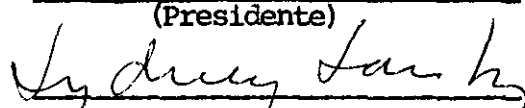
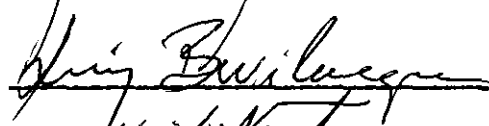
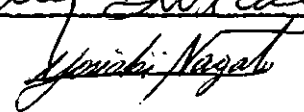


RESISTÊNCIA AO ESFORÇO CORTANTE NO CONCRETO LEVE

NEWTON DE CASTRO

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

Aprovada por:


(Presidente)




RIO DE JANEIRO
ESTADO DA GUANABARA - BRASIL
MAIO DE 1971

à

minha esposa

AGRADECIMENTOS

Ao professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pela orientação dedicada e pelo estímulo dispensado na realização de tôdas as tarefas dêste trabalho.

Ao professor Yosiaki Nagato, pelas sugestões e colaboração efetiva na realização dos ensaios.

Ao Reitor da Universidade Federal de Goiás, prof. Farnese Dias Maciel, pelo apoio concedido.

Ao professor Alberto Luiz Coimbra, por seu incentivo aos estudos pós-graduados.

À Escola de Engenharia da Universidade Federal de Goiás, na pessoa de seu diretor-professor Hermínio Pedroso, pelo apoio concedido.

R E S U M O

O presente trabalho tem por finalidade a verificação da resistência ao esforço cortante do concreto leve estrutural.

Foram ensaiadas dez vigas de concreto armado nas quais utilizou-se, como agregado graúdo, a argila expandida.

As vigas possuíam características geométricas e mecânicas diferentes entre si e foram divididas em dois grupos, de acordo com a hipótese feita para sua ruptura:

- a) esmagamento da biela de concreto;
- b) escoamento da armadura transversal.

Estudou-se a influência da relação M/Th na contribuição do concreto para a resistência ao esforço cortante.

Concluiu-se que os atuais critérios de verificação da resistência ao esforço cortante, preconizados pelo "Comité Européen du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte" (CEB-FIP), são aplicáveis também ao concreto leve estrutural.

A B S T R A C T

The scope of the present paper is the study of the shear strength of structural members made of lightweight concrete.

Ten lightweight reinforced concrete beams prepared with expanded shale coarse aggregates were tested.

The beams were designed in such way that their geometrical and mechanical characteristics were different for each specimen. The set of beams tested were arranged in two different groups regarding the collapse behavior, namely:

- a) crushing of the concrete web in the direction of the diagonal cracks;
- b) yield of the web reinforcement.

The dependence of the amount of the shear force supported only by the concrete on the ratio M/Vh was investigated.

The test results have shown that the specifications suggested by the "Comité Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte", for evaluating the allowable shear strength of structural members can also be used for lightweight reinforced concrete beams.

ÍNDICE

RESUMO.....	iv
NOTAÇÕES.....	vii
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO II - PLANO DE PESQUISA.....	3
CAPÍTULO III - BREVES CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E CRITÉRIOS DO CEB.....	8
CAPÍTULO IV - MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO.....	16
1. Materiais.....	16
2. Dimensionamento.....	33
CAPÍTULO V - RESULTADOS PRINCIPAIS.....	43
1. Deformação na armadura transversal.....	43
2. Deformação no concreto.....	54
CAPÍTULO VI - OUTROS RESULTADOS.....	64
1. Flechas.....	64
2. Rotações.....	75
3. Deformação do concreto na flexão.....	75
4. Comparação entre o tensotast e o extensômetro elétrico de re- sistência.....	93
CAPÍTULO VII - CONCLUSÕES.....	95
APÊNDICE I - ILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA.....	96
APÊNDICE II - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	108

NOTAÇÕES

- A - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.
- A_t - Área total da seção transversal de cada estribo.
- E_a - Módulo de elasticidade longitudinal do aço.
- E'_b - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.
- E_d - Módulo de elasticidade dinâmico do concreto.
- M - Momento fletor.
- M^* - Valor de cálculo do momento fletor, no estado limite último = $\gamma_s M$.
- P - Carga concentrada vertical.
- R_e - Resistência (tensão de escoamento) do aço.
- R_{at} - Resistência (tensão de escoamento) do aço da armadura transversal.
- R_{or} - Resistência do concreto à tração.
- R_{ak} - Resistência característica do aço à tração.
- R_{bk} - Resistência característica do concreto à tração.
- R'_{bk} - Resistência característica do concreto à compressão.
- R'^*_b - Resistência de cálculo do concreto à compressão, no estado limite último.
- R'_{br} - Resistência do concreto à compressão.
- R^*_{bt} - Resistência convencional de cálculo do concreto à tração, no estado limite último (cálculo ao esforço cortante).

- R'_{b28} - Resistência do concreto a 28 dias de idade.
- R^*_{at} - Resistência de cálculo, no estado limite último, do aço da armadura transversal.
- R_r - Tensão de rutura do aço.
- T - Esforço cortante.
- T^*_a - Valor de cálculo, no estado limite último, da contribuição da armadura transversal para a resistência ao esforço cortante.
- T^*_b - Valor de cálculo, no estado limite último, da contribuição do concreto da zona comprimida para a resistência ao esforço cortante.
- T^* - Esforço cortante de cálculo, no estado limite último.
- T_r - Esforço cortante de rutura.
- T_u - Esforço cortante último ($T_u = T_r$ quando a rutura for por esforço cortante).
- T_a - Parcela do esforço cortante atribuída ao aço.
- T_b - Parcela do esforço cortante atribuída ao concreto.
- a - Distância do apoio à carga P .
- b - Largura da mesa de compressão da viga T .
- b_o - Largura da alma.
- d - Espessura da mesa.
- f - Flecha.

θ - Rotação

$\bar{\omega}_t$ - Taxa geométrica de armadura transversal (relação entre as áreas da armadura transversal e da seção horizontal da alma da viga.

$\bar{\omega}_{tm}$ - Taxa geométrica de armadura transversal obtida pela treliça de Mörsch.

$\bar{\omega}_{to}$ - Taxa geométrica de armadura transversal reduzida.

σ_I - Tensão principal de tração.

σ_{II} - Tensão principal de compressão.

σ_{at} - Tensão na armadura transversal.

σ_a - Tensão no aço.

σ_b - Tensão de tração no concreto.

σ'_b - Tensão de compressão no concreto.

τ - Valor da relação $T/b_o z$ (tensão tangencial convencional de referência).

τ_o^* - Valor da relação $T^*/b_o h$ (valor de cálculo da tensão tangencial convencional de referência).

τ_r - Valor da relação $T_r/b_o z$.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A resistência de vigas de concreto armado comum ao esforço cortante, embora ainda não seja um fenômeno perfeitamente explicado pelas teorias de formação e funcionamento de mecanismos de rutura, pode ser facilmente determinada a partir de diversas quantificações obtidas através de inúmeras séries de ensaios e observações.

Entretanto, o mesmo não ocorre com as peças executadas em concreto leve com finalidade estrutural, pois, embora essa resistência seja bem conhecida qualitativamente, não são ainda satisfatórias as quantificações feitas.

Este trabalho é uma contribuição a esta quantificação e resulta de observações feitas em dez vigas de concreto armado, carregadas até a rutura, nas quais utilizou-se, como agregado graúdo, a argila expandida. As vigas, possuindo características geométricas e mecânicas diferentes entre si, foram divididas em dois grupos, de acordo com a hipótese feita para sua rutura:

- a) esmagamento da biela de concreto;
- b) escoamento da armadura transversal.

O mecanismo de rutura adotado para a interpretação dos re-

sultados foi o da treliça de Mörsch, conjugada com a hipótese de que a zona comprimida tem participação efetiva na resistência ao esforço cortante. Esta é a hipótese adotada pelo CEB.

Há várias décadas que a chamada "teoria da treliça" de Mörsch, tem sido a base para o dimensionamento dos estribos e barras inclinadas no combate ao esforço cortante. Mörsch imaginou que, após fissurada, a viga se comportava como uma treliça: a armadura longitudinal de tração e a zona comprimida faziam o papel dos banzos tracionado e comprimido, respectivamente, da treliça; a armadura transversal, constituída de estribos ou barras inclinadas, constituía os montantes ou diagonais tracionados; o intervalo entre duas fissuras consecutivas comportava-se como uma diagonal comprimida. Modernamente, os pesquisadores sugerem apenas modificações ligeiras a esta teoria, conservando, entretanto, seu arcabouço.

Nesta pesquisa fêz-se variar a relação M/Th e procurou-se estudar sua influência na resistência da peça ao esforço cortante.

CAPÍTULO II

PLANO DE PESQUISA

O plano de pesquisa consiste no ensaio de dez vigas que serão levadas até a rutura. As vigas serão divididas em dois grupos, de acordo com o tipo de rutura esperada:

- a) escoamento da armadura transversal;
- b) esmagamento da biela de concreto.

Denominar-se-á grupo A ao primeiro e B ao segundo.

Tanto no grupo cuja rutura dar-se-á por esmagamento da biela de concreto como naquele que deverá romper por escoamento da armadura transversal, far-se-á variar a relação M/Th com o objetivo de estudar sua influência no esmagamento da biela e na contribuição do concreto para a resistência ao esforço cortante, no que diz respeito ao escoamento da armadura transversal.

Designar-se-á por V15B, V25B, V30B, V40B e V25B* ao conjunto de vigas, cuja rutura esperada é por esmagamento da biela de concreto. Todas as vigas, com exceção da V40B, terão o seguinte esquema de carregamento (fig.2.1):

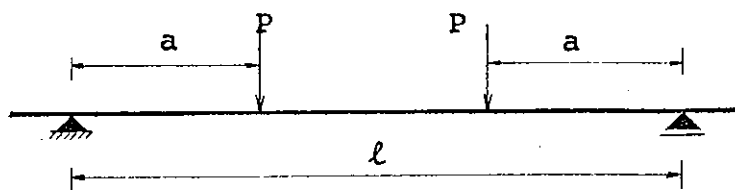


Fig.2.1 - Esquema de carregamento das vigas V15B, V25B, V30B e V25B*.

As relações $M/Th = a/h$ são 1,5, 2,5, 3,0, 4,0 e 2,5, respectivamente para as vigas V15B, V25B, V30B, V40B e V25B*.

Tôdas as vigas serão ensaiadas em posição invertida.

Para êste grupo, far-se-ão as seguintes medições:

a) - Deformação do concreto

Tomar-se-ão medidas de deformação no concreto, na altura aproximada da linha neutra e formando com ela ângulo de 45°. Admite-se que estas são as direções das tensões principais (fig.2.2).

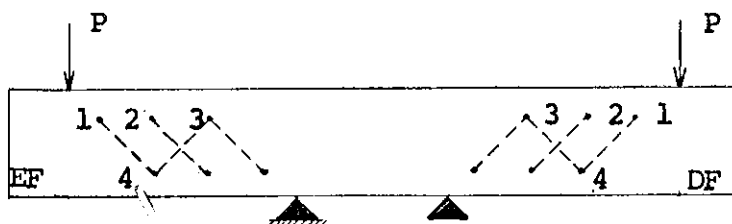


Fig.2.2 - Direções nas quais foram medidas deformações do concreto.

As siglas EF e DF representam esquerdo frente e direito

frente, respectivamente. Na outra face da viga, tem-se EC (esquerdo costas) representando o lado esquerdo e DC (direito costas) representando o lado direito. As direções 1, 2 e 3 são consideradas direções principais de compressão e a direção 4 será considerada direção principal de tração. Nas extremidades destas direções, serão colocadas referências a fim de serem medidas as deformações com o "tensotast", com base de 100 mm.

b) Flechas

Serão medidas as flechas nos pontos 1, 2, 3, 4 e 5 (fig. 2.3), com o emprêgo do catetômetro.

c) Rotações

Medir-se-ão rotações em 1, 2, 3 e 4, utilizando o clinômetro de bôlha (fig.2.3).

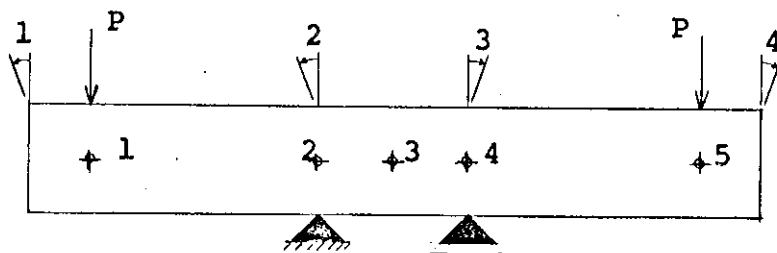


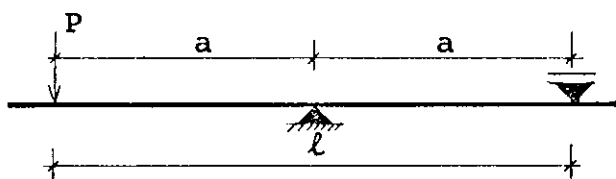
Fig.2.3 - Locais em que foram medidas flechas e rotações.

d) - Deformação do concreto na flexão

Instalar-se-ão extensômetros mecânicos Huggenberger na face mais comprimida da mesa, situando-os na seção do meio da viga. Medir-se-á assim o encurtamento do concreto devido à flexão.

A viga V40B terá o seguinte esquema de carregamento (fig. 2.4) :

Fig.2.4 - Esquema de carregamento da viga V40B.

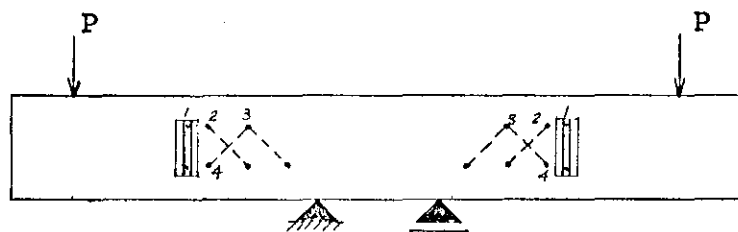


Nesta viga, serão feitas as mesmas medições das anteriores, com pequenas modificações:

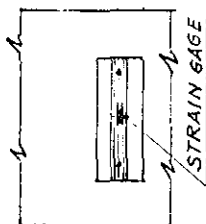
- a) - As flechas serão medidas nos pontos 1, 3 e 5 (fig.2.3);
- b) - As rotações 2 e 3 serão tomadas em seções distantes de 15cm da seção do meio da viga (fig.2.3);
- c) - A deformação do concreto na flexão será medida a 15cm do apoio central.

O grupo de vigas, cuja rutura deverá ocorrer por escoamento da armadura transversal, será V15A, V25A, V30A, V40A e V30A*. A forma e o esquema de carregamento destas vigas serão idênticos a seus pares V15B, V25B, V30B, V40B e V30B .

Tudo o que foi dito com relação às medições que serão feitas no grupo B, aplica-se ao grupo A, havendo modificação apenas no que diz respeito à deformação do concreto (Ítem a): A direção 1 passa a medir a deformação na armadura transversal. Esta deformação será obtida não só com o "tensotast", mas também com o extensômetro elétrico de resistência (strain gage). Para se ter acesso à armadura transversal, deixar-se-á pequena janela no concreto, de tal forma que fique exposta a referida armadura (fig.2.5).



a) Vista geral



b) Detalhe

Fig.2.5 - Acesso à armadura transversal a fim de medir sua deformação.

CAPÍTULO III

BREVES CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS E CRITÉRIOS DO CEB

A teoria clássica de Mörsch para as vigas com armadura transversal admite que, nas peças de concreto armado comum solicitadas à flexão simples, as chamadas "fissuras de cisalhamento" são normais à tensão principal de tração σ_I calculada no estágio I e à altura da linha neutra. Sua inclinação é, portanto, admitida como de 45° . A viga é assimilada a uma treliça ideal. Seus membros são supostos sem rigidez à flexão e articulados nos nós. A armadura principal de tração e a zona comprimida são os banzos tracionado e comprimido, respectivamente. Os estribos ou barras inclinadas, que constituem a armadura transversal, são os montantes ou diagonais tracionados da treliça. As diagonais comprimidas são paralelas às fissuras e constituem as chamadas bielas (fig. 3.1).

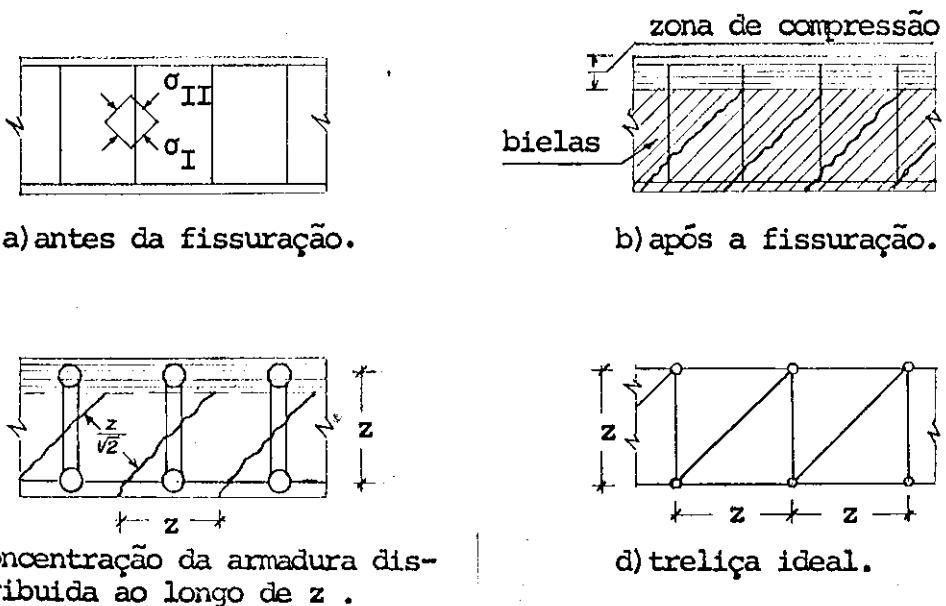


Fig.3.1 - Treliça de Mörsch.

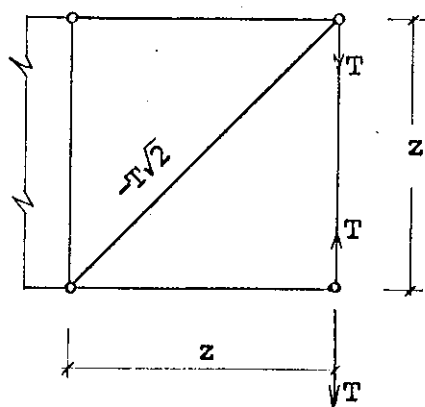
Dois tipos de rutura podem ocorrer nesta treliça ideal:

- a) - esmagamento das bielas de concreto;
- b) - escoamento da armadura transversal.

Se a armadura transversal for excessiva, a rutura dar-se-á por esmagamento das diagonais comprimidas (bielas). Se, ao contrário, houver deficiência de armadura transversal, o estado limite último é atingido pelo escoamento desta armadura.

Quando a armadura transversal é constituída por estribos verticais ($\alpha = 90^\circ$), a distância horizontal entre dois nós adjacentes da treliça de Mörsch é igual ao braço de alavanca z (fig.3.1 c e d). Os estribos, distribuídos ao longo do comprimento z de um painel, são supostos concentrados num montante vertical. A biela comprimida, cuja largura total medida normalmente a seu eixo é igual a $z/\sqrt{2}$, é suposta sem rigidez à flexão e articulada em suas extremidades (fig.3.1 c e d e fig.3.2).

Fig.3.2 - Esforços nos montantes e diagonais da treliça de Mörsch.



Sejam:

A_t = área da seção transversal de cada estribo (área da seção transversal da barra utilizada, multiplicada pelo número de pernas do estribo);

t = espaçamento entre os estribos;

z = braço de alavanca;

b_o = largura da alma.

A área total da seção transversal do montante da treliça ideal, será:

$$\frac{A_t}{t} z$$

O esforço, que atua neste montante, será igual ao esforço cortante T e, o que atua na biela, igual a $T/\sqrt{2}$ (fig.3.2). Em consequência do exposto, tem-se:

a) - Tensão na armadura transversal

$$\sigma_{at} = \frac{T}{\frac{A_t}{t} z} = \frac{t T}{A_t z}$$

Fazendo $\tau = T/b_o z$ (τ não é uma tensão de cisalhamento, é apenas convencional) e colocando

$$\bar{\omega}_t = \frac{A_t}{b_o t} \quad 3.2$$

sendo $\bar{\omega}_t$ = taxa geométrica de armadura transversal (relação entre as áreas da armadura transversal e da seção horizontal da alma da viga), tem-se:

$$\sigma_{at} = \frac{t T}{A_t z} = \frac{T}{b_o z} \frac{1}{\frac{A_t}{b_o t}} = \frac{\tau}{\bar{\omega}_t} \quad 3.3$$

b) - Tensão média de compressão na biela

$$\sigma'_b = \frac{T\sqrt{2}}{b_o \frac{z}{\sqrt{2}}} = 2 \frac{T}{b_o z} = 2\tau \quad 3.4$$

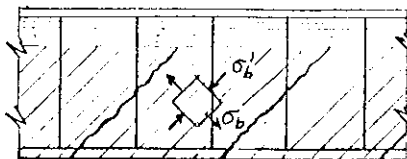
Condições de rutura:

a) - Rutura por escoamento da armadura transversal

$$\tau_r = \frac{T_r}{b_o z} = \bar{\omega}_t R_{at} \quad 3.5$$

b) - Rutura por esmagamento das bielas de concreto (fig.3.3)

Fig.3.3 - Tensões na biela de compressão.



1 - Se $\sigma_b = 0$, conclui-se, da equação 3.4, que

$$\tau_r = \frac{T_r}{b_o z} = \frac{1}{2} R'_{br} \quad 3.6$$

2 - Se $\sigma_b \neq 0$, será, no máximo, $\sigma_b = R_{br}$. Neste caso, a rutura dar-se-á, conforme se pode ver pela envoltória de Mohr simplificada,⁴

$$\sigma'_b = \frac{1}{2} R'_{br}$$

Portanto (equação 3.4),

$$\tau_r = \frac{T_r}{b_o z} = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{2} R'_{br} \right) = \frac{1}{4} R'_{br} \quad 3.7$$

O dimensionamento, feito utilizando as fórmulas obtidas da teoria clássica da treliça de Mörsch, conduz a uma armadura transversal um pouco exagerada. Isto pode ser comprovado pelas pesquisas experimentais

⁴ - Um número, colocado como expoente, refere-se ao número da referência bibliográfica (apêndice II).

sobre a resistência ao esforço cortante em concreto comum, realizadas por vários pesquisadores, especialmente pelo Prof. Leonhardt. Com base nos resultados de inúmeros ensaios o CEB resolveu adotar o seguinte critério para o caso de armadura transversal vertical:

a) - CEB/64

Pelo CEB/64 o esforço cortante de cálculo, T^* , é decomposto em duas parcelas: A primeira,

$$T_a^* = \frac{A_t z}{t} R_{at}^* \quad 3.8$$

tirada da treliça clássica de Mörsch (fórmula 3.5), é a parcela resistida pela armadura transversal; a segunda,

$$T_b^* = R_{bt}^* b_o h, \quad 3.9$$

é a parcela resistida pela zona comprimida, sendo

$$R_{bt}^* = \frac{0,5 \sqrt{R'_{bk}}}{\gamma_b}$$

A resistência total ($T_a^* + T_b^*$) ao esforço cortante será limitada pelo valor

$$6 R_{bt}^* b_o h$$

b) - CEB - FIP

O CEB-FIP (1970) procede de maneira diferente. A contribuição do concreto é considerada através de um coeficiente η , que reduz a taxa geométrica da armadura transversal, determinada pela treliça clássica de Mörsch:

$$\bar{\omega}_{to} = \eta \bar{\omega}_{tM} \quad 3.10$$

O valor de $\bar{\omega}_{tM}$ é tirado da fórmula 3.5.

$$\bar{\omega}_{tM} = \frac{1,15 \tau_O^*}{R_{at}^*} \quad 3.11$$

sendo

$$\tau_O^* = \frac{T^*}{b_O h}$$

O coeficiente de minoração η é dado pela seguinte fórmula:

$$\eta = \eta_O = 1 - 0,4 \frac{\sqrt{R_{bk}^*}}{\tau_O^*} \psi \quad 3.12$$

onde

$$\psi = 0,5 + 0,33 p_O \quad \text{se } p_O < 1,5$$

$$\psi = 1 \quad \text{se } p_O \geq 1,5$$

R_{bk}^* e τ_O^* expressos em kgf/cm^2 .

sendo

$$p_o = \frac{100A}{b_o h}$$

e A a área da seção da armadura longitudinal de tração situada a $2 h_t$ do apoio.

Quando a carga P está distante do apoio de um valor $a < 2h_t$ o esforço cortante poderá ser multiplicado por

$$\frac{a}{2h_t}$$

para efeito de dimensionamento da armadura transversal.

Verificação do concreto

No presente caso, em que a armadura transversal é vertical ($\alpha = 90^\circ$), o estado limite último de rutura do concreto está limitado pelos seguintes valores para τ_o^* :

$$50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{e} \quad 0,22 R_b'^*$$

No segundo valor, já está considerado o acréscimo devido às "circunstâncias favoráveis²".

CAPÍTULO IV

MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO

1. - Materiais

1.1 - Areia

Utilizou-se na confecção do concreto areia grossa, lavada e peneirada. Os ensaios efetuados conduziram aos seguintes resultados:

a) - Granulometria:

Diâmetro máximo..... $D_{\text{máx.}}$ = 4,8 mm

Módulo de finura..... MF = 3,22

b) - Pêso específico aparente..... γ_{ap} = 1,5 kg/l

c) - Pêso específico absoluto..... $\gamma_{\text{abs.}}$ = 2,65 kg/l

1.2 - Agregado graúdo

O agregado graúdo empregado foi a argila expandida, de fabricação da CINASA SA. Dos ensaios levados a efeito em várias amostras, concluiu-se:

a) - Granulometria:

Diâmetro máximo..... $D_{\text{máx}} = 19 \text{ mm}$

Módulo de finura..... $M_F = 7,03$

b) - Pêso específico aparente..... $\gamma_{\text{ap}} = 1,48 \text{ kg/l}$

c) - Pêso específico absoluto..... $\gamma_{\text{abs}} = 1,10 \text{ kg/l}$

d) - Absorção d'água (em 15 min.):

Porcentagem absorvida em pêso..... 5,7%

Porcentagem absorvida em volume

absoluto..... 6,3%

Porcentagem absorvida em volume

aparente..... 3,9%

1.3 - Cimento

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

1.4 - Aço

Na execução da armadura das vigas, empregaram-se duas categorias de aço: CA-24 e CA-50A. Ensaaiadas várias amostras à tração, obteve-se os resultados constantes da tabela 4.1 e figs.4.1 a 4.5.

TABELA 4.1 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO

Aço	Diâmetro cm	Área cm ²	R _e kgf/mm ²	R _r kgf/mm ²	ε _r %
CA-24	0,81	0,51	33,0	52,1	27
CA-50A	0,81	0,51	59,5	80,8	19
CA-50A	1,26	1,25	54,1	79,5	18
CA-50A	1,51	1,80	55,6	86,6	16
CA-50A	1,93	2,94	47,3	71,1	19

A deformação relativa (ϵ_r) foi obtida na zona de estrição em um comprimento de dez diâmetros, aproximadamente.

1.5 - Concreto

Adotou-se, para o concreto das vigas V15A, V25A, V30A, V40A, V15B, V25B, V30B e V40B, o traço em peso, já adotado em pesquisa anterior,

$$1 : 2,84 : 1,05^*$$

com fator água-cimento $X = 0,65$. O asterístico indica que se trata de agregado grão leve.

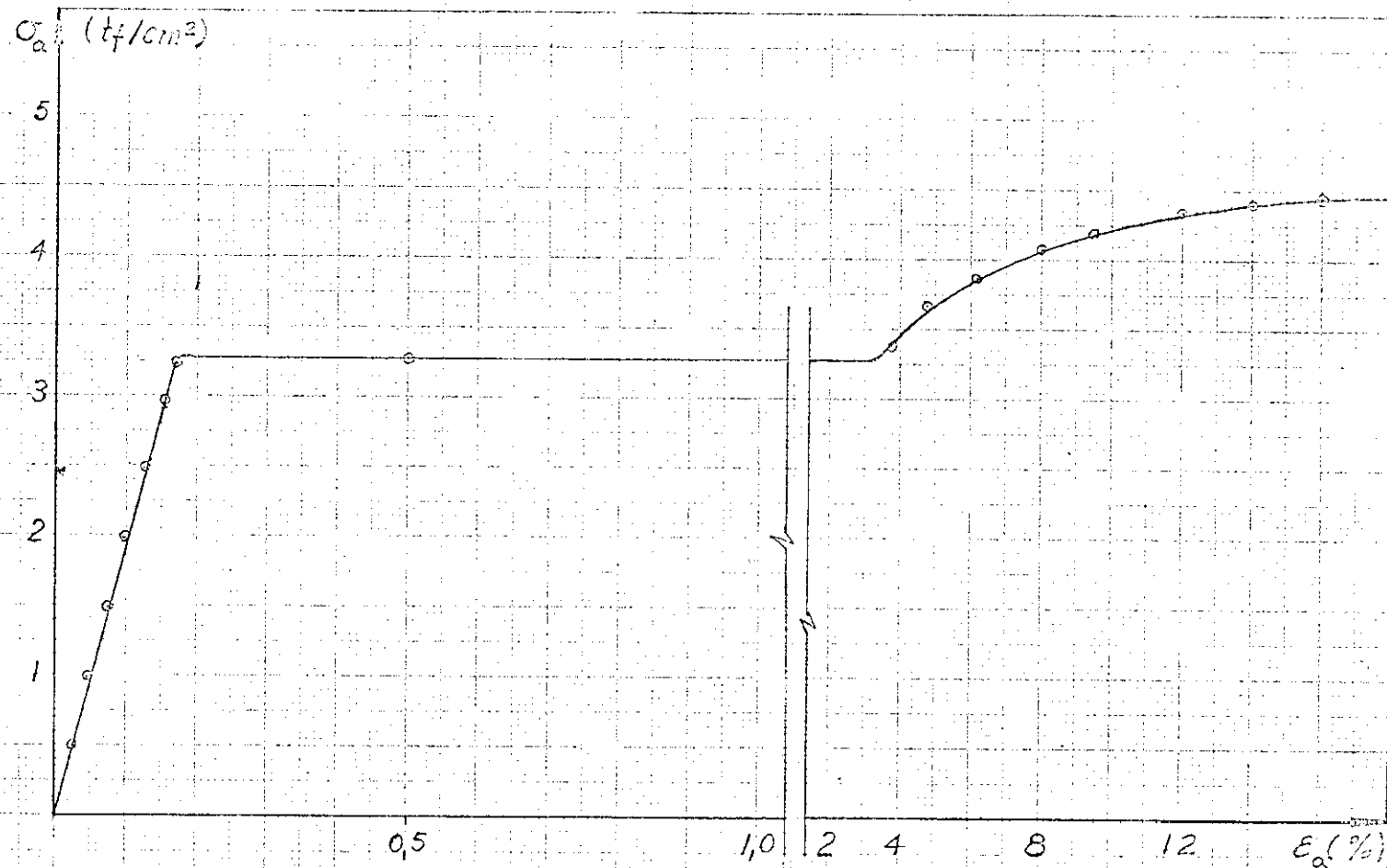


Fig.4.1 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço CA-24 $\phi = 0,81cm$

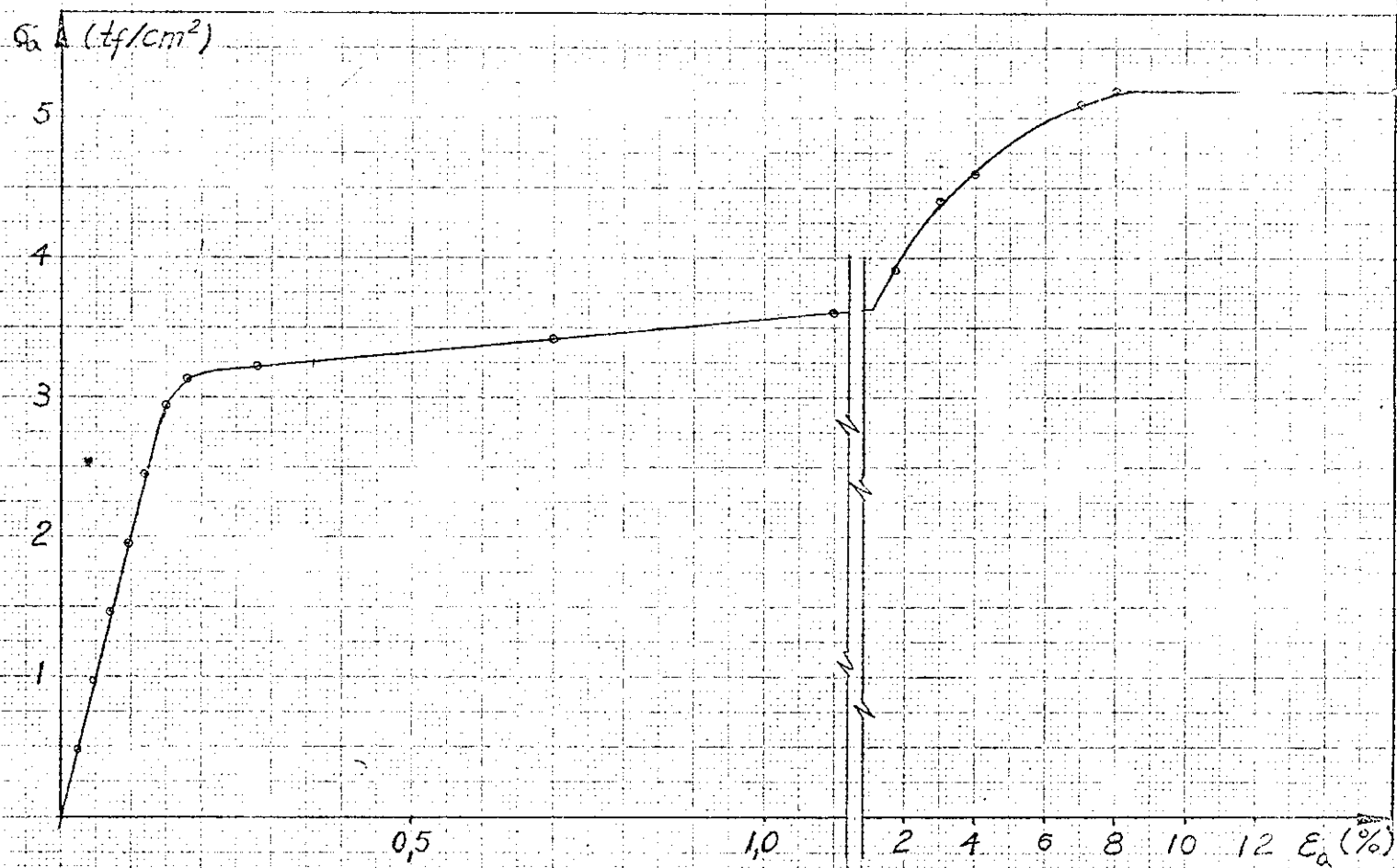


Fig.4.2 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço CA-24 $\phi = 0,81\text{cm}$.

