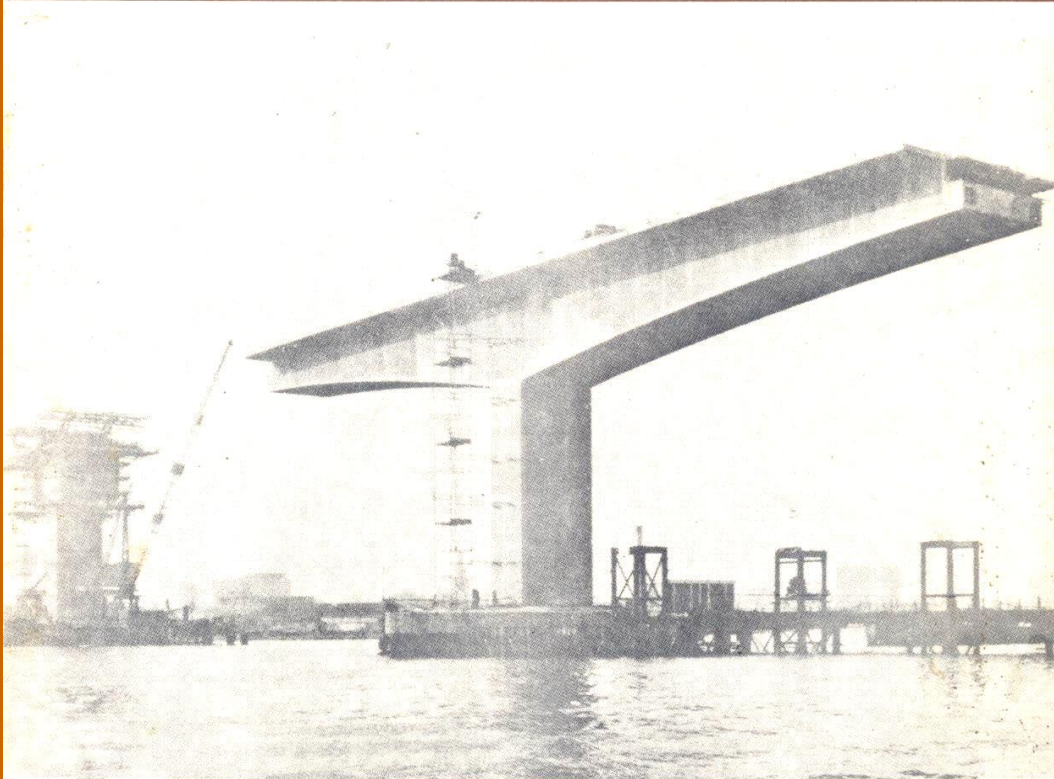




ESTRUTURA

REVISTA TÉCNICA DAS CONSTRUÇÕES
ENGENHARIA E ARQUITETURA



Vigas sobre apoios elásticos
Cálculo de edifícios
Injeção em bainhas
Projeto automático de vigas
Cálculo de pontes

79
1977

Revista editada pelo Prof. Aderson Moreira da Rocha

- **Cabos de protensão com ou sem aderência** - Artigo Resumo da Tese de Mestrado de Ladislau Netto Junior , com Ensaios de vigas . COPPE – 1976 – Orientador Prof. Fernando Lobo Carneiro
- **ACI – 423-3R / 2005** - Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons = Joint ACI-ASCE Committee 423 - Anexo 01 ao final



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO DAS BAINHAS DE CABOS PROTENDIDOS

Tese/Pesquisa experimental feita na COPPE/UFRJ, pelo Eng. Ladislau Netto Junior, em 1976, com a orientação do Prof. Fernando Lobo Carneiro.

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

IMPORTANCIA DA ADERÊNCIA

Quando se começou a utilizar a técnica da pós-tensão das armaduras, estas eram pintadas com produtos lubrificantes ou envolvidas por bainha de papelão alcatroado ou então eram colocadas por fora da seção de concreto. Desta maneira era desprezada a aderência, confiando-se somente nas ancoragens finais. Não se conhecia, até então, suficientemente a importância da aderência com relação à segurança à ruptura. Hoje em dia, principalmente depois que se começou a calcular as peças não mais nos estádios I ou II (tensões admissíveis) mas sim, no III (ruptura), salvo raras exceções, se estabelece posteriormente a aderência entre os cabos pós-tracionados e o concreto da peça. Consegue-se com isto:

- Proteção da armadura contra a corrosão;
- Aumento da segurança à ruptura;
- Redução das distâncias entre fissuras.

EFEITOS DA ADERÊNCIA

Proteção Contra a Corrosão

Todos os aços de protensão devem ser protegidos, na estrutura, contra a corrosão, principalmente quando submetidos a altas tensões (fenômeno da "stress corrosion"), normalmente, envolvidos completamente em argamassa de cimento. Pode-se obter isto por concretagem direta (processo da pré-tensão) ou por injeção de argamassa nos condutos (processo da pós-tensão).

Segurança à Ruptura

Para se compreender o efeito da aderência sobre a segurança à ruptura, comparam-se os fenômenos COM e SEM aderência (Vide figura 1).

Ao aumentar-se a carga aparece, em ambos os casos, uma primeira fissura na região onde se apresentam as máximas tensões de tração. O consequente desaparecimento da resistência à tração do concreto produz o au-

(1) Engenheiro, MSC —



Laboratório da COPPE / UFRJ

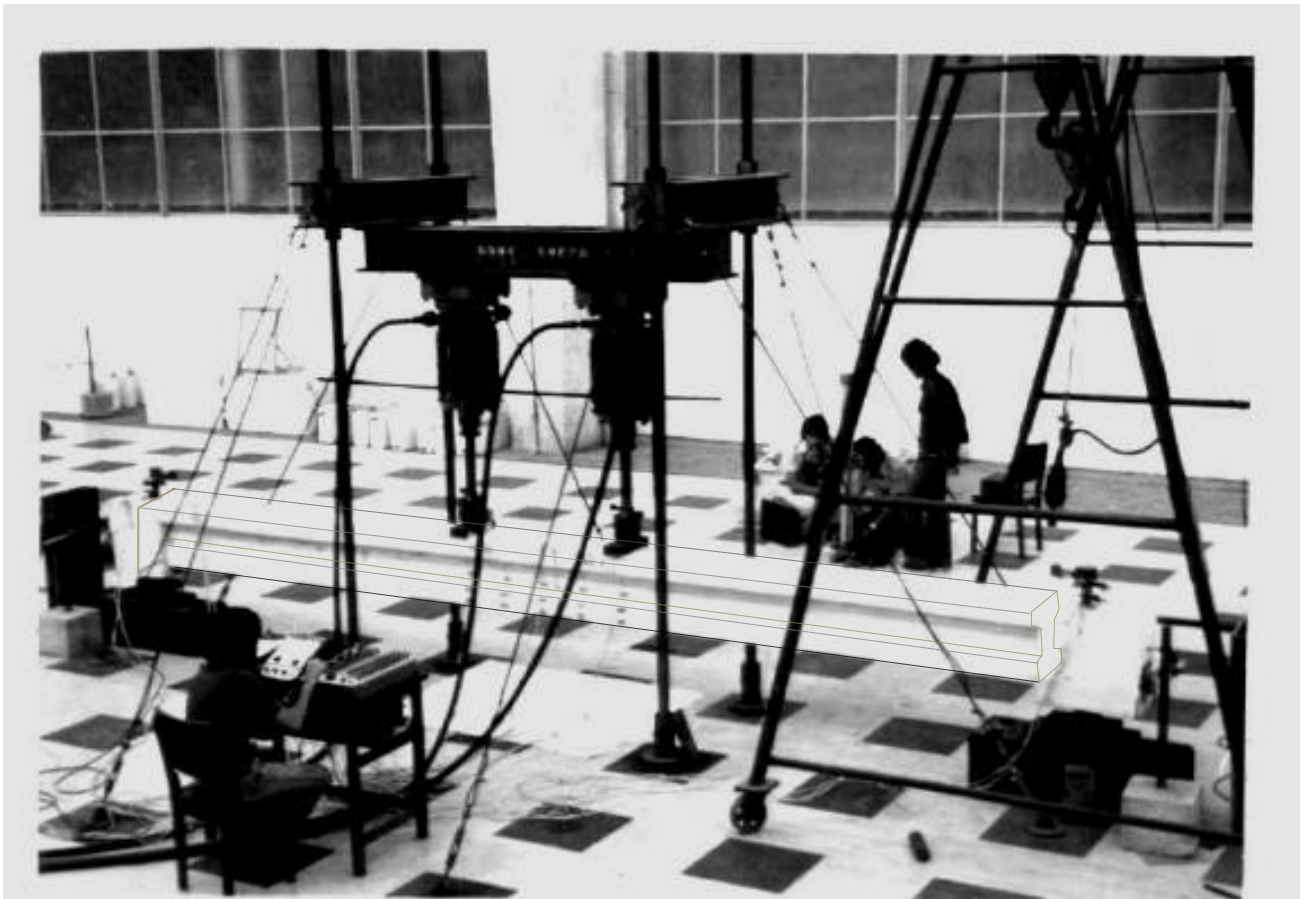
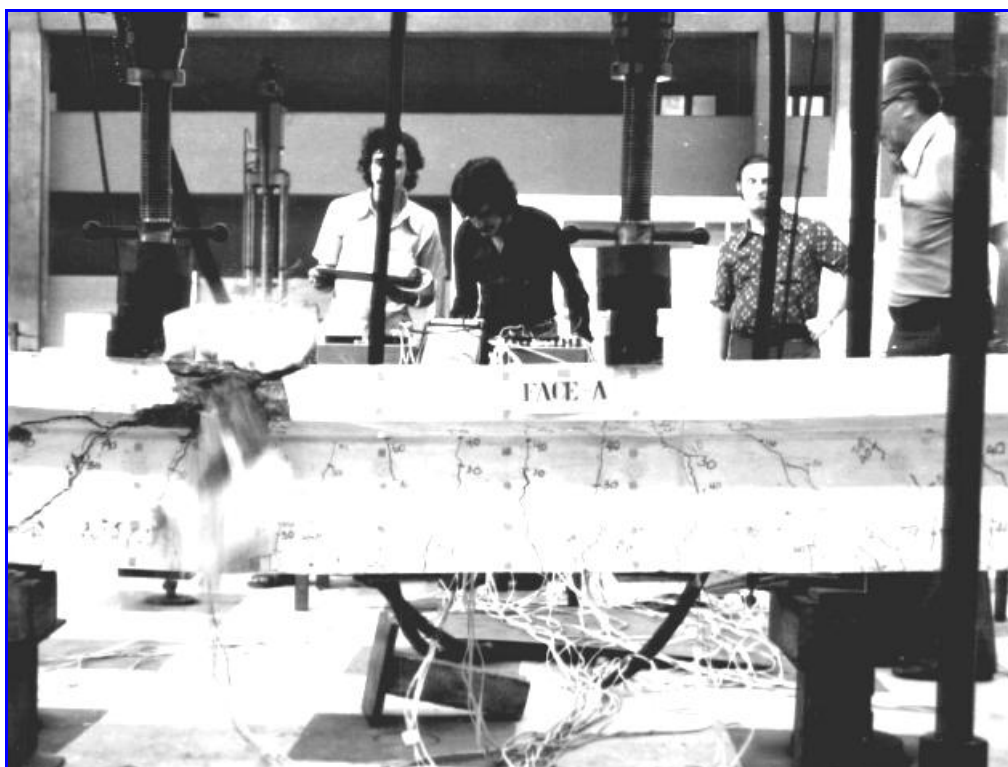


Foto 2 - Vista geral de uma das vigas ins_tantes antes do início do ensaio.

(foto da tese adicionada ao artigo original)



Laboratório da COPPE / UFRJ



À direita o Prof. Fernando Lobo Carneiro.

(fotos da tese adicionadas ao artigo original)



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

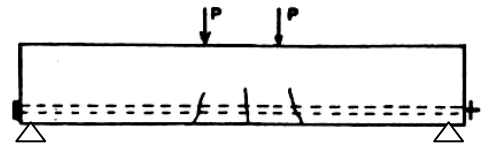
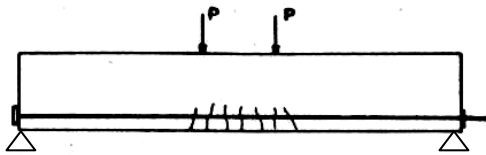
41

C A B O A D E R E N T E

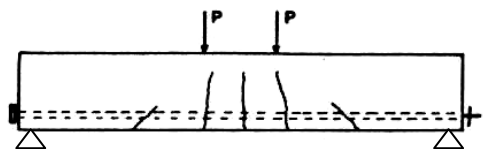
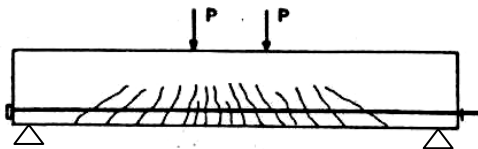
C A B O N Ã O A D E R E N T E

F I S S U R A Ç Ã O

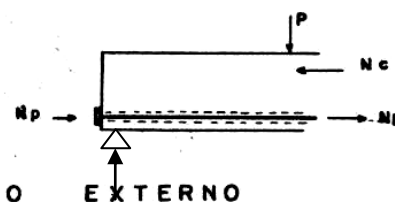
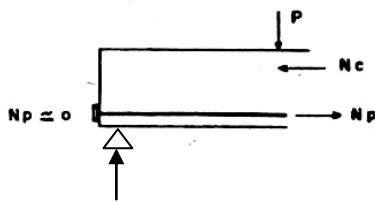
PRIMEIRAS FISSURAS



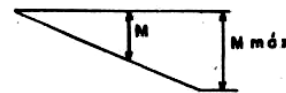
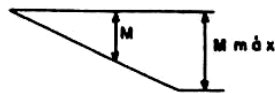
PRÓXIMO À RUPTURA



ESFORÇOS INTERNOS DESPERTADOS NO CABO DEVIDO AS SOLICITAÇÕES EXTERNAS



M O M E N T O E X T E R N O



ESFORÇOS DESPERTADOS NO CABO

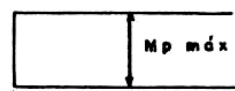
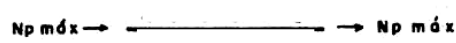
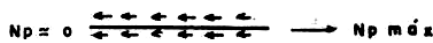


Fig. 1 — Esquema comparativo do comportamento das vigas injetadas e não injetadas.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

mento brusco da tensão no aço. Se não existe aderência, esta tensão eleva-se bruscamente em todo o cabo, a não ser que seja diminuída por algum ponto de desvio (caso de cabos curvos). O aumento de tensão sobre um grande comprimento do cabo traz consigo um maior alongamento total, o que faz com que a fissura se abra mais depressa. Após esta primeira fissura, surgem, na região de máximos momentos fletores, somente algumas fissuras¹ e bastante afastadas entre si; a linha neutra se eleva rapidamente diminuindo a zona de compressão de tal forma que a capacidade resistente da viga, nesta zona, se esgota prematuramente.

Se não existe aderência, obtém-se, pois, uma carga de ruptura baixa, em relação à viga com aderência e não se pode aproveitar ao máximo a resistência do aço.

Em igualdade de seções, a capacidade resistente das vigas sem aderência pode ser de até 30% menor que a das vigas com aderência (5).

A falha prematura da viga desaparece ao estabelecer-se entre o concreto e as armaduras uma união capaz de resistir às solicitações cortantes. As tensões de aderência (tensões tangenciais entre os cabos e o concreto) absorvem diretamente junto à fissura o aumento de tensão no aço; este fica limitado a um pequeno comprimento, que depende da qualidade da aderência, o que se traduz em um alongamento total pequeno e, portanto, a uma menor abertura de fissura.

