da viga	SÉRIES				
		C	B	A	D	E
1.º carregamento (até ~30% de M_R)	1	0,72	0,66	0,81	0,87	0,87
	2	0,69	0,73	0,84	0,87	0,82
	3		0,69	0,84	0,89	0,88
	Média	0,70	0,69	0,83	0,88	0,86
Teórico com $j = J/J_I$ do Quadro 8.1		0,718	0,699	0,844	0,838	0,842
3.º carregamento (até ~60% de M_R)	1	0,72	0,67	0,83	0,88	0,86
	2	0,73	0,74	0,87	0,89	0,84
	3		0,69	0,87	0,87	0,89
	Média	0,72	0,70	0,86	0,88	0,86
Teórico com $j=1$		0,727	0,727	0,870	0,870	0,870

Dados qualitativos sobre a deformação das secções solicitadas por momentos fletores menores do que aqueles que seriam nelas admissíveis — e que é o que se passa nas secções entre os apoios e as cargas nas vigas ensaiadas — obtêm-se considerando a razão dos deslocamentos totais f_1 e f_0 sob a carga e no meio da viga (fig. 8.6). Quando, no limite, se toma para a zona menos solicitada valor de J constante e igual ao maior possível (J_I), conservando para a zona central o J_{II} já calculado, tem-se, pondo $J_{II}/J_I = j$:

$$\frac{f_1}{f_0} = i - \frac{3c^2}{2j(l-c)^2 + 3c(2l-c)}$$

com as notações da fig. 8.6. Os valores obtidos com essa fórmula são dados no Quadro 8.2, tanto quando se faz o momento de inércia



das zonas laterais igual a J_I , como quando se adota para êle valor igual ao do J_{II} da parte central. No mesmo Quadro 8.2 encontram-se os resultados experimentais de tôdas as vigas e as respectivas médias de cada série, tanto para a carga final do 1º carregamento (da ordem de grandeza de 30% da de ruptura) como para a carga do 3º carregamento aproximadamente igual a 60% da de ruptura. Conclui-se que a diferença dos dois resultados teóricos é pequena e que as medidas efetuadas mostram também pequena diferença entre o 1º e o 3º carregamento nas vigas de concreto mais fraco (séries A, B e C), mas praticamente nenhuma diferença apreciável nas vigas de concreto mais forte (séries D e E). Os resultados experimentais aproximam-se muito dos teóricos, concluindo-se aceitável o cálculo da deformação da viga com $J = J_{II}$ depois de já se ter atingido uma vez a carga de serviço.

IX — CONCLUSÕES

As conclusões decorrentes dos resultados dos ensaios, já expostas nos Capítulos anteriores, podem ser assim resumidas no que se refere ao emprêgo do aço Peristahl como armadura de peças e estruturas de concreto armado :

a) A dispersão das propriedades geométricas e mecânicas das barras de aço da mesma partida é pequena e perfeitamente aceitável (Quadro 3.1).

b) No cálculo das peças comprimidas, os ensaios dos pilares menos armados (mais freqüentes), únicos que chegaram à ruptura, mostram a possibilidade de se considerar a resistência do aço Peristahl, nêles usado, como igual (com folga) à dos aços CA-T50 já normalizados.



e) No dimensionamento das peças fletidas sub-armadas, o cálculo no estágio III, com adoção da tensão de escoamento convencional do aço Peristahl, ofereceu segurança adicional, nas peças ensaiadas, da ordem de 20%

d) As tensões em regime de serviço podem ser calculadas com as fórmulas do estágio II, atribuindo-se ao aço Peristahl módulo de elasticidade igual a $E_r = 2050 \text{ t/cm}^2$.

e) Nas vigas ensaiadas, a abertura média das fissuras, sob a carga de serviço, não ultrapassou 0,2 mm. Para cumprimento do disposto na norma NB-1 a respeito da abertura de fissuras, podem aplicar-se as fórmulas transcritas no Capítulo VII, com os coeficientes aí apresentados, deduzidos dos ensaios realizados, para o aço Peristahl.

f) A deformação por flexão das peças de concreto armado com aço Peristahl pode ser calculada com razoável precisão tomando-se o valor do momento de inércia calculado no estágio II considerado o módulo de elasticidade $E_r = 2050 \text{ t/cm}^2$ do aço e o módulo E_c real do concreto empregado.