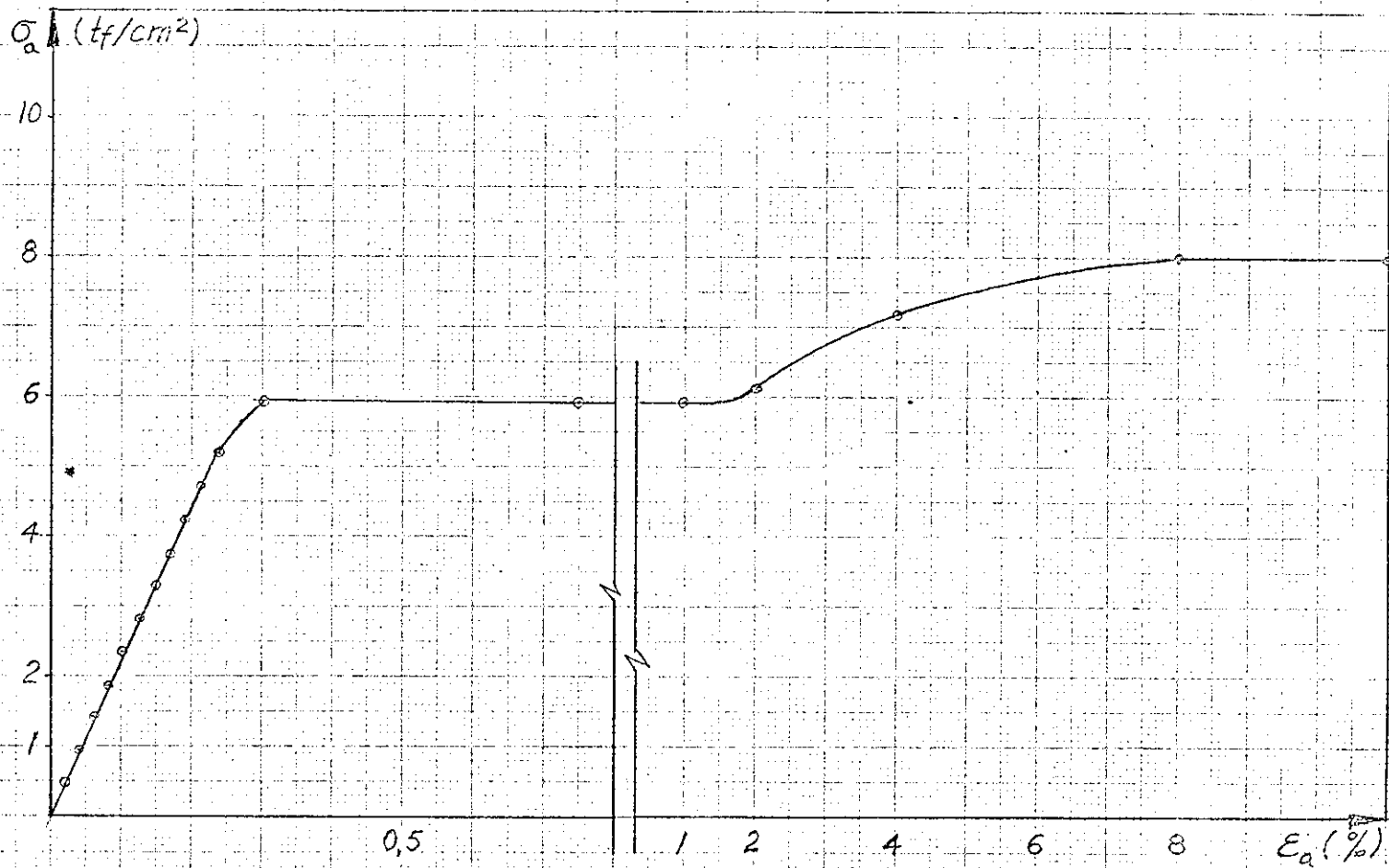


Fig.4.3 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço CA-50A $\phi = 0,82\text{cm}$.

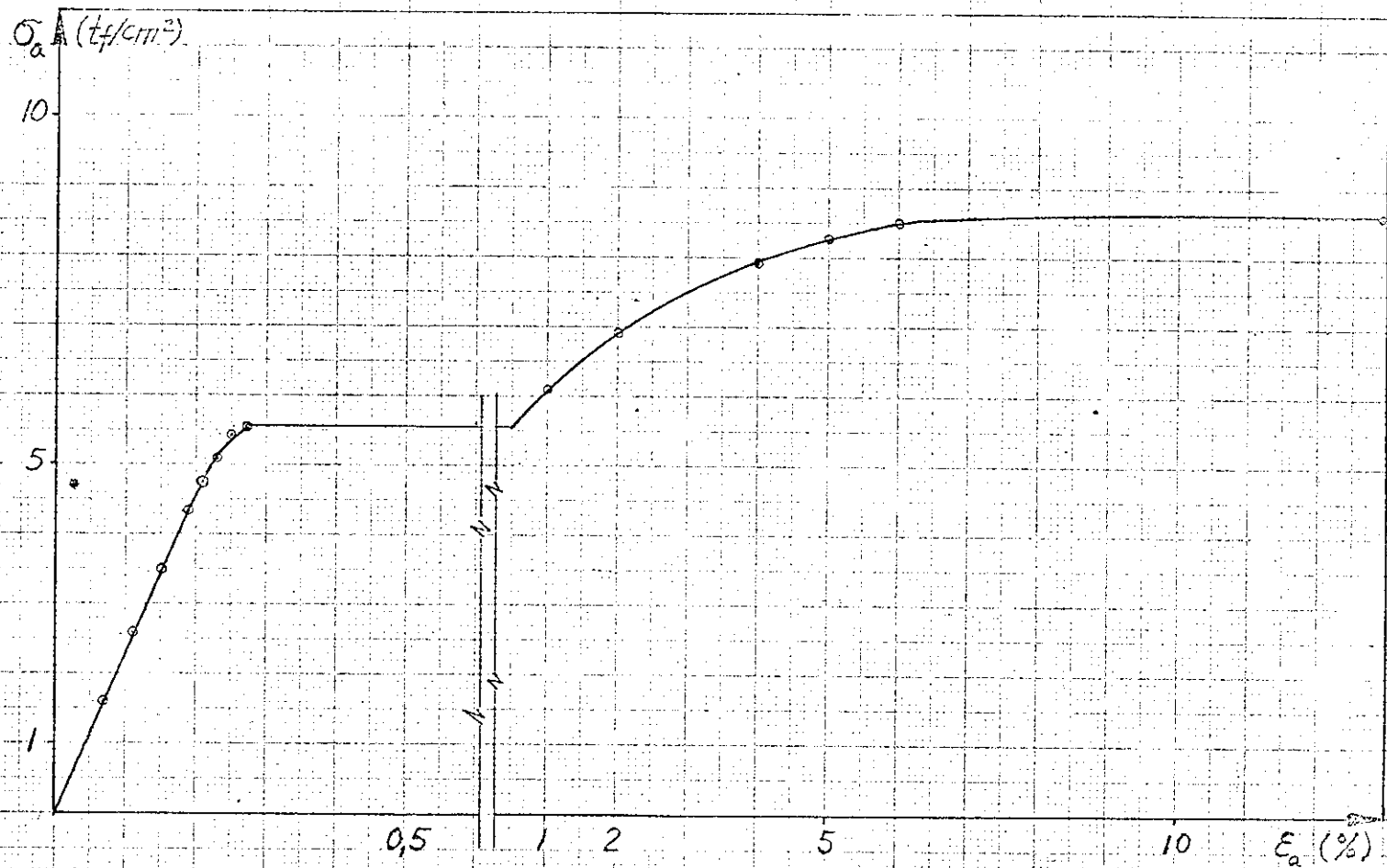


Fig.4.4 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço CA-50A $\phi = 1,51\text{cm}$.

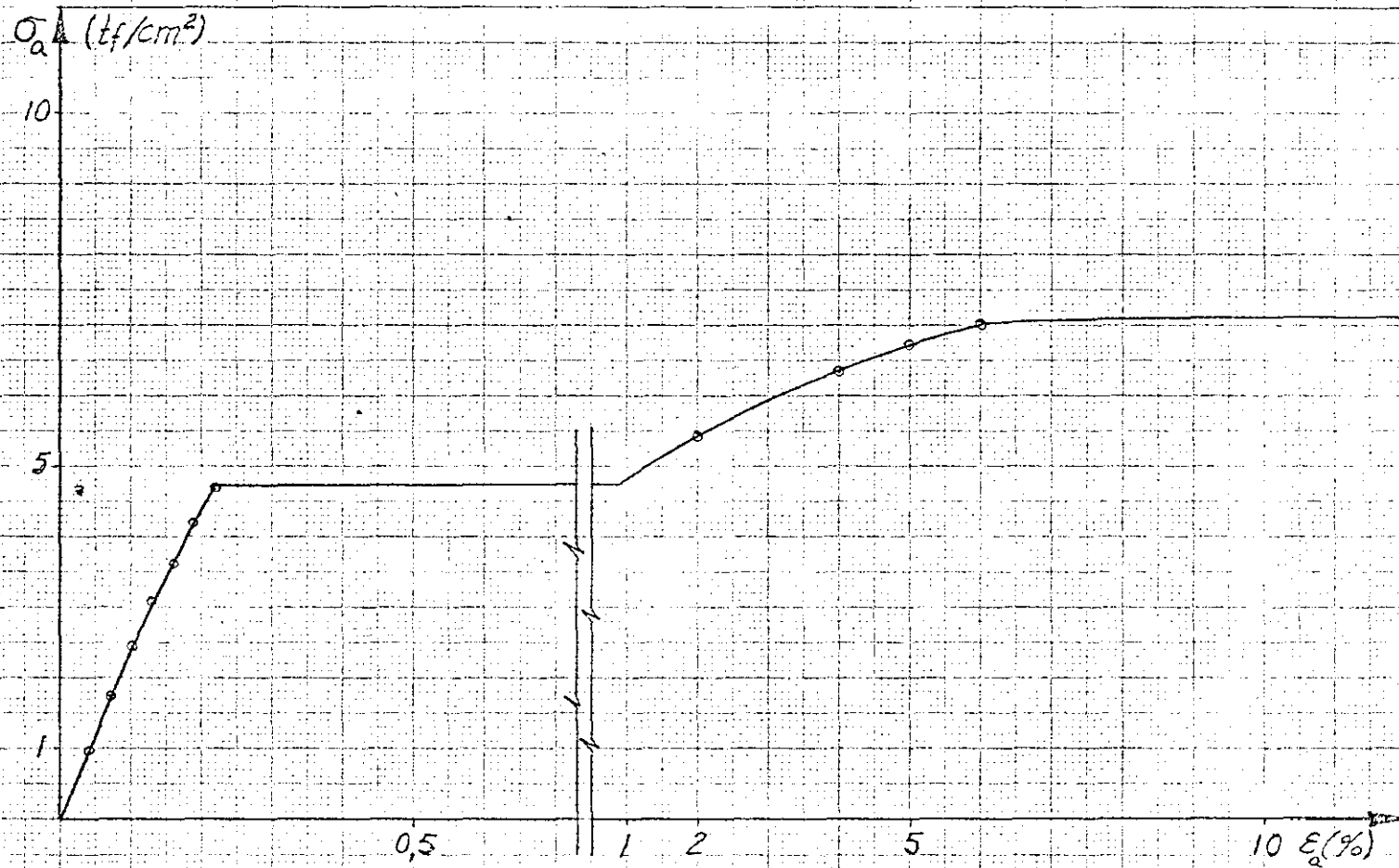


Fig. 4.5 - Diagrama Tensão-Deformação do Aço CA-50A

$\phi = 1,93\text{cm.}$

Empregou-se, na concretagem das vigas V25B* e V30A*, um novo traço que foi fixado com base no método do INT, como se segue:

Desejava-se obter um concreto com $R'_{bk} = 110 \text{ kgf/cm}^2$.

$$R'_{bk} = 0,75 R'_{b28} + R'_{b28} = \frac{R'_{bk}}{0,75} = 146 \text{ kgf/cm}^2$$

Seja $R'_{b28} = 150 \text{ kgf/cm}^2$

a) - Fator água-cimento: $X = 0,75$

b) - Traço em peso (cimento:agregado): $1 : M$

$$M = \frac{X}{A} - 1 = 7 \quad \text{com } A = 9,4\%$$

c) - Traço em peso (cimento:areia:agregado grão):

$$1 : AR : P$$

$$P = K (M + 1) = 4 \quad \text{com } K = 0,5$$

$$AR = M - P = 3 \rightarrow 1 : 3 : 4$$

Este traço é para agregado grão constituído de pedra britada. Como o agregado grão leve possui peso específico aproximadamente igual à metade do peso específico da brita, adotou-se para traço inicial o seguinte:

$$1 : 3 : 2^*, \quad \text{com } X = 0,75,$$

que foi alterado para

$$1 : 3,2 : 1,9^* , \quad \text{com} \quad X = 0,75,$$

obtendo-se slump igual a 1 cm.

$$\text{Consumo de cimento} : C = 250 \text{ kg/m}^3$$

Preparo do concreto.

Os materiais componentes do concreto foram misturados em betoneira, sendo de 150 l, aproximadamente, o volume de cada betonada. O lançamento dos materiais na betoneira obedeceu à seguinte ordem: 10% da água, agregado leve, areia, cimento e o restante da água. O concreto assim preparado apresentou boa trabalhabilidade para o tipo de adensamento adotado, que foi o adensamento utilizando o vibrador de imersão.

Corpos de prova.

$$\text{a) - } \underline{\text{Traço } 1 : 2,84 : 1,05^*} \quad - \quad X = 0,65$$

Moldaram-se 33 corpos de prova do concreto empregado nas vigas V15A, V25A, V30A, V40A, V15B, V25B, V30B e V40B.

Os corpos de prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de comprimento, foram vibrados com vibrador de imersão, capeados com pasta de cimento, após 24 horas retirados da fôrma e colocados em um tanque d'â-

gua, onde ficaram imersos durante sete dias.

Ensaiados os corpos de prova, obtiveram-se os resultados:

- 1 - Resistência à compressão (tabela 4.2)
- 2 - Resistência à tração, determinada por compressão diametral (tabela 4.3)
- 3 - Pêso específico: O pêso específico médio entre os 33 corpos de prova moldados foi

$$\gamma = 1910 \text{ kg/m}^3$$

- 4 - Módulo de elasticidade longitudinal dinâmico.

Determinou-se o módulo de elasticidade longitudinal dinâmico em 4 corpos de prova, empregando a fórmula

$$E_d = (2 Lf)^2 \frac{\gamma}{g} \quad 4.1$$

TABELA 4.2 - IDADE E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS DE
PROVA DE CONCRETO, TRAÇO 1:2,84:1,05*

C. P. Nº	Idade dias	R' _{br} kgf/cm ²	C. P. Nº	Idade dias	R' _b kgf/cm ²
34	325	330	120	69	320
35	361	280	121	73	300
36	361	250	122	73	300
38	361	260	124	73	330
41	325	304	125	61	258
42	351	300	126	61	320
43	361	270	127	63	290
44	351	320	128	63	270
112	70	300	129	63	240
115	72	300	130	36	280
116	70	345	131	61	348
117	72	310	132	63	275

TABELA 4.3 - IDADE E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA
DE CONCRETO, TRAÇO 1:2,84:1,05*

C.P. nº	Idade dias	R_{br} kgf/cm ²	C.P. nº	Idade dias	R_{br} kgf/cm ²
37	325	26	118	77	25
39	325	21	119	77	28
114	77	22	123	78	27

TABELA 4.4 - IDADE E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CORPOS
DE PROVA DE CONCRETO, TRAÇO 1:3,2:1,9*

Nº do Corpo de Prova	169	170	171	172
Idade (dias)	45	42	49	49
R'_{br} (kgf/cm ²)	140	146	156	151

sendo:

E_d = módulo de elasticidade longitudinal dinâmico;

L = comprimento do corpo de prova;

f = frequência natural de vibração;

γ = peso específico do concreto;

g = aceleração da gravidade ($g = 981 \text{ cm/seg}^2$).

A média aritmética dos valores encontrados foi

$$E_d = 227.000 \text{ kgf/cm}^2$$

5. Módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Em 4 corpos de prova ensaiados, mediram-se as deformações longitudinal e transversal, utilizando o "tensotast" com base de 20 mm. Os resultados obtidos foram transformados em diagramas tensão-deformação (fig.4.6), dos quais se concluíram os seguintes valores médios:

Módulo de elasticidade

$$E'_d = 186.000 \text{ kgf/cm}^2$$

Coeficiente de Poisson

$$\nu = 0,24$$

b) - Traço 1 : 3,2 : 1,9* $X = 0,75$

Do concreto empregado nas vigas V25B* e V30A*, cujo traço em peso foi 1:3,2:1,9* com fator água-cimento igual a 0,75, foram moldados 5 corpos de prova cilíndricos, seguindo a mesma orientação dos corpos de prova anteriores, tanto na moldagem como na cura. Os resultados dos ensaios foram:

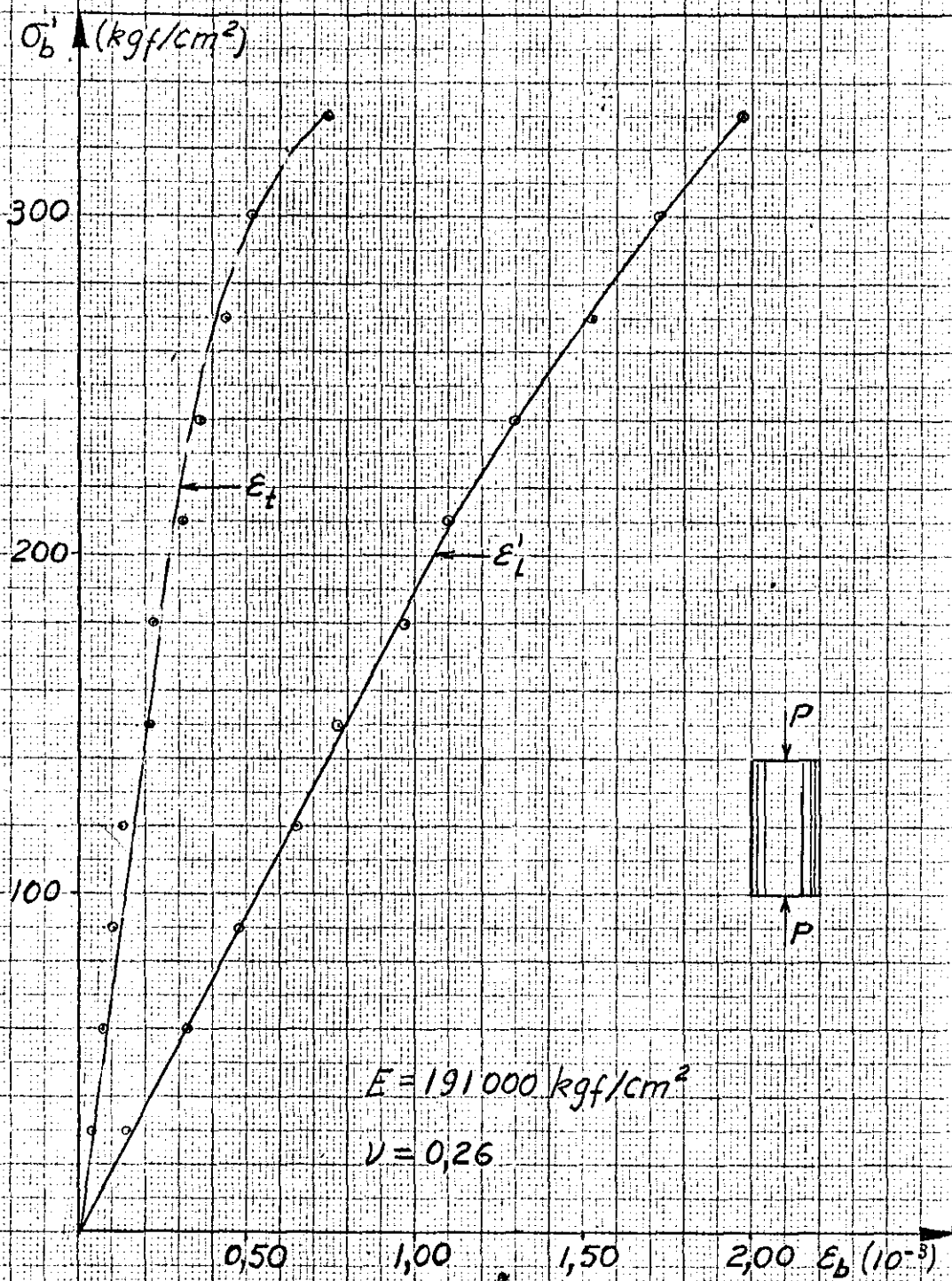


Fig.4.6 - Diagrama "Tensão-Deformação" do concreto traço 1:2,84:1,05*.

— Tensão-Deformação Longitudinal.
 - - - Tensão-Deformação Transversal.

- 1 - Resistência à compressão (tabela 4.4)
- 2 - Resistência à tração..... $R_{br} = 15 \text{ kgf/cm}^2$
- 3 - Pêso específico médio..... $\gamma = 1623 \text{ kg/m}^3$
- 4 - Módulo de elasticidade dinâmico. Valor médio, determinado com a fórmula 4.1..... $E_d = 159.000 \text{ kgf/cm}^2$
- 5 - Módulo de elasticidade longitudinal.

Em 3 corpos de prova, obtiveram-se os diagramas tensão-deformação, utilizando-se nas medições o "tensotast" com base de 100 mm, dos quais se concluiu o seguinte valor médio para o módulo de elasticidade longitudinal (fig.4.7):

$$E'_d = 140.000 \text{ kgf/cm}^2$$

Valôres médios da resistência.

Apresenta-se a seguir uma tabela que resume as características dos dois traços do concreto empregado neste trabalho (tabela 4.5)

TABELA 4.5 - VALÔRES MÉDIOS DA RESISTÊNCIA
PARA AMBOS OS TRAÇOS

Traço em pêso	A/C kg/l	Idade	γ kg/m ³	R'_{br} kgf/cm ²	R_{br} kgf/cm ²
1 : 2,84 : 1,05*	0,65	2 m	1910	299	25
1 : 2,84 : 1,05*	0,65	1 a	1910	290	24
1 : 3,2 : 1,9*	0,75	45 d	1620	148	15

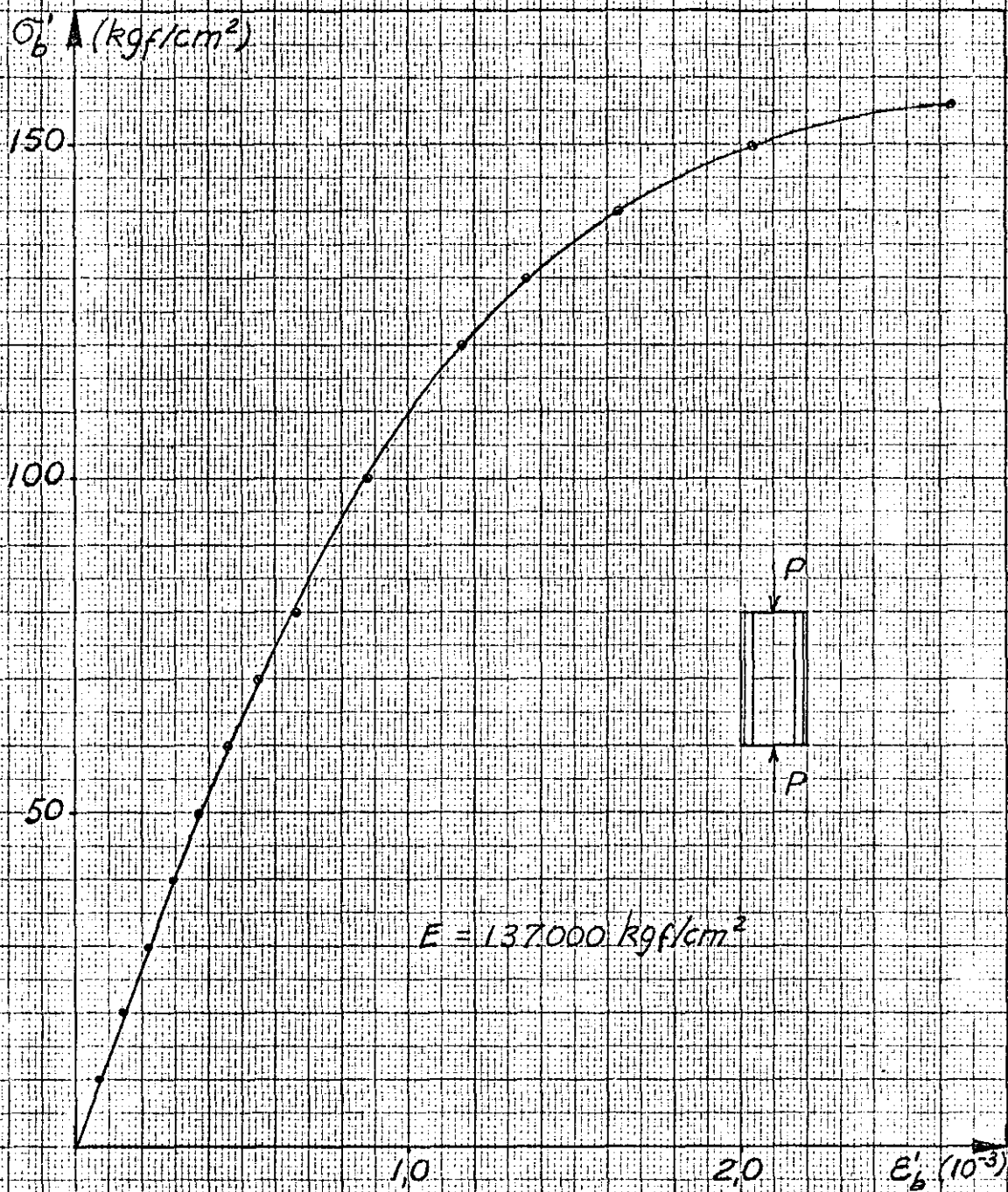
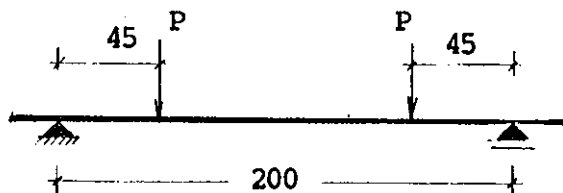


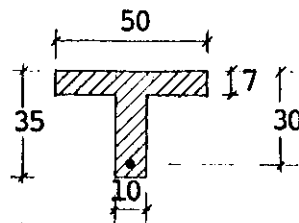
Fig.4.7 - Diagrama "Tensão-Deformação" do concreto traço 1:3,2:1,9*.

2. Dimensionamento

2.1 - Viga V15B (fig.4.1) - $M/Th = 1,5$



a) Esquema de carregamento.



b) Seção transversal.

Fig.4.1 - Viga V15B (medidas em cm).

Rutura por esmagamento da biela:

$$T_u = 0,25 R'_{bk} b_o z = 11,5 \text{ tf}$$

sendo

$$R'_{bk} = 0,17 \text{ tf/cm}^2 \text{ e } z = 0,87 h.$$

$$M = T_u a = 5,20 \text{ tf.m}$$

$$M^* = 6,90 \text{ tf.m. (majoração de 33\% sobre } M \text{ para evitar rutura por flexão)}$$

Dimensionamento à flexão:

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M^*}{b R'_{bk}}}} = 3,34$$

Com o valor de k_h entra-se na tabela³ e encontra-se $k_z=0,95$

$$z = k_z h = 28,5\text{cm} \rightarrow y = 2(h - z) = 3\text{cm}$$

$$A = \frac{M^*}{z R_{ak}} = 4,85\text{cm}^2 \rightarrow 3 \phi 5/8" \text{ CA50A}$$

Dimensionamento da armadura transversal:

$T^* = 15,3 \text{ tf.}$ (majoração de 33% sobre T para evitar ruptura por escoamento da armadura transversal).

Da equação 3.1, conclui-se que

$$A_t = \frac{t T^*}{z R_{ak}}$$

Adotando estribo de $\phi = 5/16"$, tem-se

$$t = \frac{A_t z R_{ak}}{T^*} = 9 \text{ cm}$$

Est. $\phi 5/16" \text{ C.9 CA50A}$

2.2 - Viga V15A - $M/Th = 1,5$

Esta viga possui a mesma forma que a anterior. Deverá romper, entretanto, por escoamento da armadura transversal. Adotar-se-á para esta armadura estribo de

ϕ 5/16" C.15 CA24

$$T_u = \frac{A_t z R_{ak}}{t} = 4,25 \text{ tf}$$

Dimensionamento à flexão:

$$M = T_u a = 1,91 \text{ tf.m}$$

$M^* = 2,68 \text{ tf.m}$ (majoração de 40% sobre M para evitar rutura por flexão)

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{M^*}{b R'_{bk}}}} = 5,35 \rightarrow k_z = 0,98$$

$$z = k_z h = 29,4 \text{ cm} \rightarrow y = 1,2 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M^*}{z R_{ak}} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \phi 1/2" \text{ CA50A}$$

2.3 - Vigas V25B, V25A, V30B, V30A, V40B, V40A, V25B* e V30A*

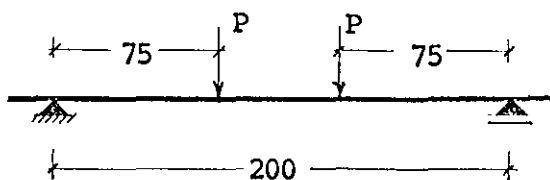
Estas vigas foram dimensionadas seguindo o mesmo critério.

Resumem-se a seguir os resultados deste dimensionamento.

a) - Viga V25B , $M/Th = 2,5$

Esta viga possui forma idêntica à anterior. Seu esquema de carregamento é o da figura 4.2 (medidas em cm).

Fig.4.2- Esquema de carregamento da viga V25B.



Rutura esperada : esmagamento da biela; $T_u = 11,5$ tf.

Armadura de flexão : 3 ϕ 3/4" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.9 CA50A

b) - Viga V25A , $M/Th = 2,5$

Esta viga é idêntica em forma e em carregamento à viga V25B.

Rutura esperada : escoamento da armadura transversal;

$$T_u = 4,25 \text{ tf.}$$

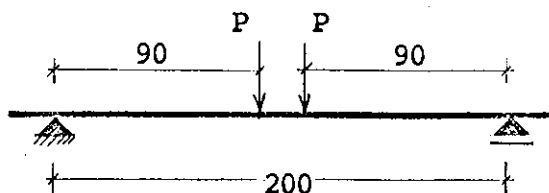
Armadura de flexão : 2 ϕ 5/8" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.15 CA24

c) - Viga V30B , $M/Th = 3,0$

Possui a mesma forma que as anteriores. Seu esquema de carregamento poderá ser visto na figura 4.3 (medidas em cm)

Fig.4.3- Esquema de carregamento da viga V30B.



Rutura esperada : esmagamento da biela; $T_u = 4,25$ tf

Armadura de flexão : $4 \phi 3/4"$ CA50"

Armadura transversal : Est. $\phi 5/16"$ C.9 CA50A

d) - Viga V30A , $M/Th = 3,0$

A forma e o esquema de carregamento desta viga são os mesmos da V30B.

Rutura esperada : escoamento da armadura transversal;

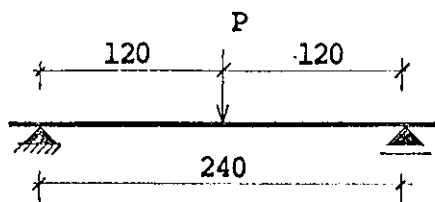
$$T_u = 4,25 \text{ tf.}$$

Armadura de flexão : $3 \phi 1/2"$ CA50A

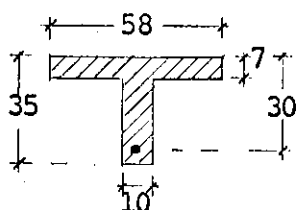
Armadura transversal : Est. $\phi 5/16"$ C.15 CA24

e) - Viga V40B , $M/Th = 4,0$

O esquema de carregamento e a seção transversal desta viga podem ser apreciados na figura 4.4 (medidas em cm).



a) Esquema de carregamento



b) Seção transversal

Fig.4.4 - Viga V40B

Rutura esperada : esmagamento da biela; $T_u = 11,5$ tf.

Armadura de flexão : 5 ϕ 3/4" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.9 CA50A

f) - Viga V40A , $M/Th = 4,00$.

Possui a mesma forma e o mesmo esquema de carregamento da V40B.

Rutura esperada : escoamento da armadura transversal;

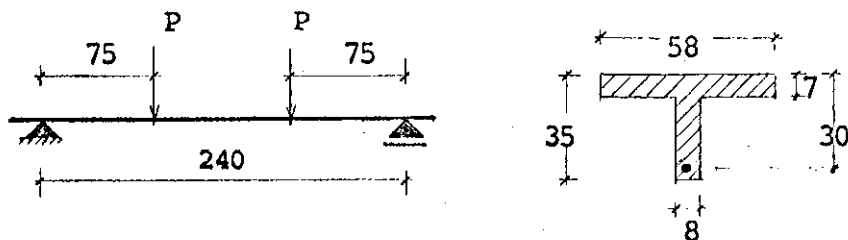
$$T_u = 4,25 \text{ tf.}$$

Armadura de flexão : 3 ϕ 5/8" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.15 CA24

g) - Viga V25B* , $M/Th = 2,5$.

Seu esquema* de carregamento e sua seção transversal, aparecem na figura 4.5



a) Esquema de carregamento.

b) Seção transversal.

Fig.4.5 - Viga V25B*

Rutura esperada : esmagamento da biela; $T_u = 7,8$ tf.

Armadura de flexão : 4 ϕ 3/4" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.9 CA50A

h) - Viga V30A*

A viga V30A* tem a forma e o esquema de carregamento idênticos aos da viga V30A.

Rutura esperada : escoamento da armadura transversal;

$$T_u = 4,50 \text{ tf}$$

Armadura de flexão : 4 ϕ 5/8" CA50A

Armadura transversal : Est. ϕ 5/16" C.15 CA24

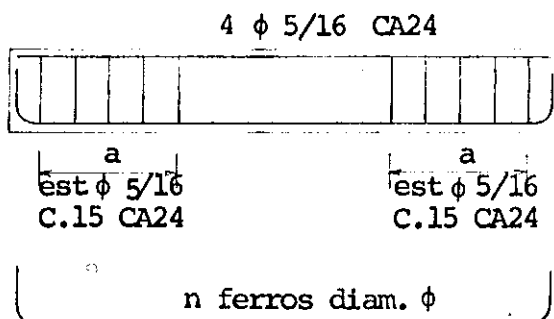
Resumem-se na tabela 4.6 as características de tôdas as vigas.