Graças à aderência, se mantém, junto à fissura, a tensão de tração do concreto, que aumenta ao aumentar-se a carga, originando, assim, outras fissuras a distâncias pequenas.

Em uma viga com aderência aparece, portanto, um grande número de fissuras, que se abrem muito lentamente; em consequência, a linha neutra se desloca também muito lentamente e a tensão no aço, na fissura, pode aumentar bastante, principalmente se a zona de compressão é suficientemente grande. Geralmente, enquanto o aço não alcança grandes deformações, não se abrem tanto as fissuras a ponto de provocar a falha da zona de compressão; se esta é pequena, pode ocorrer, no entanto, que se destrua antes que o aço alcance os limites de escoamento.

A aderência faz, conseqüentemente, com que se alcance a suficiente segurança à ruptura, usual no concreto armado, onde se aproveita ao máximo o aço.

A necessidade de se garantir a segurança à ruptura obriga a estabelecer-se a aderência, a não ser que se use uma quantidade excessiva de aço.

I — PLANO DE PESQUISA

O plano de pesquisa consistiu no ensaio de oito vigas que foram carregadas até a ruptura.

¹ A fissuração fica favorecida nos casos em que os cabos são curvos e/ou existe armadura passiva longitudinal, pois as tensões de tração se vêm reduzidas nos pontos de desvio (atrato cabo-bainha) ou absorvidas, em parte, pela armadura passiva. No entanto, não se altera muito a ruptura prematura da viga.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

43

As vigas foram divididas em dois grupos (A e B) de quatro vigas com as mesmas características geométricas e mecânicas, concretadas e ensaiadas em épocas diferentes.

Foram tomados como parâmetros de variação a injeção de argamassa nos condutos e a tensão inicial aplicada na armadura de protensão.

A identificação das vigas foi feita pela simbologia abaixo:

- V — Viga
- I ou N — Injetada ou não
- A ou B — Grupo pertencente
- 85, 65, 50 — Tensão inicial aplicada na armadura de protensão (kN/cm^2).

A montagem escolhida foi a da viga simplesmente apoiada com duas cargas concentradas simétricas² (Vide figura I-1).

As cargas foram aplicadas às vigas por meio de dois macacos hidráulicos (carga máxima de 250 kN) conectados a um pulsador Amsler. Os incrementos de carga foram de 10 kN.

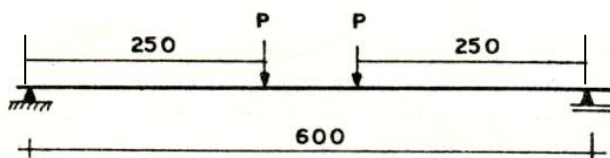


Fig. I. 1 — Esquema de carregamento das vigas.

MEDIÇÕES EXECUTADAS

Ao longo de todo o ensaio, para cada etapa de carregamento, foram feitas as medições de:

- a — Deformações nas armaduras de protensão e passiva.
- b — Deformações do concreto na região de flexão pura.
- c — Flechas ao longo de toda a viga.
- d — Rotações dos apoios.
- e — Abertura de fissura.

² Esta montagem é a mais usual nas investigações de ruptura, pois tem a vantagem de combinar duas condições diferentes de teste:

- Flexão pura na região entre as cargas;
- Esforço cortante constante nas duas regiões extremas da viga.



44

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

QUADRO I-1 — Resumo das medições realizadas e da sensibilidade dos respectivos instrumentos

Medição	Instrumento	Sensibilidade
Deformação na armadura	Extensômetro elétrico	10×10^{-6}
Deformação no concreto	Defômetro	4×10^{-6}
Flechas	Catetômetro	0,1 mm
rotações	Clinômetro	1,0 mm
Encurtamento longitudinal	Flexímetro	0,01 mm
Fissuras	Fissurômetro	0,1 mm

II — MATERIAIS

CONCRETO

Foi dosado um concreto que apresentasse alta resistência, boa trabalhabilidade e boa capacidade.

TABELA II-1 — Características e proporções dos materiais utilizados na elaboração do concreto

Traço Peso	Areia	Brita ϕ máx.	Fator A/C	Cimento Portland
1:2,25:3,25	mediana	19 mm	0,54	Barroso

Moldaram-se para cada viga 12 corpos de prova os quais foram ensaiados à tração ou à compressão, no mesmo dia em que se aplicou a protensão ou fez-se o ensaio da peça (Vide Tabelas II-2 e V-1).

TABELA II-2 — Valores médios dos corpos de prova ensaiados no dia da ruptura da viga

VIGA	IDADE (DIAS)	f_{ct} (N/mm ²)	f_{cc} (N/mm ²)	γ (N/mm ³)	E_{cd} (N/mm ²)	$E_c(CEB)$ (N/mm ²)
VIA/85	56	3,1	29,0	0,231	30 500	35 700
VIA/65	57	2,7	30,0	0,229	29 000	36 300
VNA/85	53	2,9	26,0	0,229	29 000	33 800
VNA/65	60	—	—	—	—	—
VIB/85	69	2,7	30,0	0,231	32 500	36 300
VIB/50	77	2,7	30,0	0,231	32 000	36 300
VNB/85	69	2,6	31,5	0,231	32 000	37 200
VNB/50	78	2,9	30,5	0,228	31 500	36 600



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

45

AÇO

Utilizaram-se, além do aço CP.125/140 de protensão, os aços CA 50-B, para a armadura longitudinal passiva e o aço CA 24, para a armadura transversal.

Para o aço de protensão foi adotado o cabo de 9 fios de diâmetro 7 mm (9 \varnothing 7 mm), existindo bastante uniformidade no comportamento dos fios tanto no escoamento quanto na ruptura que, como era de se esperar, apresentaram tensões de valores bem mais elevados que as garantidas pelo fabricante.

Os valores obtidos para as tensões de escoamento convencional de ruptura foram respectivamente 1520 e 1700 (Vide figura II-2) em lugar de 1250 e 1400 (N/mm^2) que são as mínimas garantidas pelo fabricante.

Para a armadura longitudinal passiva adotou-se a bitola de 7,9 mm (5/16"). As amostras ensaiadas apresentaram, em média, um diagrama como o mostrado na Figura II-3.

ARGAMASSA PARA INJEÇÃO

A argamassa utilizada para a injeção nos condutos foi composta de uma mistura de água e cimento estando os mesmos na proporção $A/C = 0,5$.

A mistura foi feita através de uma bomba manual e a injeção executada segundo os requisitos e técnicas STUP (20).

Para cada viga injetada foram moldados 5 corpos de prova os quais foram ensaiados à compressão no dia da ruptura da peça.

A Tabela II-3 apresenta os resultados obtidos para estes corpos de prova.

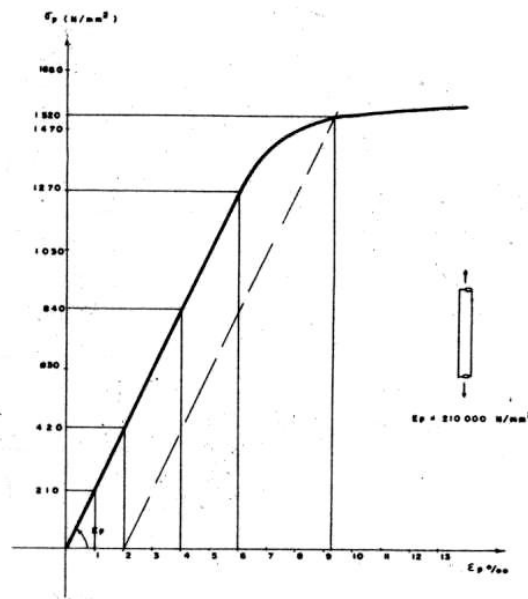


Fig. II - 2 - Diagrama tensão / deformação do aço de protensão CP 1250/1400.



46

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

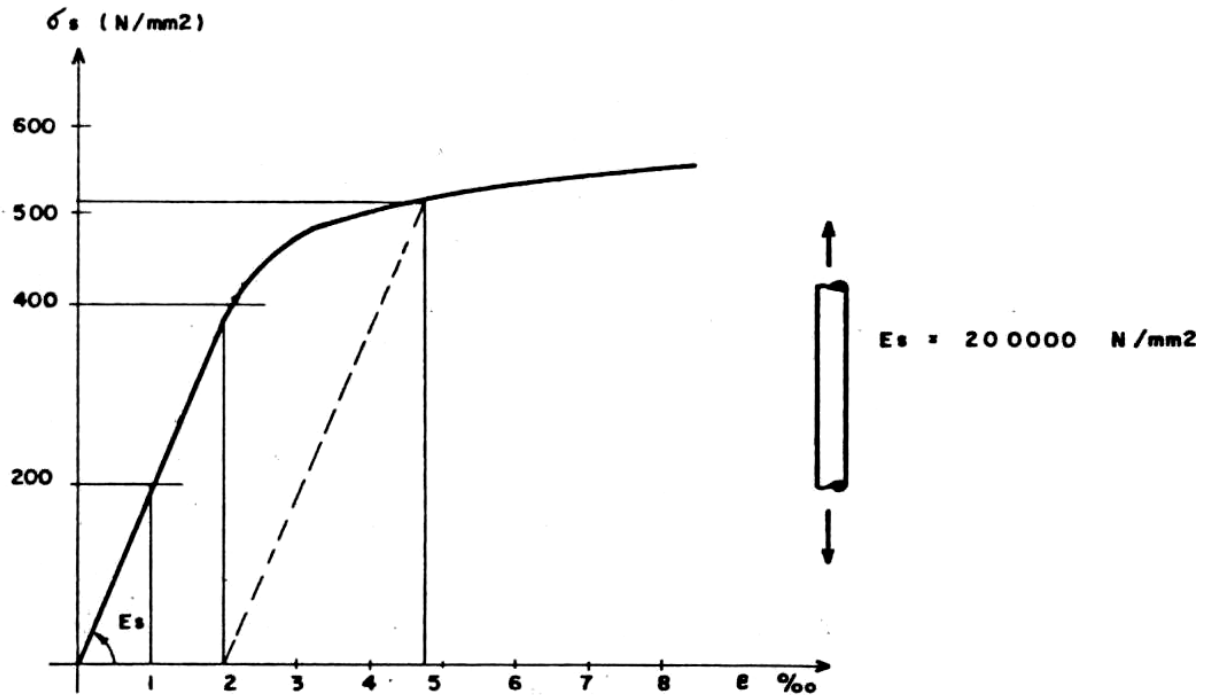


Fig. II. 3 — Diagrama tensão /, deformação do aço CA. 50. B.

TABELA II-3 — Resistência dos corpos de prova (50 × 100 mm) de argamassa para a injeção nos condutos.

VIGA	VIA/85					VIA/65				
IDADE (DIAS)	7	7	14	14	14	14	14	14	14	14
$f_{cc}(N/mm^2)$	12,5	14,1	17,7	20,2	16,1	15,3	13,8	16,3	20,8	17,7

VIGA	VIB/85					VIB/50				
IDADE (DIAS)	27	27	28	27	27	34	34	34	34	34
$f_{cc}(N/mm^2)$	14,3	14,6	16,4	17,8	18,6	15,0	18,1	19,6	—	20,0



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

47

III — IDEALIZAÇÃO DO ENSAIO

A partir da definição do mínimo pré-alongamento necessário para que fosse garantido o escoamento da armadura, no momento da ruptura da viga por esmagamento do concreto ($\epsilon_c \geq 3,5\%$), definiram-se as tensões iniciais que se deveriam aplicar na armadura de protensão visando simular as perdas devido à fluência e retração e evitar as tensões de tração excessivas nas fibras extremas superiores da seção de concreto no momento da protensão.

TABELA III-1 — Controle da tensão atuante na armadura de protensão

VIGA	TENSÃO DESEJADA (N/mm ²)	TENSÃO APLICADA (N/mm ²)	PERDA MEDIDA (mm)	TENSÃO SUPOSTA ATUANTE (N/mm ²)
VIA/85	850	1 020	5	853
VNA/85	850	1 020	4	886
VIA/65	650	820	3	720
VNA/65	650	820	3	720
VIB/85	850	1 020	4	886
VNB/85	850	1 020	5	853
VIB/50	500	670	4	536
VNB/50	500	670	—	—

CARACTERÍSTICAS DAS PEÇAS ENSAIADAS

As figuras III—1 e III—2 apresentam as características geométricas das vigas ensaiadas, bem como os detalhes das armaduras.

IV — UNIDADES

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



48

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

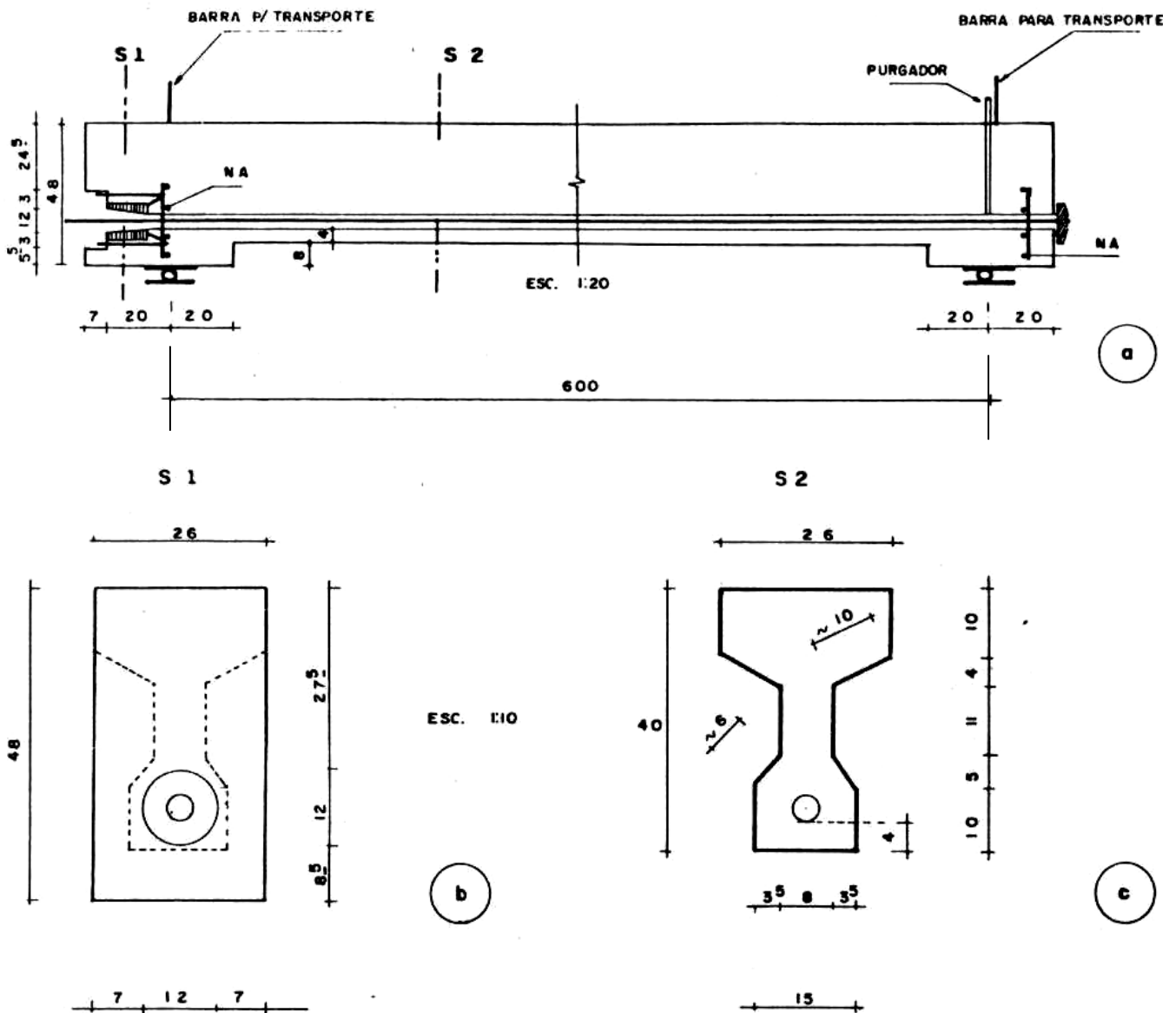
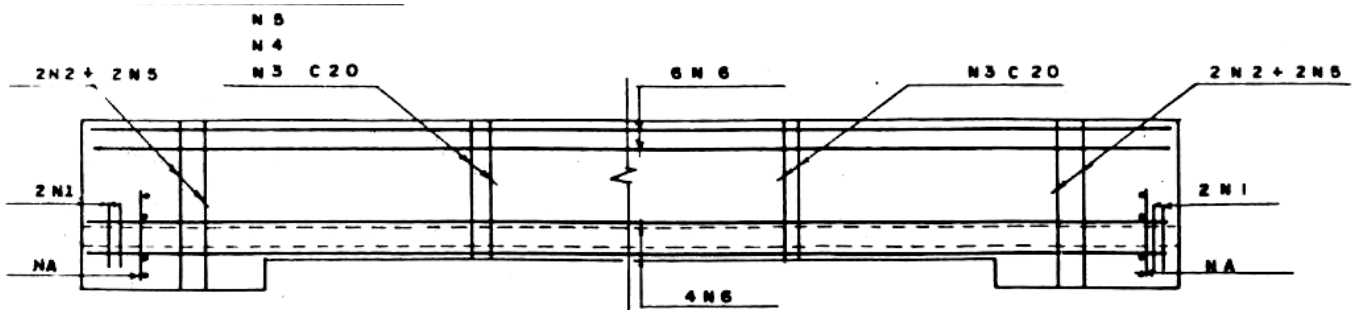


Fig. III - 1 - Características geométricas das vigas.

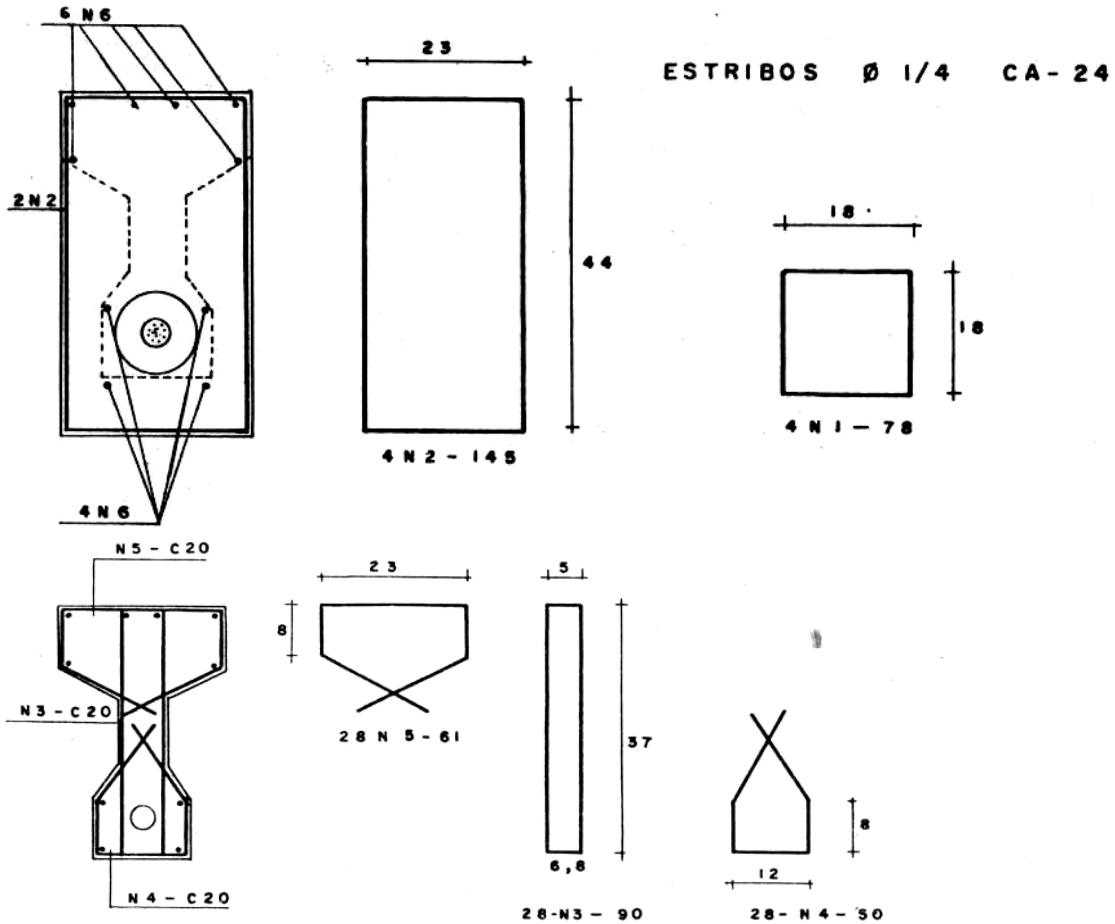


INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

49



635 CA-50-B
10 N6 - Ø 5/16 - 635



FRETAGEM

FIG. III - 2 DETALHE DAS ARMADURAS

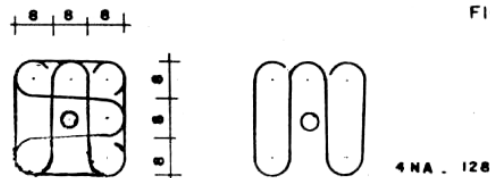


Fig. III - 2 - Detalhe das armaduras.

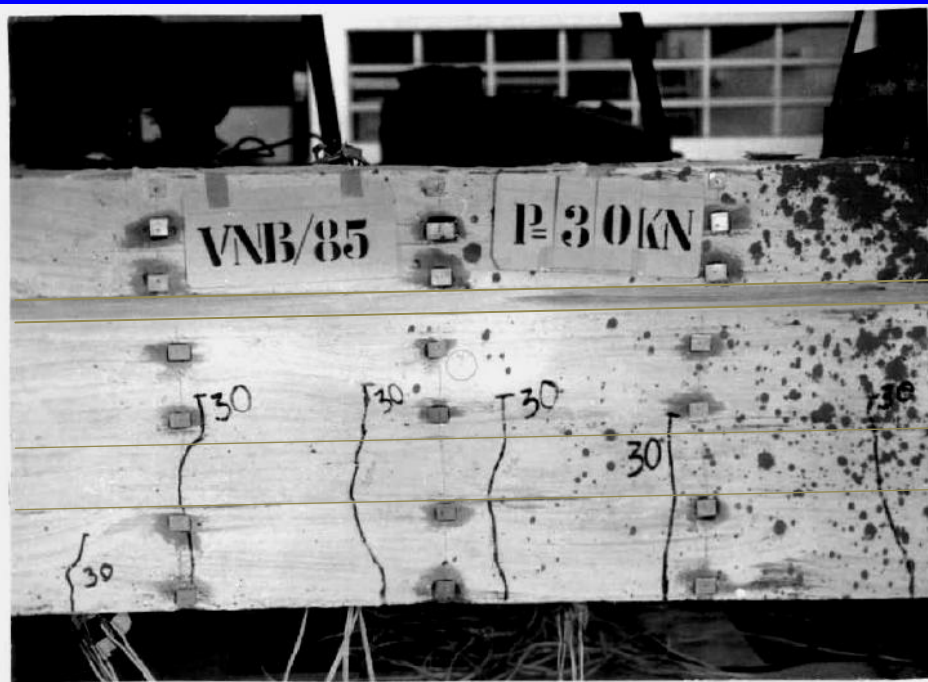


Foto 14 - Primeiras fissuras da viga VNB/85
(carga de fissuração $P_w = 23 \text{ kN}$)

Sem
aderência

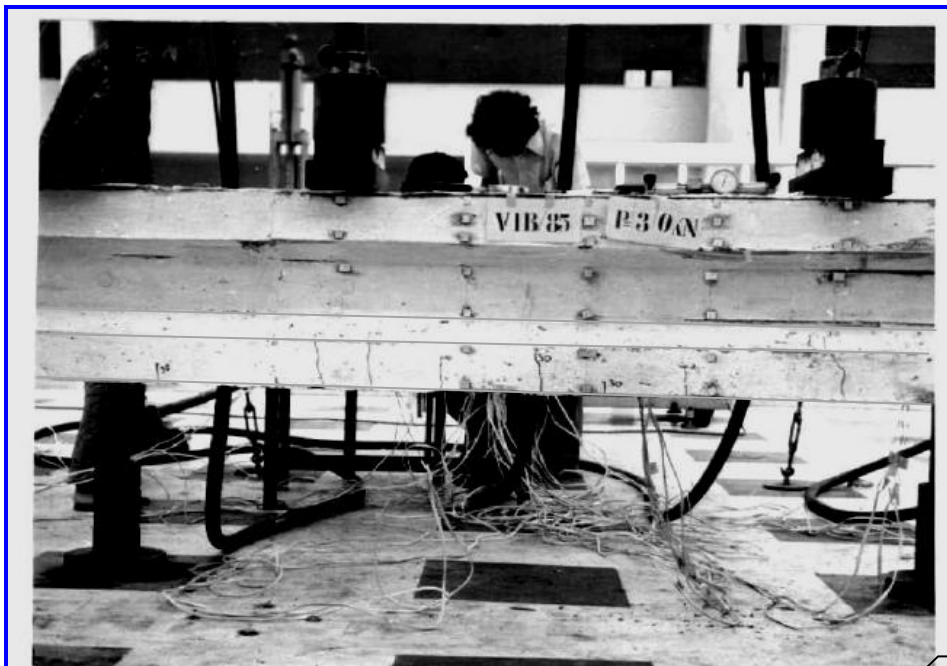


Foto 15 - Primeiras fissuras da viga VIB/85
(carga de fissuração $P_w = 26 \text{ kN}$)

Com
aderência

(fotos da tese adicionadas ao artigo original)

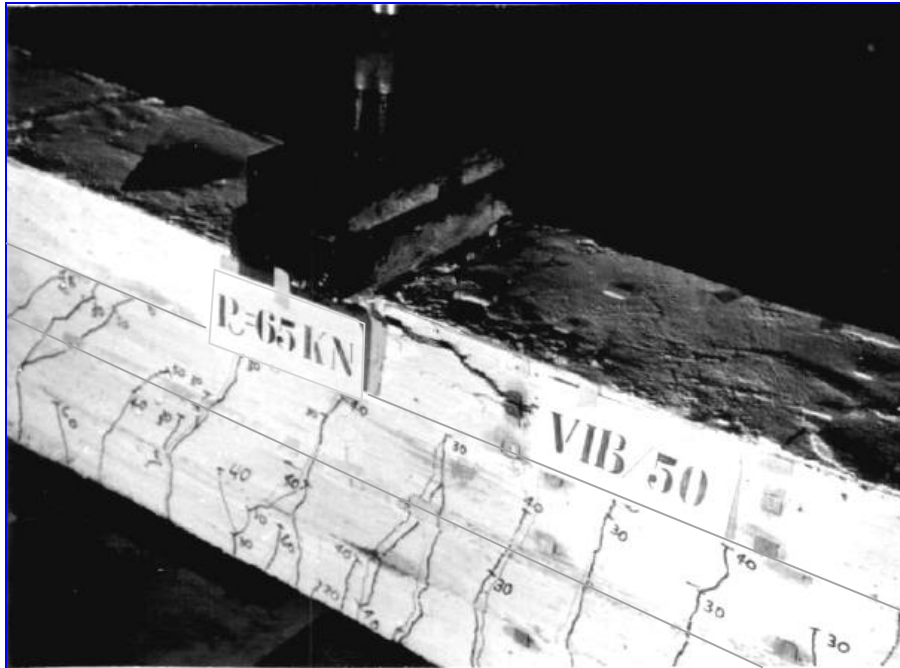


Foto 25 - Ruptura lenta da viga VIB/50



Foto 24 - Ruptura da viga VNB/50 $P_u = 52 \text{ kN}$
Neste caso não houve esmagamento to
tal da seção por ter sido a força
inicial de protensão relativamente
baixa,

(fotos da tese adicionadas ao artigo original)



50

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

V — RESULTADOS EXPERIMENTAIS

A análise dos resultados consta de diagramas comparativos entre os resultados apresentados para as vigas que possuem os condutos injetados e não injetados, sendo feitos comentários prévios sobre cada grupo de diagramas.

Os diagramas traçados, a menos de quando observado, são referentes a uma seção genérica da região de flexão pura.

Os diagramas teóricos apresentados são relativos unicamente às vigas injetadas. Os valores numéricos utilizados para o traçado destes diagramas são os resultados fornecidos pelo programa para computadores digitais, elaborado pelo Eng^o José Cláudio de Faria Telles, o qual analisa pórticos planos em concreto armado através da análise não-linear, segundo a formulação recomendada pelo CEB-FIP 1972.¹

As leituras para a carga de ruptura foram realizadas pelo fato de os macacos, utilizados para aplicação das cargas, terem acabado os seus cursos (12 cm), o que provocou a estabilização das deformações plásticas da viga. Neste instante, as fibras mais comprimidas da seção de concreto apresentavam as primeiras esfoliações correspondentes à sua ruptura. Observa-se que após a realização destas leituras a peça foi descarregada, conservando a sua deformação plástica, o que possibilitou, com um novo curso do macaco, rompê-la.

Convém citar que:

A viga VNA/65, por problemas de concretagem, teve a região central recuperada, o que pode justificar as suas deformações excessivas para cargas relativamente baixas.

A seguir são apresentadas algumas tabelas referentes aos resultados obtidos.

TABELA V-1 — Resumo dos valores encontrados para as vigas ensaiadas

VIGA	PROTENSÃO		ENSAIO			ENSAIO		
	IDADE (dias)	f_{et} (N/mm ²)	IDADE (dias)	f_c (N/mm ²)	f_{et} (N/mm ²)	$P_f/1000$ (N)	$P_u/1000$ (N)	P_f/P_u
VIA/85	27	2,8	56	29,0	3,1	30	80	0,375
VNA/85	26	2,6	53	26,0	2,9	27	70	0,385
VIB/85	28	2,3	69	30,0	2,7	26	70	0,371
VNB/85	26	2,2	69	31,5	2,6	23	60	0,385
VIA/65	27	2,5	57	30,0	2,7	20	70	0,285
VNA/65	26	2,6	60	—	—	18	60	0,300
VIB/50	27	2,1	77	30,0	2,7	20	65	0,307
VNB/50	25	2,0	78	30,5	2,9	15	52	0,288

¹ Ver Revista ESTRUTURA N^o 76 (nota da Redação).