TABELA 4.6 - CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS

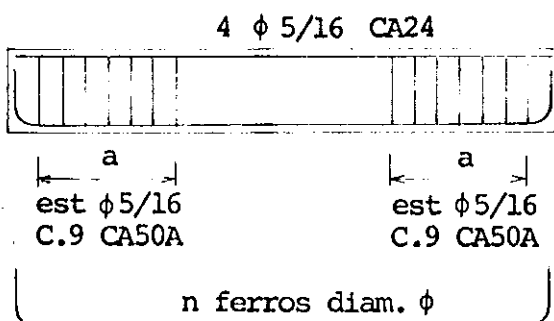
V I G A		A R M A D U R A (I)				C O N C R E T O						
Grupo	Nº	Barras φ em cm	A cm²	R _e kg/mm²	R _r kg/mm²	b _o cm	b cm	h cm	h _t cm	d cm	R' _{br} kg/cm²	Idade dias
Grupo A Estribo φ5/16 C.15 CA 24 R _e =33kg/mm²	15A	2 φ 1,26	2,50	54,1	79,5	10	50	30	35	7	295	25
	25A	2 φ 1,51	3,60	55,6	86,6	10	50	30	35	7	295	51
	30A	3 φ 1,26	3,75	54,1	79,5	10	50	30	35	7	295	59
	40A	3 φ 1,51	5,40	55,6	86,6	10	58	30	35	7	295	66
	30A*	4 φ 1,51	7,20	55,6	86,6	10	50	32	35	7	148	48
Grupo B Estribo φ5/16 C.9 CA 50A R _e =59,5kg/mm²	15B	3 φ 1,51	5,40	55,6	86,6	10	50	30	35	7	295	36
	25B	3 φ 1,93	8,82	47,3	71,1	10	50	30	35	7	295	300
	30B	4 φ 1,93	11,76	47,3	71,1	10	50	30	35	7	295	306
	40B	5 φ 1,93	14,70	47,3	71,1	10	50	30	35	7	295	312
	25B*	4 φ 1,93	11,76	47,3	71,1	8	58	32	35	7	148	46

(I) - Para a disposição da armadura, ver figuras 4.6 a 4.8 (diâmetros nominais); para os diagramas tensão-deformação, ver figuras 4.1 a 4.5.

a) Viga V15A/V25A/V30A/V30A*



b) V15B/V25B/V30B



c) Tabela de ferros

Viga	a cm	ϕ	n	Cat.
V15A	45	1/2"	2	CA50A
V25A	75	5/8"	2	CA50A
V30A	90	1/2"	3	CA50A
V15B	45	5/8"	3	CA50A
V25B	75	3/4"	3	CA50A
V30B	90	3/4"	4	CA50A
V30A*	90	5/8"	4	CA50A

Fig. 4.6

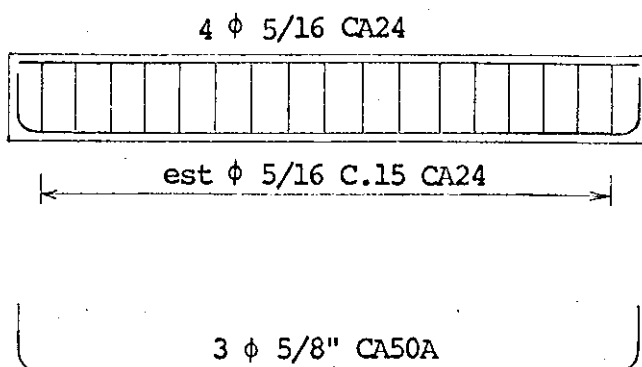
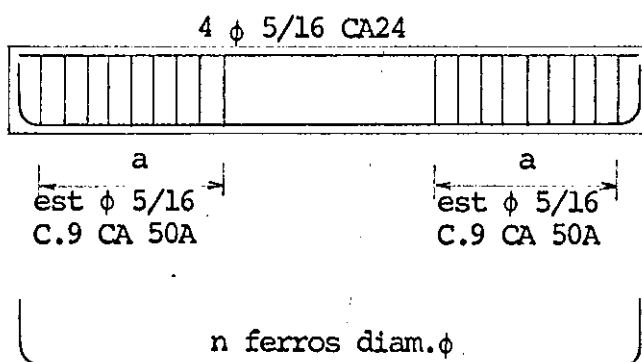


Fig.4.7 - Viga V40A

a) V40B/V25B*



b) Tabela de ferros

Viga	a cm	ϕ	n	Cat.
V40B	120	3/4"	5	CA50A
V25B*	75	3/4"	4	CA50A

Fig. 4.8

CAPÍTULO V

RESULTADOS PRINCIPAIS

1. - Deformação da armadura transversal.

Nas figuras 5.1 a 5.10 poderão ser apreciados diagramas que dão a deformação ϵ_a da armadura transversal, em função do esforço cortante T. Constituem resultados muito importantes dos ensaios e observações feitas nesta pesquisa. Vê-se por estes diagramas (linha cheia) que, antes da fissuração, o aço praticamente não contribui para a resistência ao esforço cortante, sendo este quase totalmente absorvido pelo concreto. Após a fissuração, ao contrário, a armadura transversal passa a contribuir efetivamente para a resistência da viga ao esforço cortante.

A linha interrompida nas figuras 5.1 a 5.10 representa o diagrama teórico obtido pela treliça de Mörsch. A equação desta reta é obtida da equação 3.3 pela substituição de σ_{at} por $\epsilon_{at} E_a$. Obtém-se:

$$\epsilon_{at} = \frac{t T}{A_t z E_a} \quad 5.1$$

Após à fissuração, o diagrama obtido pelo ensaio é sensivelmente paralelo ao diagrama teórico. O intervalo entre os dois diagramas representa a participação da zona comprimida do concreto na resistência da viga ao esforço cortante. Como se pode observar, pelos diagramas, a parcela do esforço cortante atribuída ao concreto (T_b), varia com a relação M/Th .

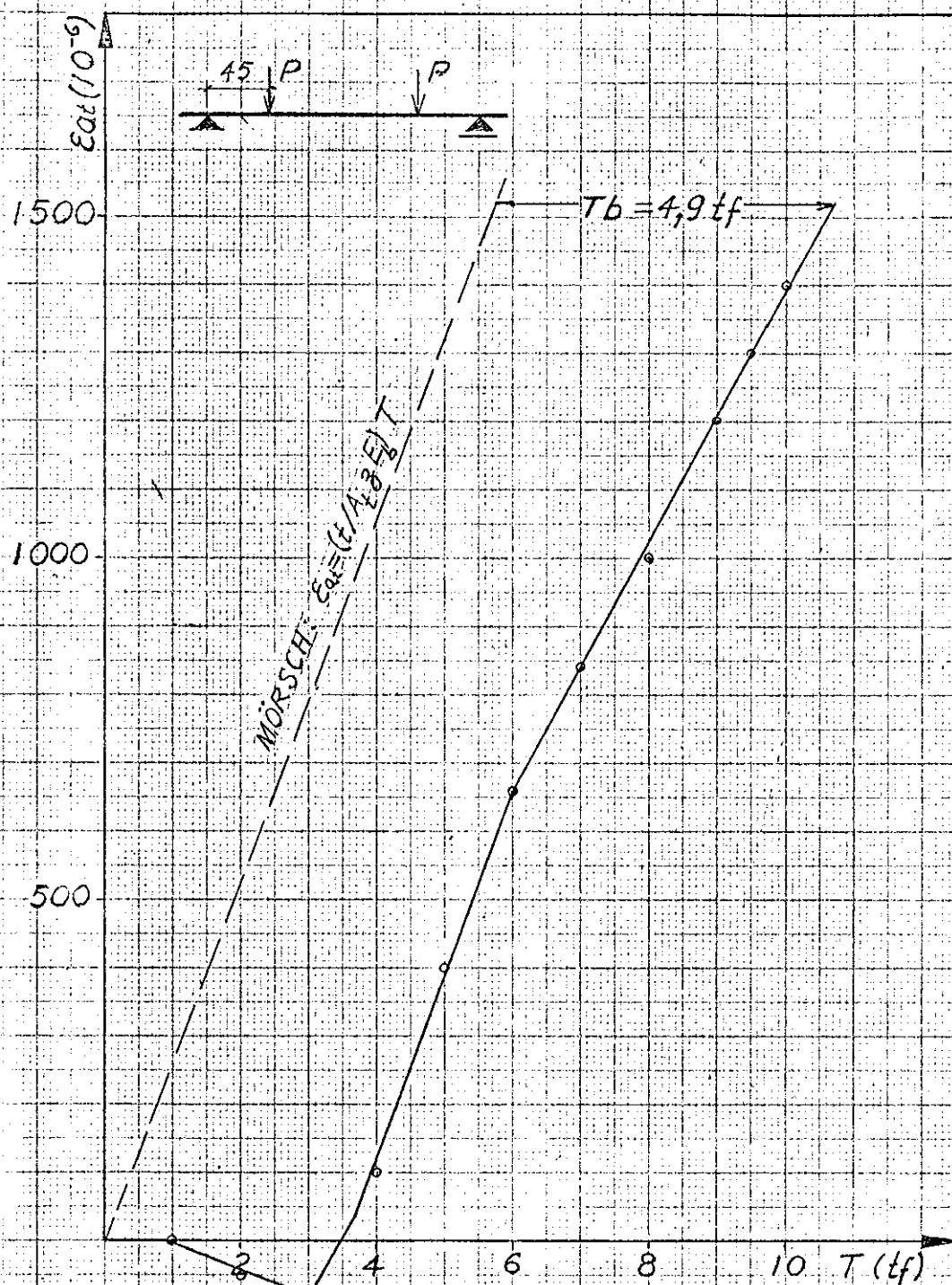


Fig.5.1 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V15A, Lado esquerdo.

--- Curva teórica
 — Curva obtida experimentalmente.

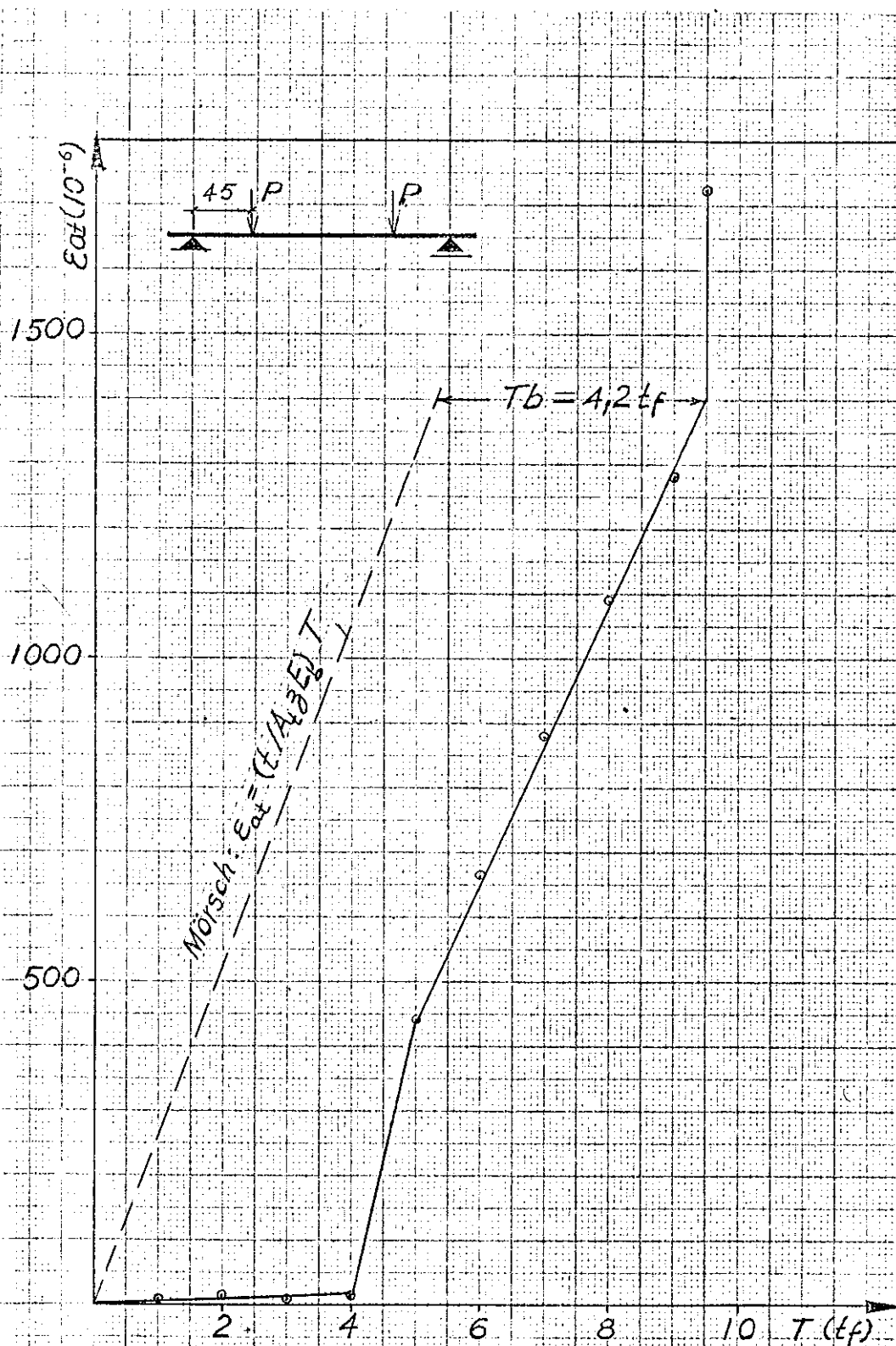


Fig.5.2 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V15A, lado direito.

--- Curva Teórica
 — Curva obtida experimentalmente.

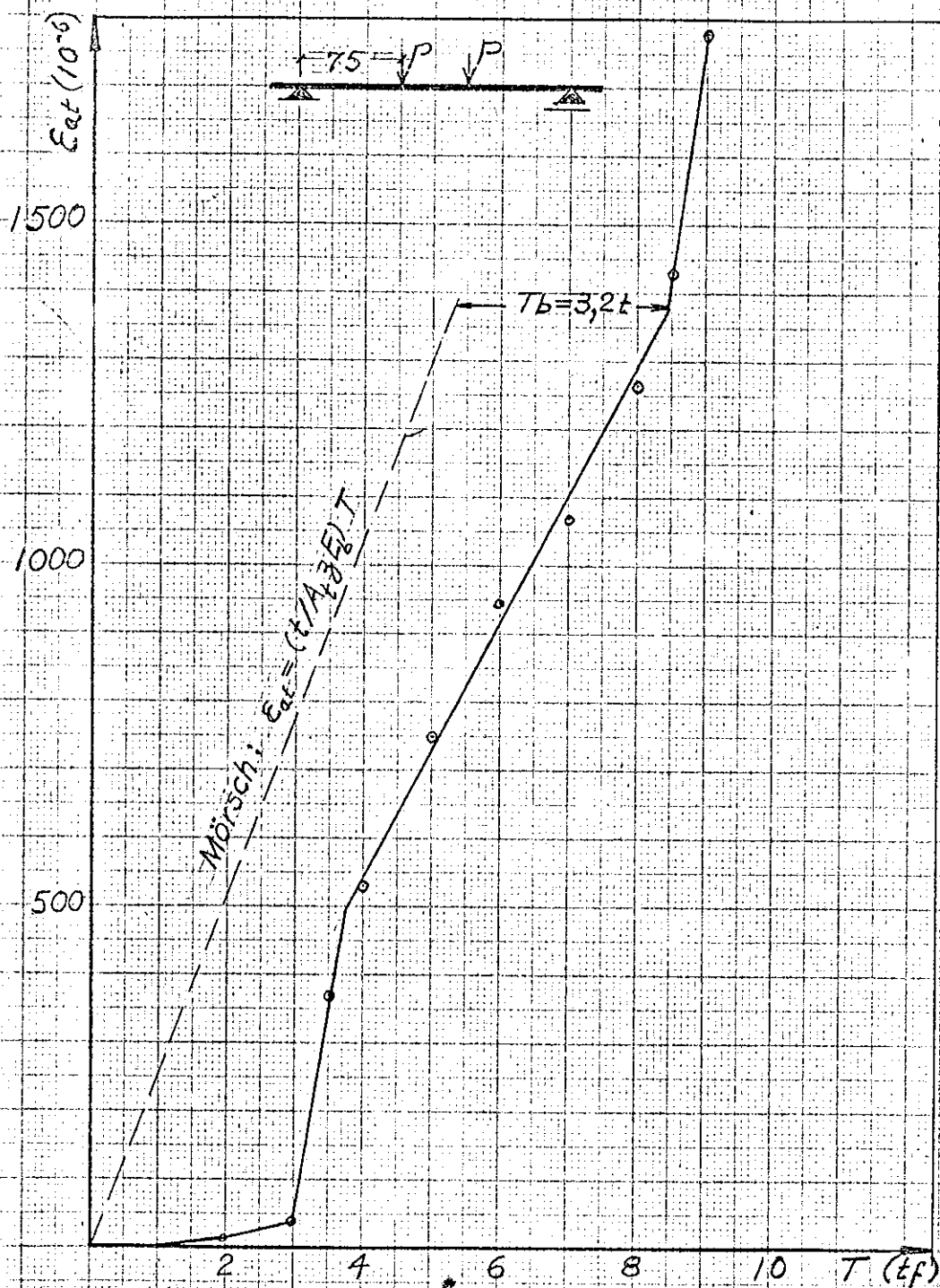
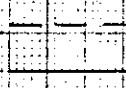


Fig.5.3 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V25A, lado esquerdo.



Curva teórica

Curva obtida experimentalmente.

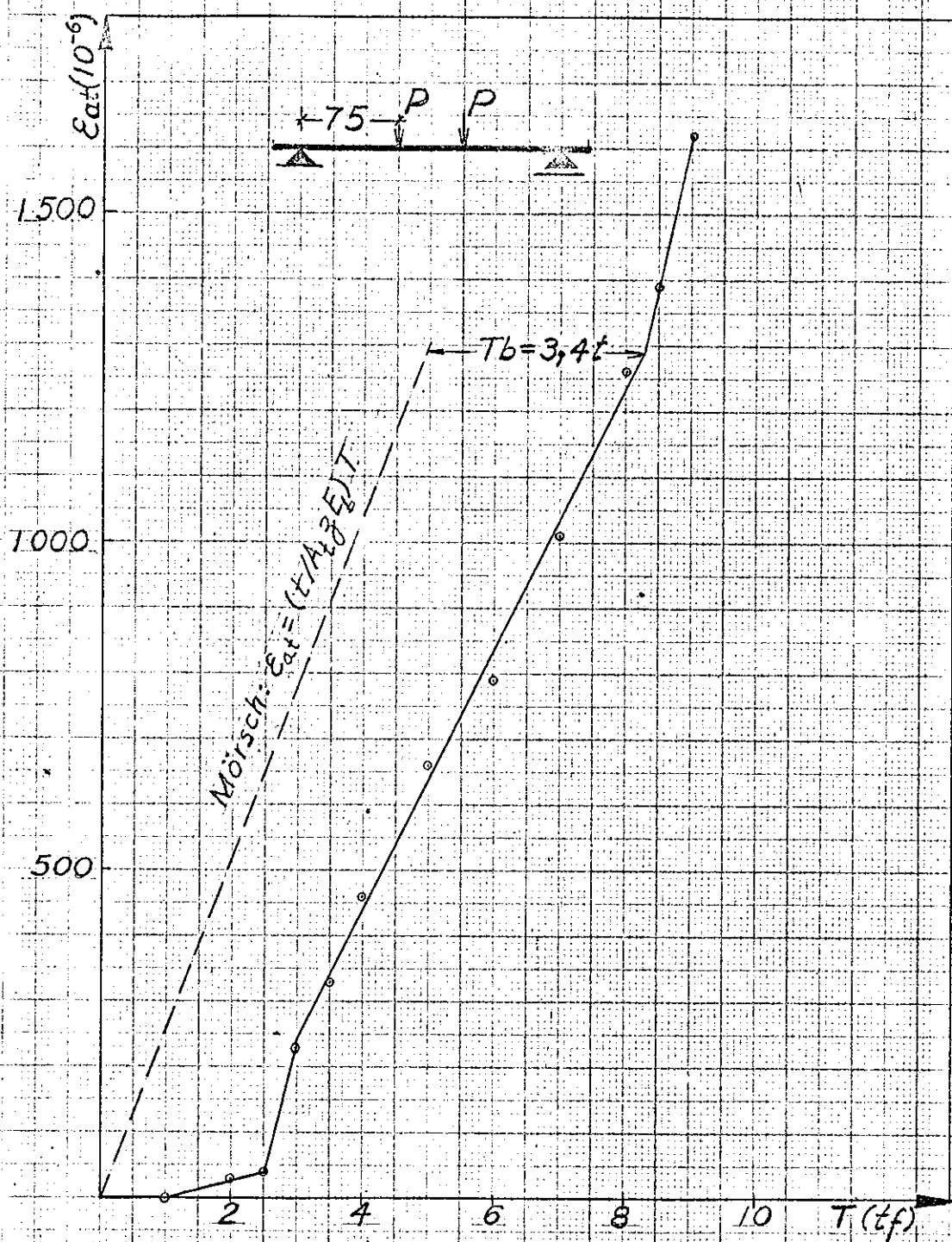


Fig.5.4 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V25A, lado direito.

- — — Curva teórica
 — — — Curva obtida experimentalmente.

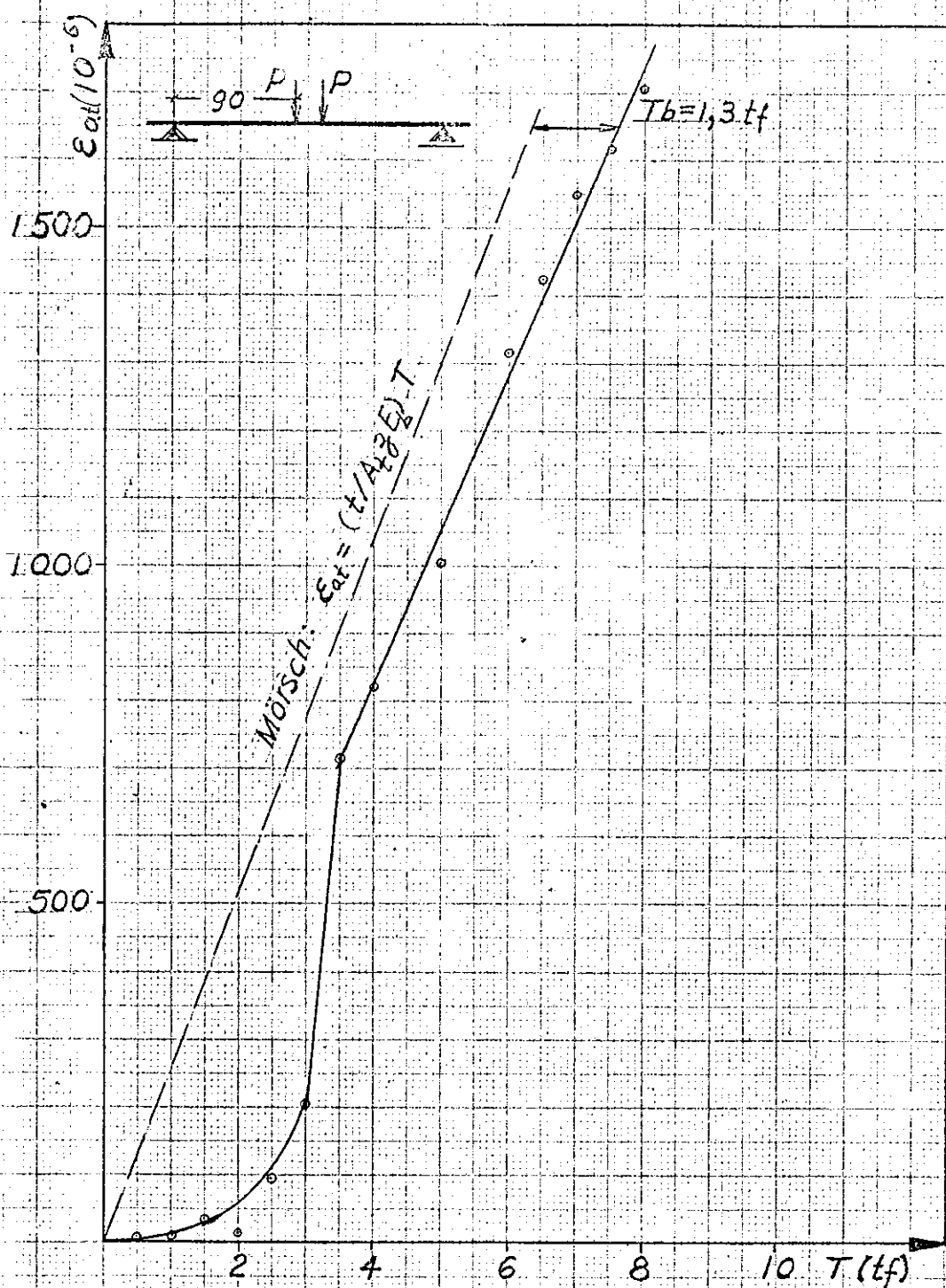


Fig.5.5 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V30A, lado esquerdo.

--- Curva teórica
 — Curva obtida experimentalmente.

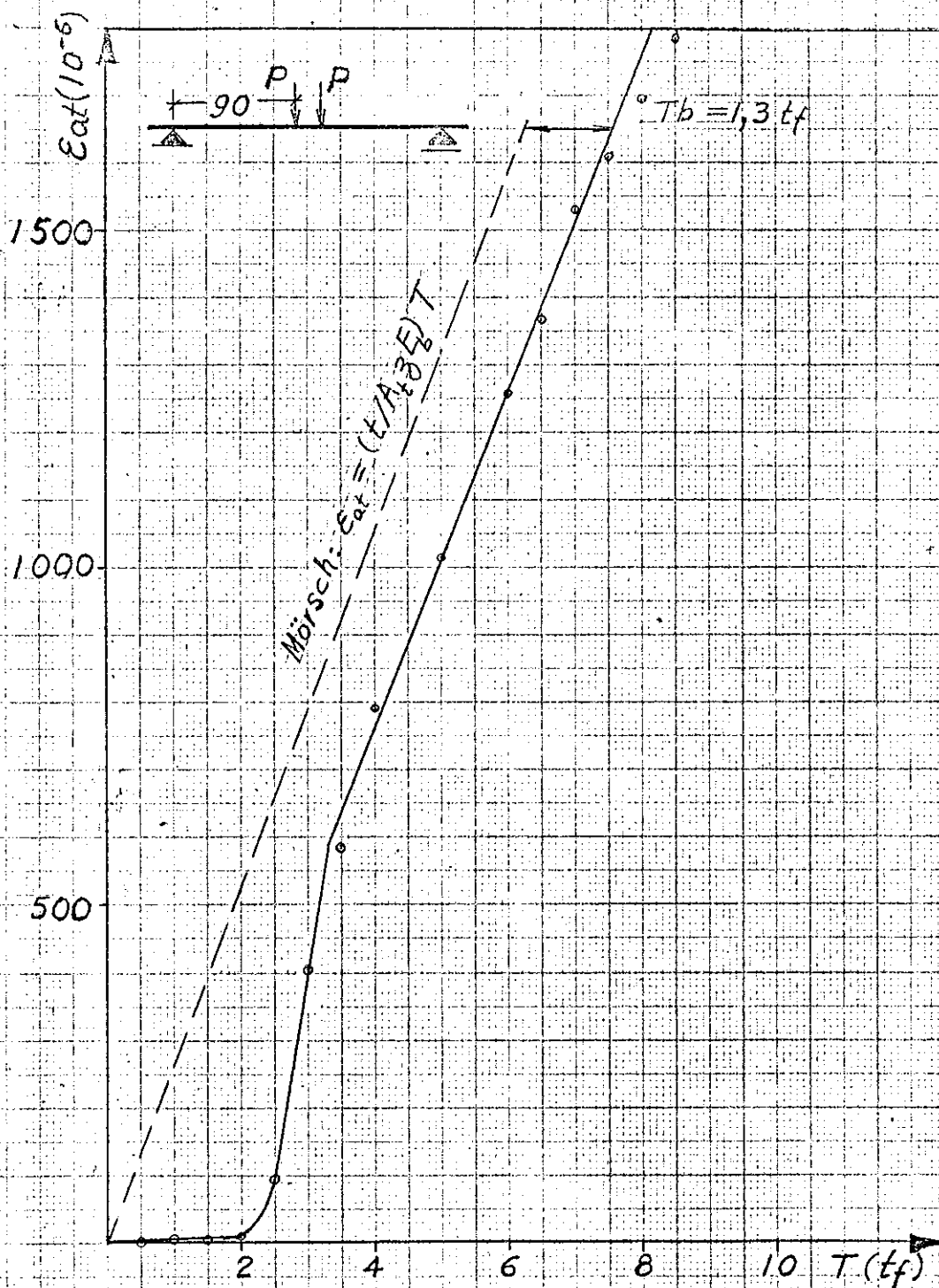


Fig.5.6 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V30A, lado direito.

--- Curva teórica.

— Curva obtida experimentalmente.

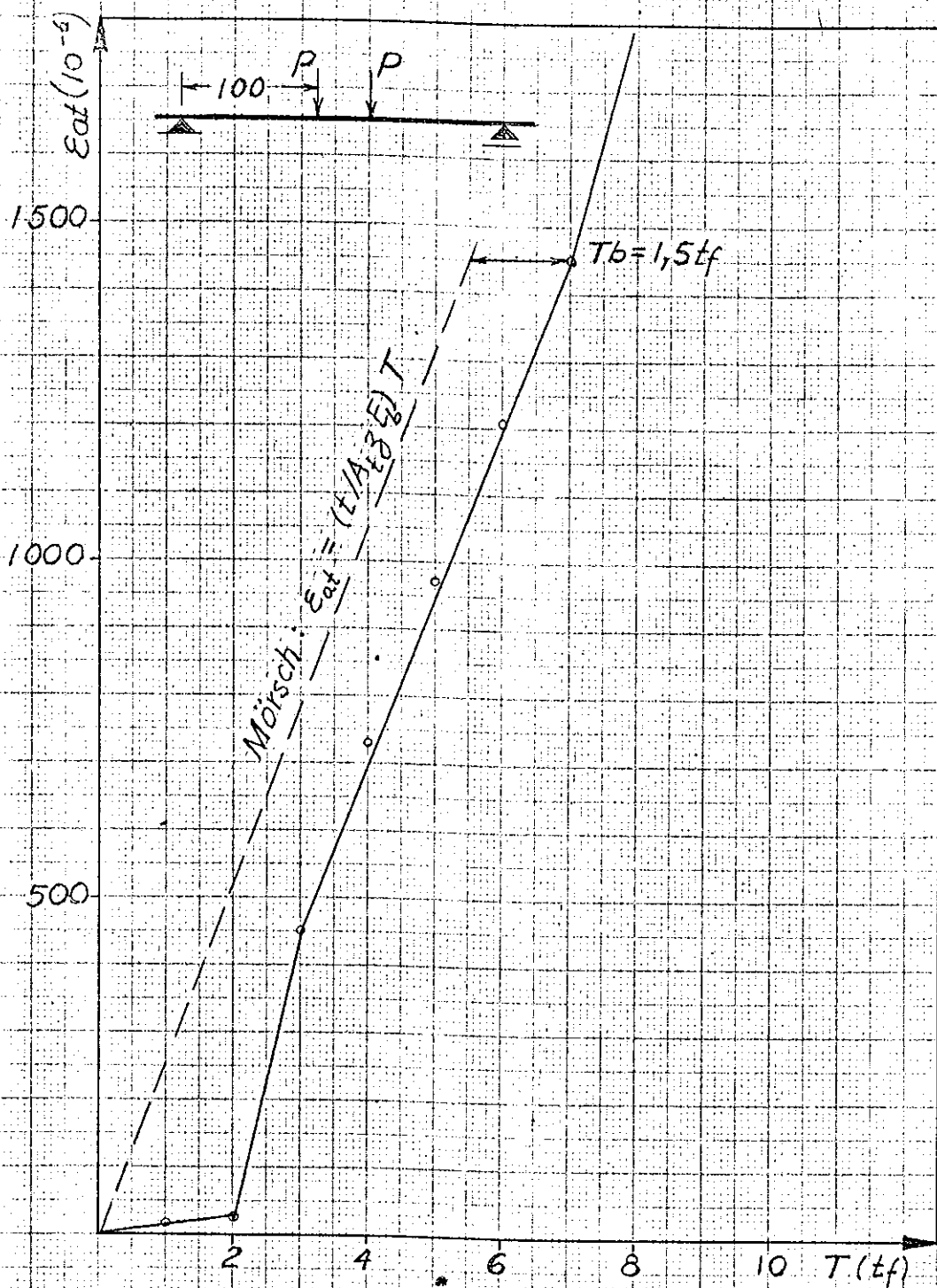


Fig.5.7 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V40A, lado esquerdo.

- — — Curva teórica
- — — Curva obtida experimentalmente.

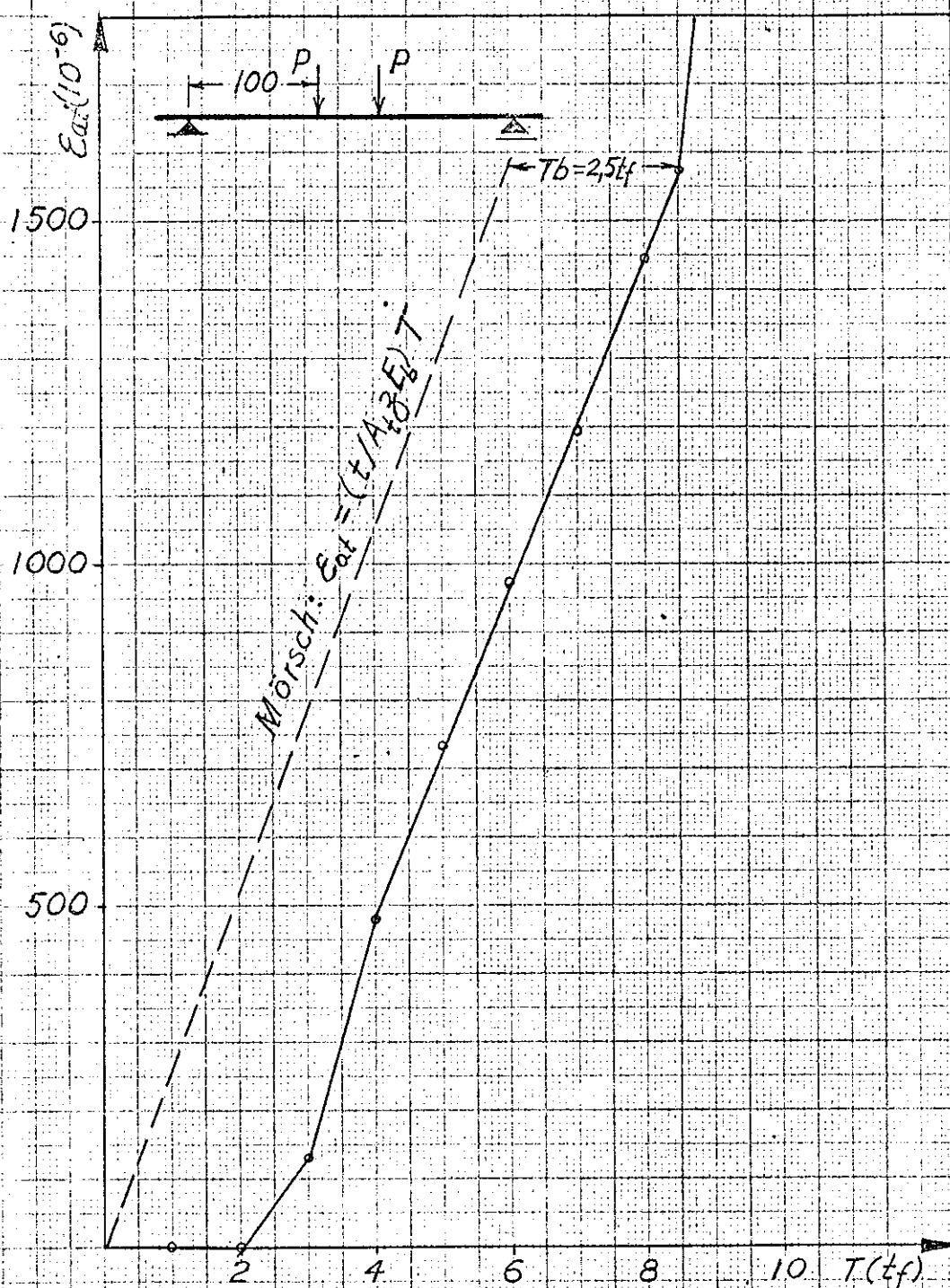


Fig.5.8 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V40A, lado direito.

- — — Curva teórica
- Curva obtida experimentalmente.