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

51

TABELA V-2 — Relação entre as cargas de ruptura para as vigas injetadas e não injetadas

	VIA/85	VNA/85	VIB/85	VNB/85	VIA/65	VNA/65	VIB/50	VNB/50
$P_u(kN)$	80	70	70	60	70	60	65	52
P_u/P_u	1,14		1,17		1,17		1,25	
P_u/P_u	0,88		0,86		0,86		0,80	

TABELA V-3 — Medições referentes à carga $P = 20 kN$

Viga	Flecha Máx. $f(cm)$		Def. Conc. Máx. $\epsilon_c \times 10^{-3}$		Def. Arm. Prot. $\epsilon_p \times 10^{-3}$		Rotação Apoio $\theta \times 10^3 (rad)$	
	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.
VIA/85	0,98	1,04	0,48	0,21	0,60	0,13	4,10	5,71
VNB/85	1,02	—	0,64	—	0,20	—	4,60	—
VIB/85	0,95	1,04	0,48	0,21	0,40	0,13	4,00	5,71
VNB/85	0,95	—	0,48	—	0,20	—	4,10	—
VIA/65	1,00	1,12	0,46	0,25	0,50	0,20	4,50	5,23
VNA/65	1,58	—	0,80	—	0,33	—	6,71	—
VIB/50	1,00	1,30	0,50	0,29	0,60	0,20	4,45	4,75
VNB/50	1,80	—	0,68	—	0,40	—	7,05	—

TABELA V-4 — Medições referentes à carga $P = 50 kN$

Viga	Flecha Máx. $f(cm)$		Def. Conc. Máx. $\epsilon_c \times 10^{-3}$		Def. Arm. Prot. $\epsilon_p \times 10^{-3}$		Rotação Apoio $\theta \times 10^3 (rad)$	
	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.
VIA/85	3,67	2,88	1,64	1,10	2,20	1,66	16,82	14,32
VNA/85	4,60	—	2,32	—	1,10	—	19,15	—
VIB/85	3,95	2,88	1,76	1,10	2,20	1,66	17,90	14,32
VNB/85	5,44	—	2,80	—	1,80	—	23,25	—
VIA/65	4,20	3,48	1,64	1,30	2,70	2,30	18,92	16,31
VNA/65	6,85	—	3,00	—	1,70	—	27,42	—
VIB/50	5,15	4,10	1,92	1,44	2,50	2,78	22,50	19,36
VNB/50	10,89	—	4,40	—	2,40	—	41,50	—



TABELA V-5 - Medições referentes à carga de ruptura

Viga	Ruptura P_u (kN)		Eficiência P_u (esp.)	Flecha Máx. f (cm)		Def. Conc. Máx. $\epsilon_c \times 10^3$		Def. Arm. Prot. $\epsilon_p \times 10^2$		Rotação Apoio $\theta \times 10^3$ (rad)	
	Exp.	Teor.	P_u (teor)	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.	Exp.	Teor.
VIA/85	80	71,3	1,12	11,50	7,73	4,80	3,50	6,90	7,80	46,00	34,10
VNA/85	70	—	—	10,50	—	5,50	—	4,50	—	42,20	—
VIB/75	70	71,3	0,98	10,58	7,73	4,20	3,50	5,00	7,80	43,30	34,10
VNB/85	60	—	—	10,90*	—	5,30*	—	2,90	—	39,05*	—
VIA/65	70	70,5	0,99	9,65	8,20	3,60	3,50	5,00	7,72	39,52	37,06
VNA/65	60	—	—	11,12	—	5,20	—	2,70	—	44,20	—
VIB/50	65	69,5	0,93	12,11	8,54	3,80	3,50	3,60*	7,56	39,00*	38,82
VNB/50	52	—	—	12,20*	—	4,90*	—	2,60*	—	45,00*	—

* Este sinal indica que os valores foram extrapolados.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

53

Flechas máximas

(Ver Fig. V-1)

São apresentados os diagramas carga / flecha para as vigas injetadas, não injetadas e teórico para as vigas injetadas.

Observa-se que, para cargas abaixo da carga de fissuração, existe uma quase superposição dos diagramas e, para cargas mais elevadas, o diagrama teórico está sempre acima dos experimentais com uma tendência à aproximação do diagrama experimental da viga injetada para cargas próximas da carga de ruptura.

Observa-se também o quanto maiores são as deformações sofridas pelas vigas não injetadas em relação às sofridas pelas vigas injetadas.

+++

Deformação do concreto nas fibras superiores

(Ver Fig. V-2)

Podemos observar através destes diagramas que a deformação de ruptura do concreto, medida experimentalmente, é um pouco maior que a especificada pela CEB-FIP de valor $\epsilon_c \leq 3,5\%$.

+++



54

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

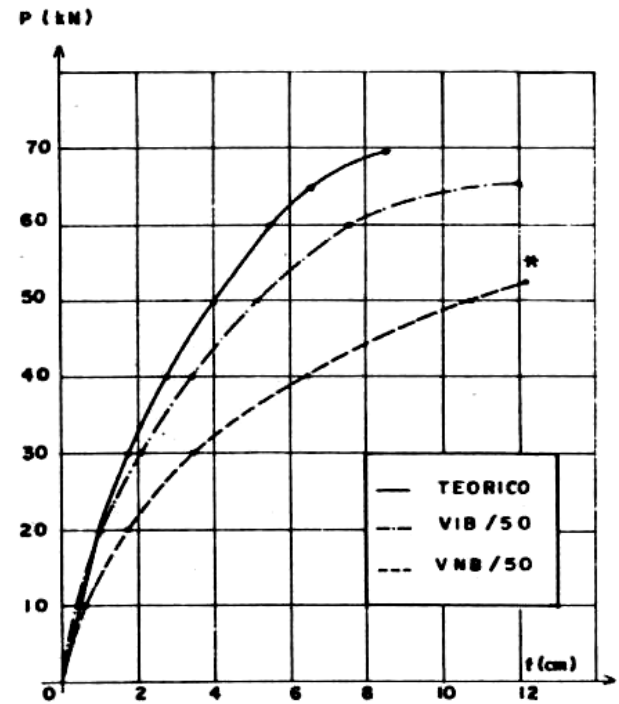
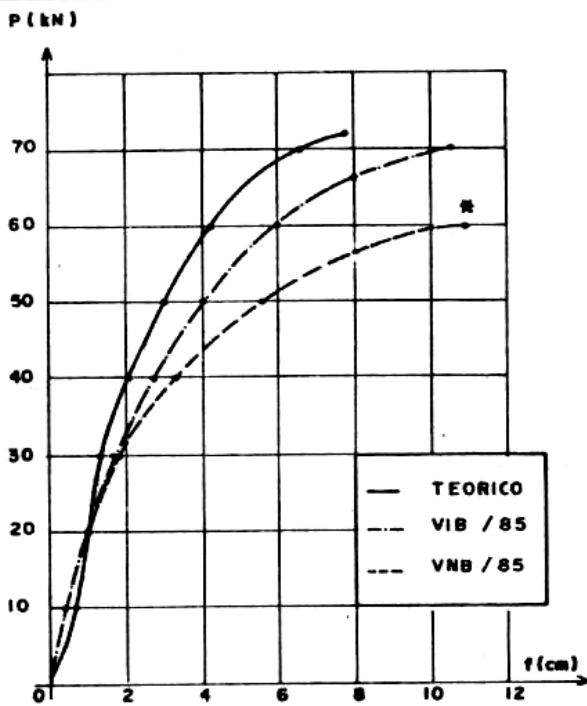
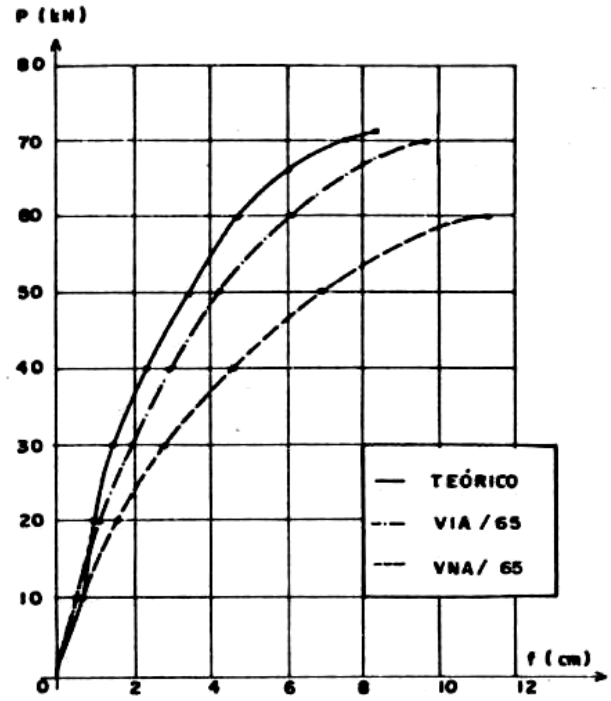
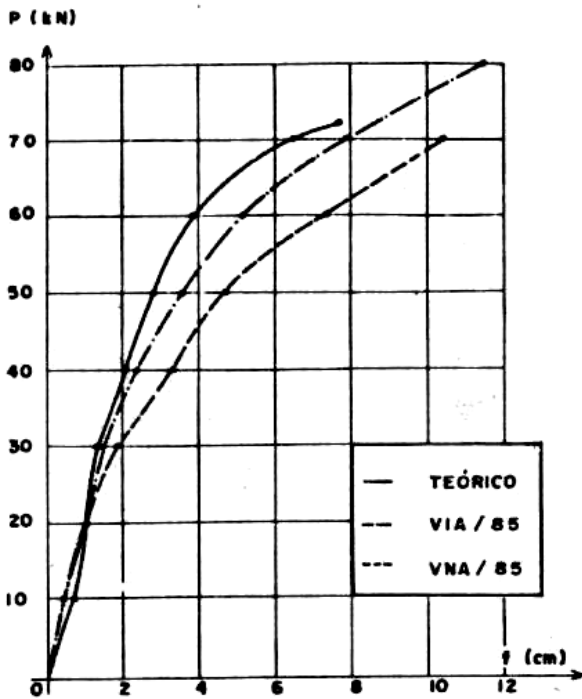


Fig. V - 1 - Diagramas das flechas medidas no ponto méido do vão.

* Pontos extrapolados



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

55

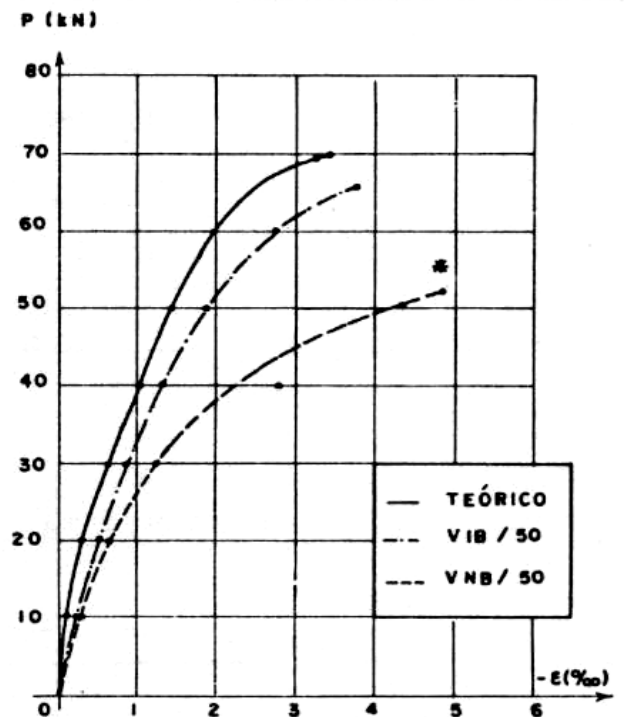
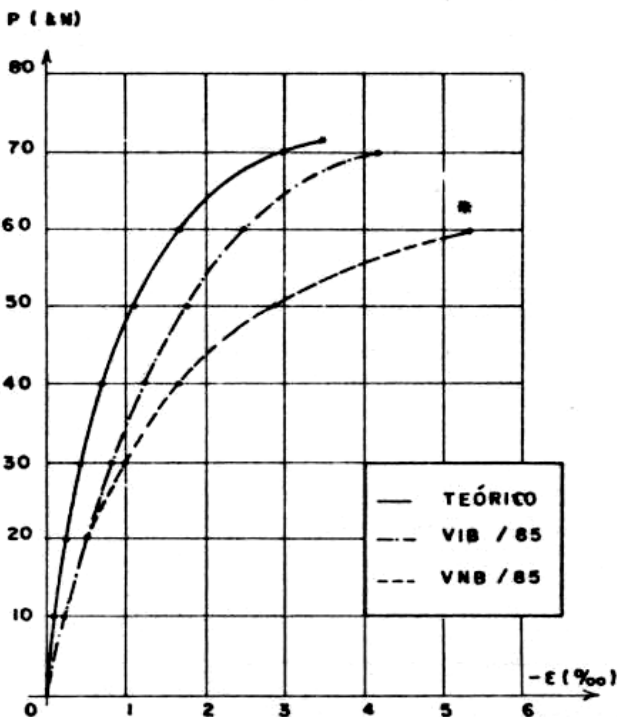
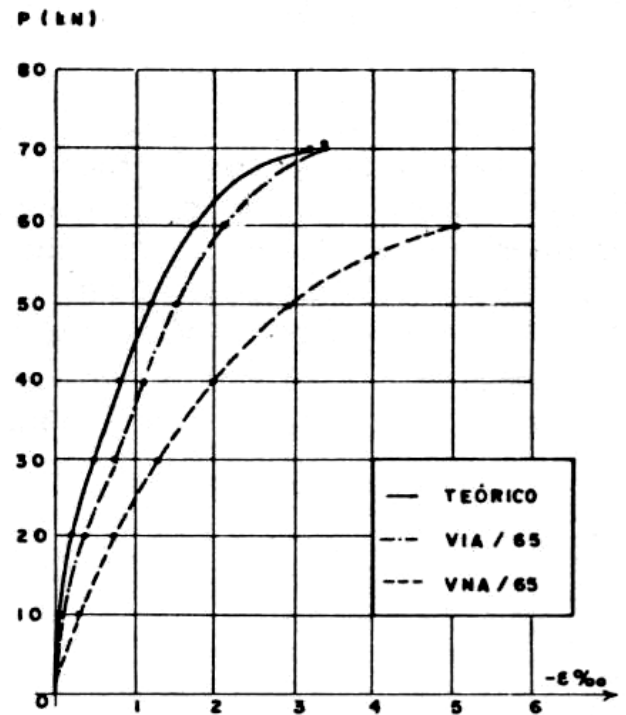
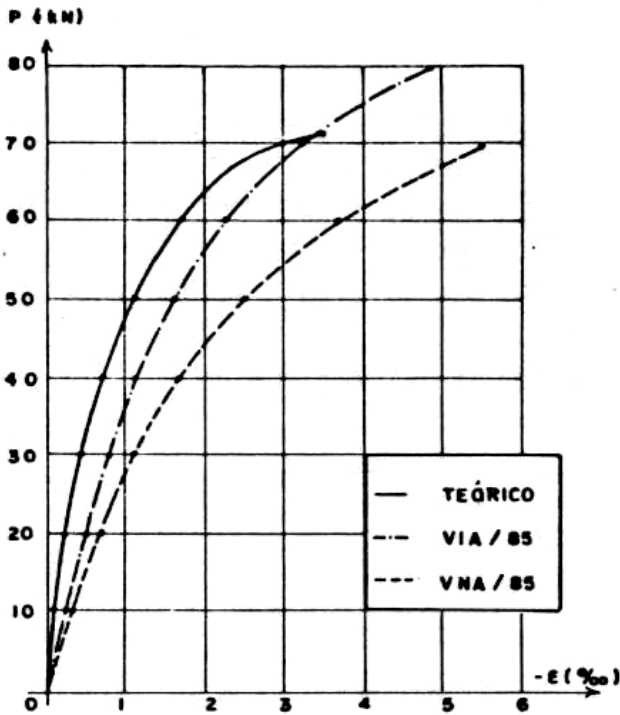


Fig. V - 2 - Diagramas dos encurtamentos máximos nas fibras superiores da seção de concreto.

* Pontos extrapolados



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

Rotação dos apoios

(Ver Fig. V-4)

Ao contrário dos diagramas carga / flecha, estes apresentam uma excessiva proximidade entre os traçados para as vigas injetadas e não injetadas, devendo-se isto ao fato de nos apoios, das vigas não injetadas, estar atuando um momento, que cresce com o aumento da tensão na armadura de protensão, o qual provoca uma rotação da seção em sentido contrário à provocada pelo carregamento externo (Vide figura V-3).

Observa-se que quanto maior a força de protensão inicial (V/85) mais acentuado se apresenta este fenômeno.

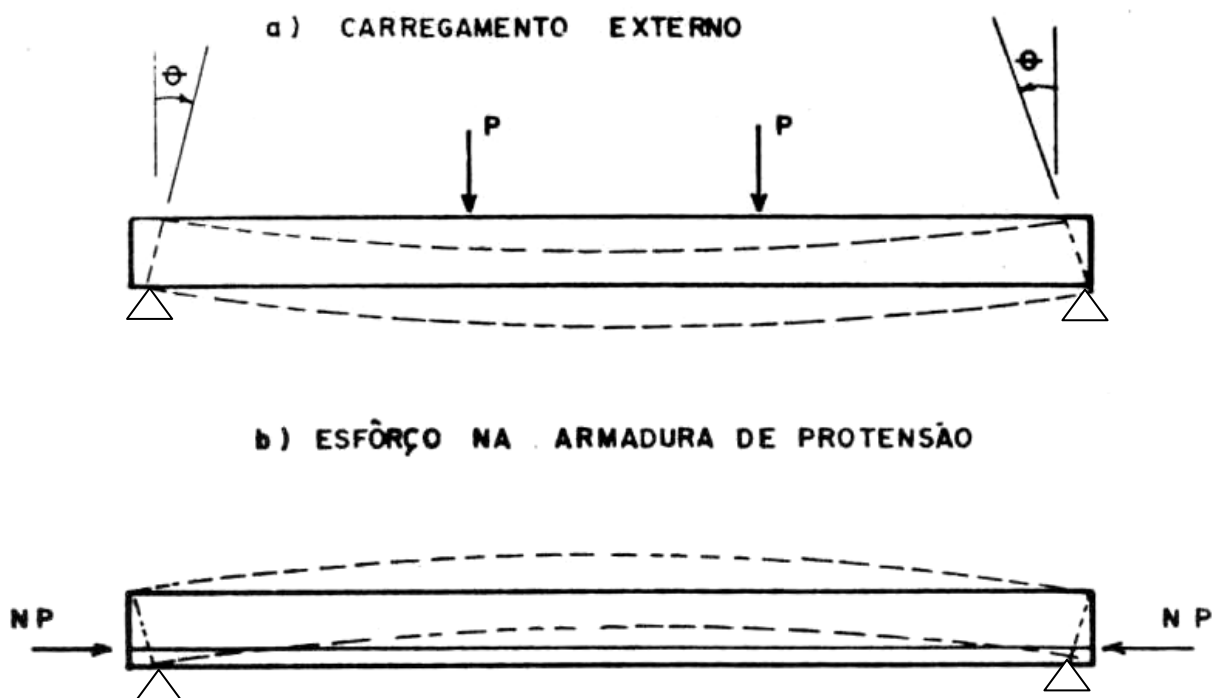


Fig. V - 3 - Rotação da viga em função do tipo de carregamento.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

57

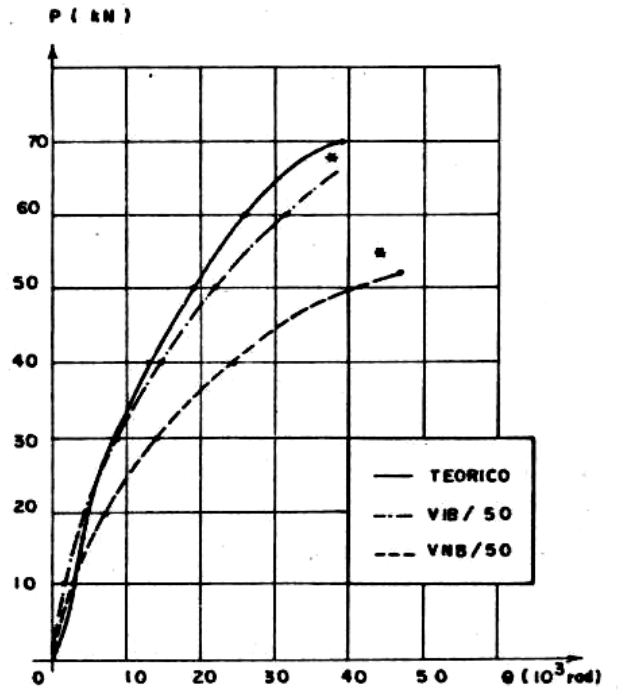
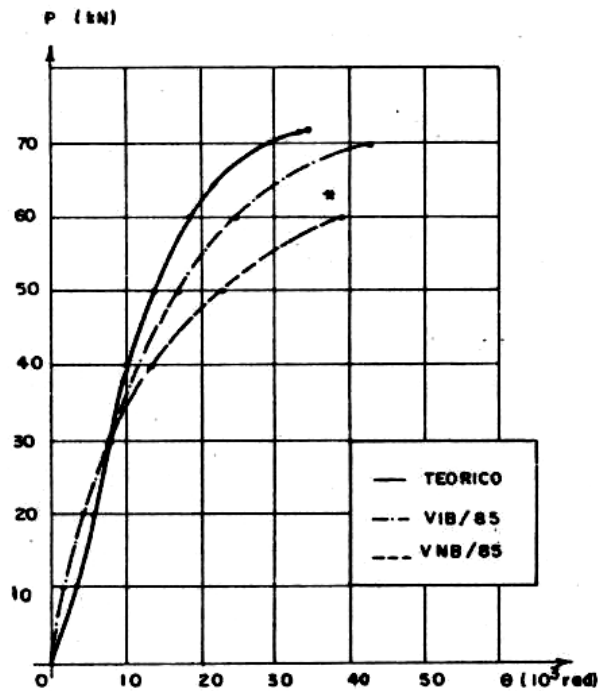
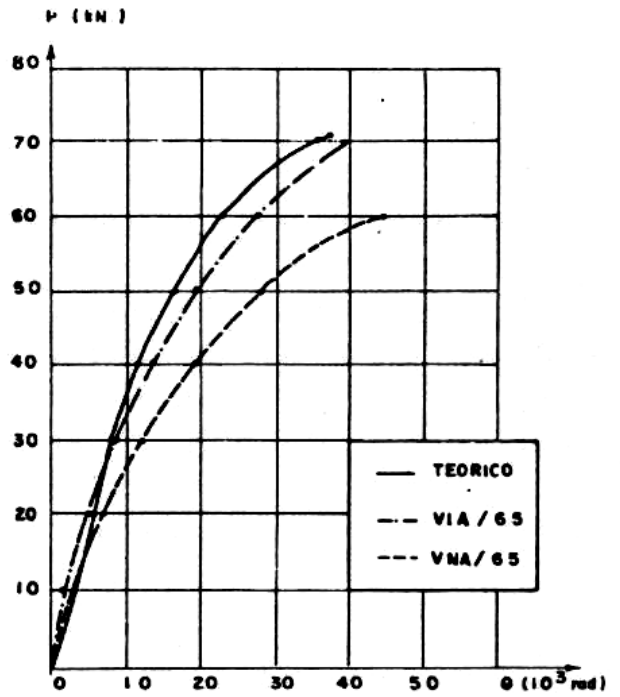
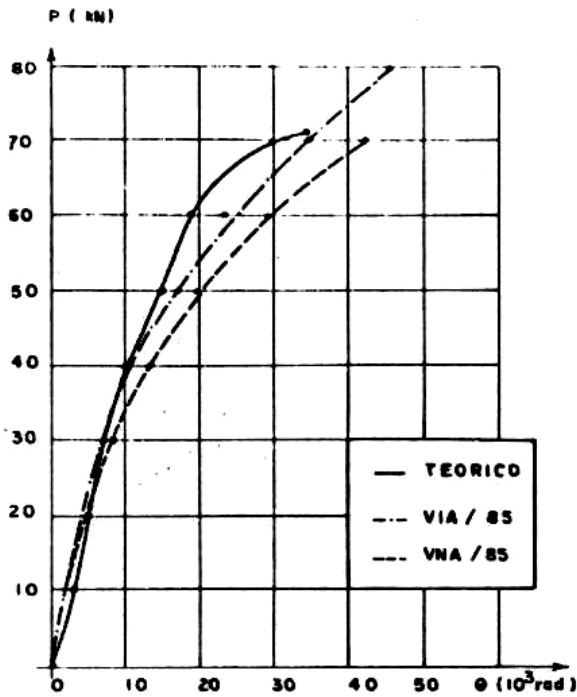


Fig. V - 4 - Diagramas das rotações do apoio

* Valores extrapolados



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

Deformadas

(Ver Fig. V-5)

Estes diagramas mostram a relação entre as deformadas das vigas injetadas e não injetadas para as cargas de 20 kN (aproximadamente a carga de fissuração) e 50 kN.

Nota-se que para as vigas que tiveram a carga de fissuração maior que de 20 kN, se superpõem, independentemente, se a viga é injetada ou não. de 20 kN, se superpõem, independentemente se a viga é injetada ou não.

Para cada diagrama são apresentadas a proporção entre a carga atuante (P) e a carga de ruptura da viga (P_U), bem como a relação entre as deformações da viga não injetada e injetada no ponto de flecha máxima (ponto 4).

Deformação da armadura

(Ver Figs. V-6 e V-7)

Estas figuras apresentam diagramas que relacionam a carga externa (P) com a deformação da armadura (ϵ).

É analisado o comportamento tanto da armadura de protensão quanto da armadura passiva numa seção de máximo momento fletor (diagramas superiores) e numa seção distante de 1,5 metro do apoio (diagramas inferiores).

Os diagramas teóricos, para as vigas injetadas, só foram traçadas para a armadura de protensão na seção de máximo momento fletor.

Observa-se nitidamente o escoamento da armadura passiva e o início do escoamento para a armadura de protensão. Quanto menor a força de protensão inicial mais rapidamente escoam a armadura e menor é a tendência a escoar da armadura de protensão, principalmente nas vigas não injetadas.

Analisando os diagramas das vigas não injetadas, observa-se que as deformações sofridas pela armadura de protensão, na seção de momento fletor máximo e na seção distante 1,50 metro do apoio, são iguais. Isto comprova a transferência total da tensão ao longo do cabo.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

59

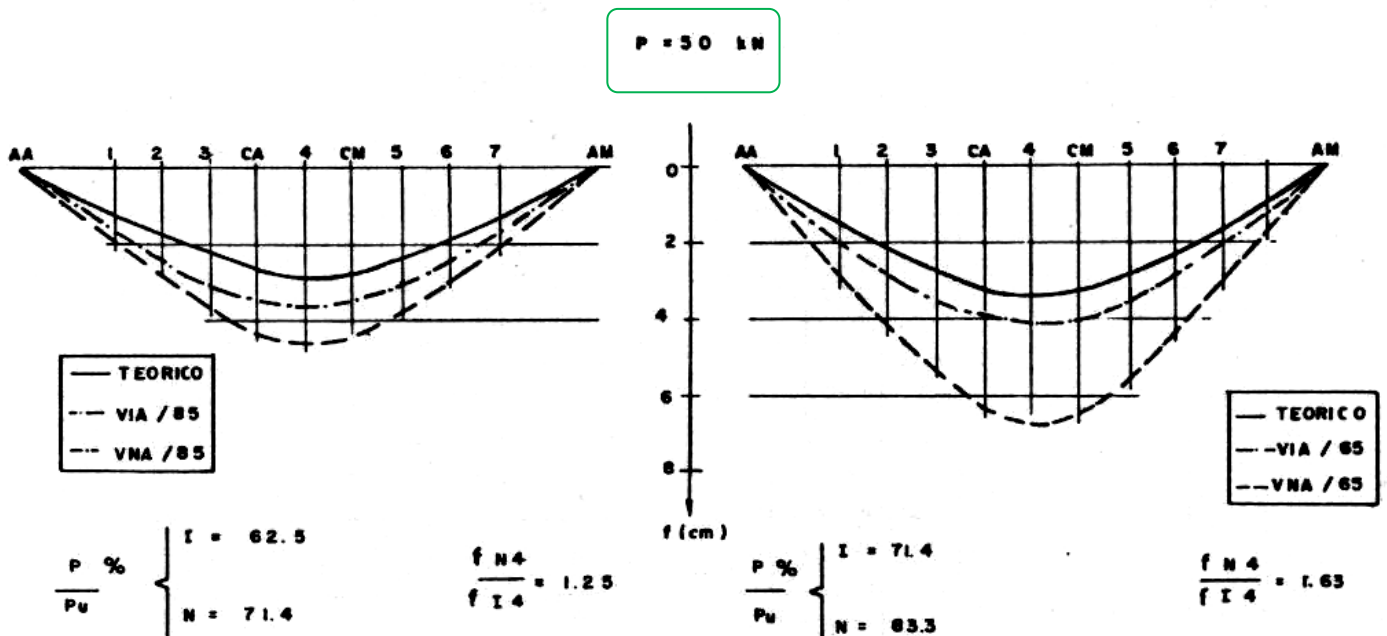
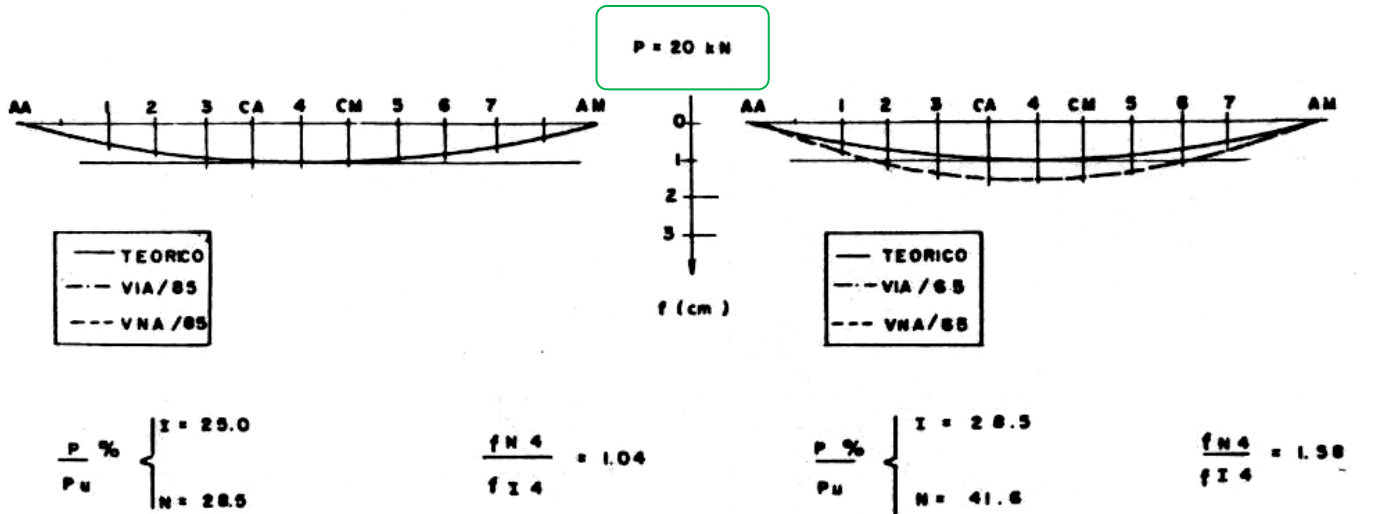


Fig. V - 5 - Diagramas das deformações para carga próxima à fissuração e à ruptura das vigas.