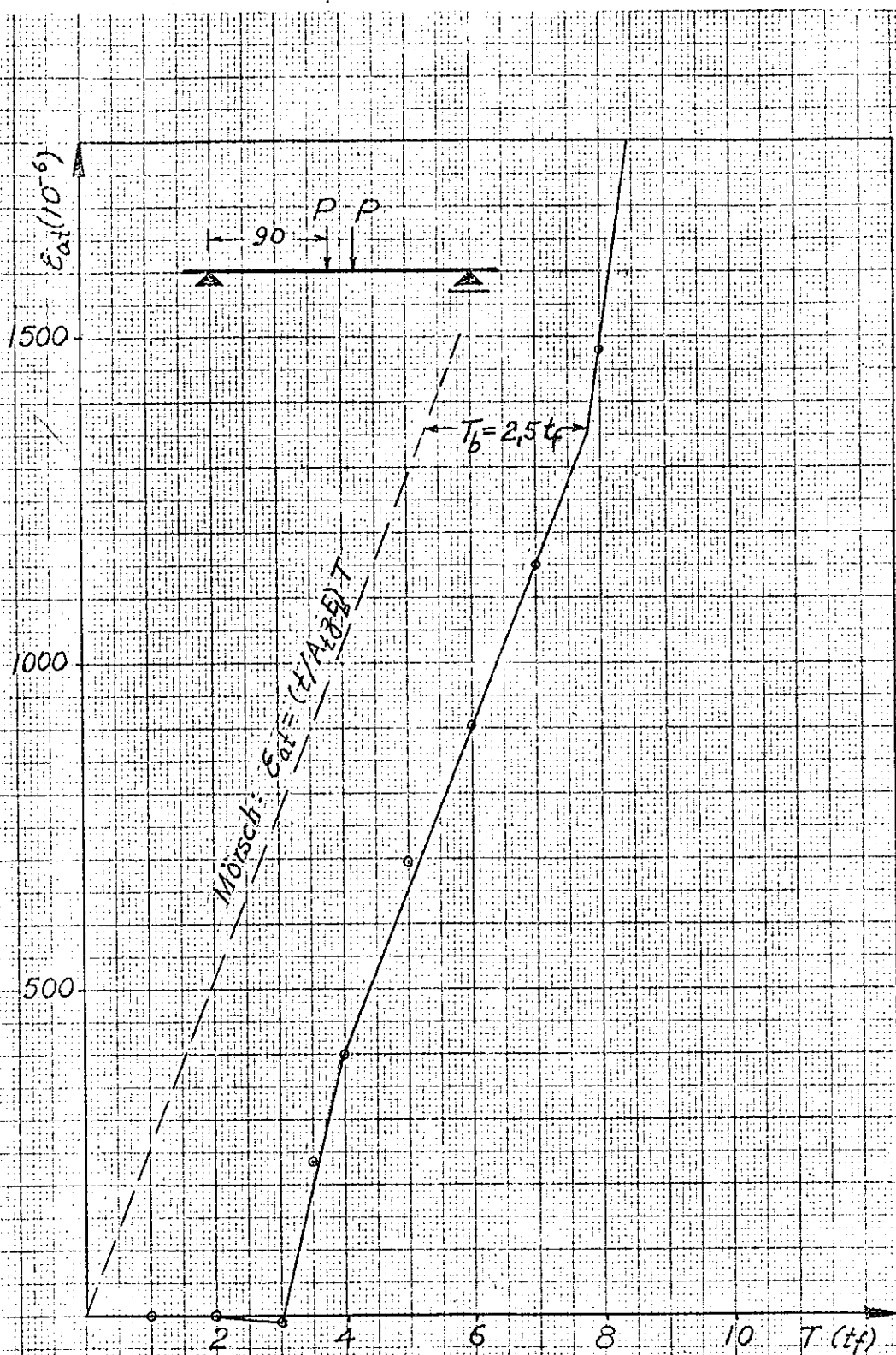


Fig.5.9 - Diagrama "Deformação na armadura transversal-esforço cortante" da viga V30A*, lado esquerdo.

— — — Curva teórica
 ————— Curva obtida experimentalmente.

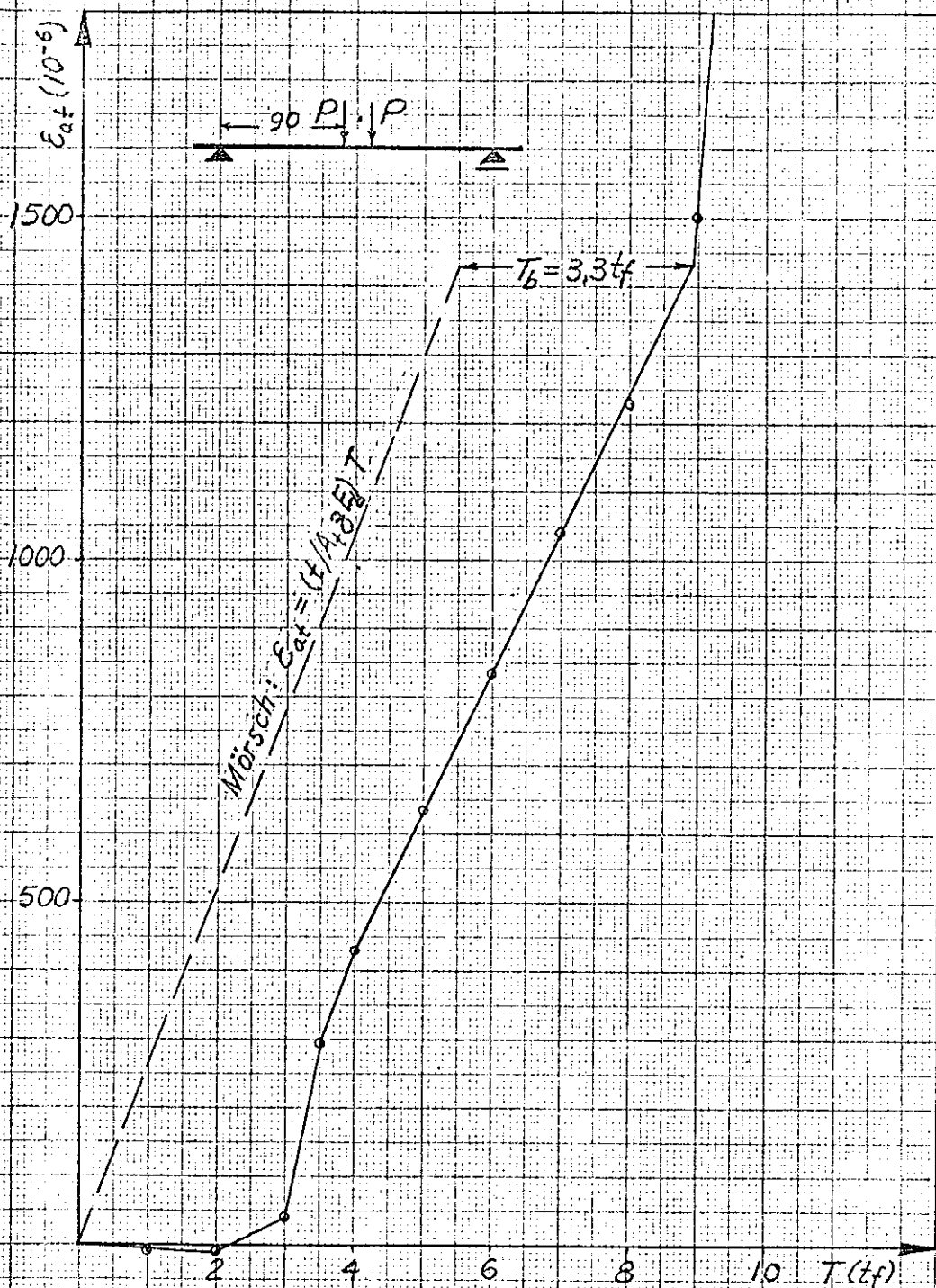


Fig.5.10 - Diagrama "Tensão na armadura transversal-esforço cortante" da viga V30A*, lado direito.

- — — Curva teórica
 — Curva obtida experimentalmente.

Estas observações vêm demonstrar, mais uma vez, e desta feita para o concreto leve, que a fórmula obtida da treliça de Morsch conduz a uma armadura transversal superior à necessária.

A variação da participação do concreto da zona comprimida na resistência ao esforço cortante, em função da relação M/Th , poderá ser evidenciada em um gráfico (fig. 5.11). Para cada valor de M/Th foram obtidos dois pontos, cada ponto representando o resultado de um dos lados da viga. Para o valor $M/Th = 3$, têm-se quatro pontos em vez de dois, por terem sido ensaiados duas vigas com esta relação. Neste gráfico, a linha cheia representa o critério recomendado pelo CEB-FIP. O máximo valor de T/b_o z R'_{bk} é igual a 0,25. Para $M/Th \geq 2$, a contribuição do concreto torna-se constante: T_b/b_o z $R'_{bk} = 0,025$. Para $M/Th < 2$, a variação é linear (fig. 5.11).

Embora não conste do plano de pesquisa, o ensaio de viga com a relação $M/Th=3,3$, ensaiou-se a V40A com esta relação, como se pode observar no gráfico da fig. 5.11.

2. - Deformação no concreto

Nas vigas do grupo B, cuja rutura esperada era por esmagamento da biela de concreto, mediram-se as deformações principais de compressão e de tração do concreto na altura da linha neutra. Com estes valores, calcularam-se as tensões principais antes e após a fissuração, utilizando-se as fórmulas da Teoria da Elasticidade (equações 5.2, 5.3, 5.4 e 5.5).

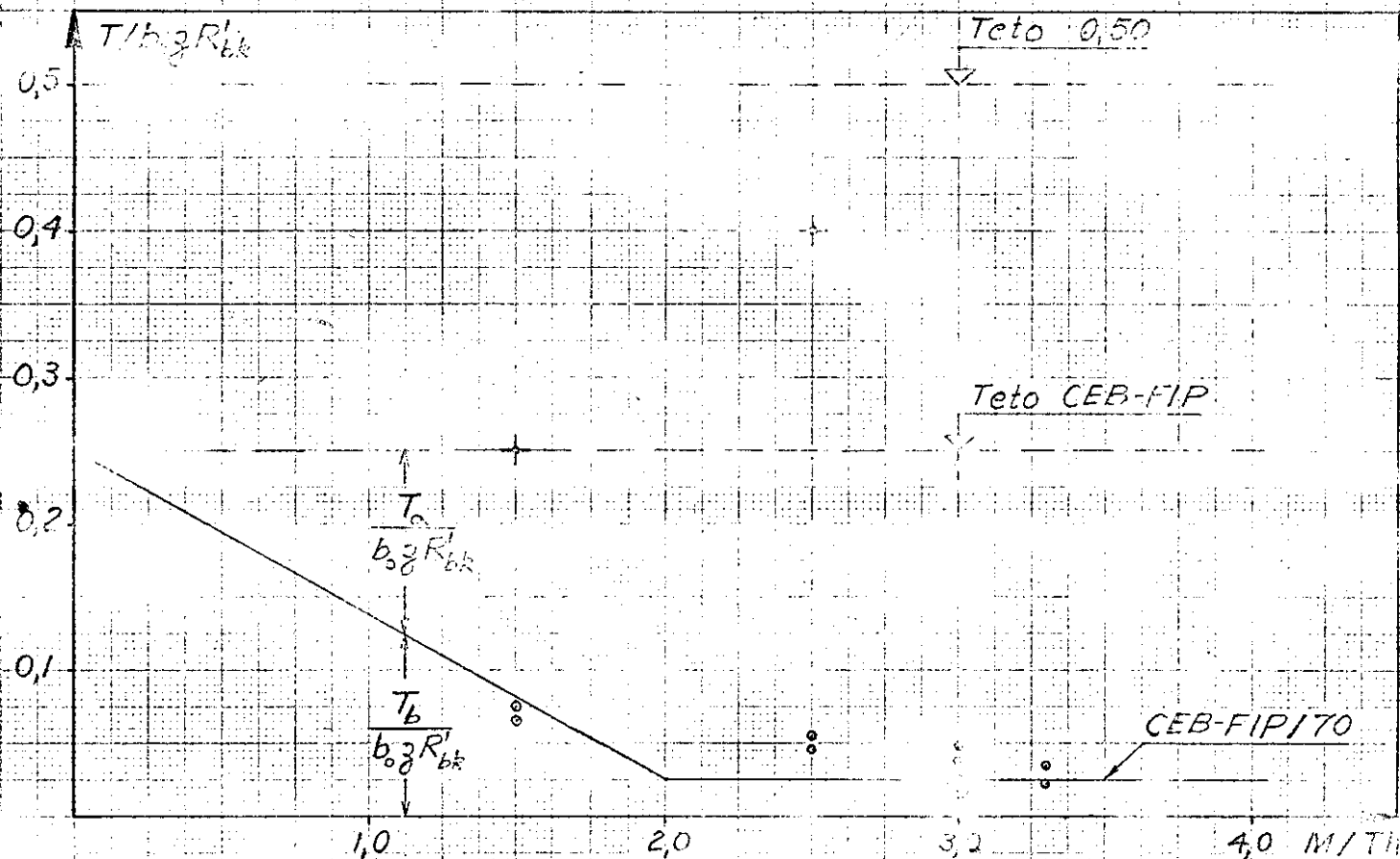


Fig.5.11 - Variação da participação da zona comprimida do concreto na resistência ao esforço cortante com a relação M/Th .

- Curva teórica (CEB-FIP).
- Pontos obtidos experimentalmente.
- + Pontos de máx. $T/b_0 z R'_{bk}$ obtidos experimentalmente.

a) - Antes da fissuração:

$$\sigma'_b = \frac{E_b}{1-\nu^2} (\epsilon'_b - \nu \epsilon_b) \quad 5.2$$

$$\sigma_b = \frac{E_b}{1-\nu^2} (\epsilon_b - \nu \epsilon'_b) \quad 5.3$$

b) - Após a fissuração:

Existem, neste caso, duas hipóteses a considerar. A primeira é aquela em que a tensão de tração, σ_b , é nula. Tem-se, para este caso:

$$\sigma'_b = E_b \epsilon'_b \quad 5.4$$

A segunda é a hipótese na qual se supõe haver tração na direção perpendicular ao eixo da biela. Neste caso, a tensão de tração será, no máximo (fig.3.3),

$$\sigma_b = R_{bk}$$

A tensão de compressão será obtida pela fórmula:

$$\sigma'_b = E_b \epsilon'_b - \nu \sigma_b \quad 5.5$$

Calculadas as tensões, traçaram-se diagramas tensão de compressão na biela-esforço cortante. Nestes diagramas, as linha interrompidas, $\overline{OA}$ e $\overline{A'B}$, representam o diagrama teórico antes e após a fissuração, respectivamente. Os pontos cheios foram obtidos com o emprêgo da fórmula 5.2, correspondendo, portanto, à tensão principal de compressão antes da fissuração. Os pontos assinalados com um pequeno círculo foram determinados pela aplicação da fórmula 5.4, a qual considera que a biela está sendo solicitada à compressão simples. Os pontos assinalados por uma pequena cruz se referem à tensão de compressão na biela, supondo existir tração, $\sigma_b = R_{bk}$, na direção perpendicular a seu eixo. São obtidos pelo emprêgo da fórmula 5.5 (figuras 5.12 a 5.16). Estes gráficos evidenciam grande aproximação entre as fórmulas teóricas e os resultados experimentais.

Reunem-se, na tabela 5.1, os dados relativos à rutura de todas as vigas.

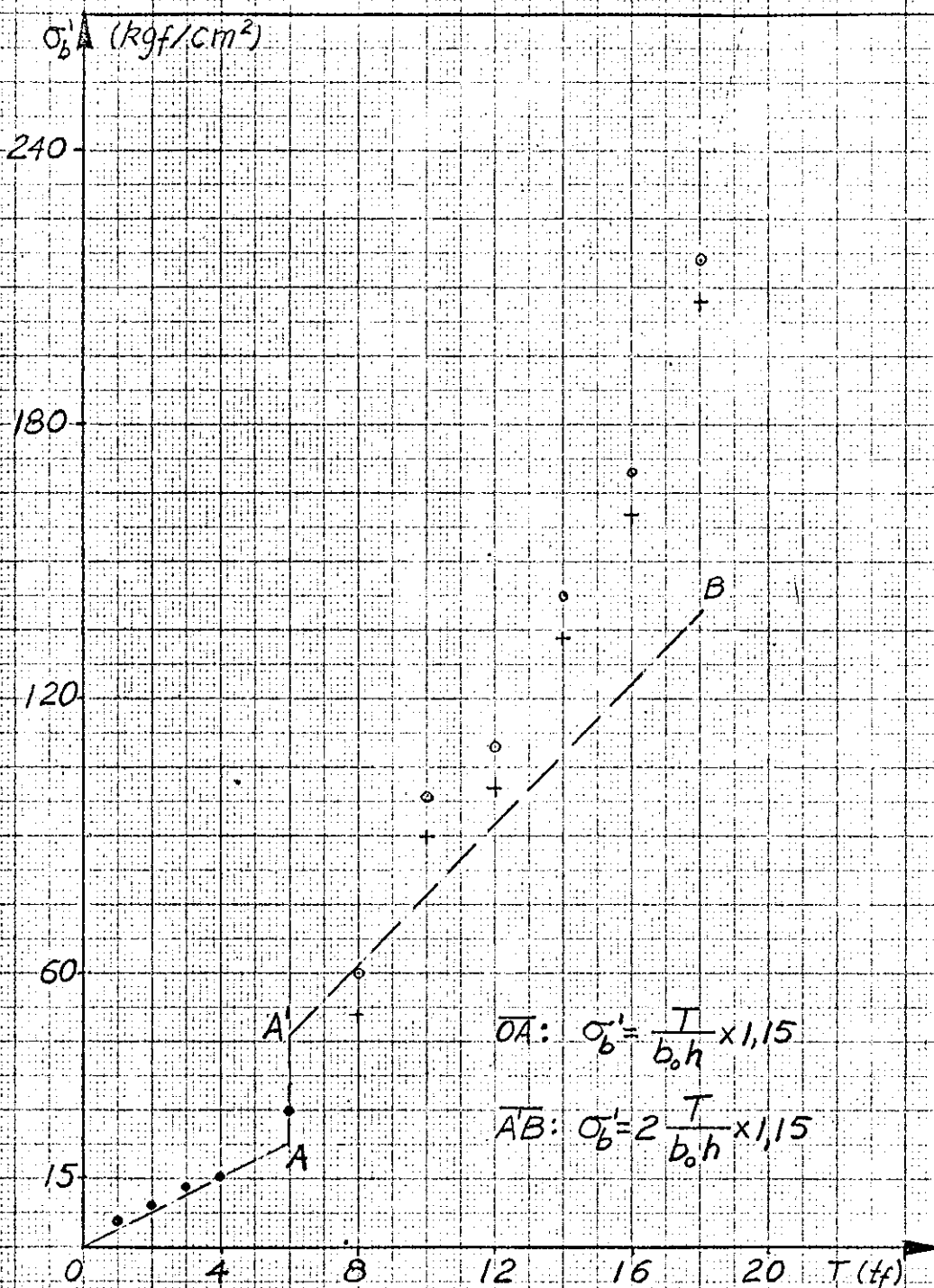


Fig.5.12 - Diagrama "Compressão na biela-esforço cortante" para a viga V15B.

Antes da fissuração

Depois da fissuração

com $\sigma_b = 0$

com $\sigma_b = R_{bk}$

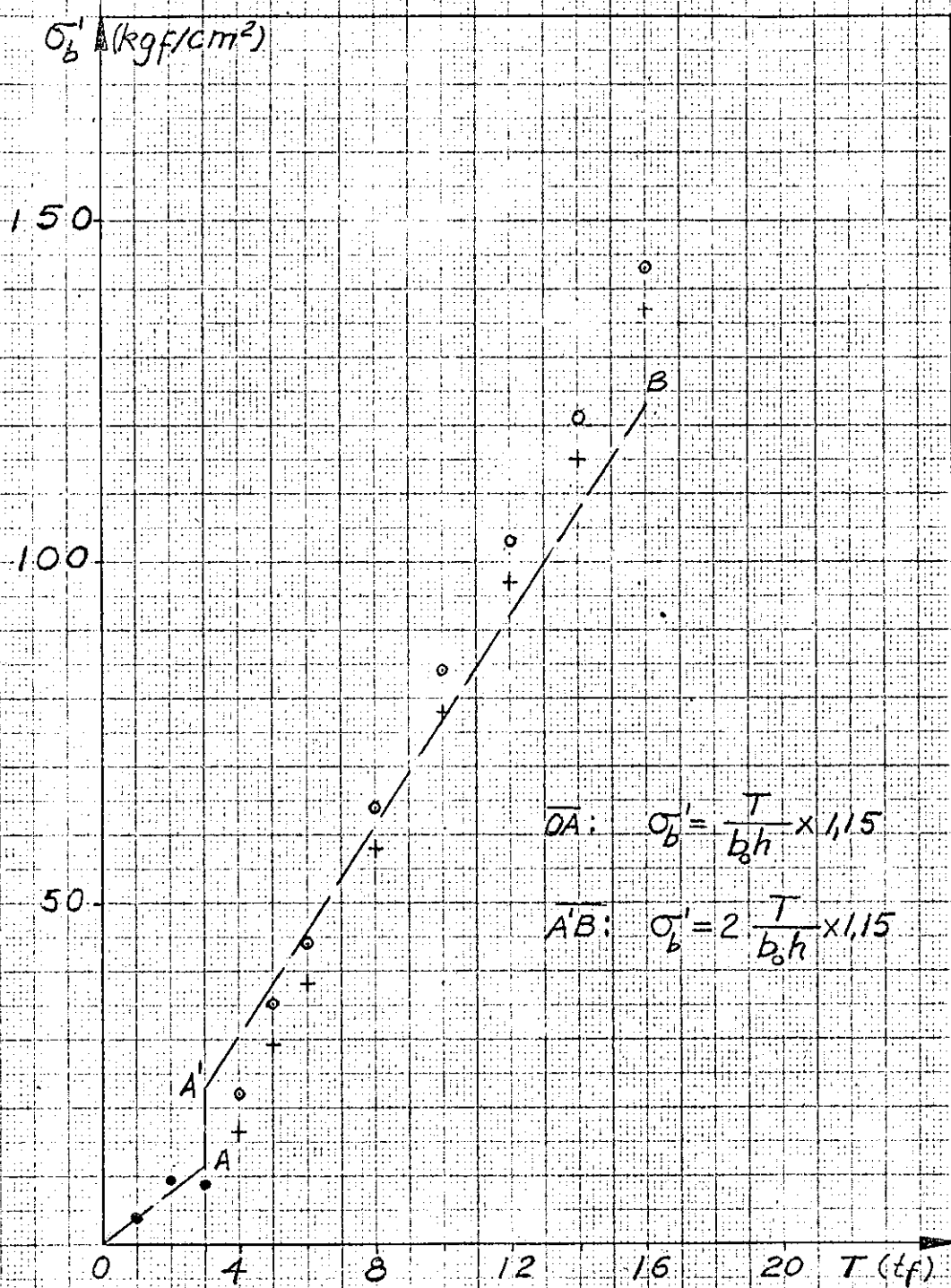


Fig.5.13 - Diagrama "Compressão na biela-esforço constante para a viga V25B.

Antes da fissuração

Depois da fissuração $\left\{ \begin{array}{l} \text{com } \sigma_b = 0 \\ \text{com } \sigma_b = R_{bk} \end{array} \right.$

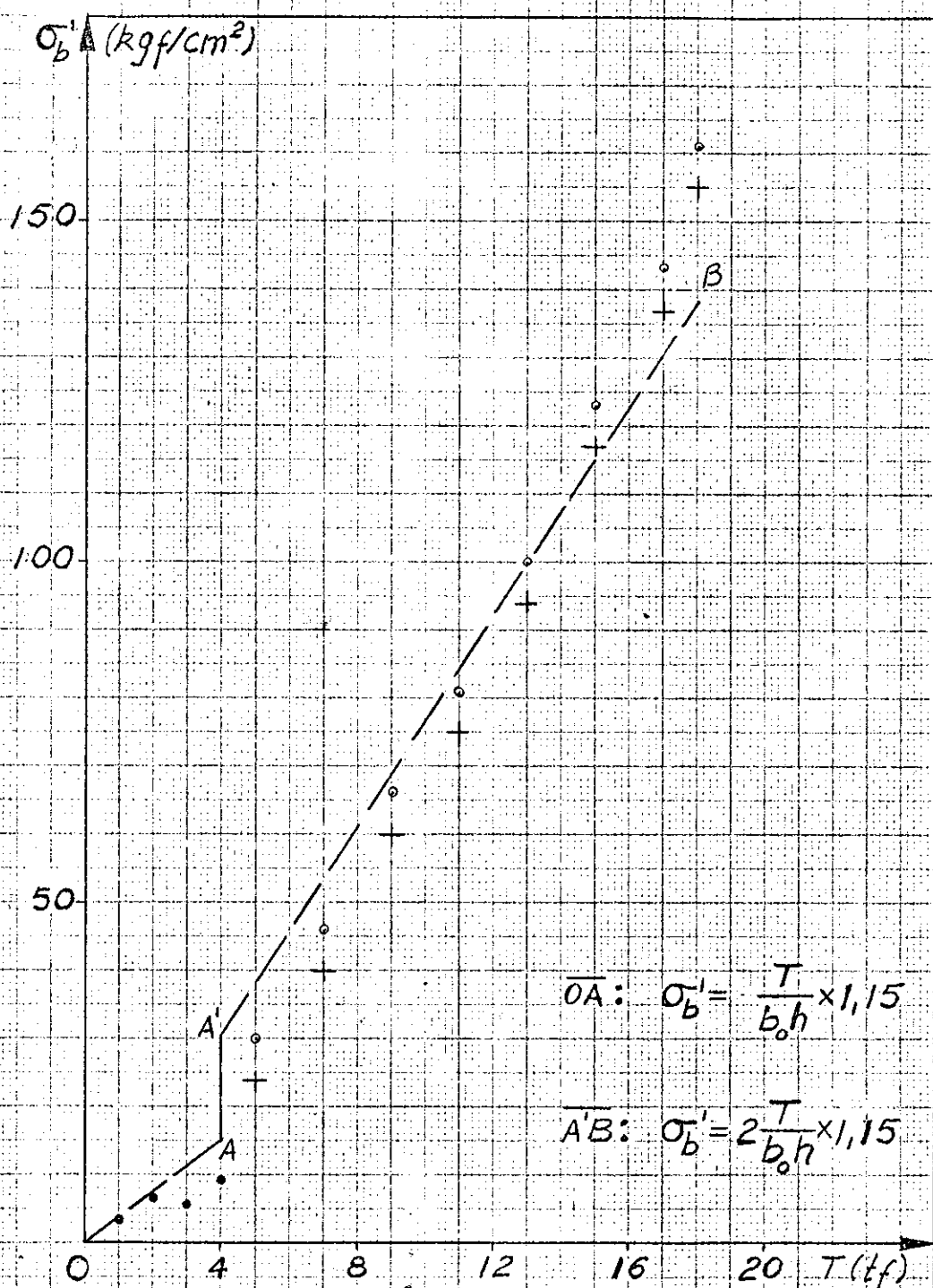


Fig.5.14 - Diagrama "Compressão na biela-esforço constante" para a viga V30B.

Antes da fissuração.

Depois da fissuração $\left\{ \begin{array}{l} \text{com } \sigma'_b = 0 \\ \text{com } \sigma'_b = R_{bk} \end{array} \right.$

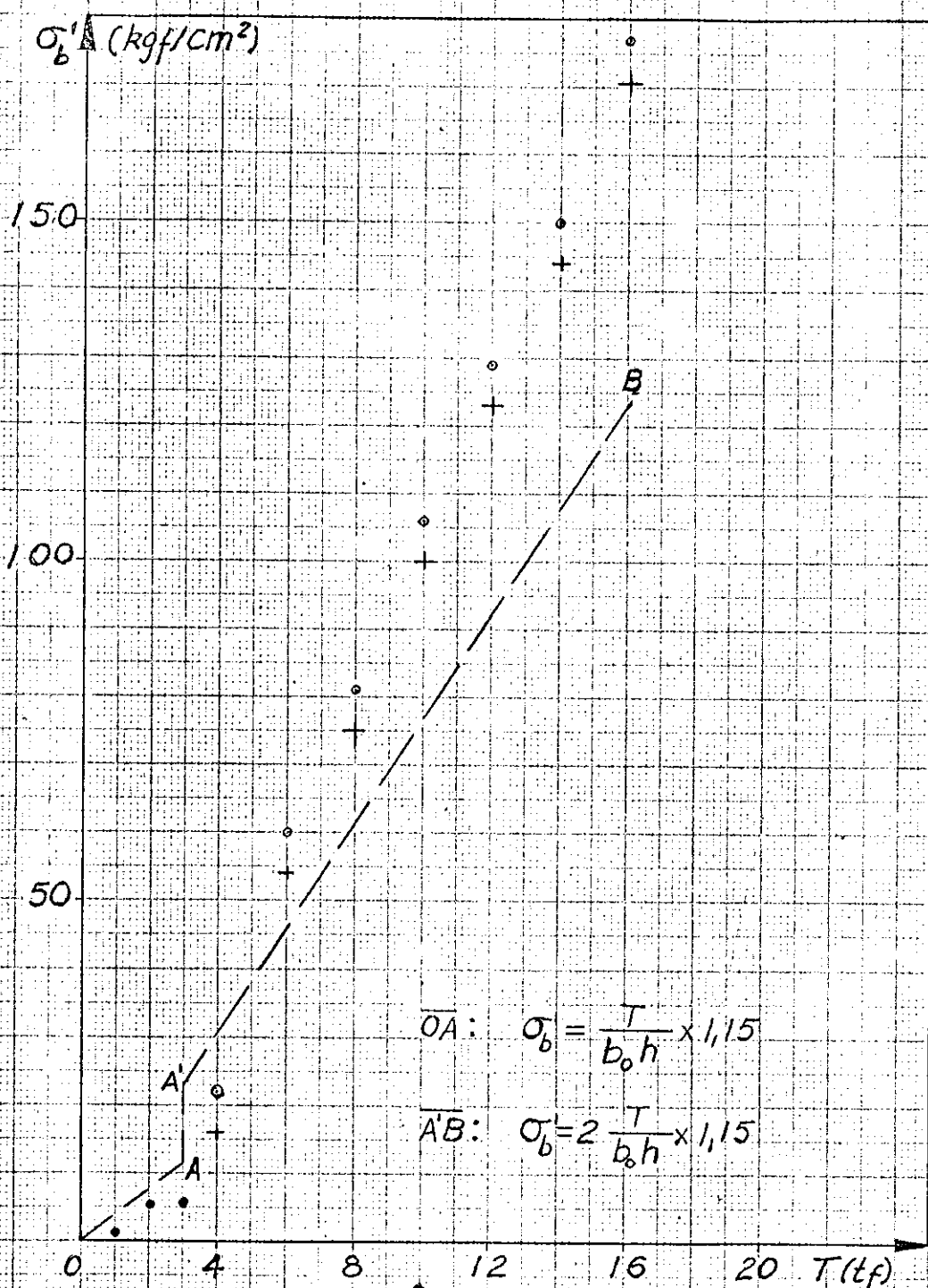


Fig.5.15 - Diagrama "Compressão na biela-esforço cortante" para a viga V40B.

Antes da fissuração

Depois da fissuração

$\left\{ \begin{array}{l} \text{com } \sigma'_b = 0 \\ \text{com } \sigma'_b = R_{bk} \end{array} \right.$

•
○
+

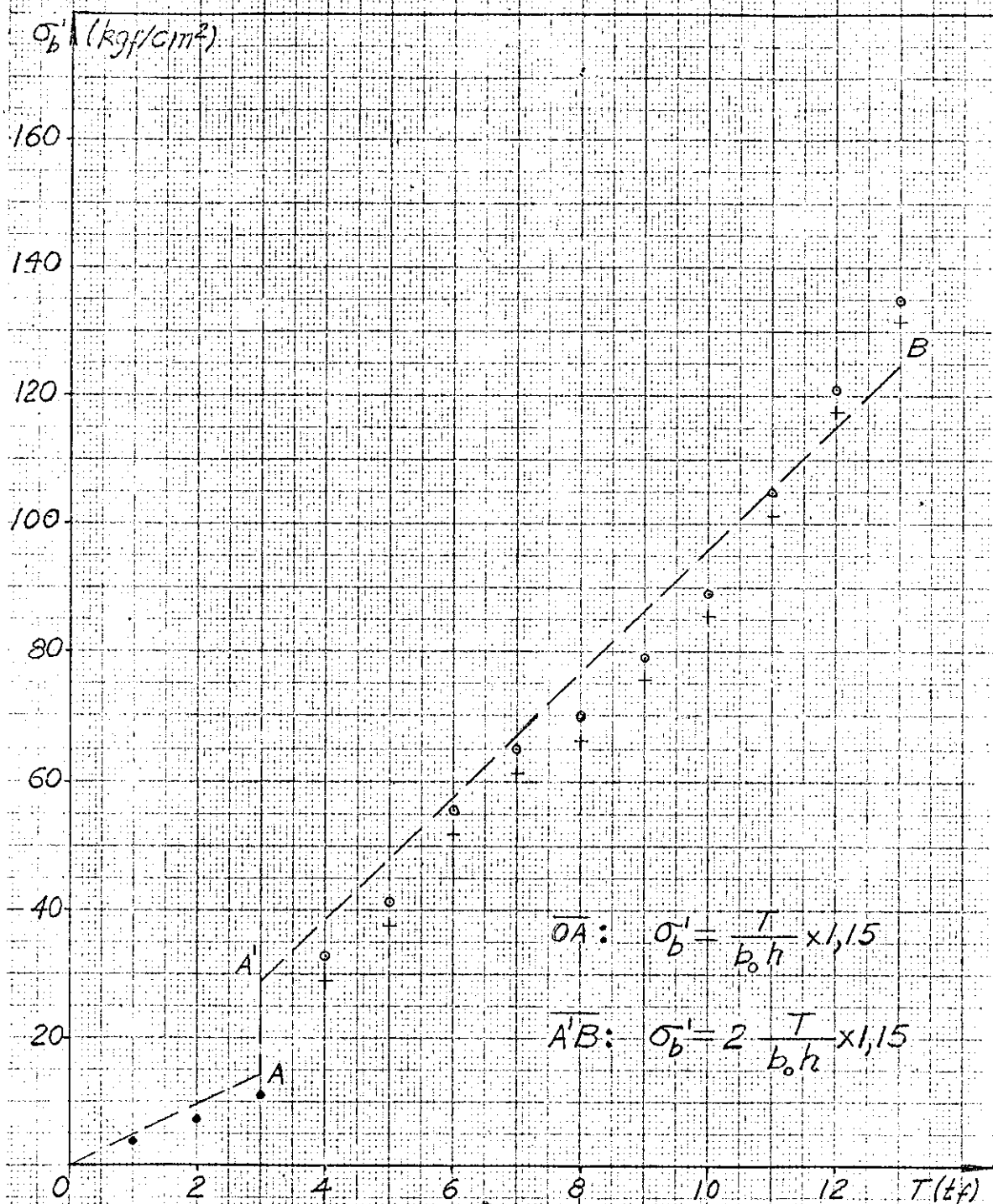


Fig. 5.16 - Diagrama "Compressão na biela-esforço cortante" para a viga V25B*.

Antes da fissuração.

Depois da fissuração $\left\{ \begin{array}{l} \text{com } \sigma'_b = 0 \\ \text{com } \sigma'_b = R_{bk} \end{array} \right.$

TABELA 5.1 - RUTURA

V i g a		M o d o d e R u t u r a		Esforço cortante último (tf)	
Grupo	Nº			Calculado (tr.Mörsch)	Observado
Grupo A Estribo φ5/16 C.15 CA 24 $R_e = 33 \text{ kg/mm}^2$	15A	Esf.cortante	Escoamento da armadura transversal	6,2	9,0
	25A	Esf.cortante	Escoamento da armadura transversal	6,2	8,0
	30A	Esf.cortante	Escoamento da armadura transversal	6,2	7,0
	40A	Esf.cortante	Escoamento da armadura transversal	6,2	8,0
	30A*	Esf.cortante	Escoamento da armadura transversal	6,2	8,0
Grupo B Estribo φ5/16 C.9 CA 50A $R_e = 59,5 \text{ kg/mm}^2$	15B	Flexão	Sinais de esfoliação da biela	19,0	19,0
	25B	Flexão		19,0	16,0
	30B	Flexão	Sinais de esfoliação da biela	19,0	18,0
	40B	Flexão		19,0	16,0
	25B*	Esf.cortante	Esmagamento de biela	8,3	14,0

OBS.1)-A temperatura ambiente oscilou,durante os ensaios,
entre 20 e 27°C.

2)-O peso próprio da viga não foi considerado.

3)-Esforço cortante último calculado com as resistências obtidas
nos ensaios do aço e do concreto

CAPÍTULO VI

OUTROS RESULTADOS

1. - Flechas

Mediram-se as flechas nos pontos 1 a 5 (fig.2.3). Determinou-se, a partir destes resultados, a flecha no meio do vão em relação à linha que passa pelos apoios. Estes valores foram marcados em gráficos (figs.6.1 a 6.9), nos quais assinalaram-se também, com linha interrompida, as flechas teóricas obtidas com o emprego das fórmulas².

$$f_I = k \frac{P_I}{(EJ)_I} \quad 6.1$$

$$f_{II} = k \frac{P_I}{(EJ)_I} + \frac{P_{II}}{0,75 (EJ)_{II}} \quad 6.2$$

para os pontos L_I e L_{II} , respectivamente.

O ponto L_I corresponde à flecha no final do estágio I determinado com a carga P_I , de fissuração. A rigidez $(EJ)_I$ foi calculada considerando a viga não fissurada (estádio I).

O ponto L_{II} , correspondente à flecha f_{II} , representa o final do estágio II. A carga P_{II} é igual à carga total P menos a carga de fissuração P_I ($P_{II} = P - P_I$). A rigidez $(EJ)_{II}$ foi calculada empregando a fórmula² (estádio II)

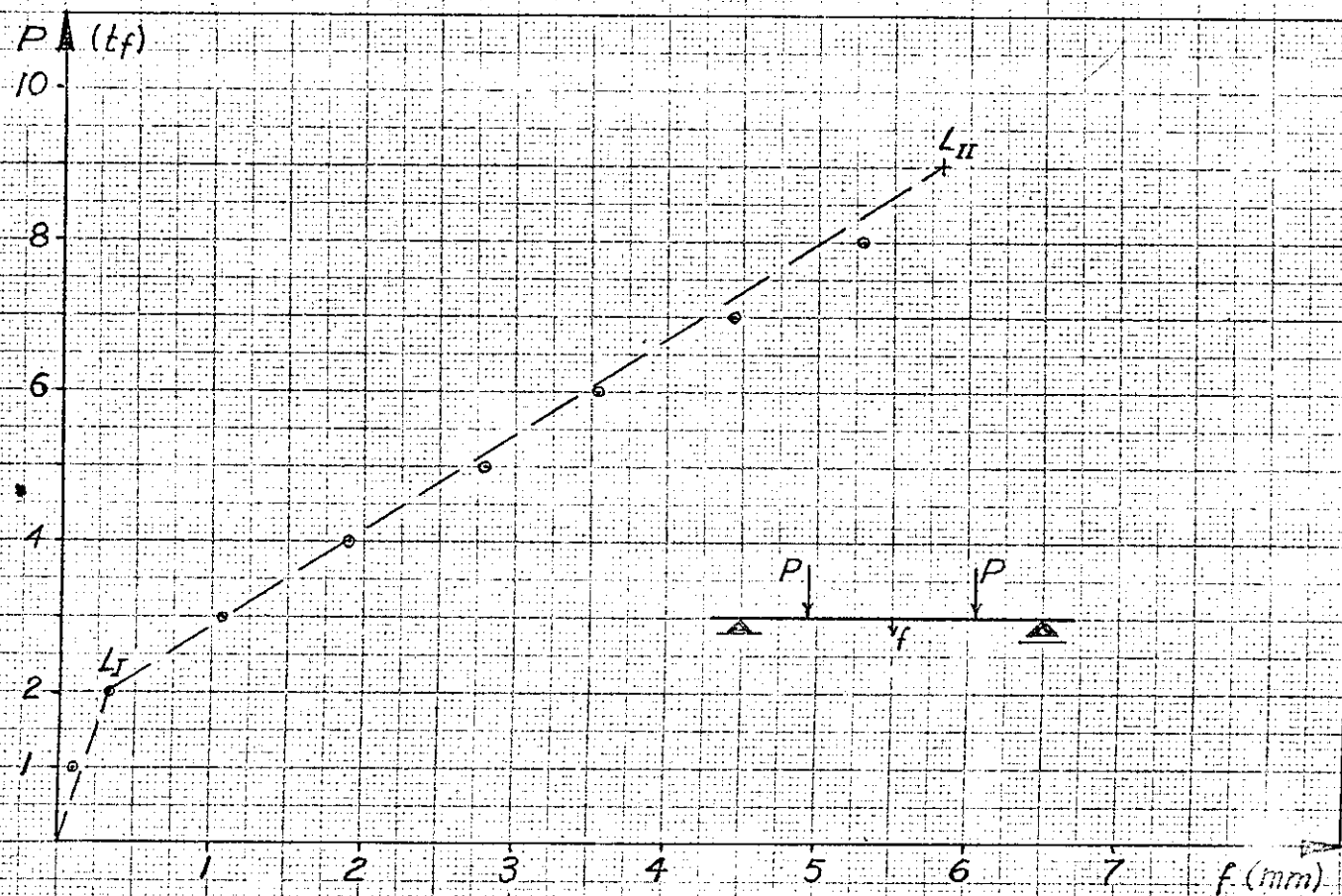


Fig.6.1 - Diagrama "Carga-flecha", da viga V15A.

— — — Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

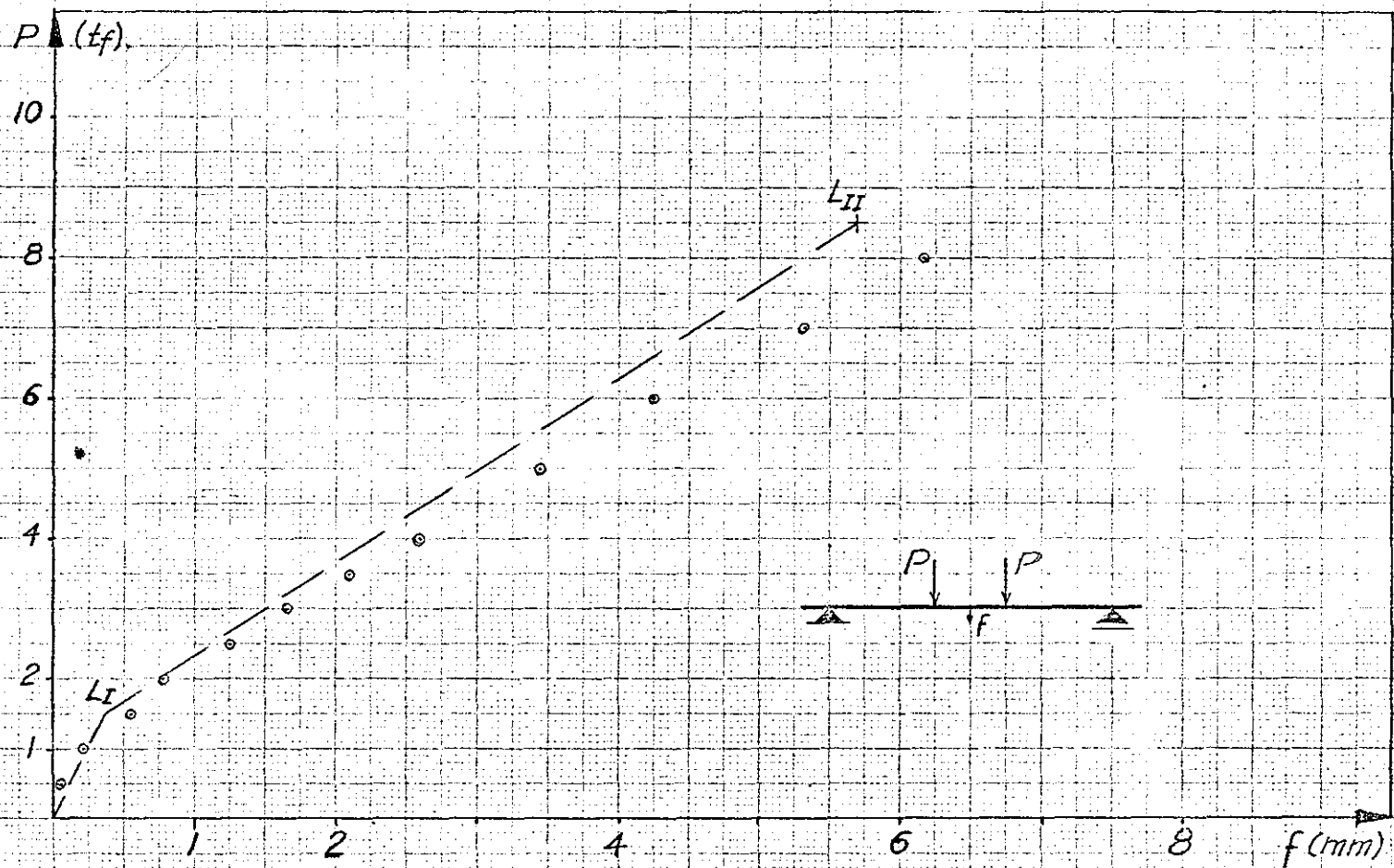


Fig.6.2 - Diagrama "carga-flecha" da viga V25A.

— — — Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

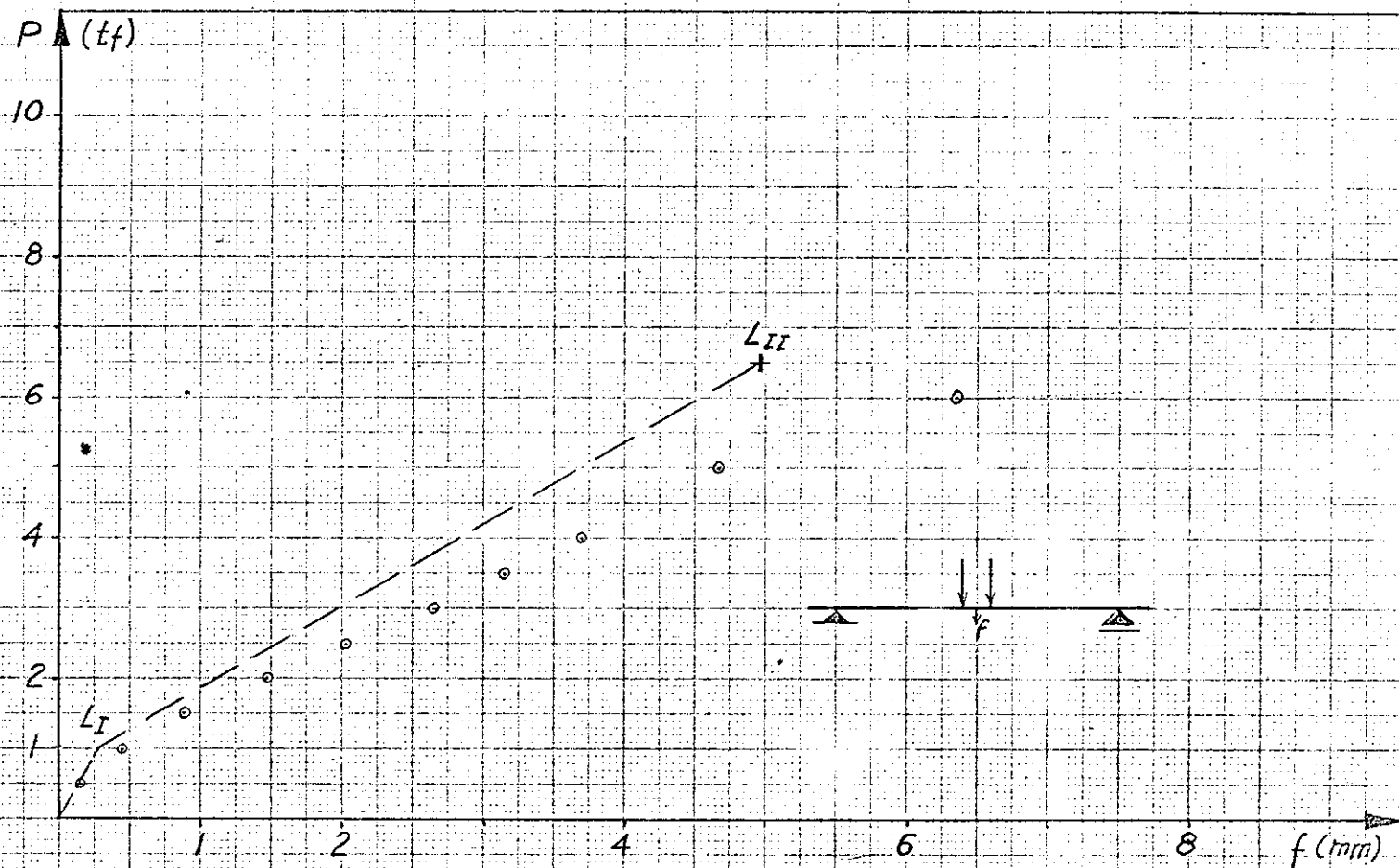


Fig.6.3 - Diagrama "carga-flecha" da viga V30A.

- — — Curva teórica.
 ○ Pontos obtidos experimentalmente.

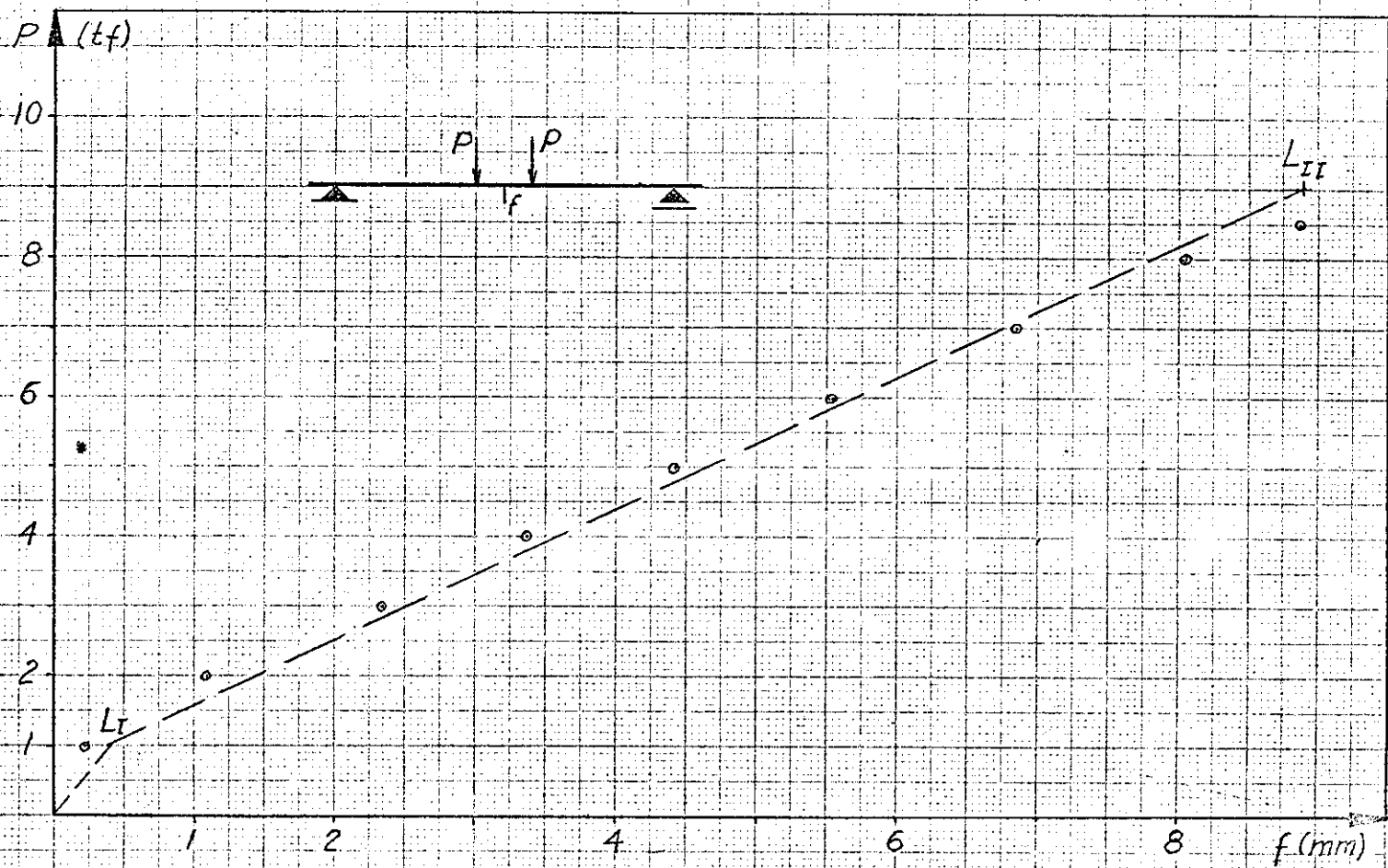


Fig.6.4 - Diagrama "carga-flecha" da viga V40A.

- — — Curva teórica.
 ○ Pontos obtidos experimentalmente.

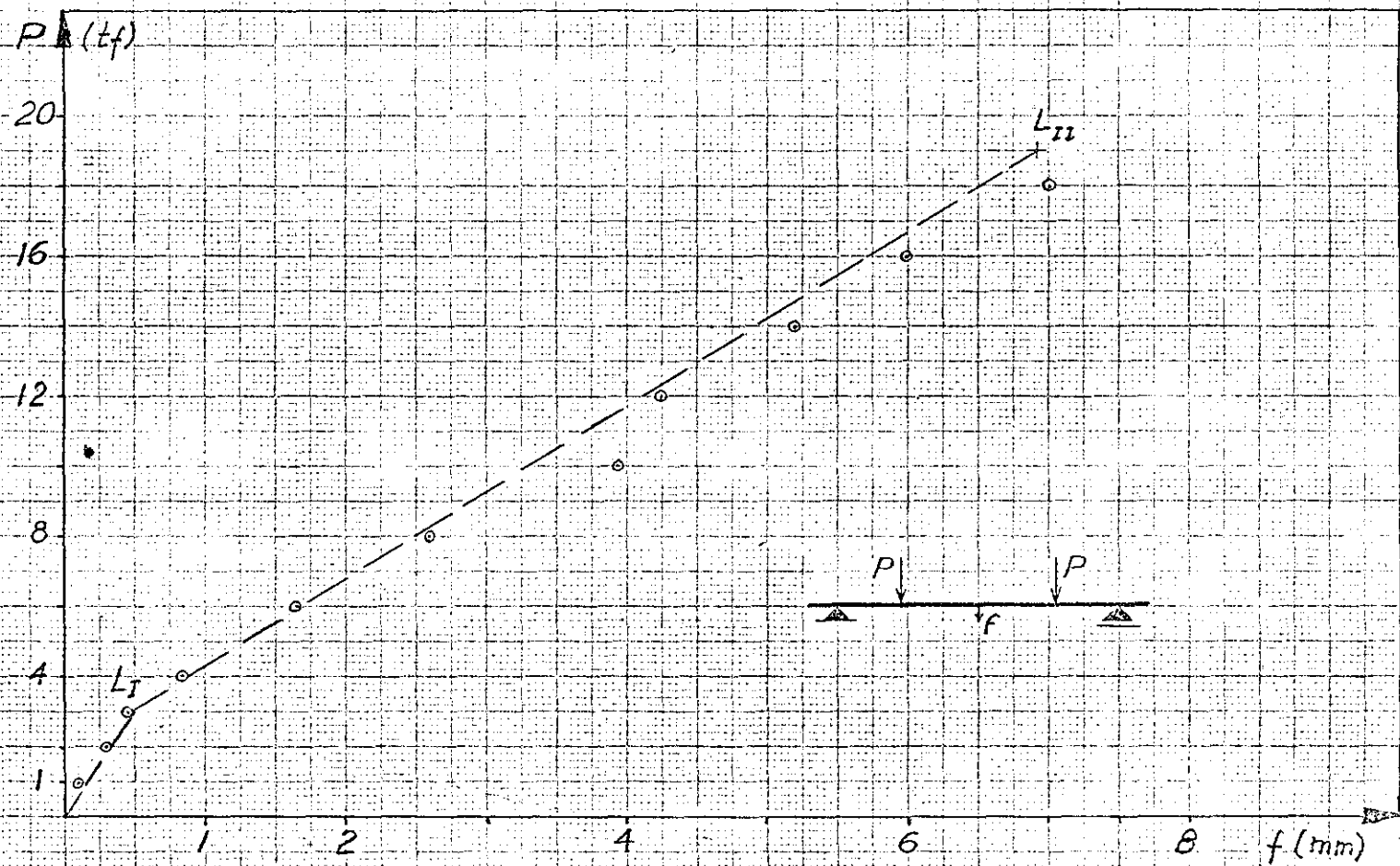


Fig.6.5 - Diagrama "carga-flecha" da viga V15B.

— — — Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

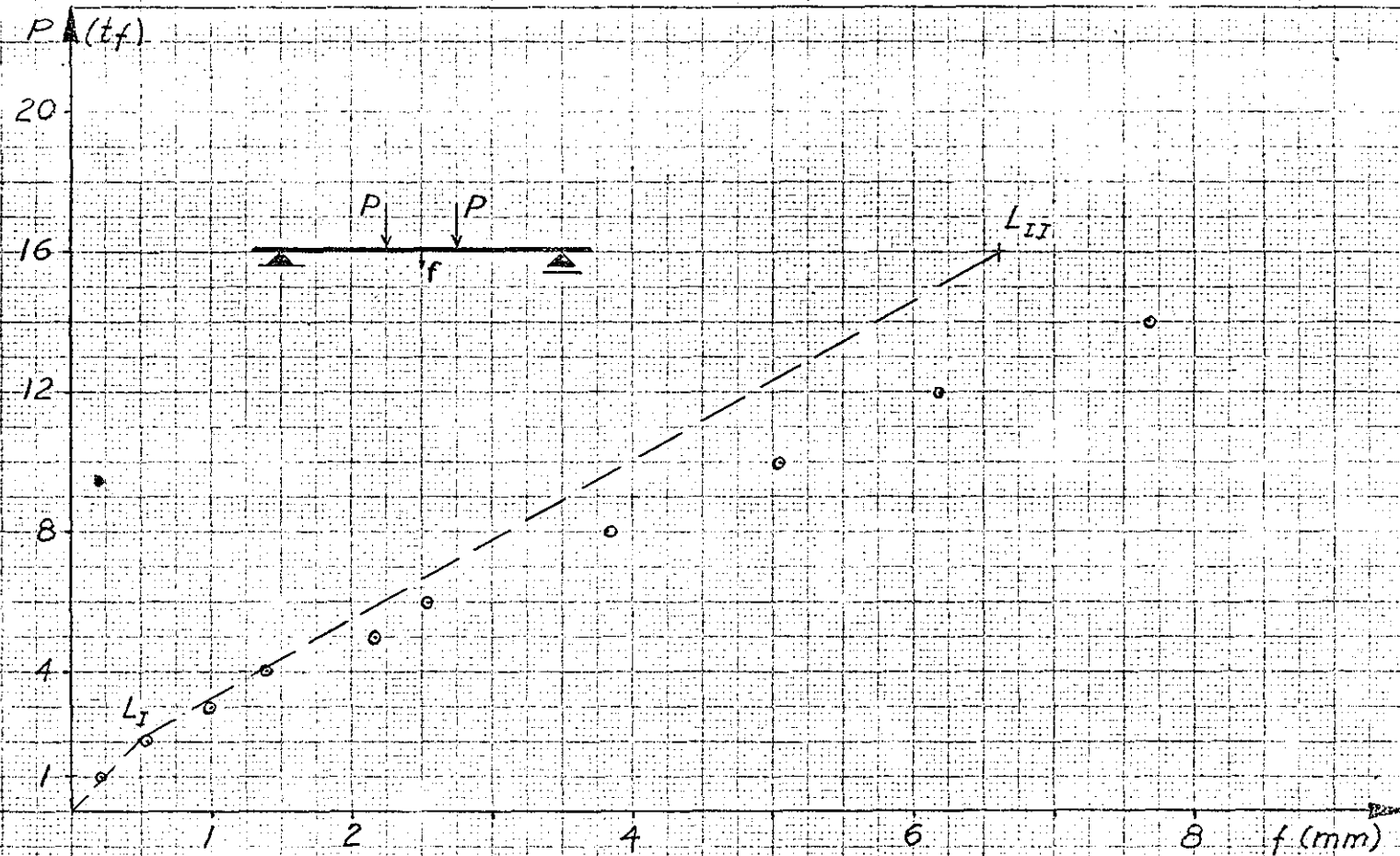


Fig.6.6 - Diagrama "carga-flecha" da viga V25B.

--- Curva teórica.

o Pontos obtidos experimentalmente.

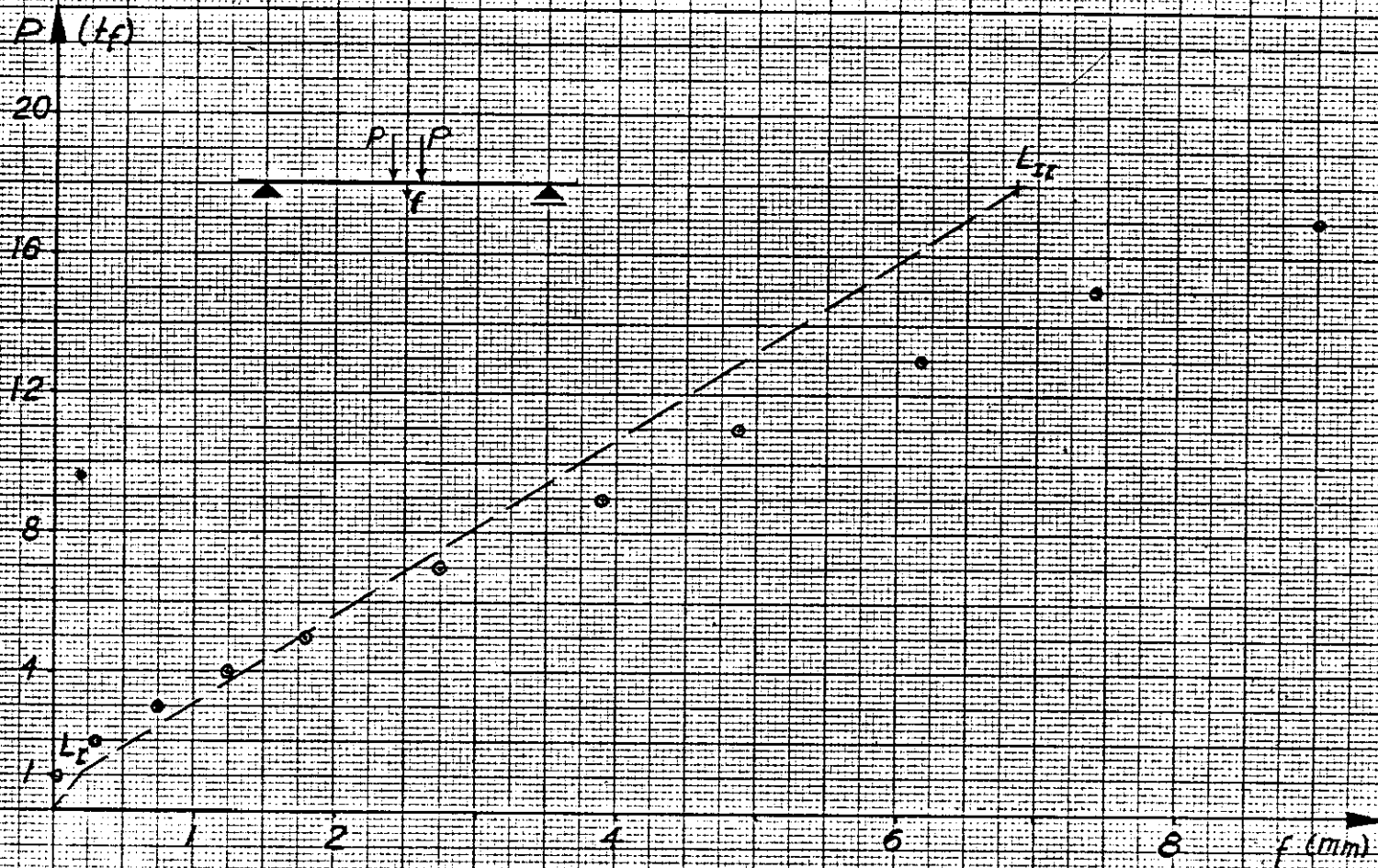


Fig.6.7 - Diagrama "carga-flecha" da viga V30B.

— Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

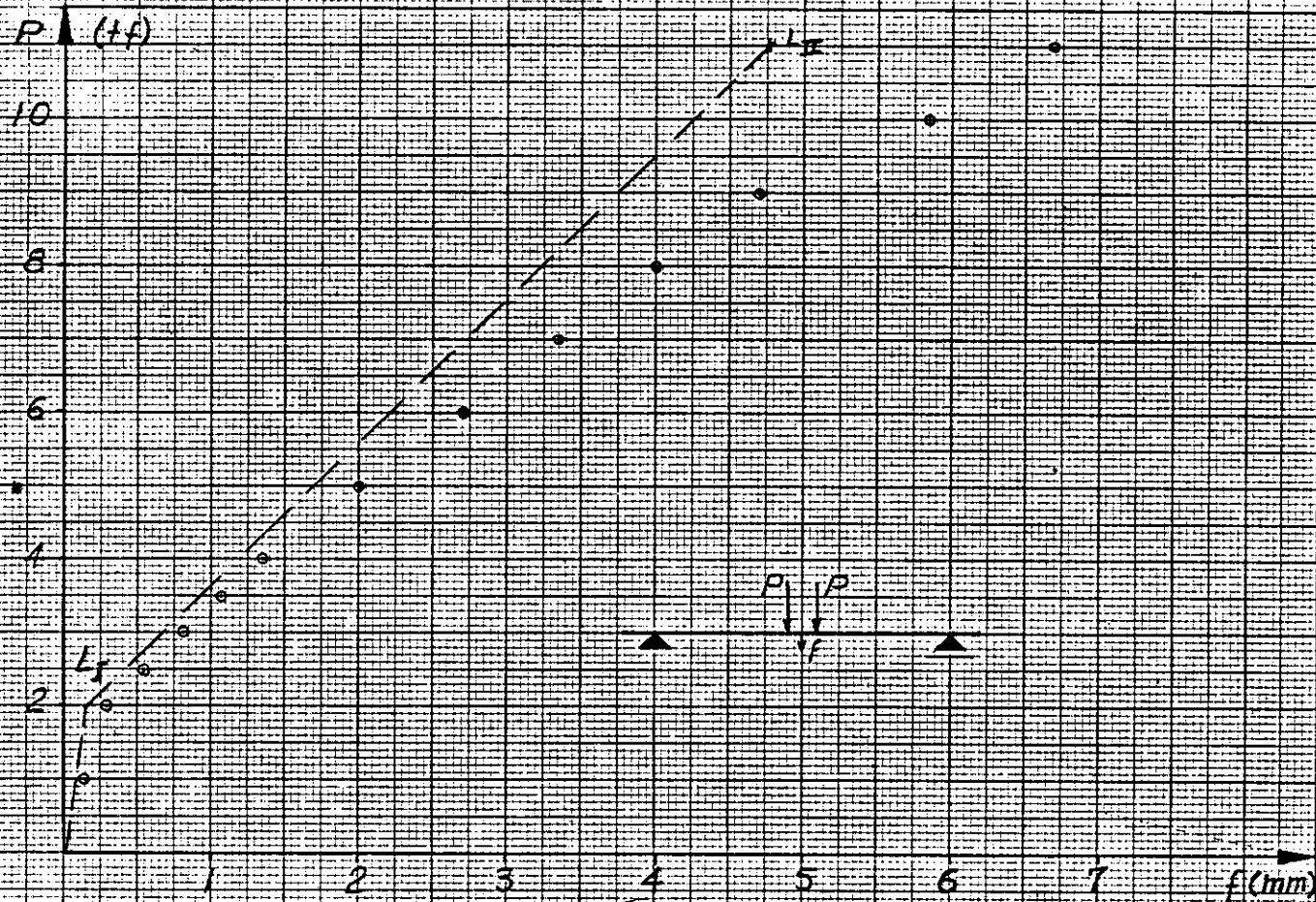


Fig.6.8 - Diagrama "carga-flecha" da viga V30A*.

— Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

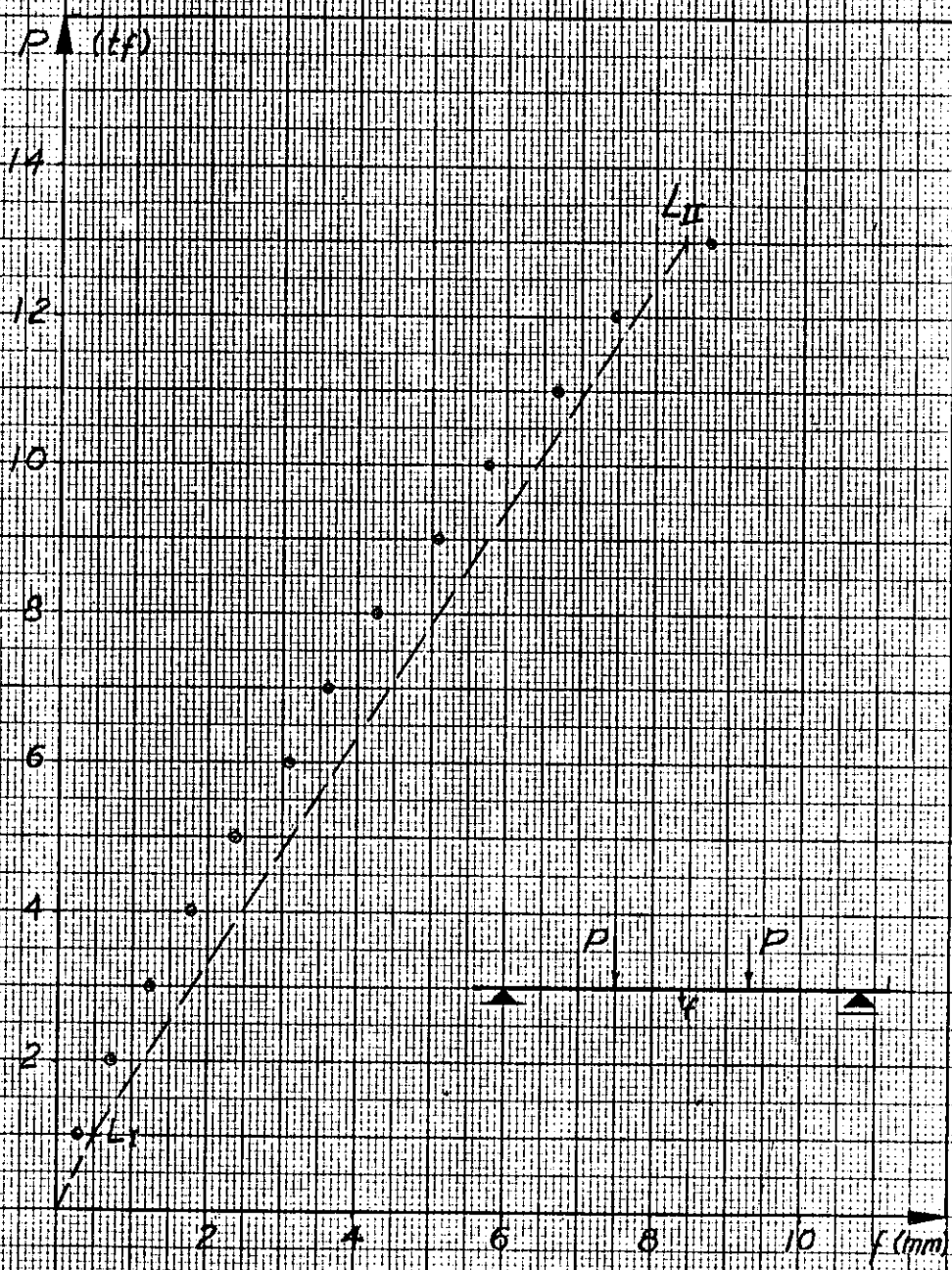


Fig.6.9 - Diagrama "carga-flecha" da viga V25B*.

— Curva teórica,
 o — Pontos obtidos experimentalmente.

$$(EJ)_{II} = A E_a (h - x) z \quad 6.3$$

sendo

$$\frac{x}{h} = n\mu \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{n\mu}} \right) \quad 6.4$$

$$\frac{z}{h} = 1 - \frac{1}{3} \frac{x}{h} \quad 6.5$$

O valor de n , neste caso, é: $n = 2 \frac{E_a}{E_b}$

Quando x , calculado pela fórmula 6.4, era maior que d (espessura da mesa), utilizaram-se as fórmulas aproximadas¹:

$$\frac{x}{h} = \frac{0,5bd^2 + nAh}{h(bd + nA)} \quad 6.6$$

e

$$\frac{z}{h} = 1 - 0,5 \frac{d}{h} \quad 6.7$$

O valor do coeficiente k das fórmulas 6.1 e 6.2 é, para o presente caso,

$$k = \frac{at^2}{24} \left[3 - 4 \left(\frac{a}{t} \right)^2 \right],$$

tirado das fórmulas usuais para o cálculo de flechas no regime elástico.