60

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

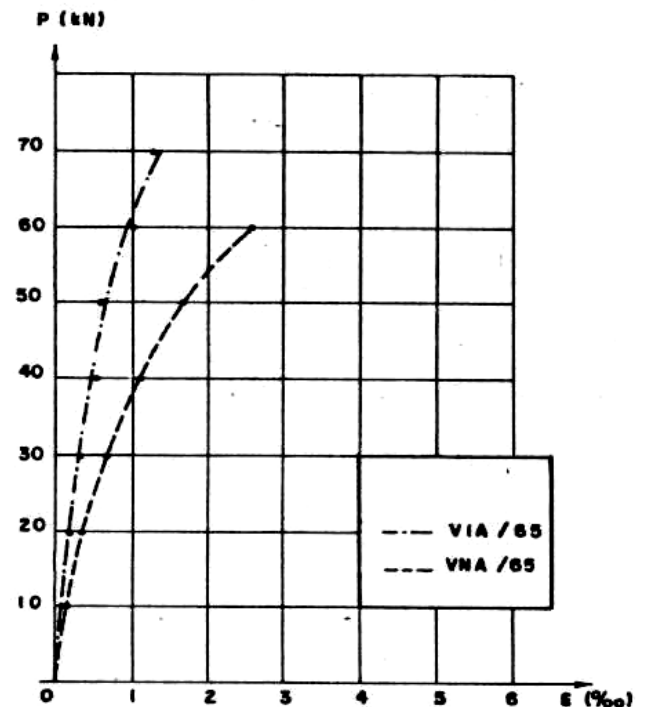
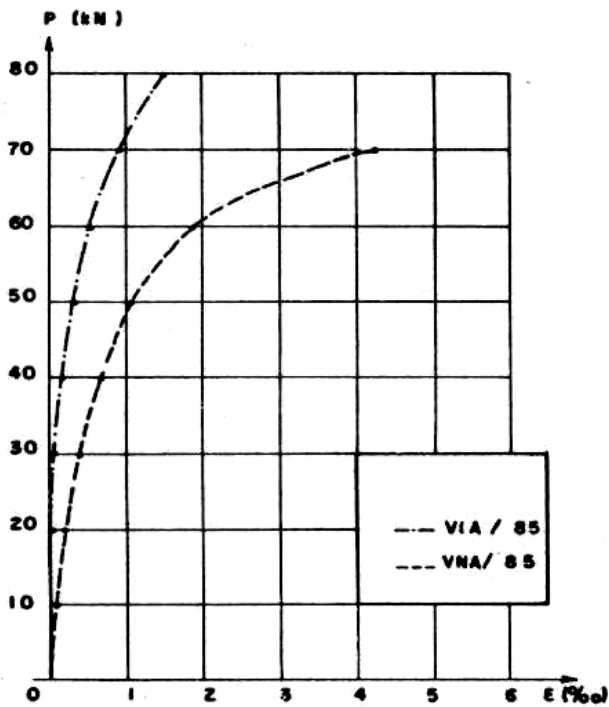
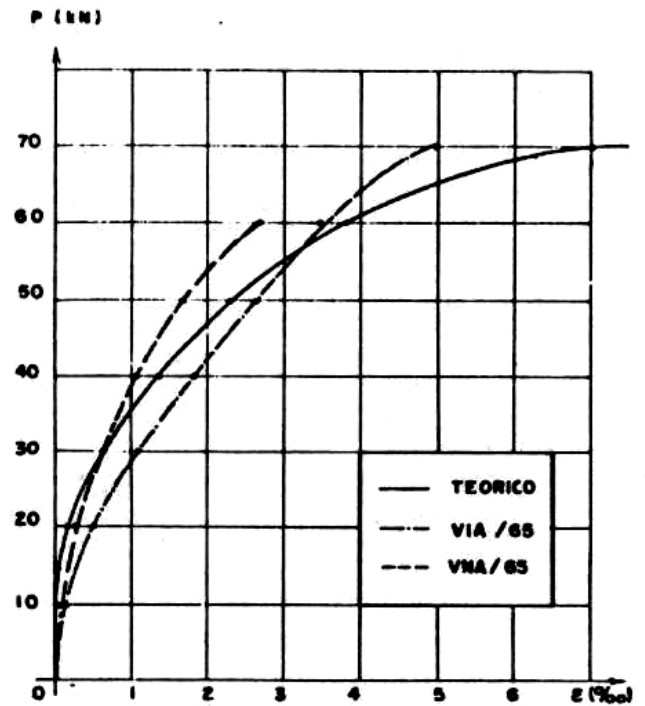
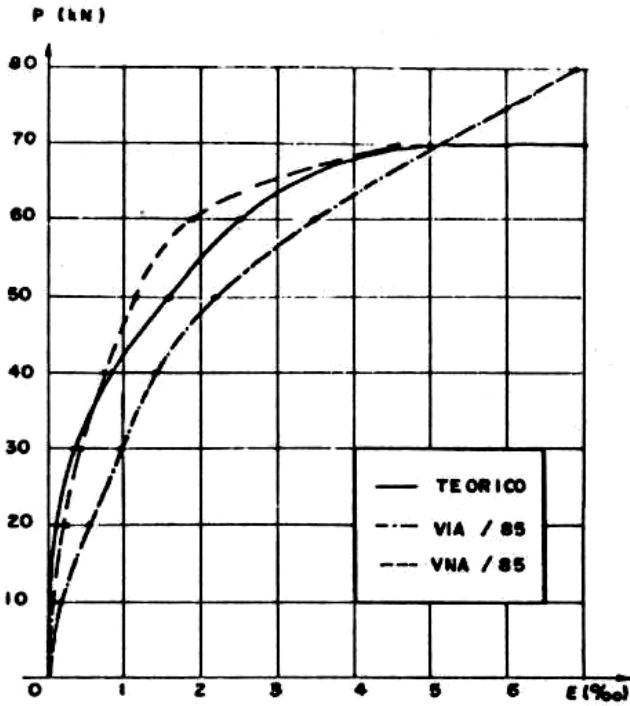


Fig. V - 6 - Diagramas das deformações sofridas pela armadura de protensão nas seções de máximo momento fletor (superiores) e a 1,50 metro do apoio (inflexores).



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

61

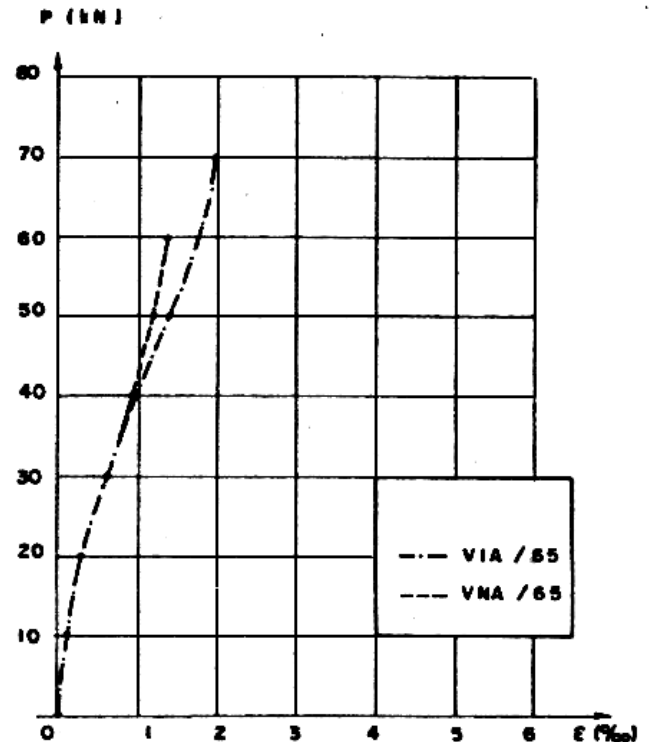
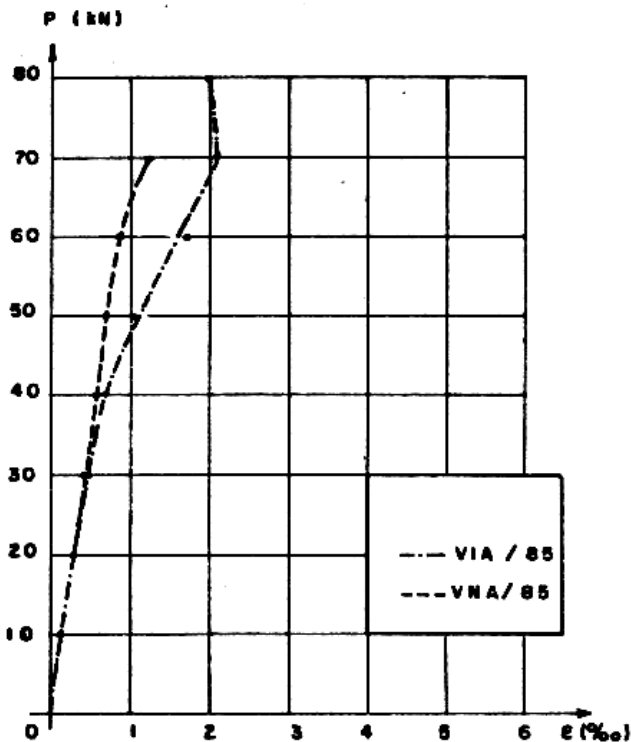
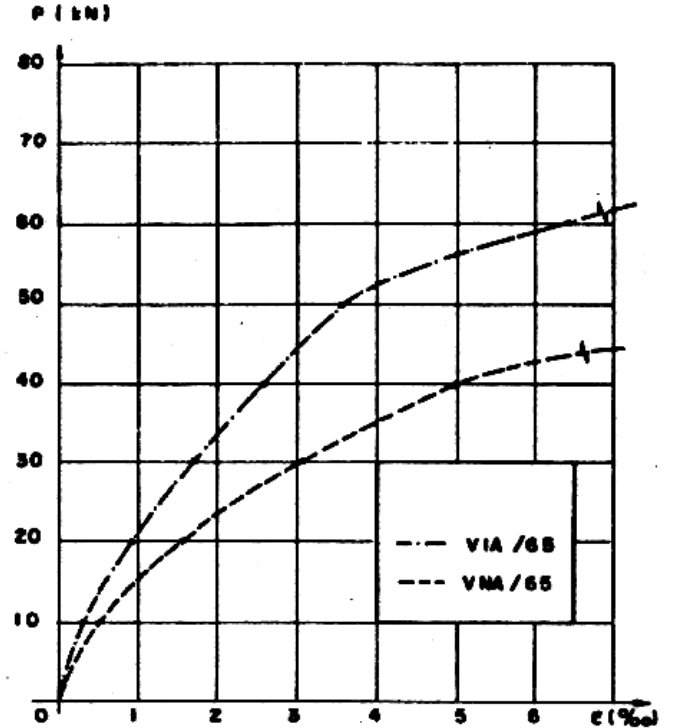
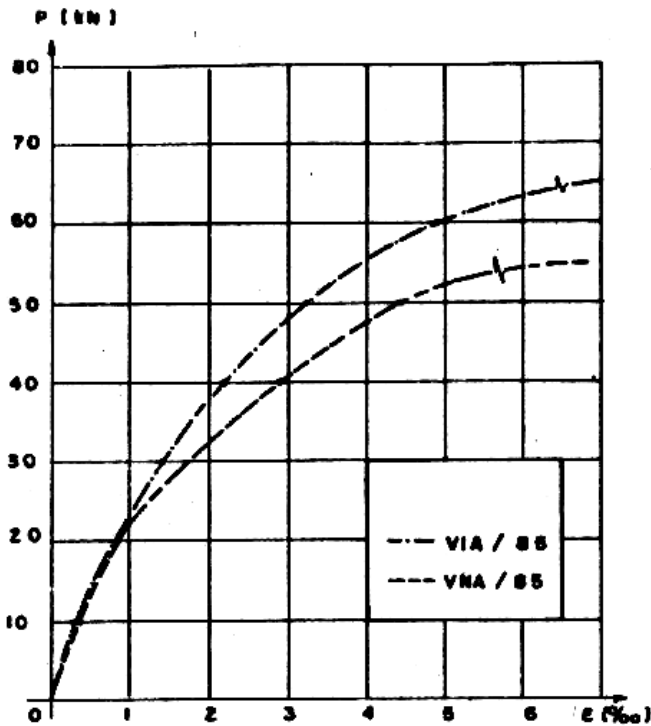


Fig. V 7 — Diagramas das deformações sofridas pela armadura passiva nas seções de máximo momento fletor (superiores) e a 1,50 metro do apoio (inferiores).



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

Deformação nas fibras da seção de concreto

(Ver Figs. V-9 e V-10)

Estas figuras apresentam os diagramas carga contra deformação para as diversas fibras da seção de concreto.

A curva (1) corresponde à fibra mais comprimida e a (7) à mais traçada, conforme a figura V-11.

As curvas, interrompidas, em alguns casos (fibras (4), (5), (6) ou (7)), devido às excessivas aberturas das fissuras.

São apresentadas a carga para a qual se deu a primeira fissura e a carga correspondente à abertura de fissura de 0,3 mm.

As curvas (3) e (4) caracterizam a posição da linha neutra ao longo do ensaio; para quase todas as vigas, no primeiro estágio de carregamento, a linha neutra está entre as fibras (4) e (5) subindo gradativamente à medida que se faz o acréscimo das solicitações externas.

Observa-se que as vigas não injetadas, com exceção da VNB/85, no instante da ruptura apresentam a sua linha neutra acima da fibra (3), enquanto as vigas injetadas apresentam-na abaixo da mesma fibra.

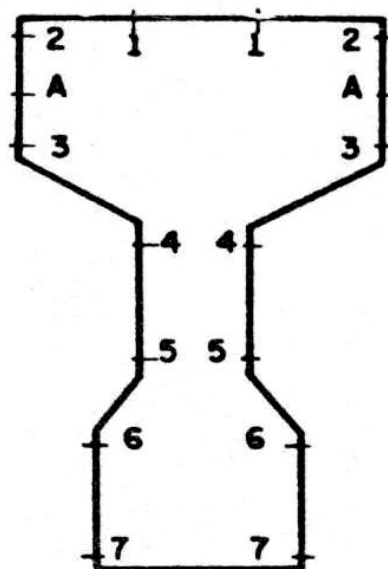


Fig. V 8 — Posições características das fibras nas quais fizeram-se as leituras das deformações do concreto.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

63

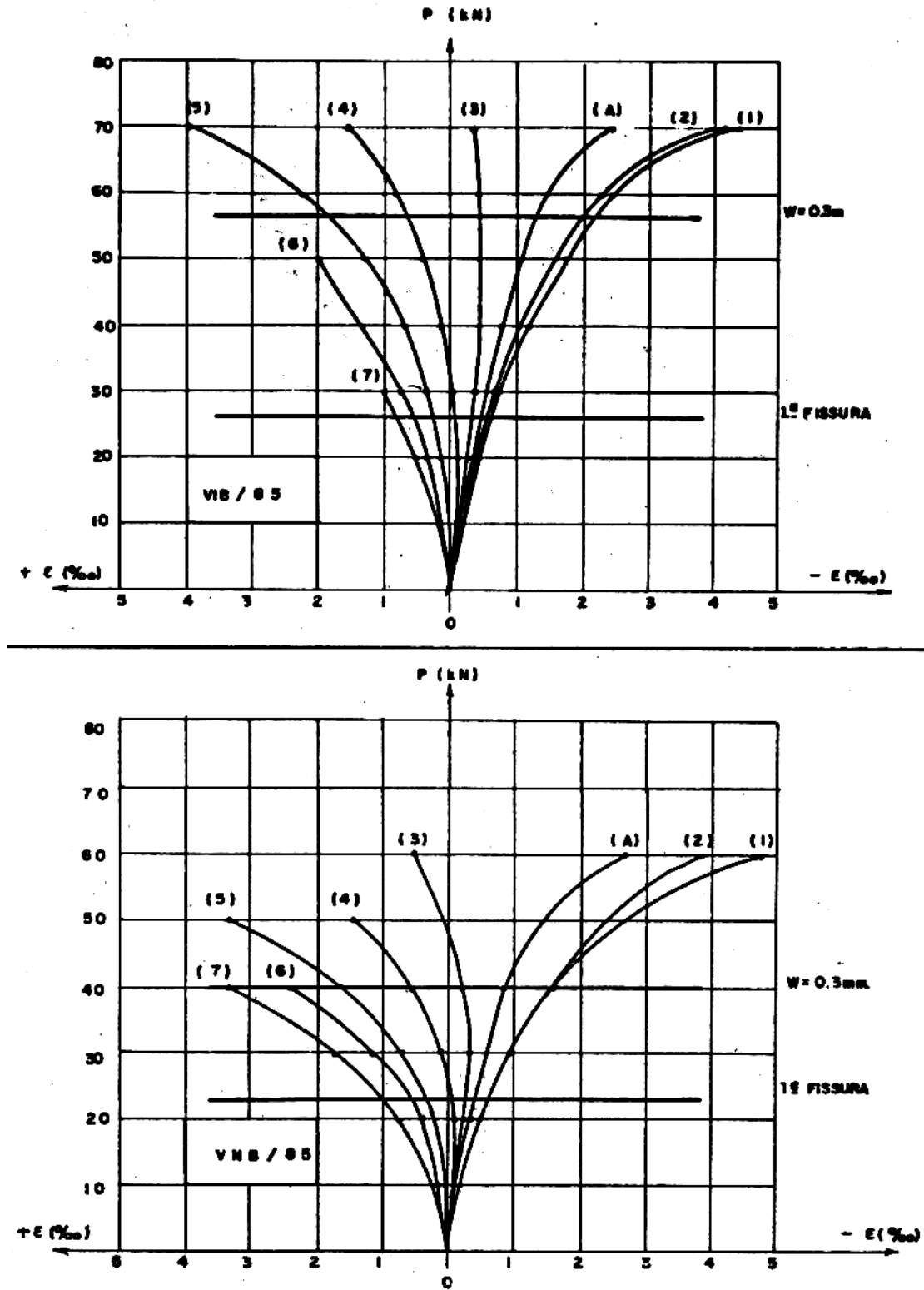


Fig. V - 9 - Diagramas das deformações nas fibras da seção de concreto.



64

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

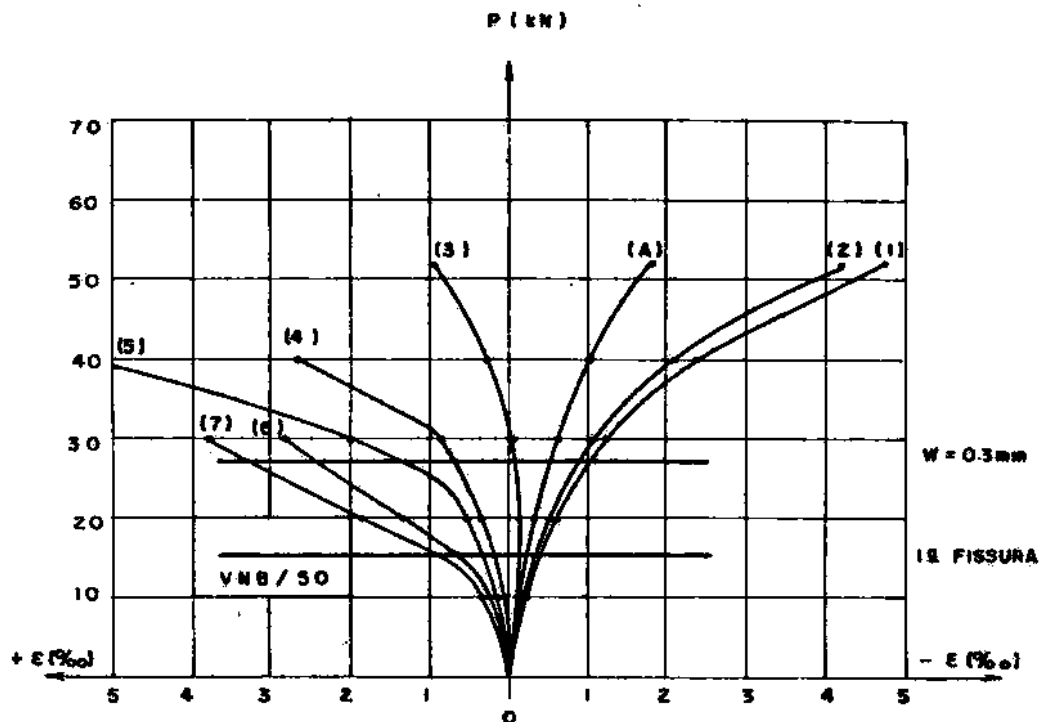
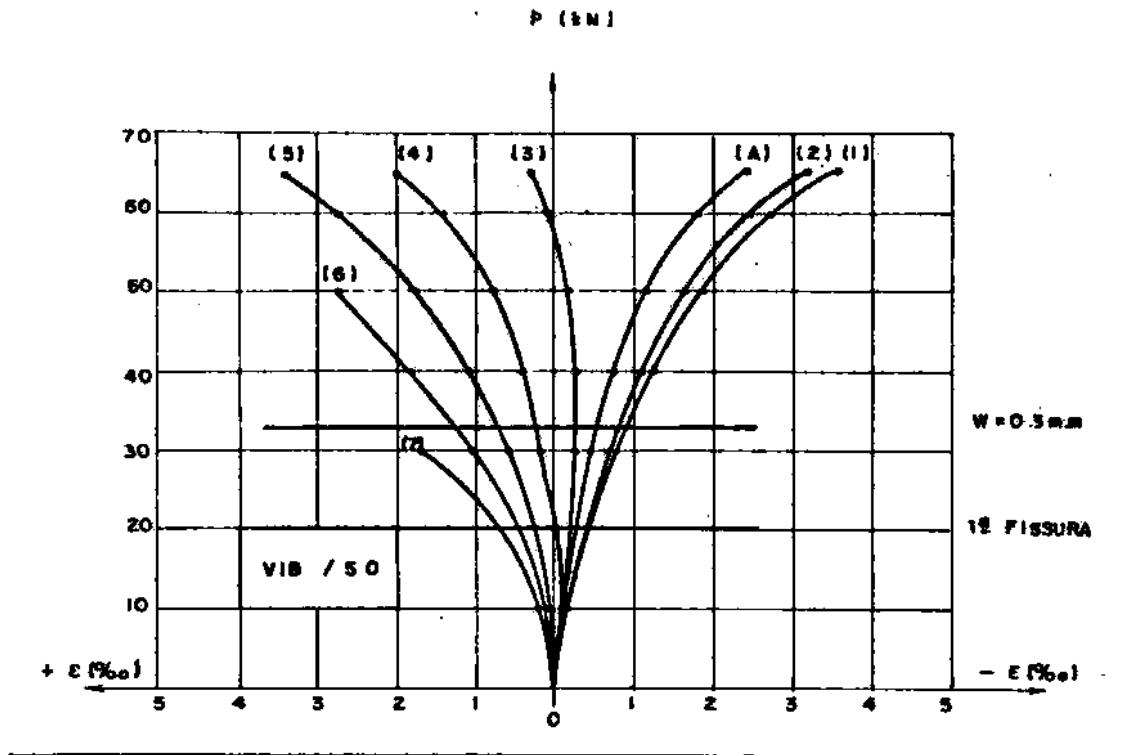


Fig. V - 10 - Diagramas das deformações nas fibras da seção de concreto.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

65

Definição da linha neutra

Figura V—11

São apresentados diagramas que caracterizam as deformações sofridas pelas diversas fibras de uma mesma seção transversal da viga, o que possibilita a definição da posição da linha neutra para cada estágio de carregamento.

Para cada viga são apresentados diagramas referentes às cargas de 20 kN (aproximadamente a carga de fissuração) e 50 kN.

Observa-se a coincidência da posição da linha neutra definida pelas deformações teóricas e pelas deformações experimentais da viga injetada.

Com relação à variação da posição da linha neutra, para cargas acima da carga de fissuração, a das vigas não injetadas está sempre mais elevada que a das vigas injetadas, o que provoca a ruptura prematura daquelas vigas.

CONCLUSÕES

A análise dos resultados dos ensaios levados a efeito na presente pesquisa conduz às seguintes conclusões.

- a — Estruturas em concreto protendido calculados na classe I (peça não fissurada), quando em serviço, apresentam um comportamento bastante parecido para as peças que possuem os condutos da armadura de protensão injetados e não injetados. Isto poderia levar a crer que no caso de uma peça calculada na classe I não existiria necessidade de se injetar³ os seus condutos, no entanto, isto é necessário uma vez que se ficaria com uma segurança insuficiente à ruptura.
- b — Com relação à segurança à ruptura é importante frisar que as vigas injetadas apresentam uma ruptura semelhante à das vigas de concreto armado enquanto as não injetadas possuem uma ruptura brusca e destruidora com o esmagamento total da seção. Nestas últimas, estando o cabo totalmente tensionado, no momento em que a zona comprimida da seção de concreto começa a ser esmagada, existe uma força de compressão excêntrica (força da armadura protendida) que provoca o esmagamento da já reduzida área útil da seção de concreto.
- c — A eficiência da ancoragem Freyssinet (cones “macho e fêmea”) apresentou-se 100% satisfatória. Nas vigas não injetadas, foram feitas me-

³ Desde que se garantisse a proteção da armadura contra a corrosão.



66

INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

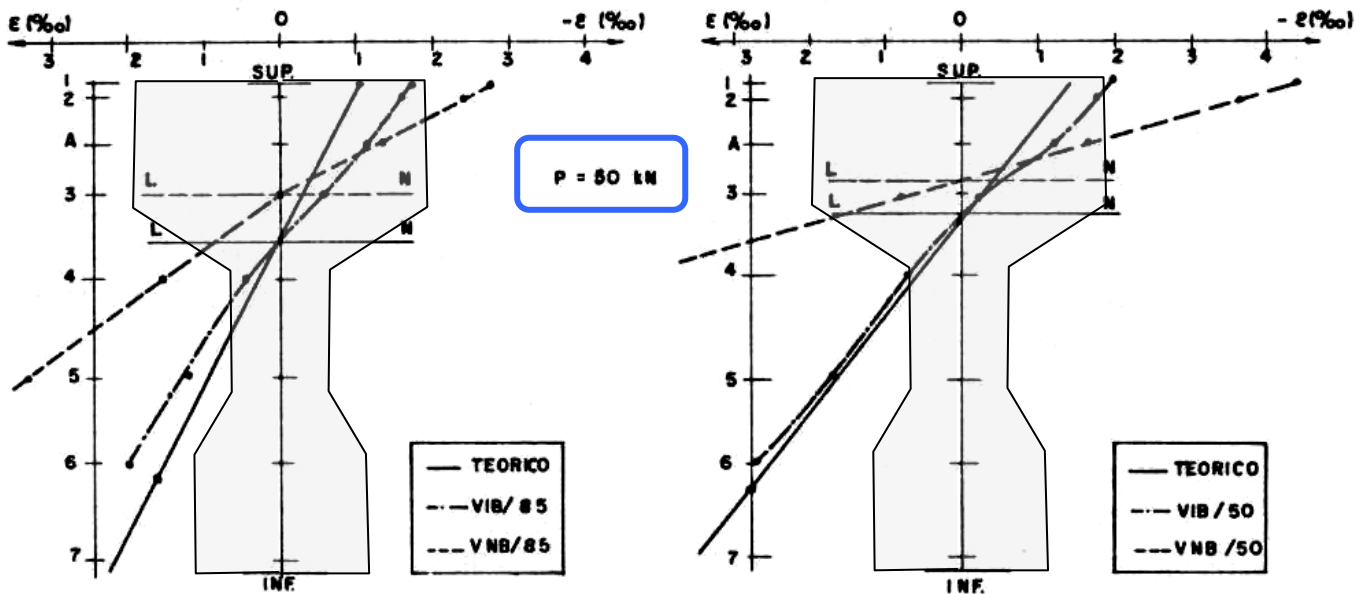
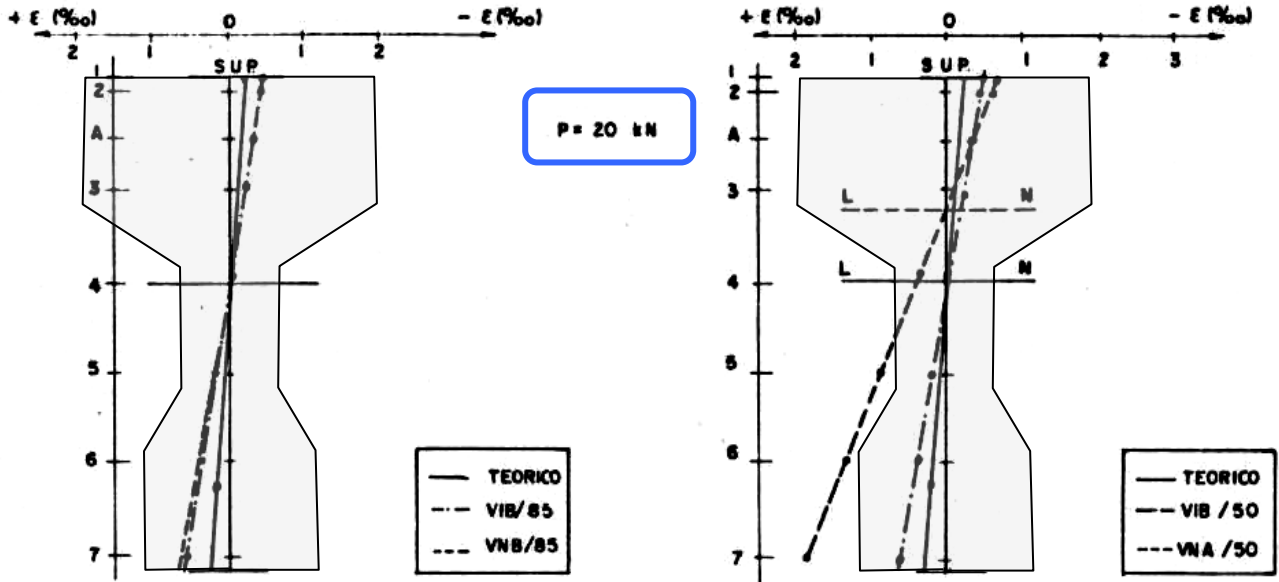


Fig. V - 11 - Diagramas que caracterizam a posição da linha neutra.



INFLUÊNCIA DA INJEÇÃO NAS BAINHAS

67

didadas visando verificar-se uma possível penetração dos fios, do cabo protendido, ao longo do ensaio. As leituras realizadas apresentaram-se constantes, inclusive, no instante da ruptura.

- d — A linha neutra das vigas não injetadas se eleva muito mais rapidamente que a das vigas injetadas, provocando a ruptura prematura daquelas vigas;
- e — A presença da armadura passiva faz com que as vigas não injetadas apresentem uma distribuição da fissuração semelhante à das vigas injetadas, entretanto, isto não adia a sua ruptura prematura.
- f — A redução de ATÉ 30%, especificada pelo CEB-FIP, para a segurança à ruptura das peças que possuem os condutos não injetados, foi considerada bastante coerente uma vez que na pesquisa realizada se verificou, em um dos casos, ter sido esta redução de 20% (Vide tabela V-2).

Convém ressaltar que para as vigas ensaiadas, tinham-se:
Condutos retos e em quantidade mínima (um por viga)

Vigas isostáticas e relativamente curtas

Estes parâmetros podem ter exercido influência nos resultados obtidos, porém, como discutido a seguir, estas influências são benéficas e/ou maléficas no que diz respeito ao aumento ou não do fator estudado, o que possibilita a afirmativa feita acima.

Caso os condutos sejam curvos, existirá nos pontos de desvio o atrito cabo-bainha, o que poderá acarretar uma redução no fato estudado.

Existindo mais de um conduto por viga, provavelmente isto acarretará um aumento no fator estudado.

Sendo as vigas hiperestáticas, fatalmente os cabos serão curvos, o que reacirá na discussão feita anteriormente.

Quanto maior o cabo, maior será a deformação total da armadura de protensão, podendo isto acarretar um aumento no fator estudado.