2. Rotações

Mediram-se as rotações nos pontos 1 a 4 (fig.2.3). Traçaram-se diagramas carga-rotação nos quais os pontos obtidos experimentalmente foram assinalados por um pequeno círculo. Nestes diagramas foram representadas as curvas teóricas, em traço interrompido, obtidas com fórmulas² análogas às usadas para cálculo das flechas.

Observando os diagramas das figuras 6.10 a 6.15, nota-se boa aproximação entre as rotações observadas e as curvas teóricas. Já nos diagramas das figuras 6.16 e 6.17, observa-se que as rotações calculadas são sempre maiores que as determinadas experimentalmente. É de supor que, à medida que cresce a taxa geométrica de armadura longitudinal, os resultados teóricos vão-se afastando dos resultados experimentais.

3. - Deformação do concreto na flexão

Mediu-se a deformação do concreto na borda mais comprimida da seção do meio da viga. Utilizando-se os diagramas tensão-deformação do concreto (figuras 4.6 e 4.7), determinaram-se as tensões de compressão correspondentes àquelas deformações. Estes valores foram marcados em gráficos tensão-carga (figuras 6.18 a 6.26). Observa-se, analisando os gráficos, que a taxa de crescimento das tensões em relação à carga é menor

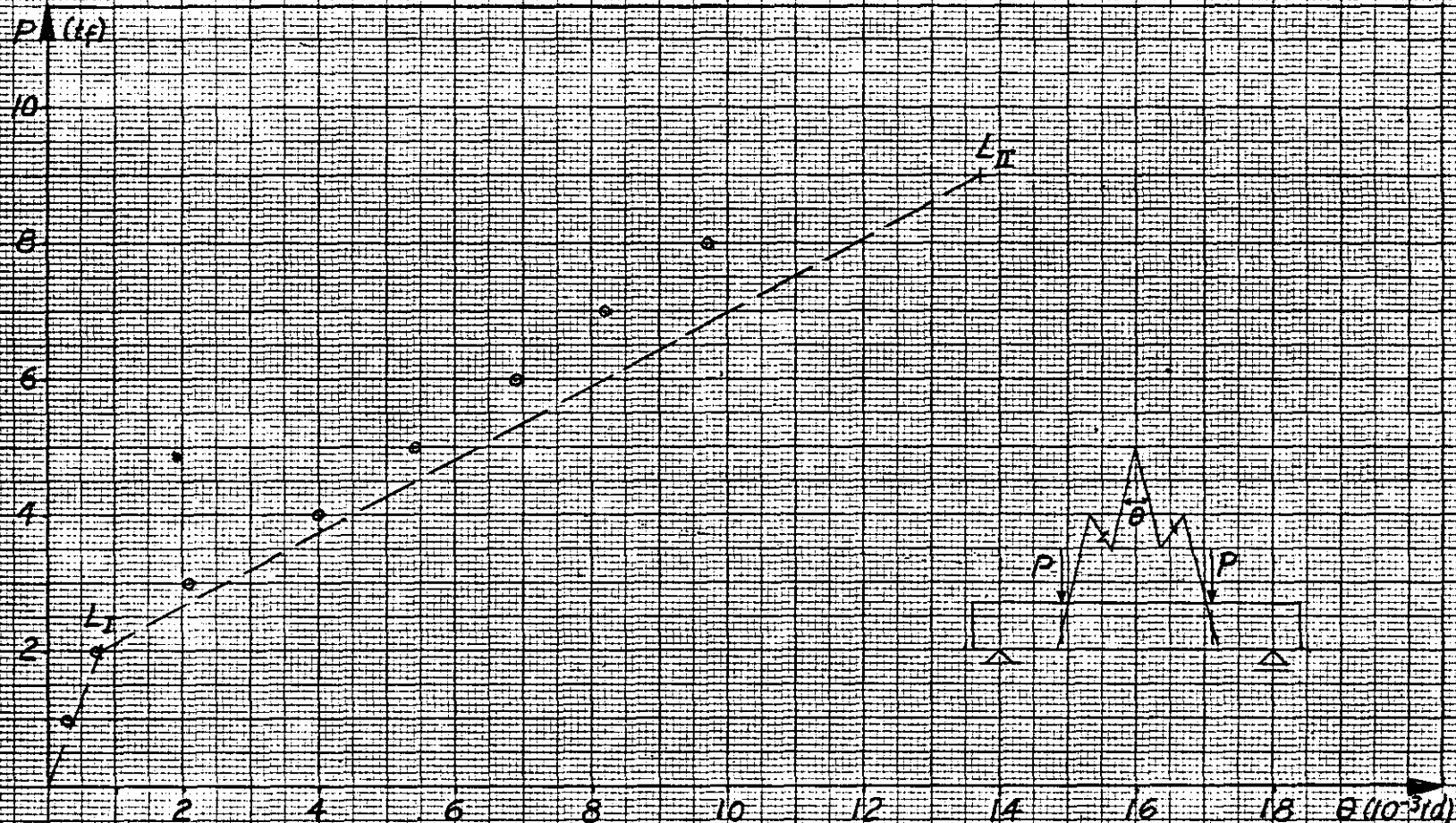


Fig.6.10 - Diagrama "carga-rotação" da viga V15A.

--- Curva teórica.

o Pontos obtidos experimentalmente.

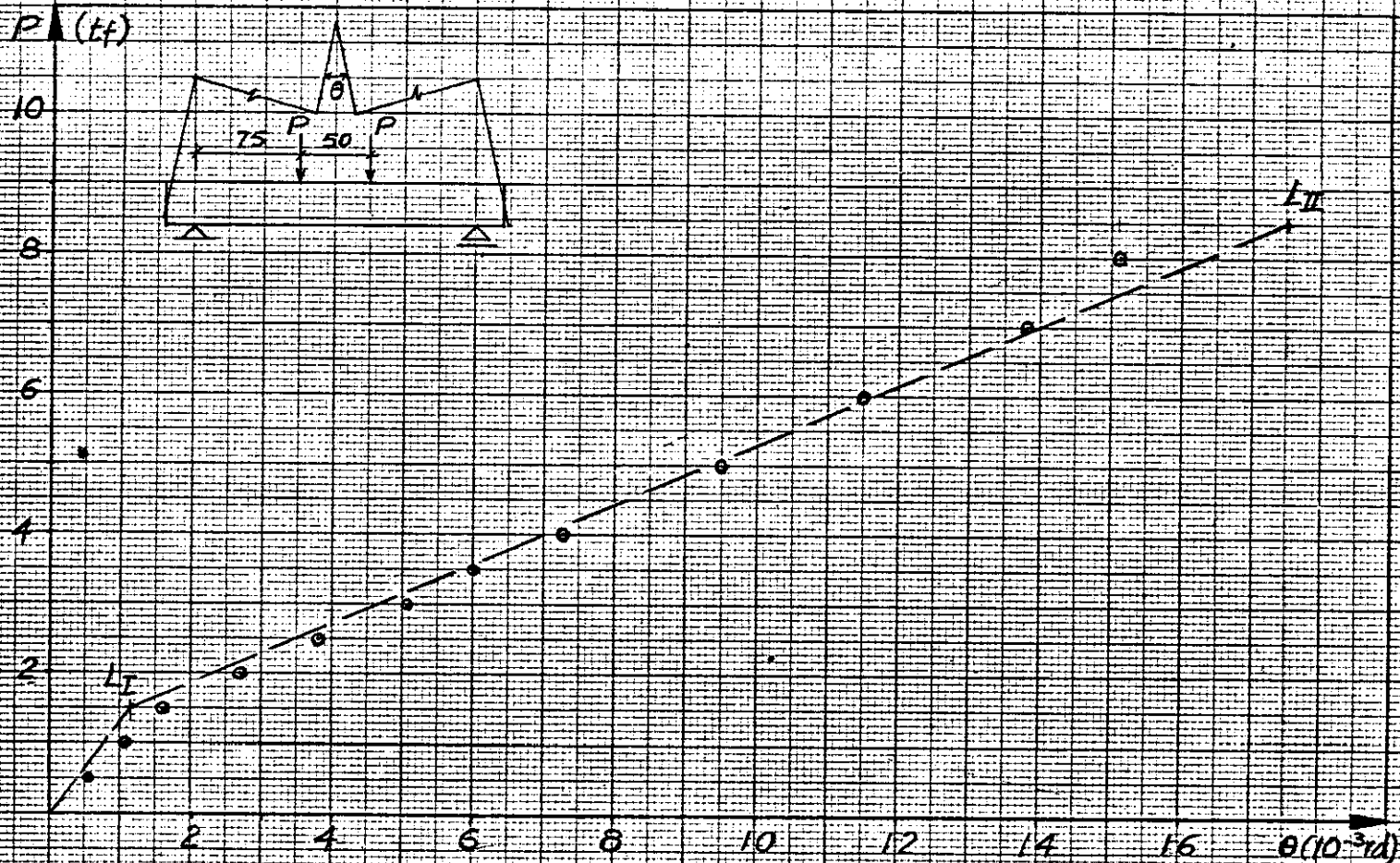
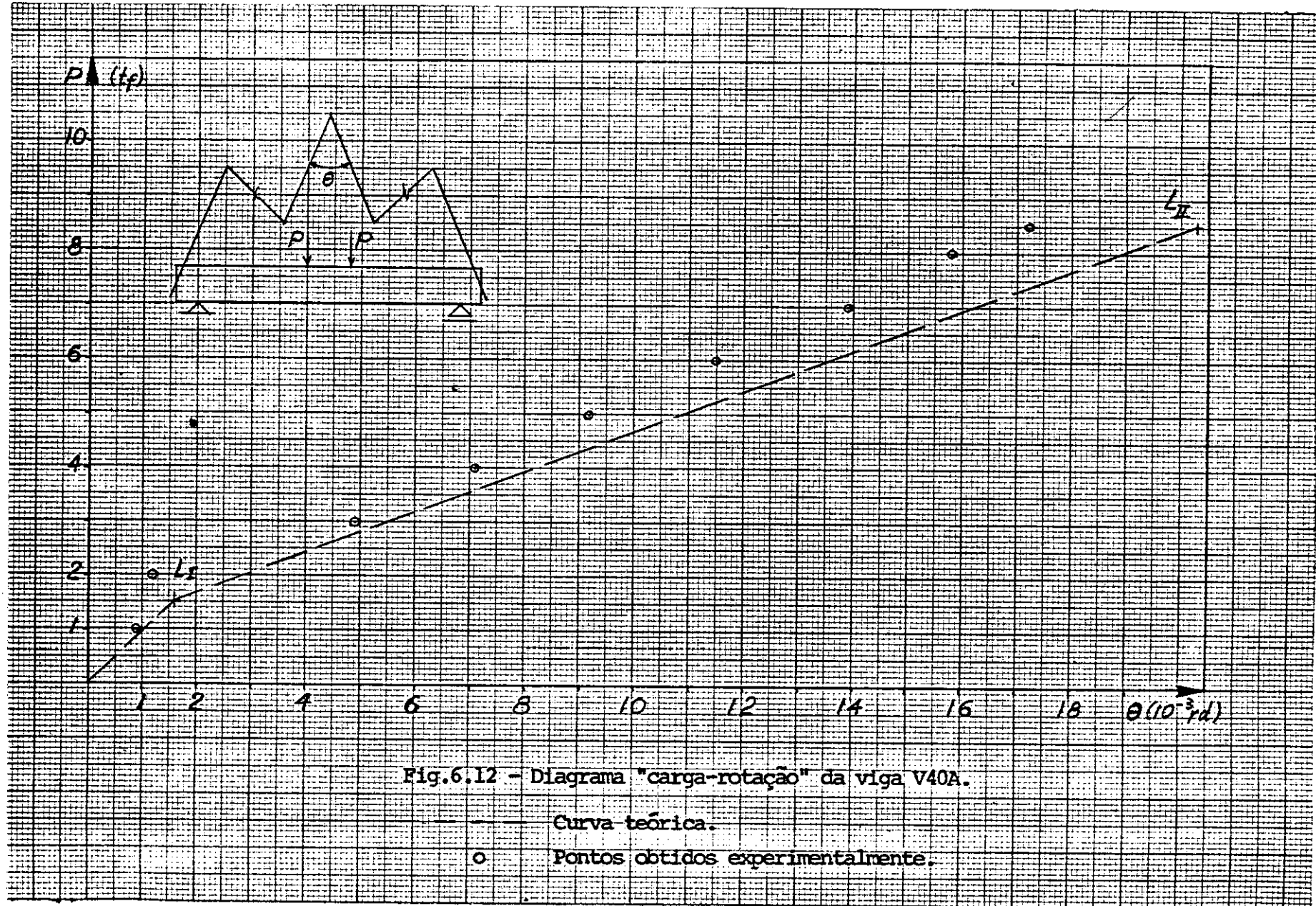


Fig.6.11 - Diagrama "carga-rotação" da viga V25A.

— — — Curva teórica.

o Pontos obtidos experimentalmente.



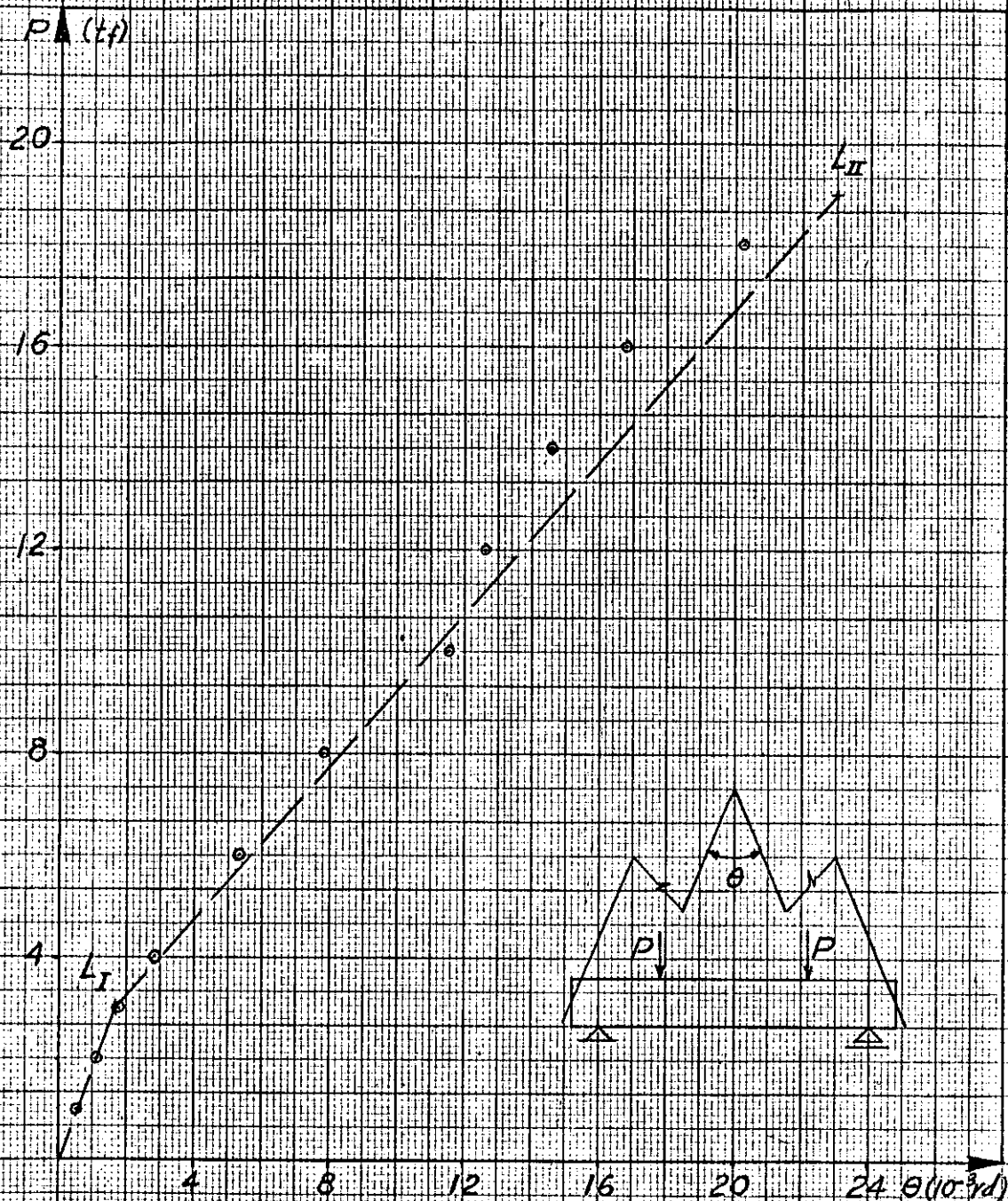


Fig.6.13 - Diagrama "carga-rotação" da Viga V15B.

— Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

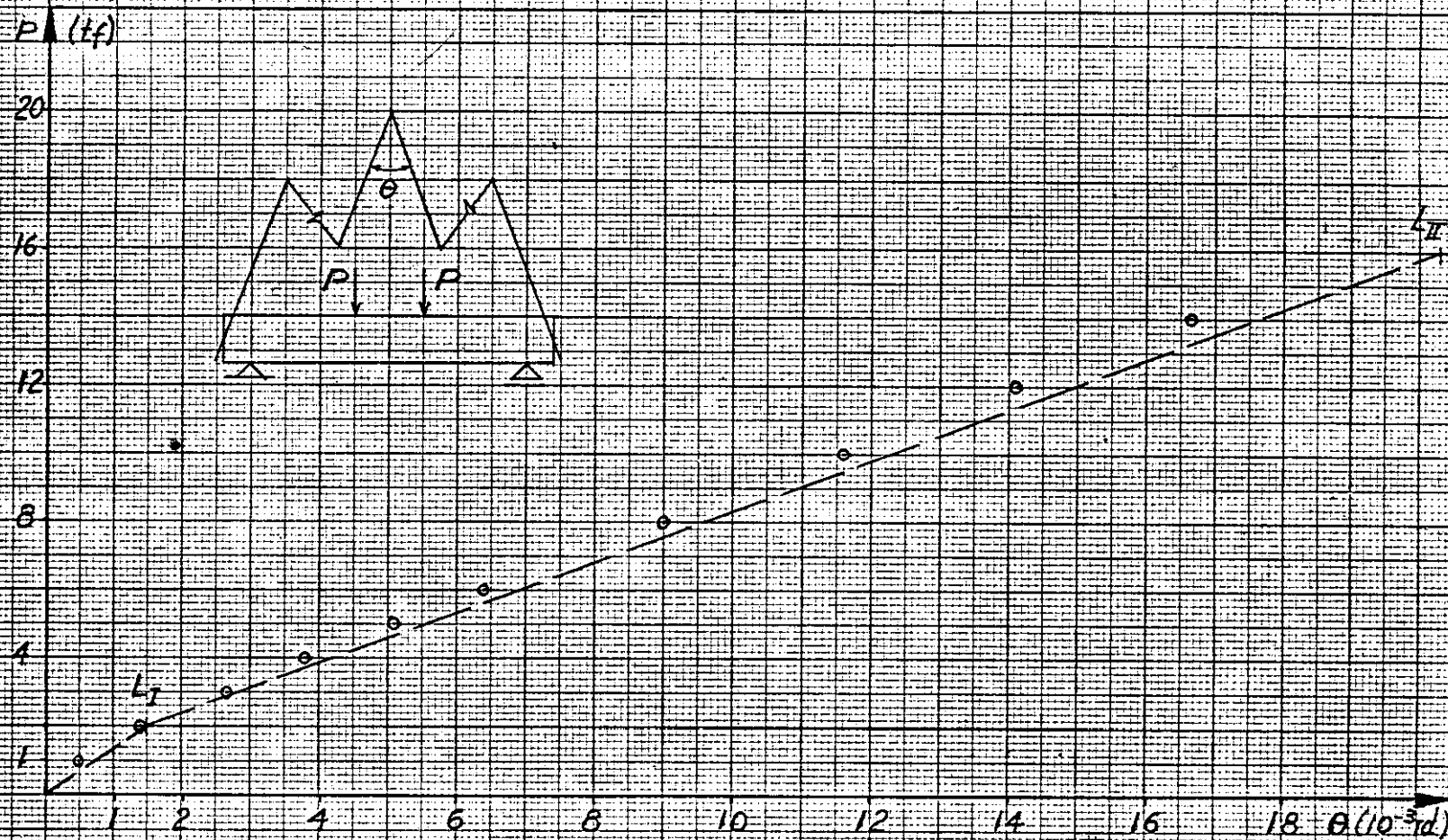
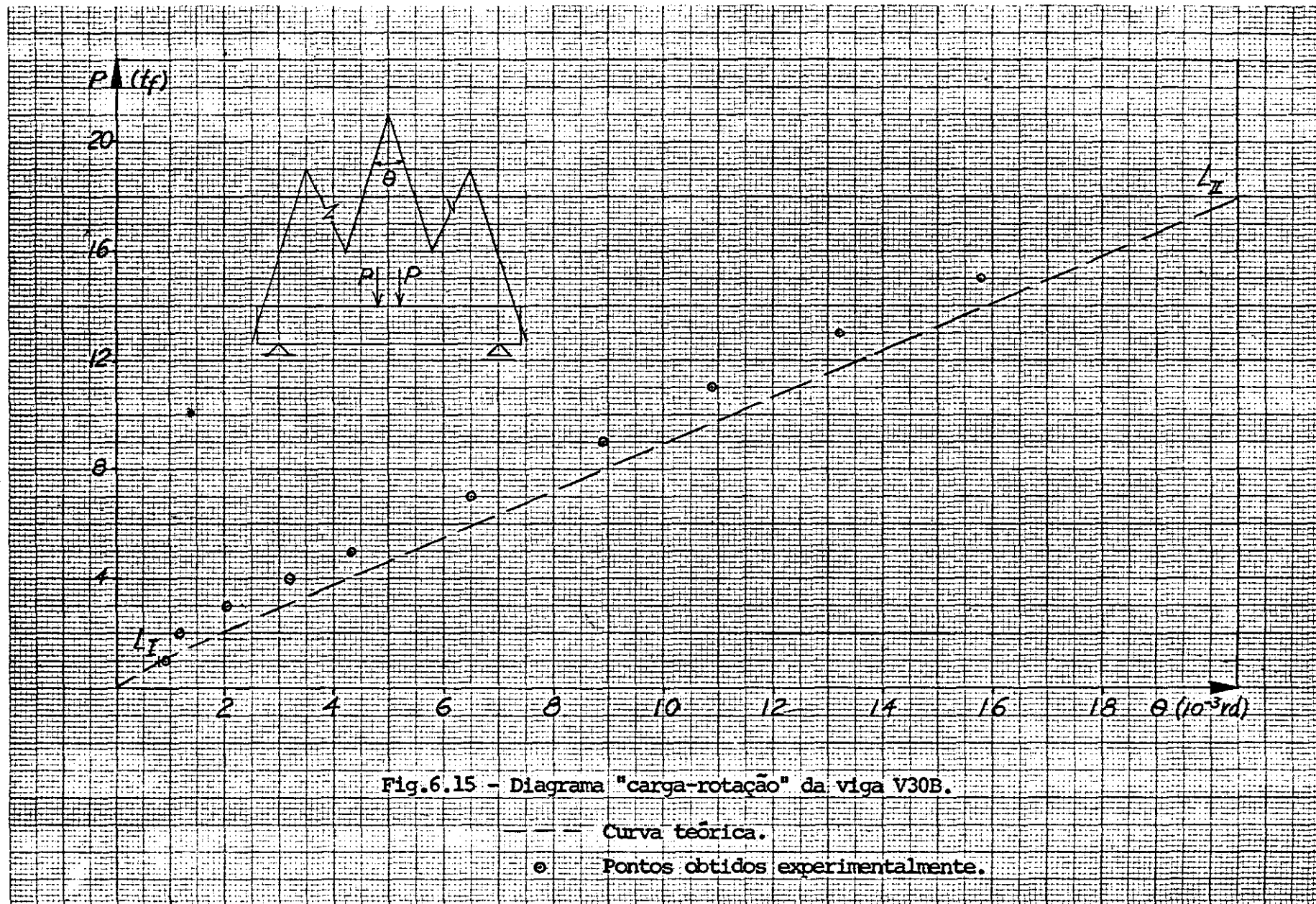


Fig.6.14 - Diagrama "carga-rotação" da viga V25B.

— — — Curva teórica.

o Pontos obtidos experimentalmente.



$P \uparrow (tf)$

10

8

6

4

2

2

4

6

8

$\theta (10^{-3}rd)$

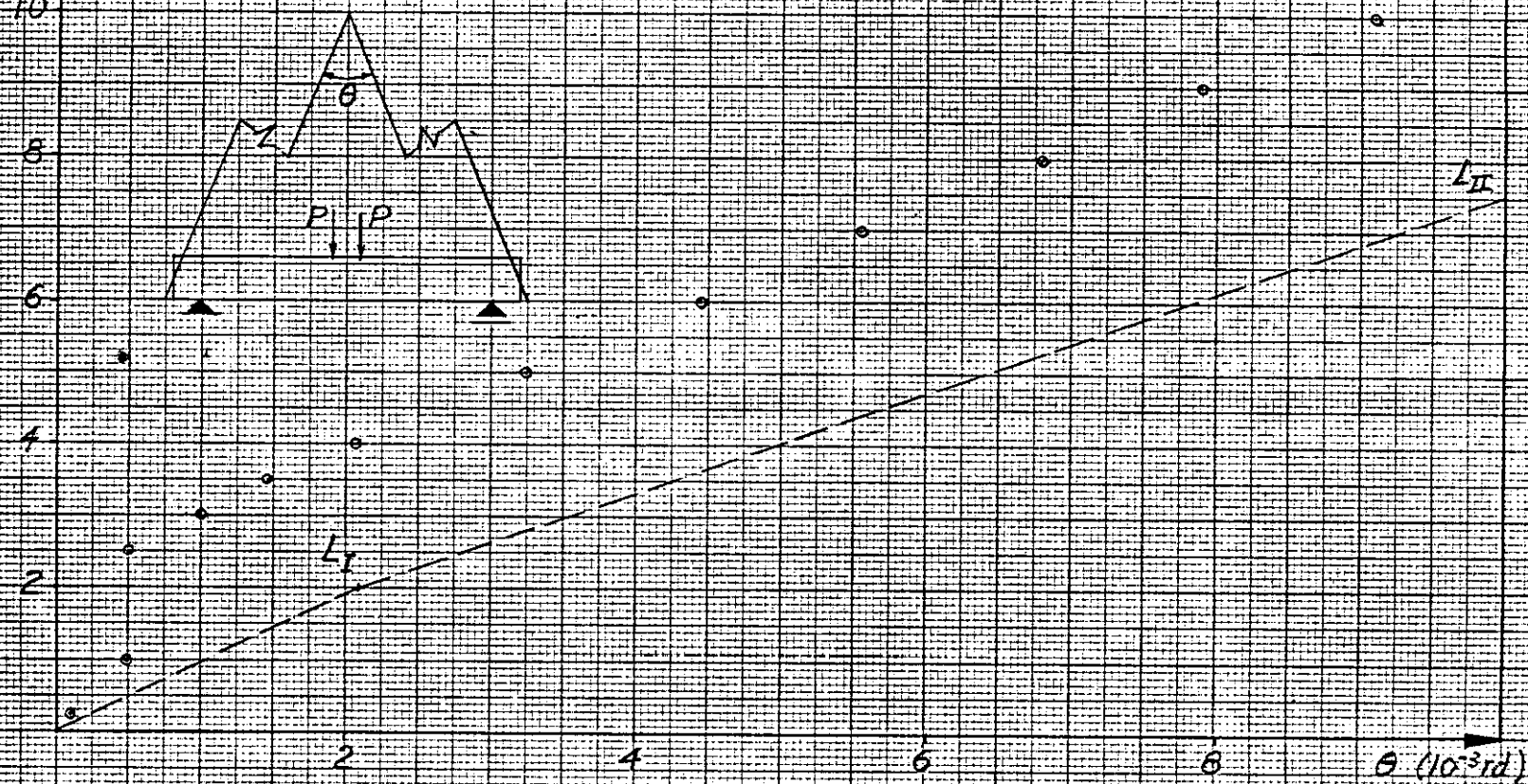


Fig.6.16 - Diagrama "carga-rotação" da viga V30A*

— Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

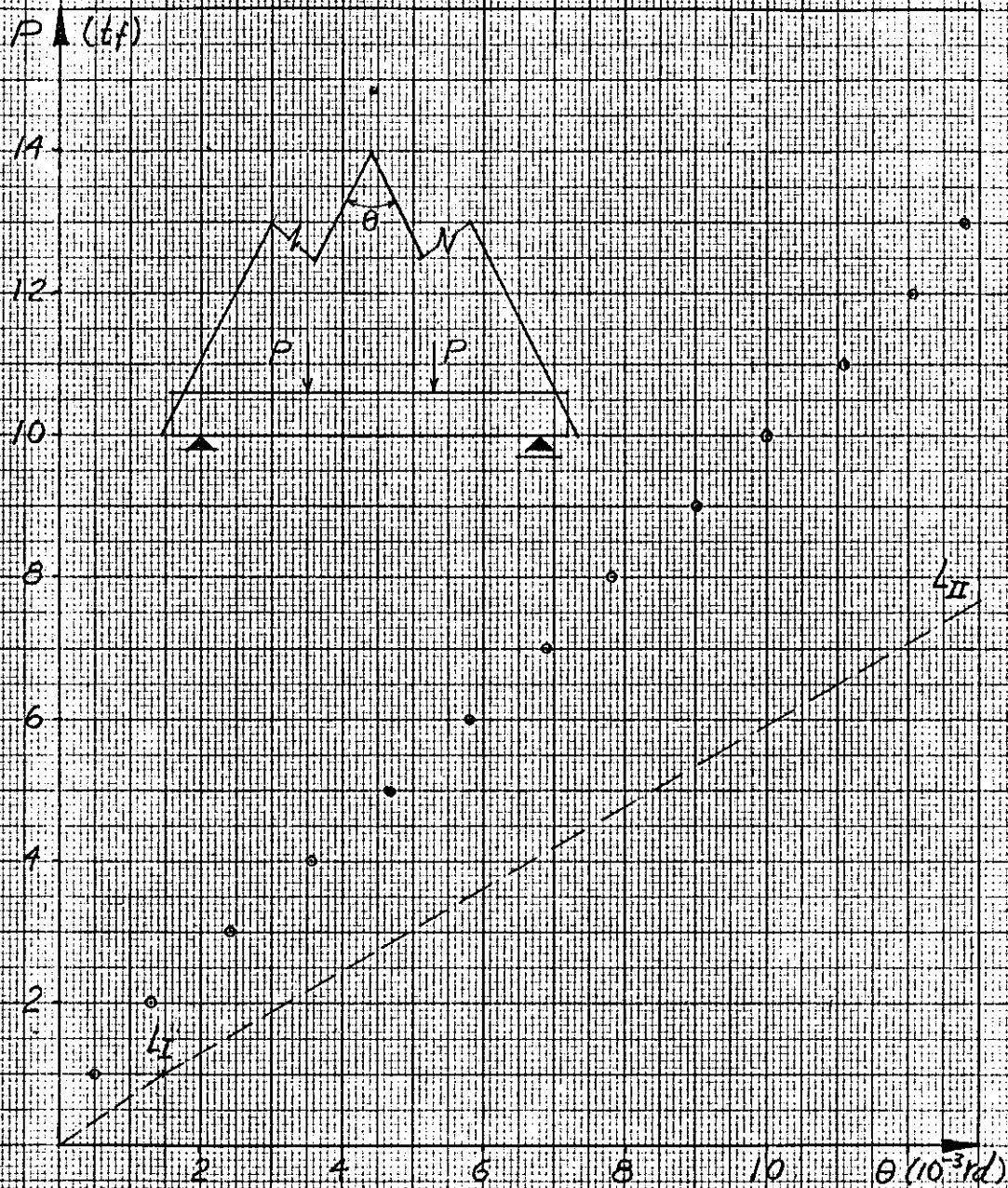


Fig.6.17 - Diagrama "carga-rotação" da viga V25B*.

— — — Curva teórica.

○ Pontos obtidos experimentalmente.

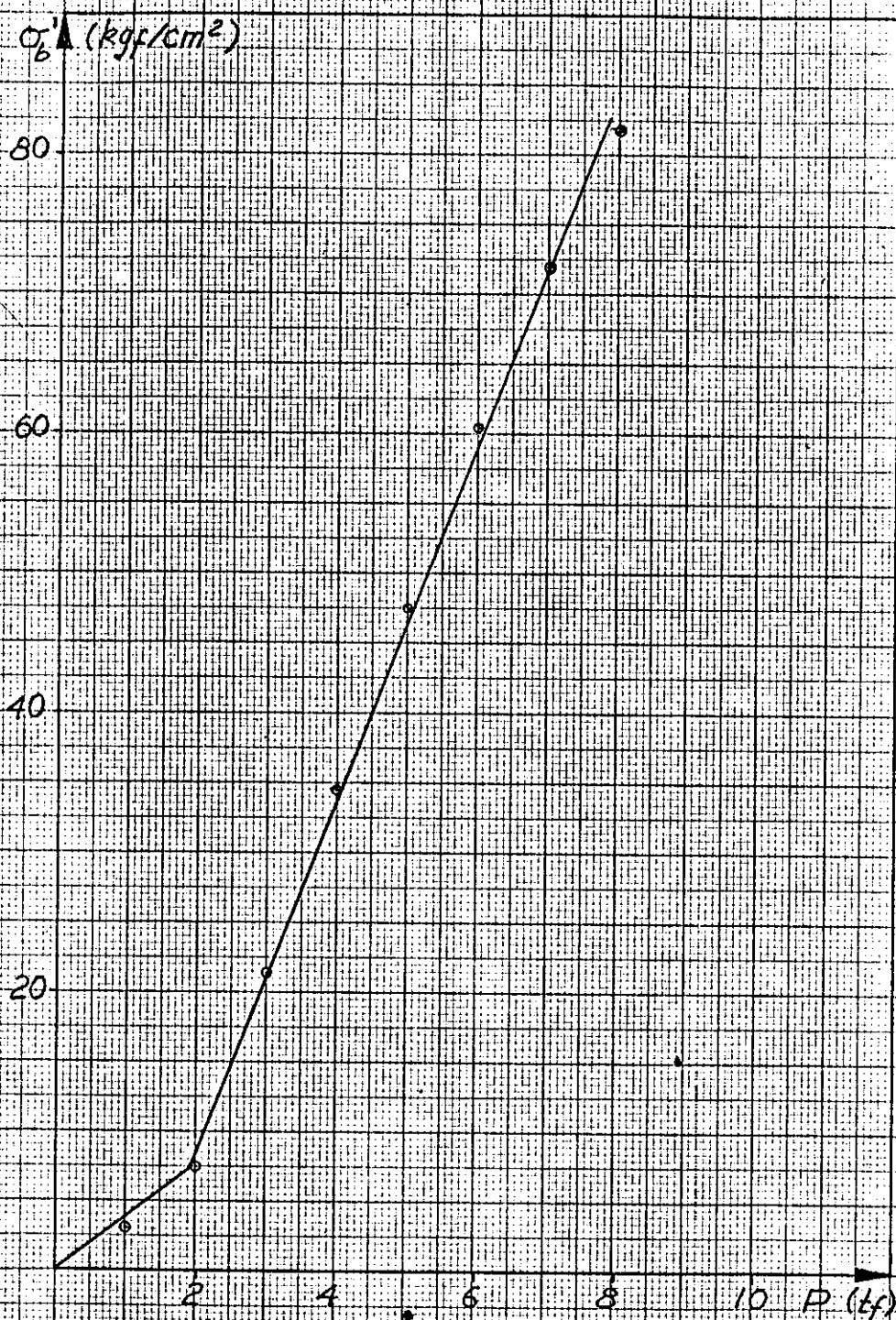


Fig.6.18 - Diagrama "tensão-carga" da viga V15A.