(foto da tese adicionada ao artigo original)

Comentários de E.Thomaz :

- O CEB 1970, item R.42.12 recomendava, para as vigas com cabos não aderentes, uma redução de 30 % no momento fletor de ruptura.
- O Prof. Lobo Carneiro observou na experimentação dessas 8 vigas protendidas, na COPPE em 1976 que, com cabos retos, sem aderência com o concreto, havia uma redução do momento fletor de ruptura de até 20%. (pág.17)
- O CEB 78- item 10.5 alertava para uma redução acentuada do momento fletor último e recomendava uma “análise especial”.
- O CEB-FIP – 1990 – item 6.1.3 indica que o “cabo de protensão pode ser considerado como um elemento estrutural separado, exercendo forças sobre o concreto”.
- Nas estruturas com cabos de protensão sem aderência o Prof. Lobo Carneiro recomenda Protensão Completa, isto é, sem tensões de tração na flexão.



ANEXO 01

Normas ACI : Tensão nos cabos sem aderência, no E.L.U.

1.3.3 The ACI Building Code

In the 1963 version of ACI Building Code (see [43]), there are two equations to find the ultimate stress in pre-stressing steel, these are:

$$f_{ps} = f_{pe} + 15 \quad (\text{ksi}) \quad (1.7)$$

$$f_{ps} = f_{pe} + 105 \quad (\text{MPa})$$

This relation was later adopted in ACI Building Codes of 1971 and 1977, with some modifications:

$$f_{ps} = f_{pe} + (f'_c / 100 \rho_{ps}) + 10 \quad (1.10)$$

$$f_{ps} \leq f_{pe} + 60$$

An experimental work was undertaken to investigate the influence of the span-to-depth ratio on the behaviour of simply supported and continuous beams, and continuous slabs pre-stressed with unbonded tendons. Mojthaedi and Gamble (see [43]) found that f_{ps} is significantly influenced by the span-to-depth ratio. Their results were supported by an analytical model in which a cracked beam pre-stressed with unbonded tendons, was simulated with a triangular truss composed of two symmetrical compressive members and a tie. With this study, it was showed that to a tie's strain increase corresponds a decrease of the span-to-depth ratio. If this ratio is about 45, the above equations overestimate Δf_{ps} at low reinforcement ratios and underestimate it at low span-to-depth ratios. Therefore, after the experimental tests the above equations were modified for ACI 318-83. It was also proposed a new relation to predict f_{ps} that was adopted for ACI Building Code in 1990:

$$f_{ps} = f_{pe} + 10 + (f'_c / \mu \rho_{ps}) \quad (1.11)$$

ρ_{ps} = pre-stressing steel reinforcement ratio;

f'_c = Resistência a compressão do concreto em c.p. cilíndrico = f_{ck}

3.4—Tendon stress at factored load

Equation (3-5) of this document or Eq. (18-4) of ACI 318-02 was developed primarily from test results of beams and is limited to members with span-depth ratios of 35 or less (Burns and Pierce 1967)

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{100 \rho_p} \quad (3-5) \text{ SI}$$

f_{ps} = stress in prestressed reinforcement at nominal strength. = E.L.U.

f_{se} = effective stress in prestressed reinforcement after allowance for all prestress losses

ρ_p = pre-stressing steel reinforcement ratio;

f'_c = f_{ck}



Tests have shown that Eq. (3-5) overestimates the amount of stress increase in unbonded tendons in one-way slabs, two-way flat plates, and flat slabs with higher span-depth ratios. Until a more accurate formula is developed, the capacity of one-way slabs, flat plates, and flat slabs should be calculated using Eq. (3-6) of this document or Eq. (18-5) of ACI 318-02 for design stress in unbonded tendons

$$f_{ps} \text{ (psi)} = f_{se} + 10,000 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 30,000 \quad (3-6)$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 200 \quad (3-6) \text{ SI}$$

ACI 423.1R-2005: *Recommendations for concrete members prestressed with unbonded tendons.*

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} + 70 + \frac{f'_c}{300\rho_p} \leq f_{se} + 200 \quad (3-6) \text{ SI}$$

Onde :

f_{ps} = tensão no cabo na ruptura da viga

f_{se} = tensão no cabo após as perdas de protensão.

ρ_p = Taxa da armadura de protensão ;

f'_c = Resistência a compressão do concreto em corpo de prova cilíndrico = f_{ck}

Exemplo da viga da ponte do Galeão com 18,8m de vão.

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + \left(\frac{f'_c \text{ (MPa)}}{300 \times \rho_p} \right) \leq f_{se} + 200 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + \frac{38,4 \text{ (MPa)}}{300 \times \left(\frac{18,7 \text{ cm}^2}{85 \text{ cm} \times (95 \text{ cm} - 6 \text{ cm})} \right)} =$$

$$f_{ps} \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 70 \text{ (MPa)} + 52 \text{ (MPa)} = f_{se} \text{ (MPa)} + 122 \text{ (MPa)} < f_{se} + 200 \text{ (MPa)}$$

Considerando a força de protensão no cabo no meio do vão igual a 20ton, a tensão f_{se} no cabo de 12 fios de 5mm seria:

$$f_{se} = \frac{20000 \text{ kgf}}{12 \times 0,196 \text{ cm}^2} = 8500 \text{ kgf/cm}^2 = 850 \text{ MPa} \text{ (conforme citado no artigo da S.T.U.P.)}$$

$f_{ps} \text{ (MPa)} = 850 + 122 = 972 \text{ MPa} \ll 1396 \text{ MPa}$ que era a tensão nos cabos, calculada no ensaio da viga do Galeão, a partir do momento fletor último observado no ensaio $M_u = 227 \text{ tm}$.

Aparentemente a previsão da ACI 423-IR-2005 é conservadora.



Os dois artigos abaixo comprovam que a formulação da ACI é conservadora, como é usual nas Normas Estruturais. Ver os dois links abaixo indicados para maiores detalhes.

ACI 1983

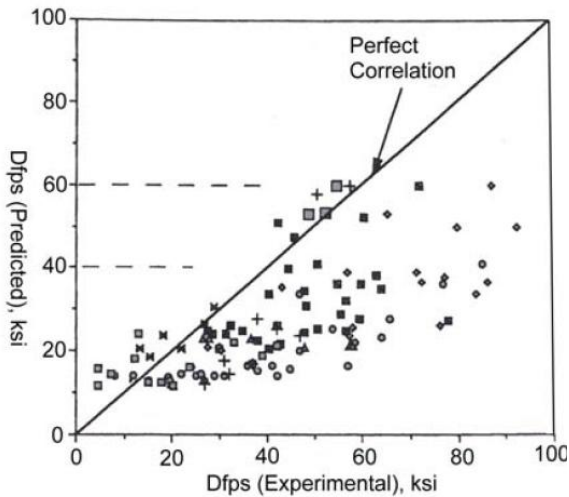


Figure 1.2- Δf_{ps} predicted by ACI 318-83 vs experimental results [43].

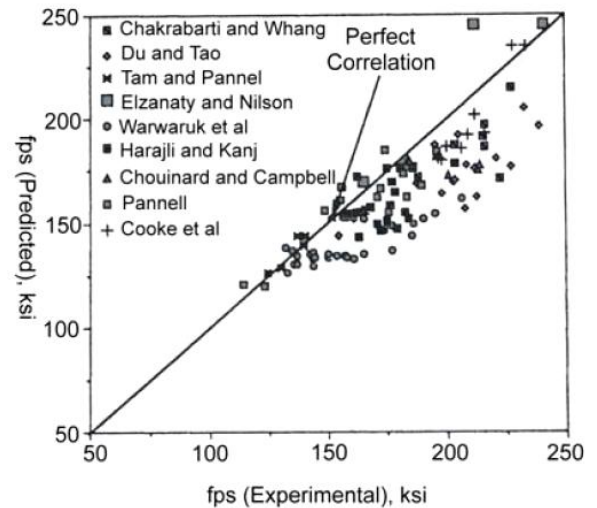


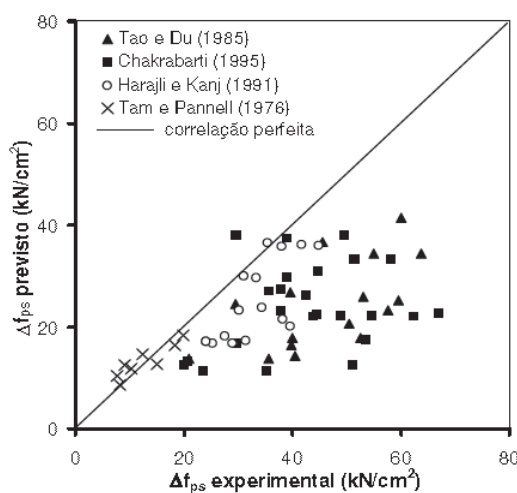
Figure 1.1- f_{ps} predicted by ACI 318-83 vs experimental results [43].

Filippo Osimani

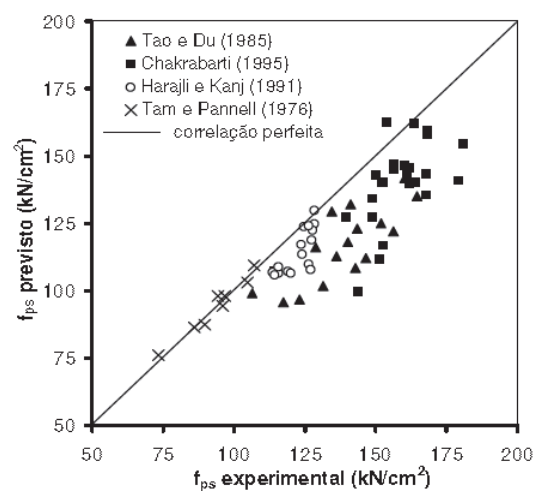
Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm – Janeiro 2004
The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges

http://web.byv.kth.se/shared/pdf/819_Examensarbete%20205%20-%20Osimani.pdf

ACI 2002



(a)



(b)

Figura 2.22 – Comparação de resultados experimentais e teóricos para o método empírico do ACI 318-02 (2002): a) Valores de Δf_{ps} ;

Marcelo Voelcker

Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Dezembro 2004

Análise dos Fatores Influentes na Tensão Última de Protensão em Cabos Não Aderentes

<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/5410/000470198.pdf?sequence=1>



A norma inglesa fornece valores de tensão mais próximos dos medidos.

The **British Code** is based on Pannell's studies (see [43]), and uses the following equations to evaluate f_{ps} :

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{1020}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d_{ps}}\right) \quad (\text{ksi})$$

$$f_{ps} = f_{pe} + \frac{7000}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \left(1 - \frac{1.7 f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d_{ps}}\right) \quad (\text{MPa})$$

$$f_{ps} \leq 0.7 f_{pu}$$

(1.24)

where:

f_{cu} = strength of concrete taken from cube tests.

L = comprimento

b = largura da viga (zona comprimida pela flexão)

d_{ps} = distância entre o bordo comprimido do concreto e o cabo de protensão(altura útil)

f_{pu} = tensão de ruptura do aço de protensão

f_{cu} = resistência do concreto à compressão medida em c.p. cúbicos

Exemplo da viga do Galeão:

$L=18,8m$;

$b=85cm$

$d_{ps}=0,95m-0,06m=0,89m$;

$f_{pu} = 1500 MPa$;

$f_{cu} = 48MPa$

$A_{ps} = 18,7 cm^2$

$$\frac{7000}{\left(\frac{L}{d_{ps}}\right)} \times \left(1 - \frac{1,7 \times f_{pu} \times A_{ps}}{f_{cu} \times b \times d_{ps}}\right) = \frac{7000}{\left(\frac{18,8m}{0,89m}\right)} \times \left(1 - \frac{1,7 \times 1500MPa \times 18,7cm^2}{48MPa \times 85cm \times 89cm}\right) = 288 MPa$$

Como a tensão residual era $f_{pe}=850 MPa$, a tensão no ELU f_{ps} seria

$f_{ps}=f_{pe} + 288MPa = 850 MPa + 288MPa = 1138MPa$ (163 ksi) < 1396 MPa (199ksi), que era a tensão nos cabos, calculada no ensaio da viga do Galeão, a partir do momento fletor último observado no ensaio $M_u = 227 tm$.

Está dentro da dispersão dos ensaios . Ver figura adiante da tese de Filippo Osimani

O outro limite = $f_{ps} < 0,70 f_{pu} = 0,70 \times 1500MPa = 1050 MPa$ (150 ksi) é mais restritivo .

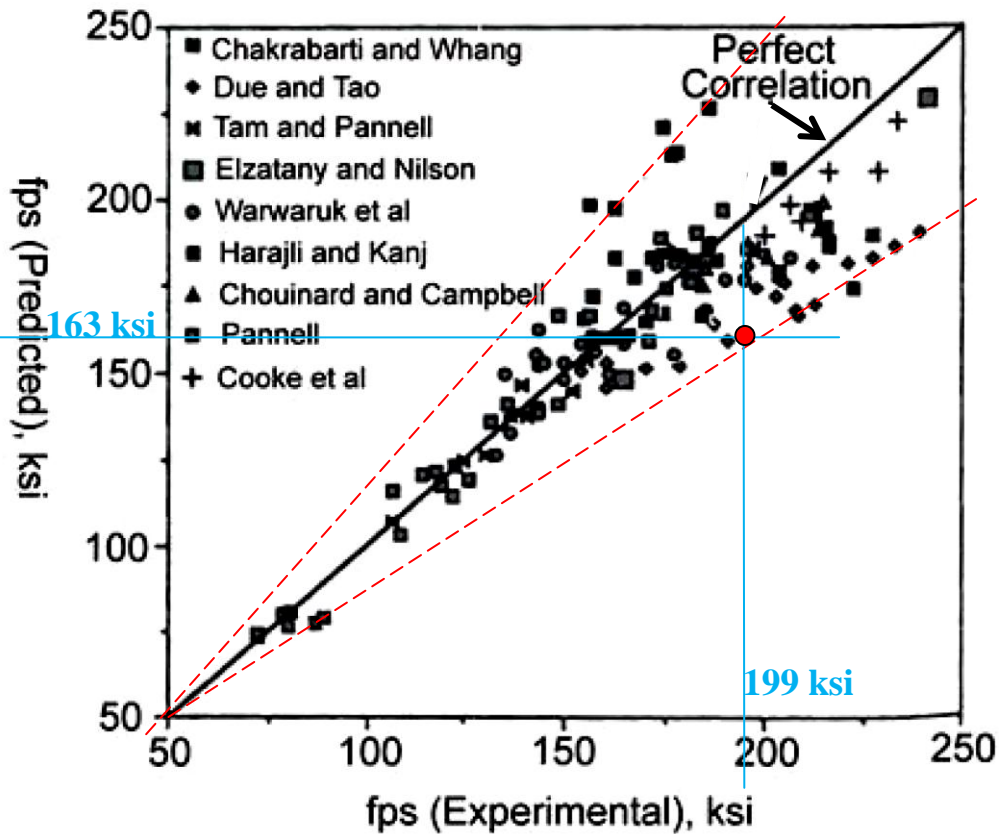


Figure 1.7 - *fps* predicted by Tam and Pannell vs experimental results [43].

Filippo Osimani

Royal Institute of Technology (KTH) in Stockholm – Janeiro 2004
The Use of Unbonded Tendons for Prestressed Concrete Bridges

http://web.byv.kth.se/shared/pdf/819_Examensarbete%20205%20-%20Osimani.pdf

Comentário E.Thomaz :

- Nos U.S.A. são muito usados os cabos de protensão sem aderência, em ambientes não agressivos, como edifícios. As ancoragens devem estar bem protegidas.
- A norma ACI 423-2005 é conservadora e pode ser usada como referência.
- Nas estruturas com cabos de protensão sem aderência o Prof. Lobo Carneiro recomenda Protensão Completa , sem tensões de tração na flexão.

+++