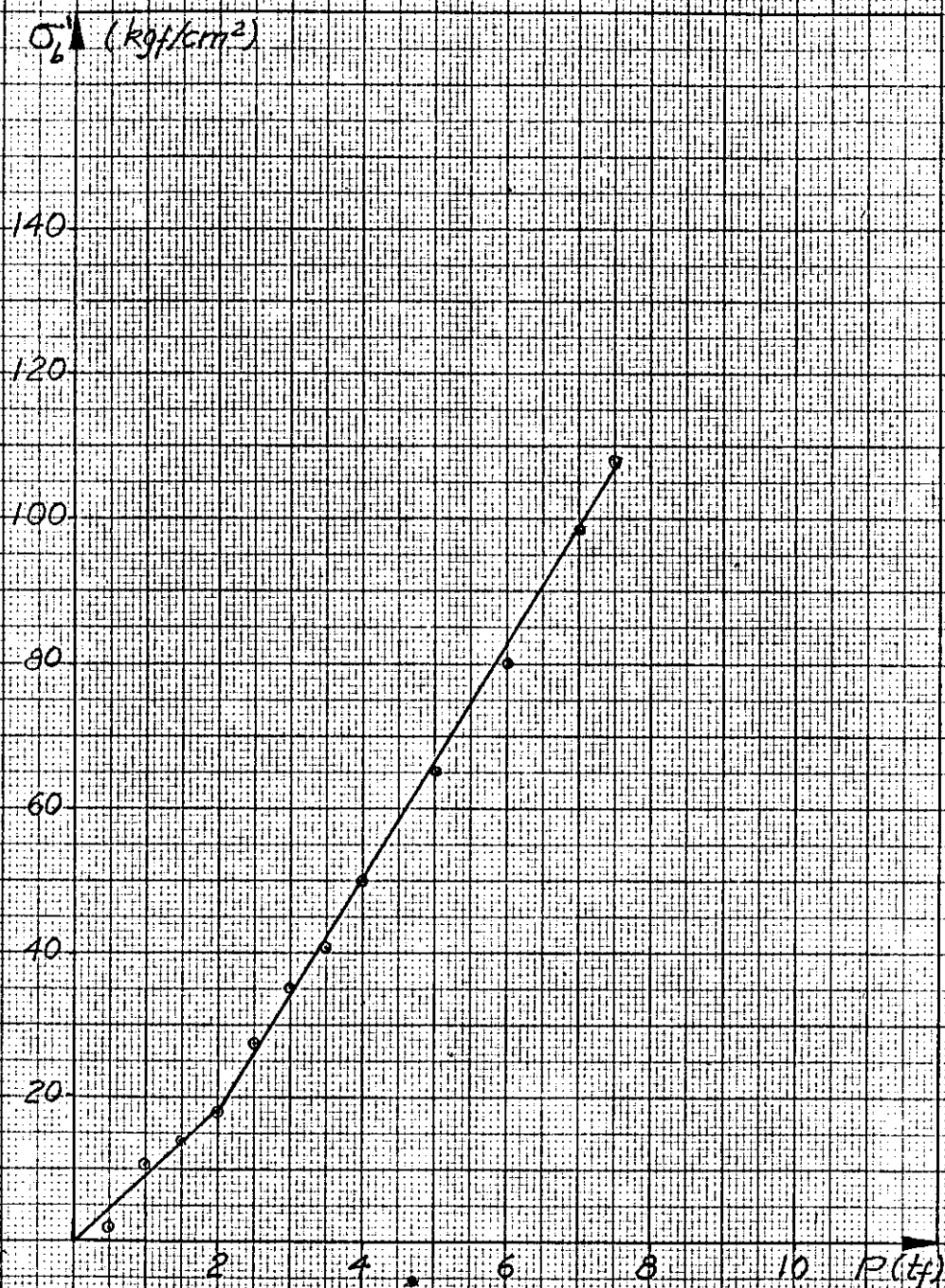


Fig.6.19 - Diagrama "tensão-carga" da viga V25A.

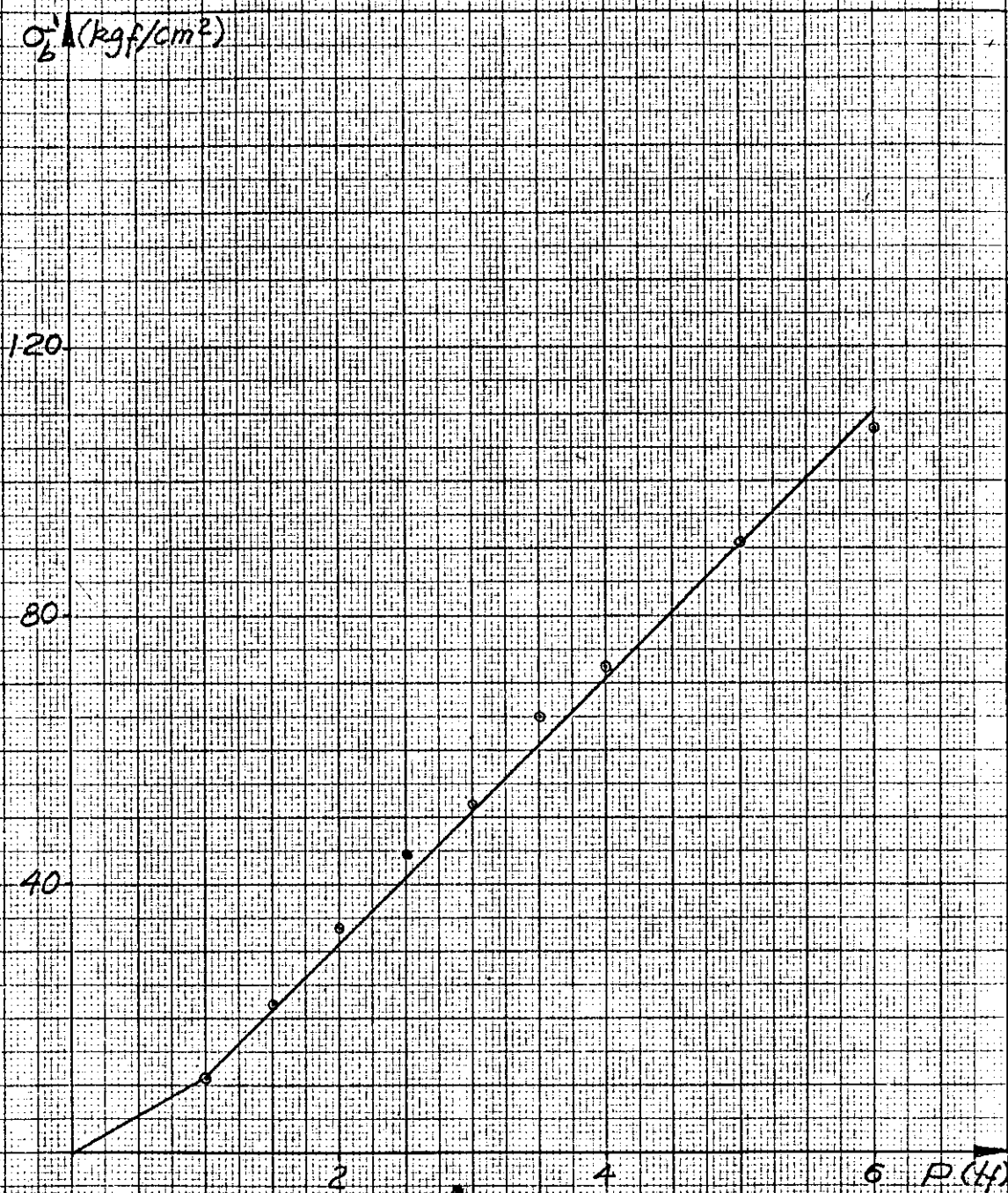


Fig.6.20 - Diagrama "tensão-carga" da viga V30A.

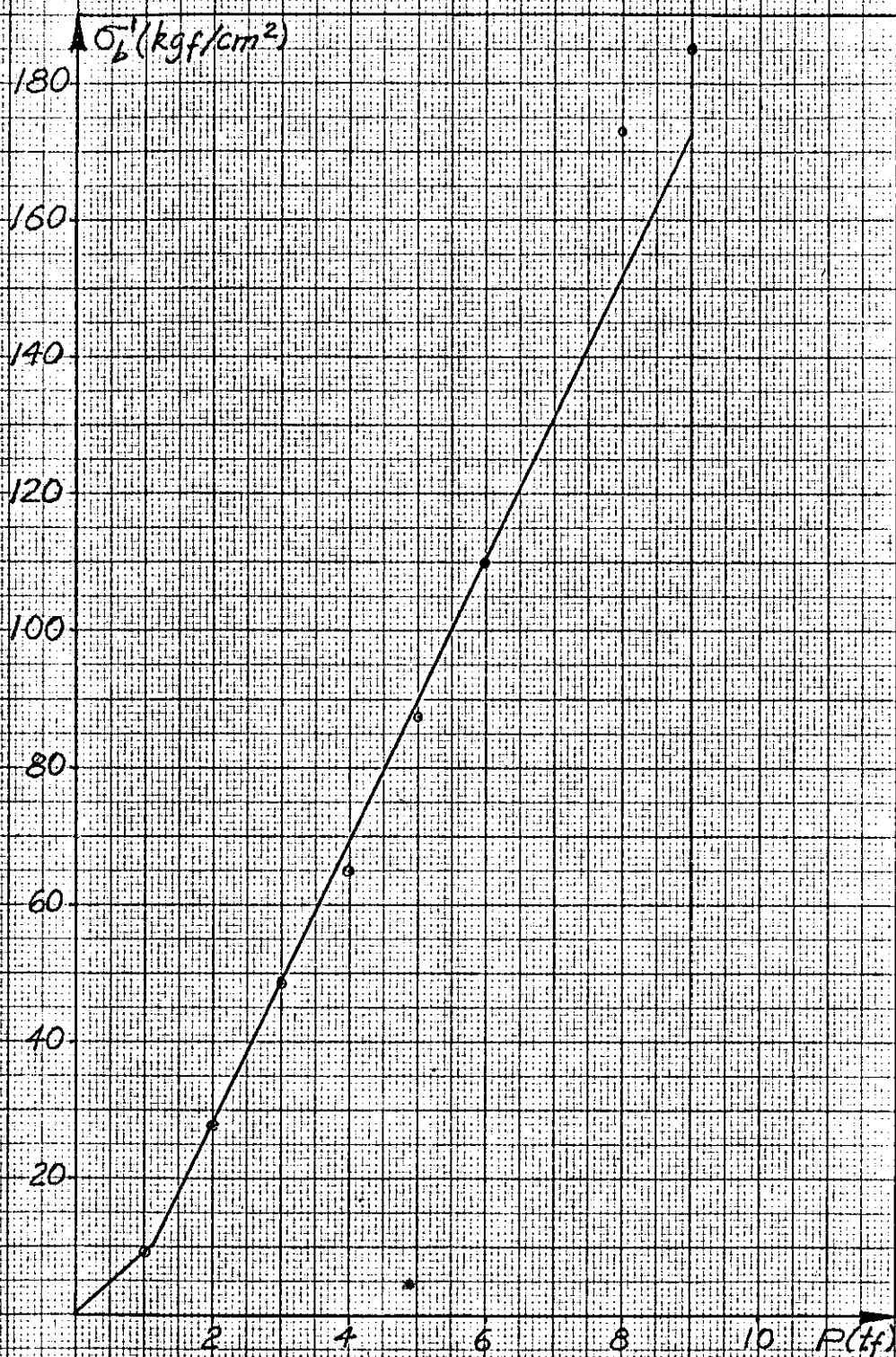


Fig.6.21 - Diagrama "tensão-carga" da viga V40A.

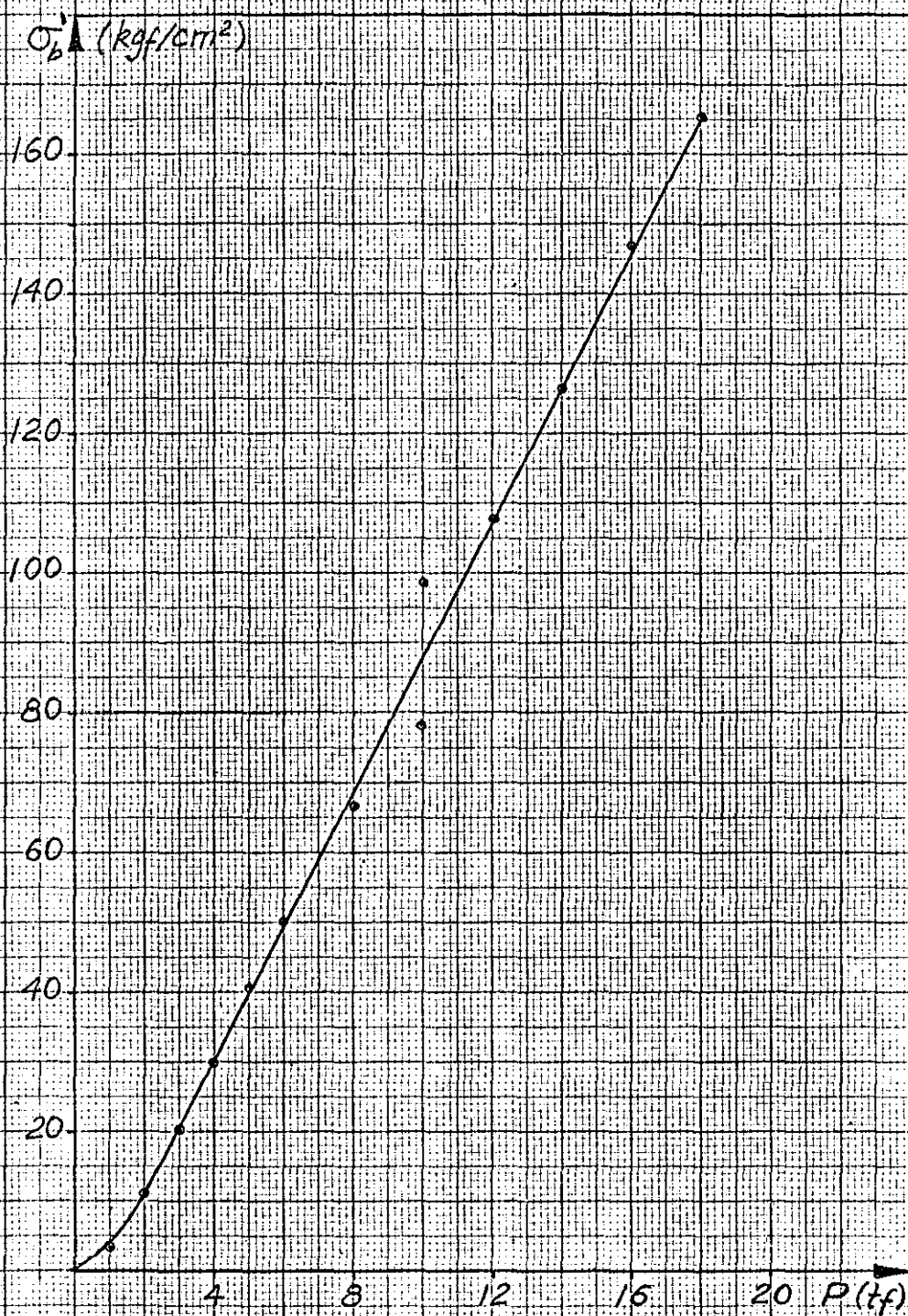


Fig.6.22 - Diagrama "tensão-carga" da viga V15B.

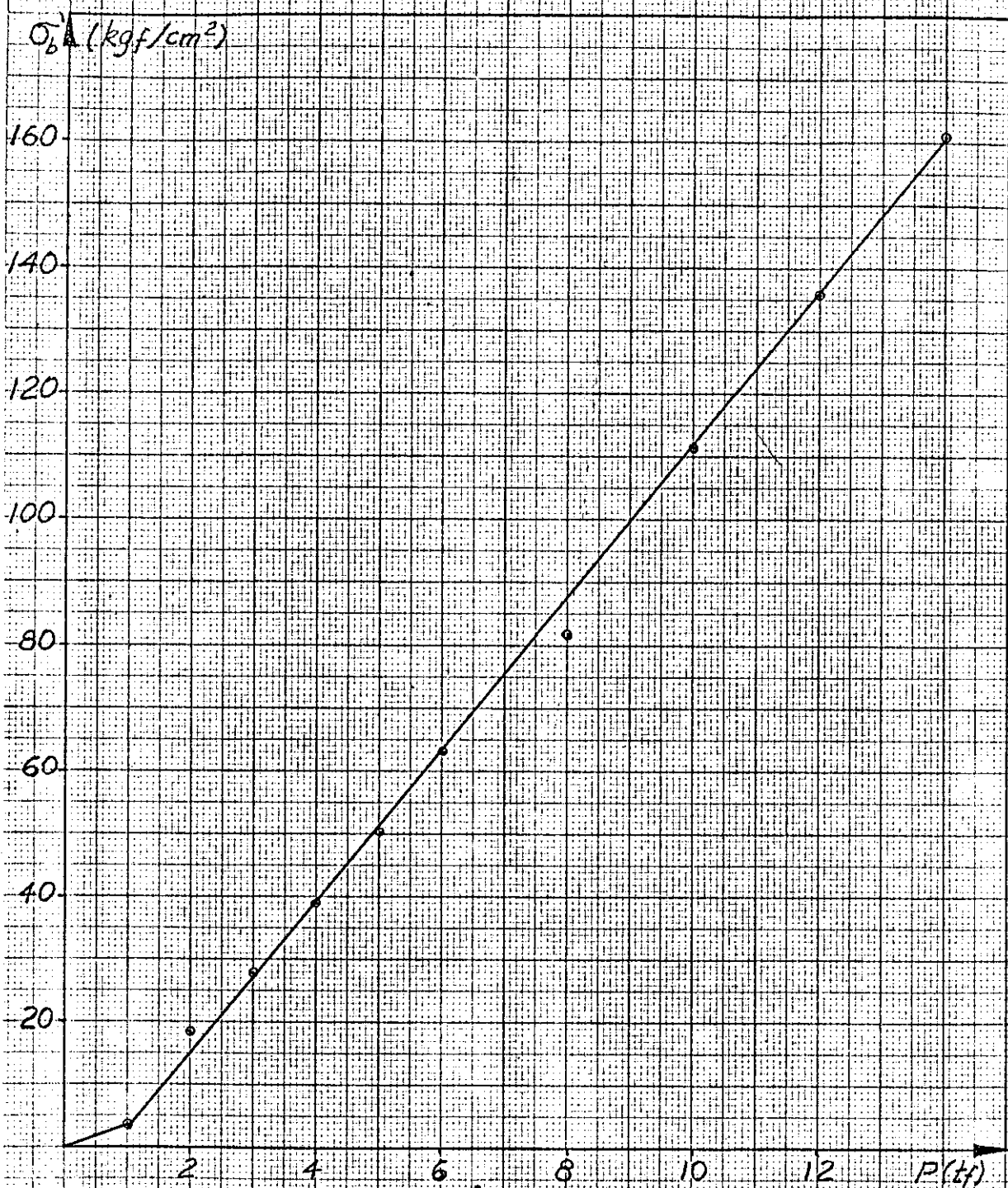


Fig.6.23 - Diagrama "tensão-carga" da viga V25B.

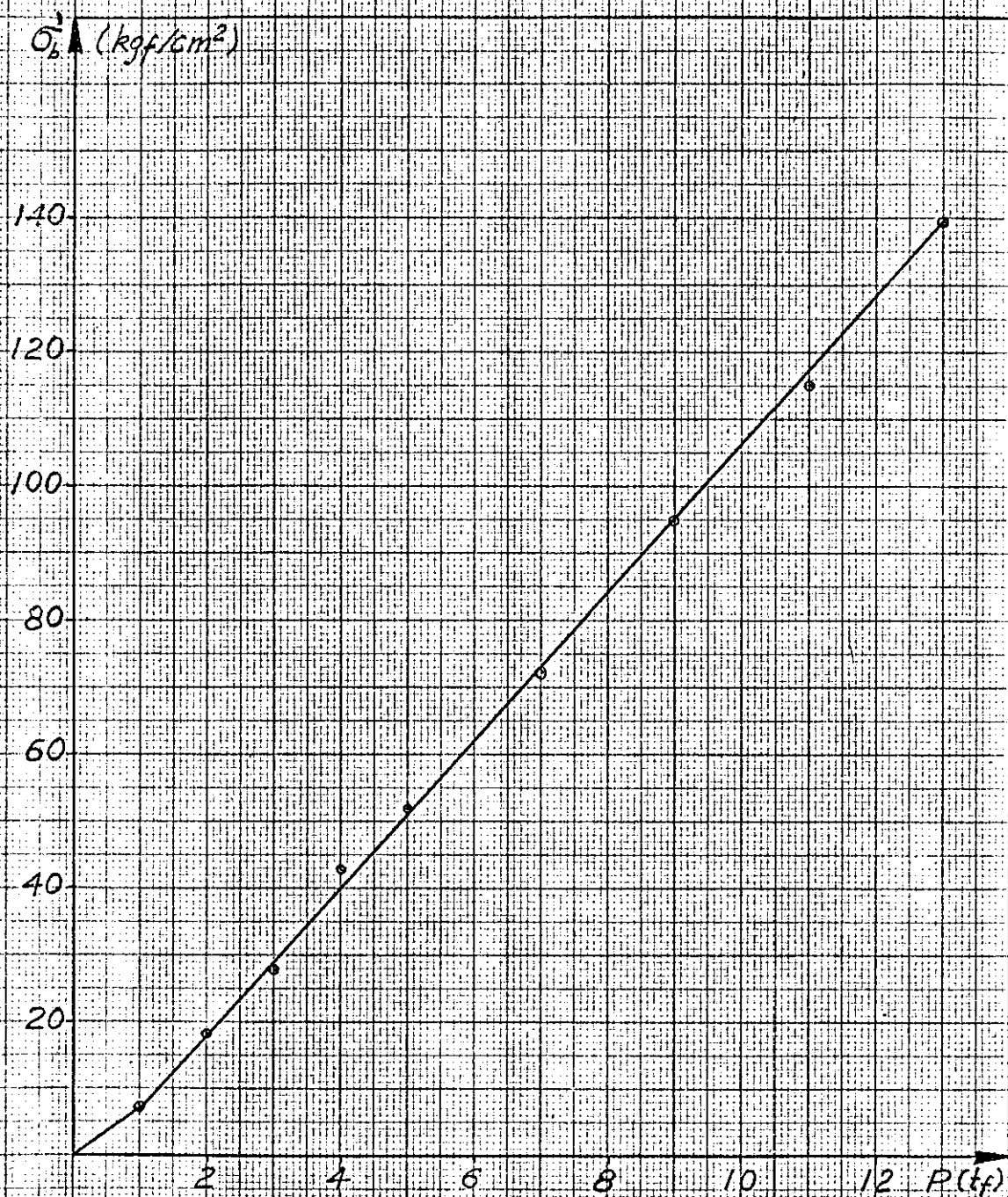


Fig.6.24 - Diagrama "tensão-carga" da viga V30B.

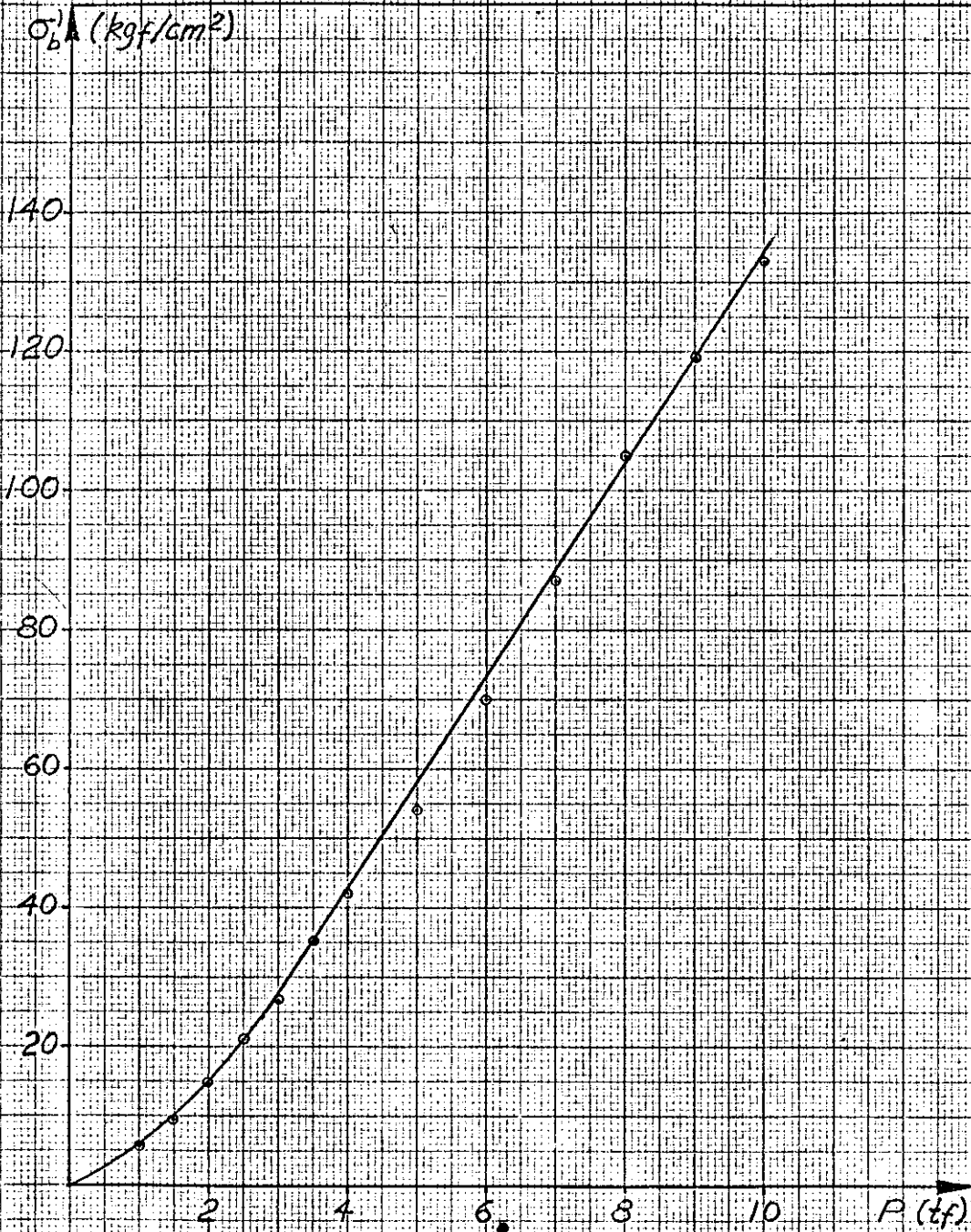


Fig.6.25 - Diagrama "tensão-carga" da viga V30A*.

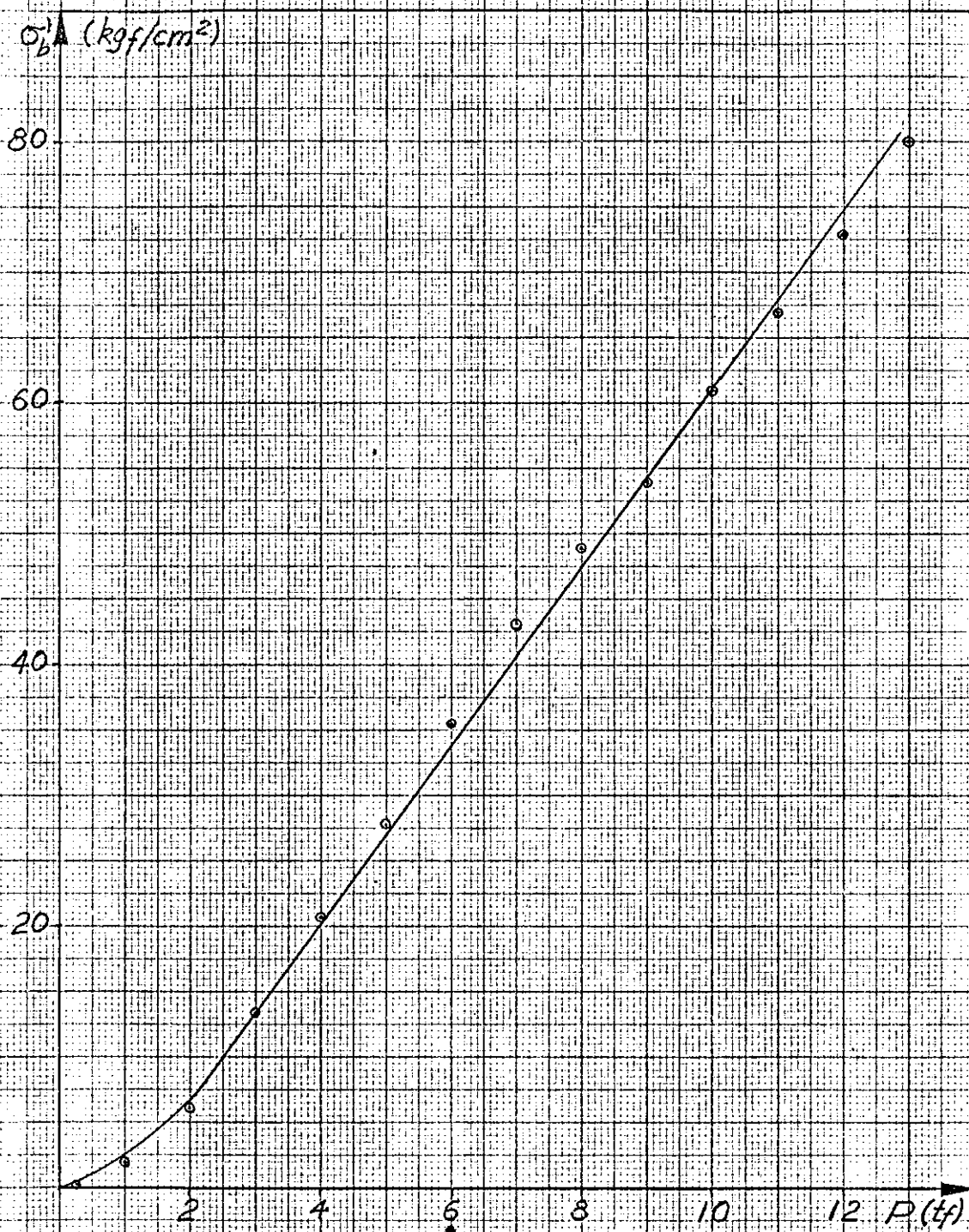


Fig.6.26 - Diagrama "tensão-carga" da viga V30B*.

antes do início da fissuração. Após a fissuração, que ocorreu com carga da ordem de 1,5tf, a referida taxa permanece constante.

4. - Comparação entre o "tensotast" e o extensômetro elétrico de resistência (strain gage).

Utilizaram-se dois processos para a medição da deformação na armadura transversal: o "tensotast" com base de 100mm e o extensômetro elétrico de resistência com base de 4mm. Isto possibilitou comparação entre os resultados obtidos pelos dois métodos (fig.6.27). Nota-se pequena divergência entre os dois resultados. É de supor que esta desprezível diferença se deve ao fato de terem os dois instrumentos, bases diferentes.

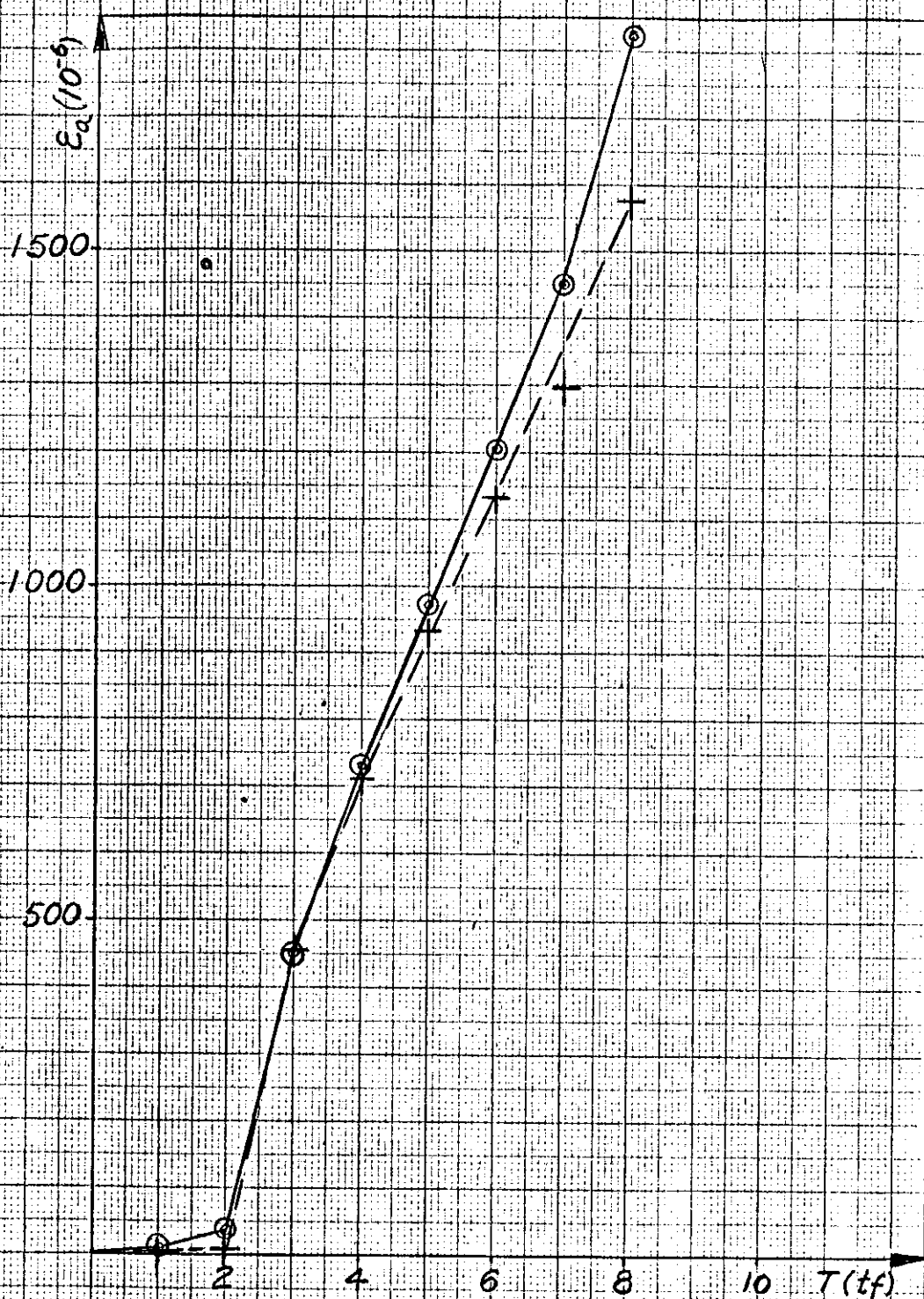


Fig.6.27 - Diagrama de comparação entre os valores obtidos pelo "Tensotast" e pelo "Extensômetro elétrico de resistência".



Tensotast.



Extensômetro elétrico de resistência.

CAPÍTULO VII

CONCLUSÕES

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

- a) - A resistência do concreto leve ao esforço cortante é comparável à resistência do concreto comum.
- b) - Podem-se empregar, no dimensionamento do concreto leve ao esforço cortante, as mesmas fórmulas preconizadas pelo "Comité Européen du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte".
- c) - A armadura transversal, obtida pela teoria da treliça de Mörsch, está bem acima da necessária. A experiência comprova que, no concreto leve, há também participação efetiva da zona comprimida da viga no combate ao esforço cortante. Fica assim confirmado, para o concreto leve, o mesmo resultado obtido pelo Prof. Leonhardt para o concreto comum.
- d) - O concreto leve possui módulo de elasticidade longitudinal sensivelmente menor que o concreto comum, sendo, conseqüentemente, mais deformável. Isto acarretará deformações bem mais elevadas nas estruturas executadas com este material. Deve-se tomar, portanto, precauções quando se emprega o concreto leve em peças muito esbeltas, susceptíveis de grandes deformações. O coeficiente de Poisson, ao contrário do módulo de elasticidade, é ligeiramente maior no concreto leve que no concreto comum.

A P Ê N D I C E I

Ilustração Fotográfica

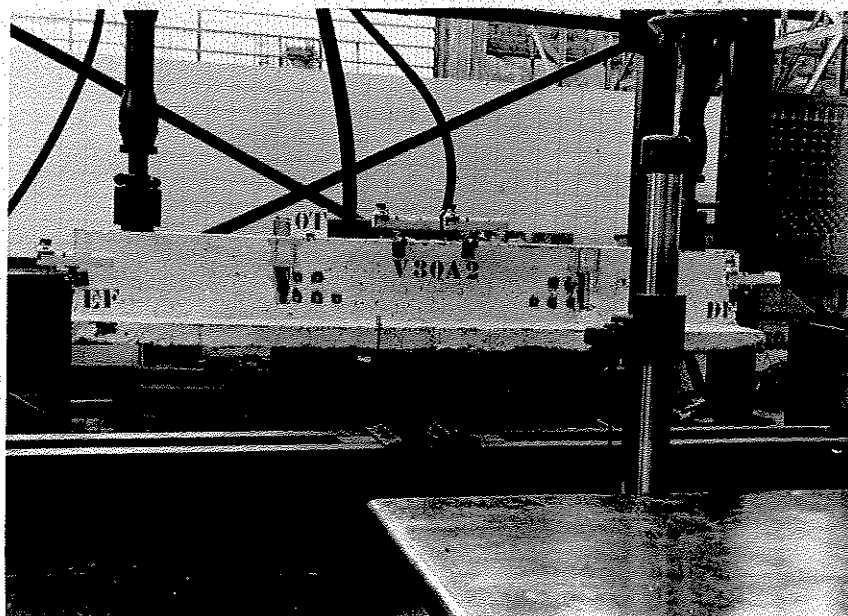


Foto A.1 - Vista geral do início do ensaio da viga V30A*.

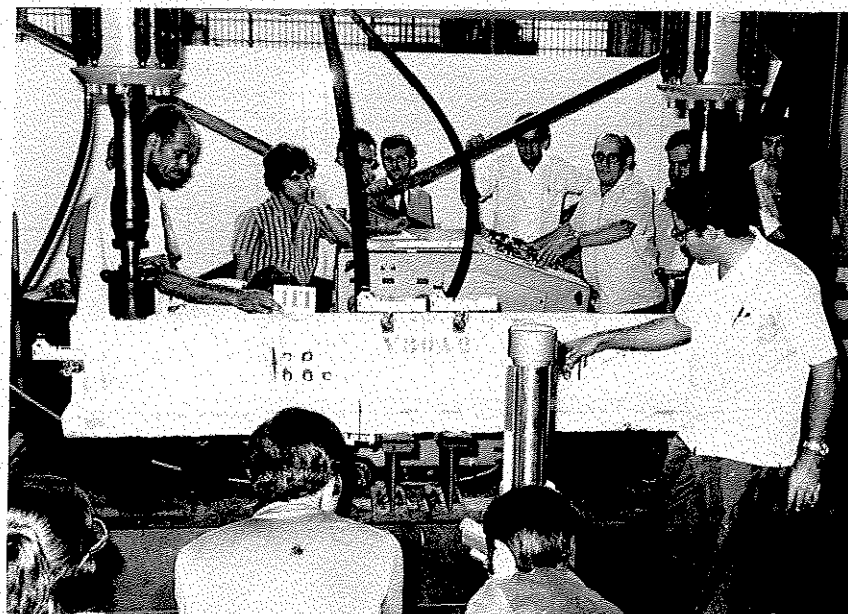


Foto A.2 - Viga V30A* com a armadura transversal escoando.

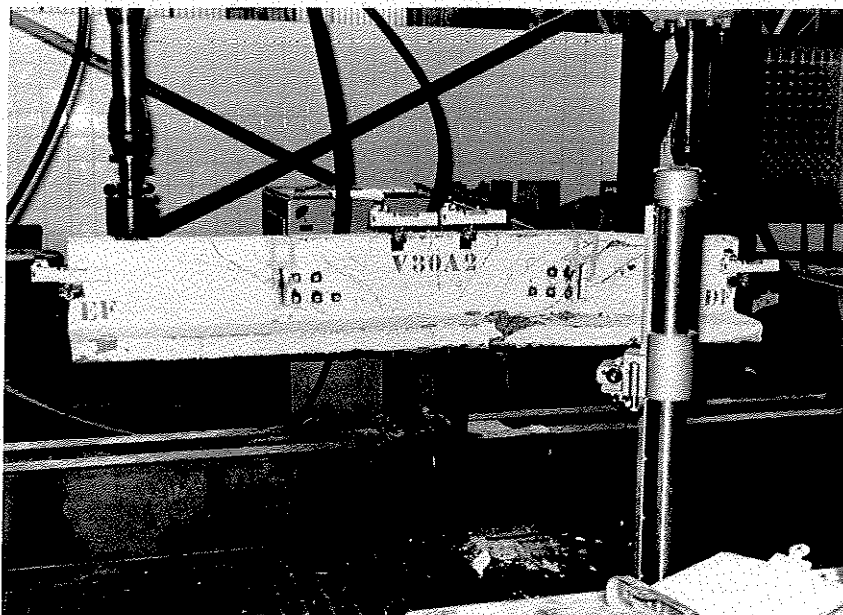


Foto A.3 - Vista geral da viga V30A* completamente rompida por esforço cortante.



Foto A.4 - Lado esquerdo da viga V30A* com a armadura transversal em escoamento.

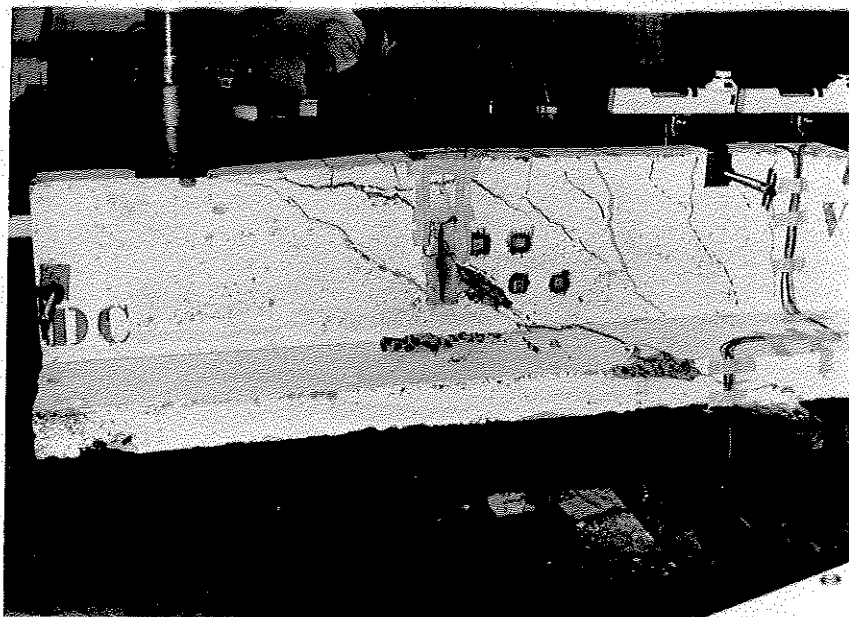


Foto A.5 - Lado direito (costas) da viga V30A*. Detalhe evidenciando ter atingido o e.l.u. por esforço cortante.

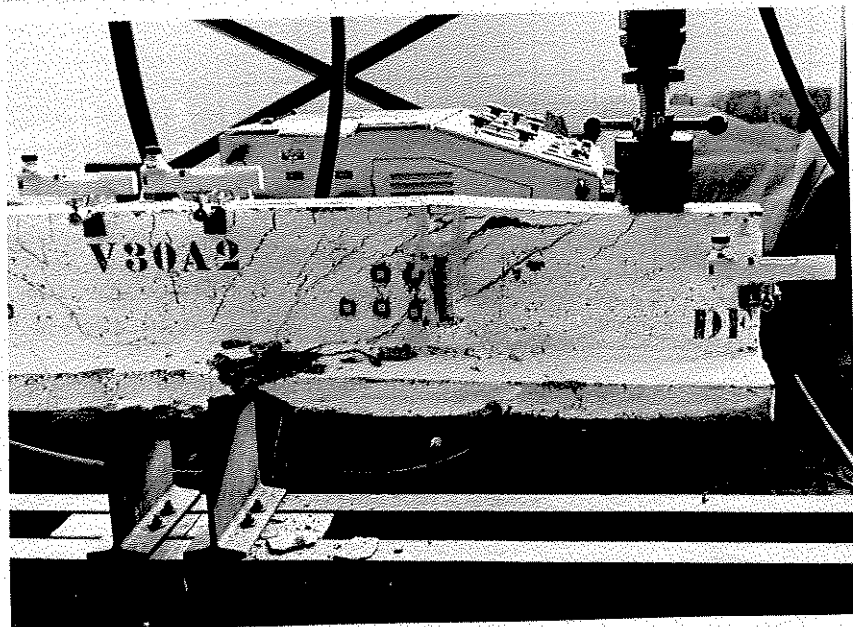


Foto A.6 - Lado direito (frente) da viga V30A* rompido por esforço cortante.

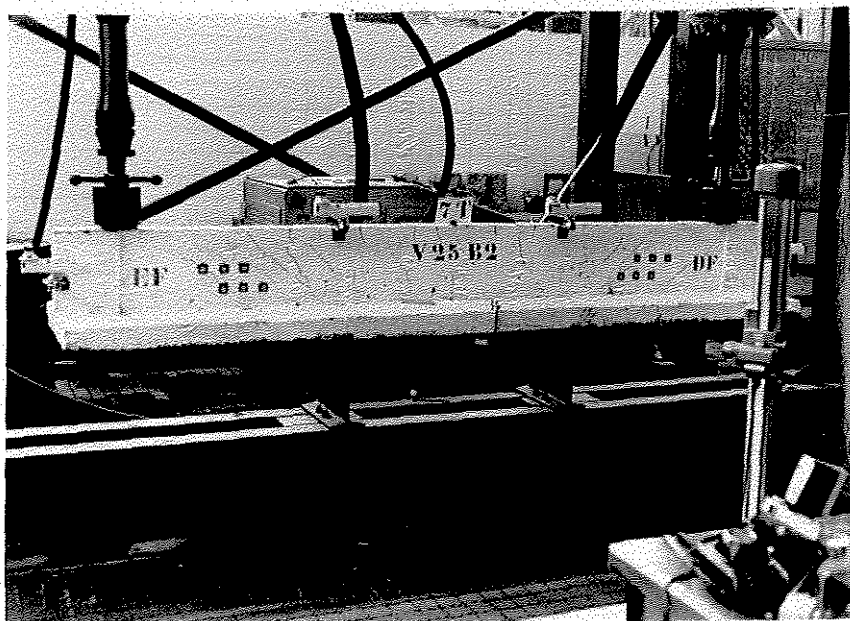


Foto A.7 - Vista geral do ensaio da viga V25B*.

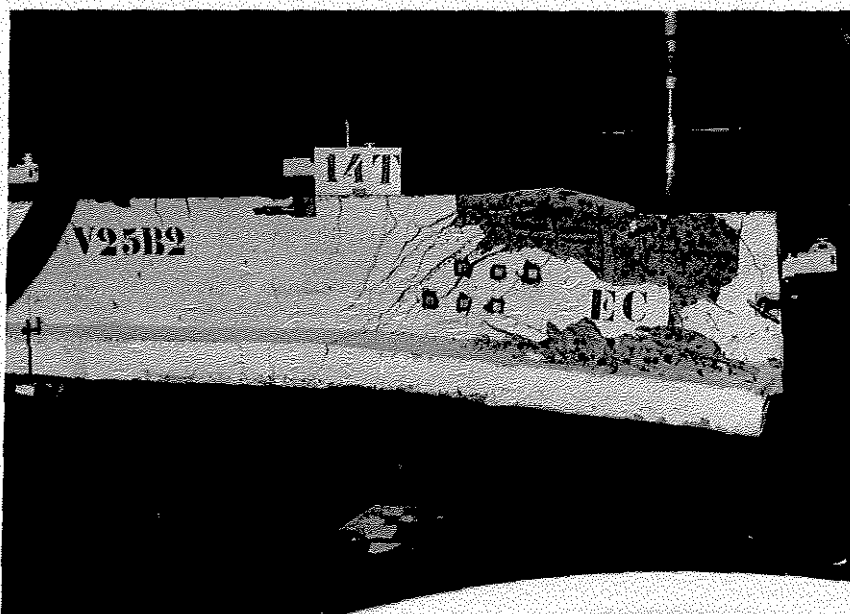


Foto A.8 - Lado esquerdo (costas) da viga V25B*. Rutura típica por esforço cortante (esmagamento de biela).

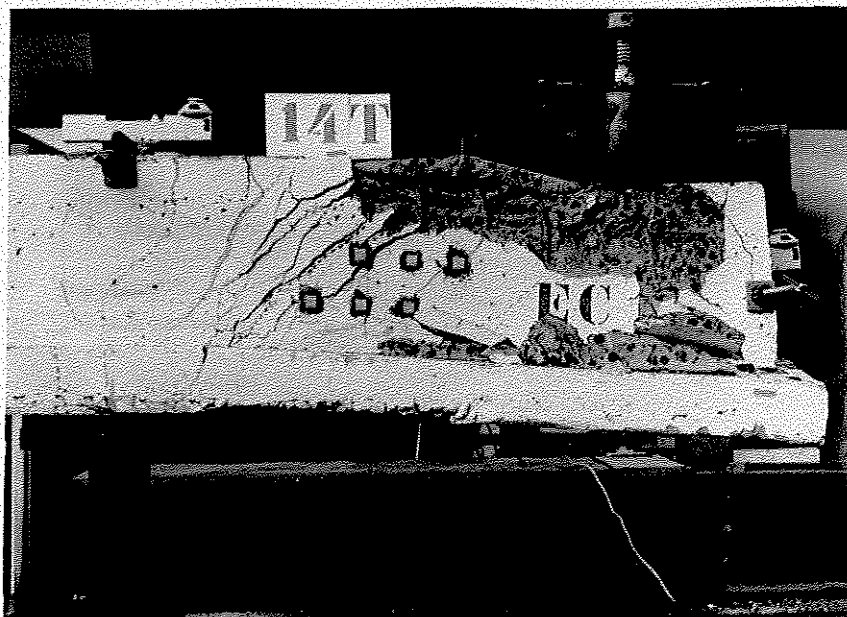


Foto A.9 - Detalhe evidenciando rutura de biela da viga V25B*.



Foto A.10 - Lado esquerdo (frente) da viga V25B* rompida por esforço cortante.

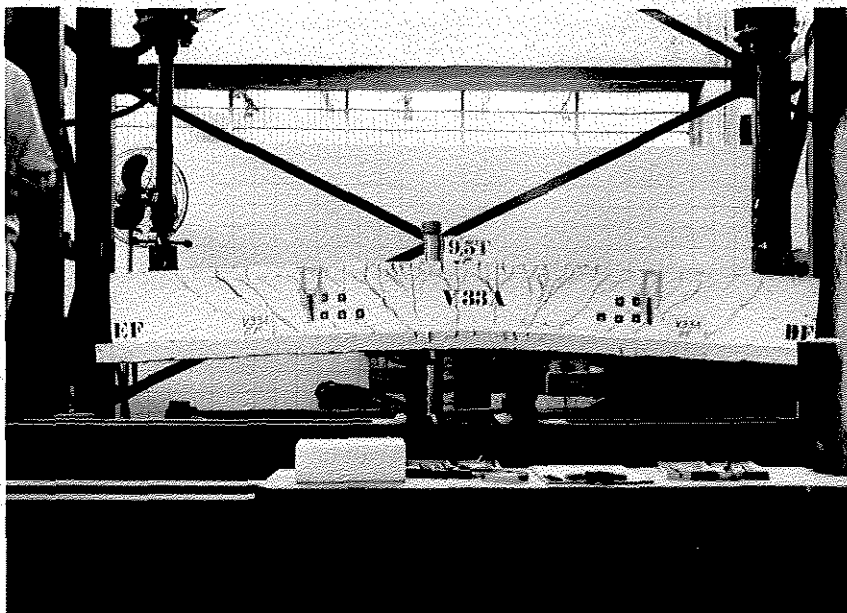


Foto A.11 - Vista geral do ensaio da viga V40A = V33A.



Foto A.12 - Lado direito da viga V40A, rompida por escoamento da armadura transversal.

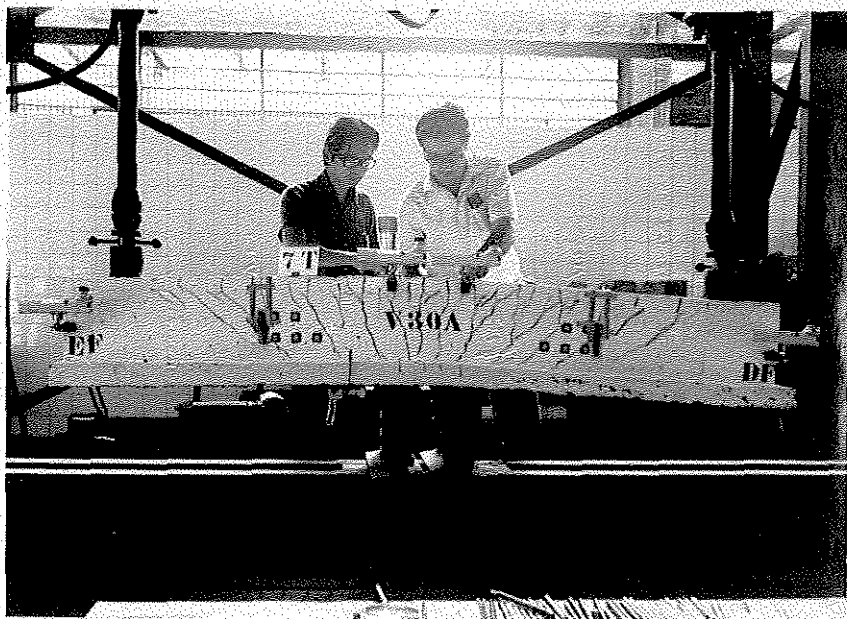


Foto A.13 - Vista geral do ensaio da viga V30A.

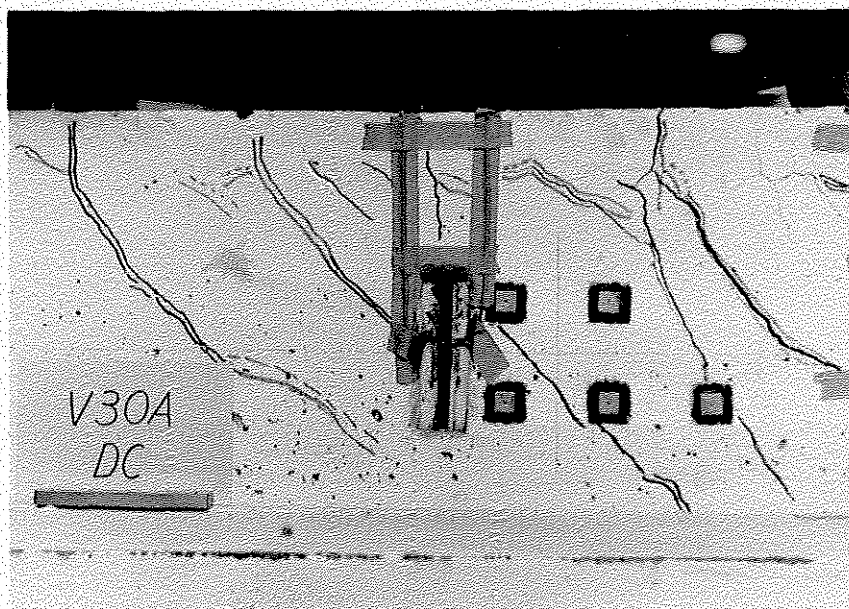


Foto A.14 - Detalhe do acesso à armadura transversal a fim de medir sua deformação.

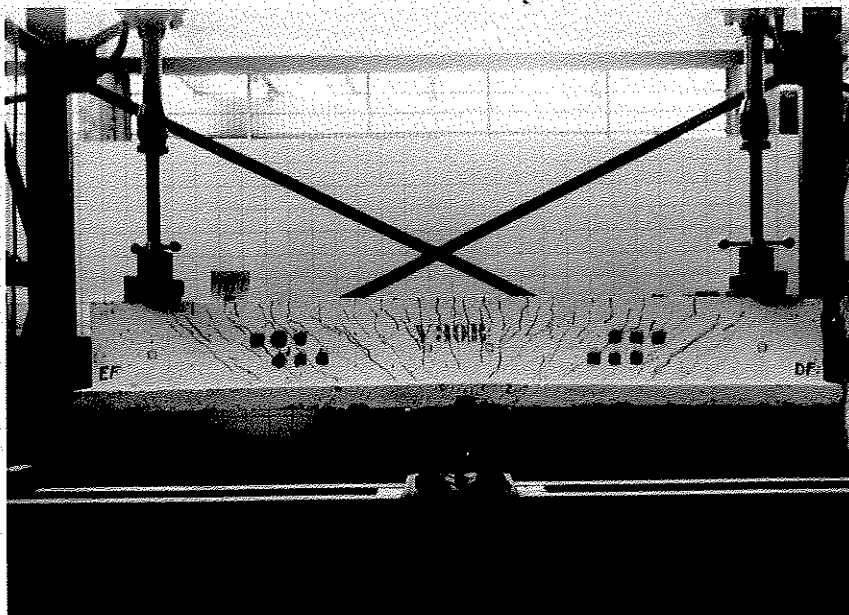


Foto A.15 - Vista geral do ensaio da viga V30B .

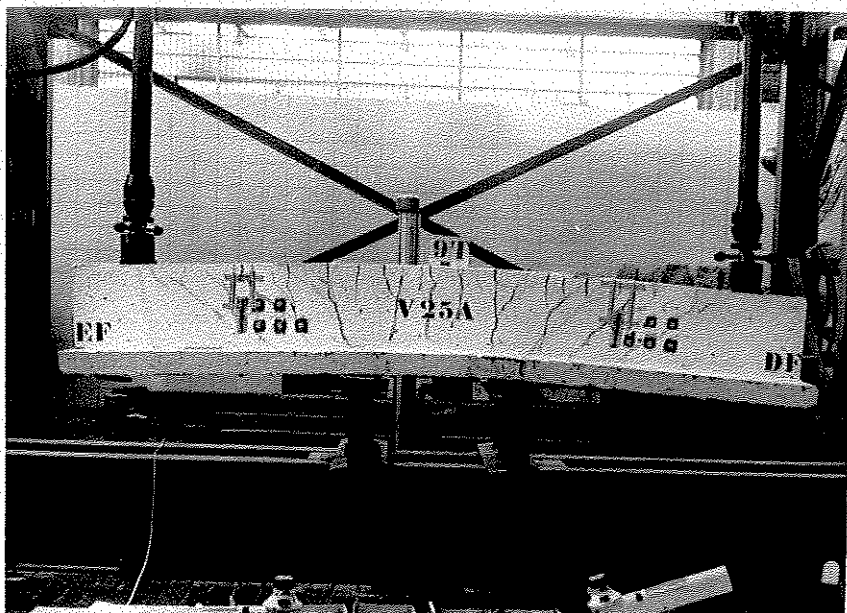


Foto A.16 - Vista geral do ensaio da viga V25A.

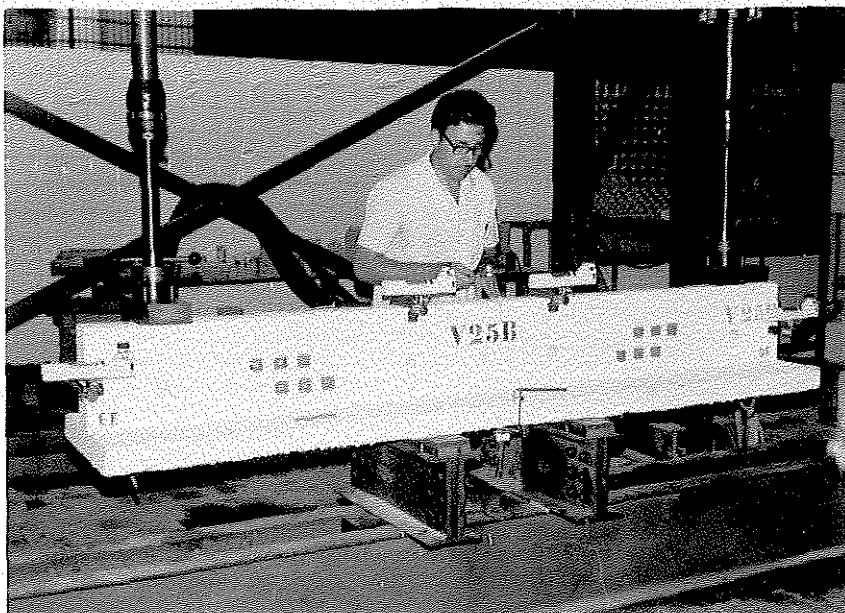


Foto A.17 - Viga V25B: Vista geral do ensaio.

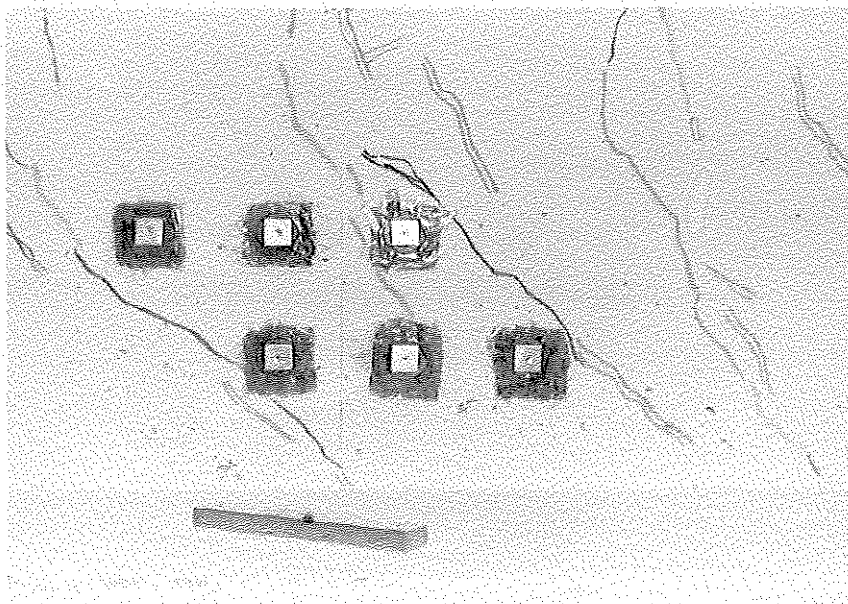


Foto A.18 - Detalhe das referências coladas no concreto a fim de medir a deformação da biela.

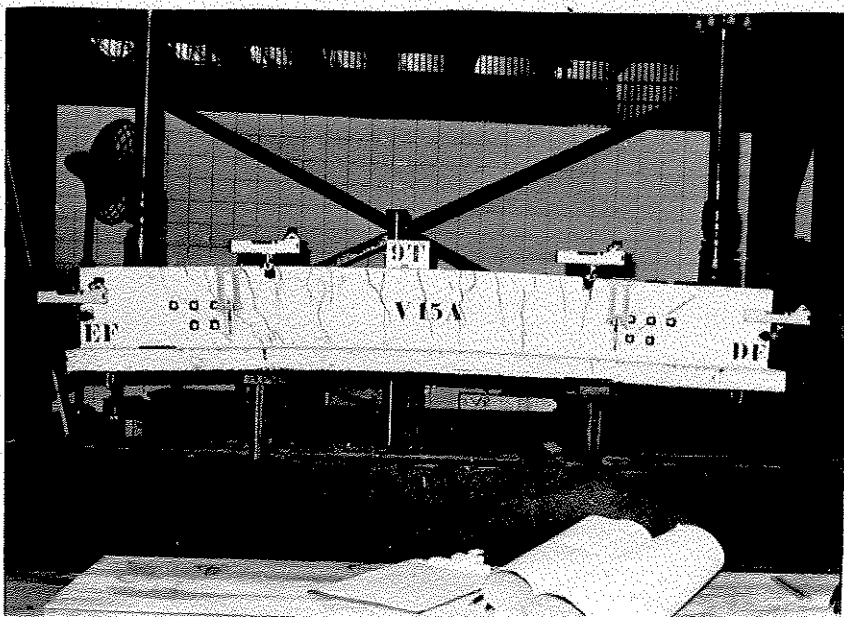


Foto A.19 - Viga V15A: Vista geral do ensaio.

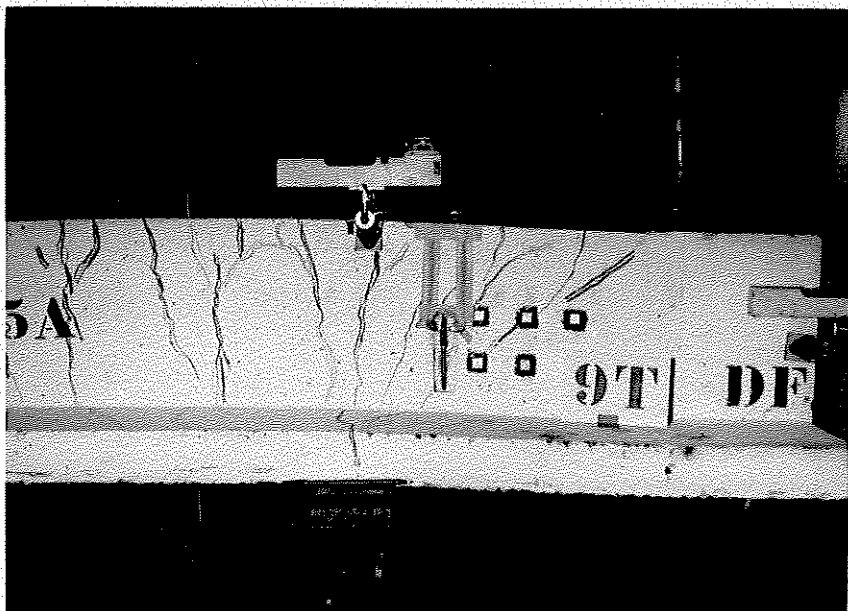


Foto A.20 - Lado direito da viga V15A. Armadura transversal em escoamento.

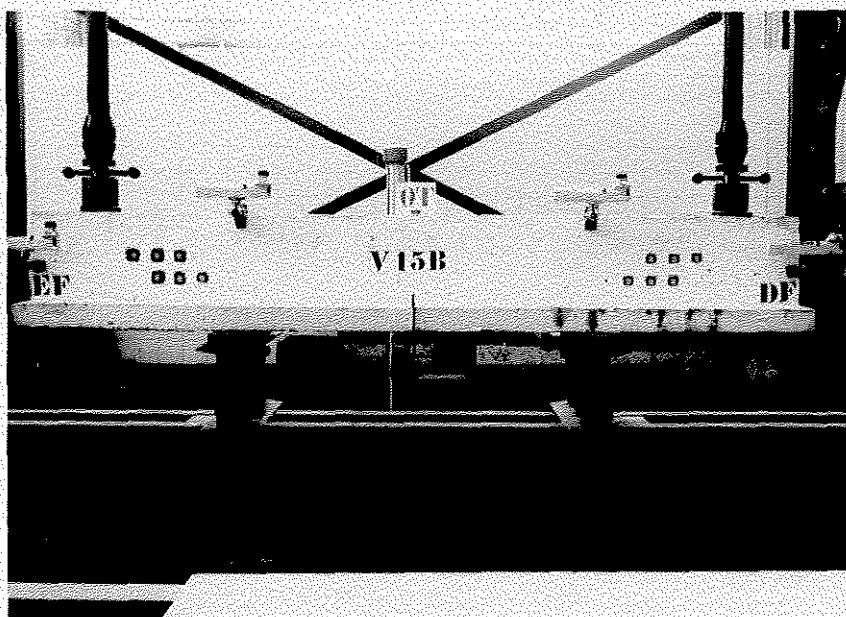


Foto A.21 - Vista geral do início do ensaio da viga V15B.

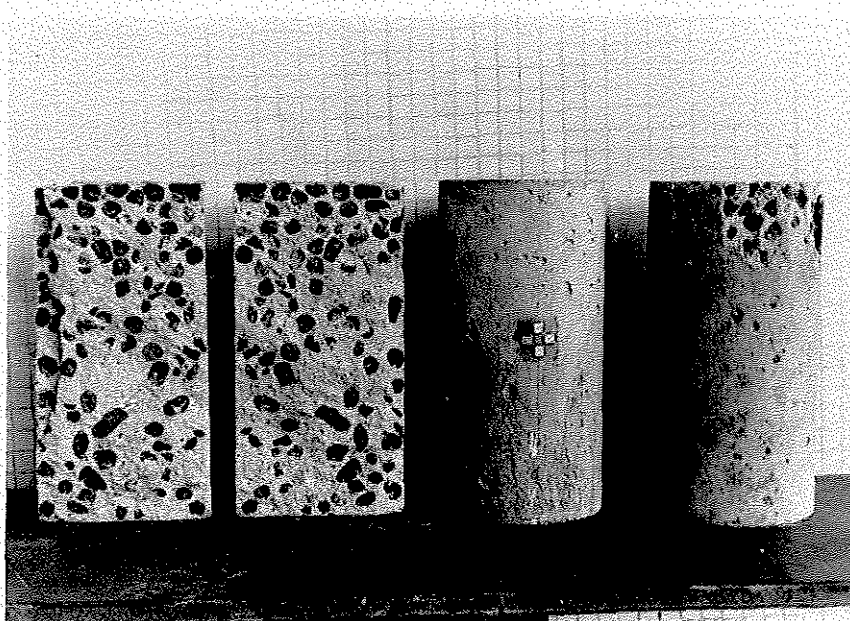


Foto A.22 - Corpos de prova rompidos à compressão simples e à compressão diametral.

A P Ê N D I C E II

Referências Bibliográficas

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - Fernando Luiz Lobo B. CARNEIRO - "Sugestões para uma norma de cálculo plástico de estruturas hiperestáticas de concreto armado", revista Estrutura, nº 38.
- 2 - Comité Européen du Béton, Bulletin d'Information nº 72.
- 3 - Fernando Luiz Lobo B. CARNEIRO - "Tabelas adimensionais para o cálculo de peças de concreto armado no estágio III", revista Estrutura , nº 60.
- 4 - Telemaco van LANGENDONCK - "A resistência do concreto a esforços combinados", revista Engenharia, nº 95, 1950.
- 5 - Fritz LEONHARDT e René WALTHER - "Beiträge zur Behandlung der Schubproblem im Stahlbetonbau" - Stuttgart, 1962-1964.
- 6 - Fernando Luiz Lobo B. CARNEIRO - "Resistência ao esforço cortante no concreto armado e protendido" - I.N.T., 1964.
- 7 - Fritz LEONHARDT e René WALTHER - "Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung zur Ermittlung der Schubtragsgrenze" - Berlin, 1962.
- 8 - Comité Européen du Béton, 1964.
- 9 - H. RUSCH - Über die Grenzen der Anwendbarkeit der Fachwerkanalogie bei der Berechnung der Schubfestigkeit von Stahlbetonbalken - Technischen Hochschule - München.

- 10 - Fernando Luiz Lobo B. CARNEIRO - "Compte-Rendu des essais de flexion de trois séries de poutres em béton armé" - I.N.T., 1962.
- 11 - E. GIANGRECO - G. MELE - "Ricerca sperimentale sull'influenza dello sforzo di taglio nella rottura di travi inflesse in cemento armato", Instituto di Tecnica delle Construzione de Napoli - Dicember, 1967.
- 12 - Guido MELE - "Quadernos N.15, N.21, N.32" - Fondazione Politecnica per il Mezzogiorno d'Italia.
- 13 - Portland Cement Association-Research and Development Laboratories - "Bulletins D22, D50, D61, D78, D115 e D126."
- 14 - Antonio Carlos Reis LARANJEIRAS - "A influência do esforço cortante sobre a segurança das vigas de concreto armado sob flexão simples", tese de concurso, Escola Politécnica da Universidade da Bahia, 1961.