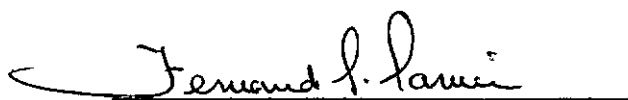


DETERMINAÇÃO DA FLUÊNCIA DO CONCRETO E DO
COEFICIENTE DE POISSON DIFERIDO
EM UM ESTADO DE TENSÕES DE COMPRESSÃO BI-AXIAL

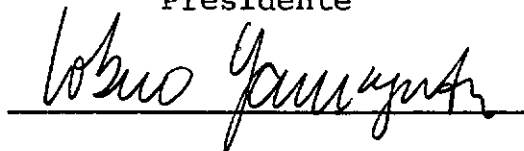
ANTONIO CLAUDIO FERRARO MAIA

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE
PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERDIDADE FEDERAL DO RIO DE JA
NEIRO 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
DEZEMBRO DE 1974

A meus pais e
a minha noiva Cristina

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

Ao Professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pela amizade, inestimáveis sugestões, orientação e ensinamentos.

Aos colegas, professores e funcionários da COPPE pelo apoio e ajuda dedicada.

A Iraci Mélo de Lima e a Raymundo Dória Soares pela execução do texto datilografado e dos desenhos das figuras e gráficos.

À CAPES pelo auxílio.

A todos que se empenharam para que essa dissertação pudesse ser apresentada.

R E S U M O

Este trabalho pretende apresentar e analisar os primeiros resultados de medida direta de deformações no concreto da placa de reação (laje protendida em duas direções) do Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

A observação realizada teve como objetivos a obtenção da fluência do concreto e a variação com o tempo do Coeficiente de Poisson correspondente às deformações instantânea e lenta no estado plano de tensões.

A verificação da segurança no estado limite de utilização e no estado limite último da placa de reação sob a ação dos sistemas de forças auto-equilibradas é apresentada paralelamente neste trabalho.

O conjunto de aparelhos empregados constou de 31 extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson e 12 bases para leituras com o extensômetro mecânico removível "defôrmetro de Huggenberger".

O período de observação correspondente aos resultados apresentados está compreendido entre a concretagem e um ano após a realização da protensão.

As variações de temperatura que ocorrem no interior da massa de concreto durante a fase de hidratação do cimento e, ao longo do tempo, podem ser constatadas através de gráficos temperatura-tempo.

Os Princípios e Recomendações do Comitê Europeu do Concreto (CEB) e da Federação Internacional da Protensão (FIP) foram utilizados nessa pesquisa, procurando-se também estabelecer uma comparação de alguns resultados obtidos experimentalmente com os valores propostos por estas Recomendações.

A B S T R A C T

It is the intention of this work to present and analyse the first results of direct strain measurement in the concrete of the test slab (prestressed slab in two directions) of the Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro.

The purpose of the work is to observe the creep of the concrete and the change with time of Poisson's ratio relative to instantaneous and deferred deformations in plane stress.

The safety check in the serviceability limit state and in the ultimate limit state of the test slab under systems of self-equilibrated forces are presented in parallel in this work.

The set of employed instruments consisted of 31 Carlson electric strain gauges and 12 supports for readings with removable mechanical strain gauges "deformeter Huggenberger".

The observation period corresponding to the results presented is between the concrete placing and one year after prestressing.

The change in temperature which occurs in mass concrete during cement hydration and along of time is presented in graphical form.

The Principles and Recommendations of the Comité Européen du Béton (CEB) and of the Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP) were used in this research, in an attempt to establish a comparison of some experimental results with those proposed by the Recommendations.

Í N D I C E

NOTAÇÕES.....	1
UNIDADES	9
INTRODUÇÃO	10
CAPÍTULO I - <u>DESCRIÇÃO DA PLACA DE REAÇÃO</u>	13
1.1 - Plantas	13
1.2 - Materiais	18
1.2.1 - Agregados	18
1.2.2 - Cimento	18
1.2.3 - Concreto	18
1.2.4 - Aço	19
1.3 - Execução	19
1.3.1 - Concretagem	19
1.3.2 - Protensão	22
1.4 - Ensaio de controle do concreto e do aço	27
1.4.1 - Concreto	27
1.4.2 - Aço	42
CAPÍTULO II - <u>INSTRUMENTAÇÃO</u>	45
2.1 - Generalidades	45
2.2 - Extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson..	47
2.2.1 - Princípio de funcionamento	47
2.2.2 - Instrumento de medida	48
2.2.3 - Medida da deformação	48
2.2.4 - Medida da temperatura	50
2.2.5 - Cálculo da deformação e da temperatura	51
2.3 - Extensômetro mecânico removível "defômetro de Huggenberger"	52
2.4 - Localização dos extensômetros Carlson e das bases para leitura com o "defômetro de Huggenberger"	54
2.5 - Preparação e instalação dos extensômetros Carlson ...	61
2.6 - Programa de leituras	63

CAPÍTULO III - <u>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO COMPOSTA</u>	
<u>DA PLACA DE REAÇÃO</u>	64
3.1 - Propriedades geométricas da seção	64
3.2 - Perdas de protensão	66
3.2.1 - Perdas instantâneas	66
3.2.2 - Perdas diferidas	74
3.3 - Peso próprio	78
3.4 - Verificação da segurança à flexão composta	79
3.4.1 - Considerações do cálculo	79
3.4.2 - Valor característico da resistência à compres são do concreto	83
3.4.3 - Esforços resistentes da seção no estado limi te de utilização	85
3.4.4 - Esforços resistentes da seção no estado limi te último	88
3.4.5 - Verificação da segurança à flexão composta da placa de reação	98
CAPÍTULO IV - <u>RESULTADOS EXPERIMENTAIS</u>	101
4.1 - Temperatura no interior do concreto fresco	101
4.2 - Gráficos deformação total e temperatura do concreto- tempo	116
4.3 - Diagramas de deformações totais do concreto na seção.	144
4.4 - Efeitos térmicos	145
4.5 - Retração do bloco compensador	164
4.6 - Retração da placa de reação	170
4.7 - Fluência do concreto	174
4.8 - Coeficiente de Poisson do concreto	187
CAPÍTULO V - <u>CONCLUSÕES</u>	193
BIBLIOGRAFIA	196
APÊNDICE	199

N O T A Ç Õ E S

As notações utilizadas seguem os Princípios do acordo internacional entre CEB, FIP e ACI.

- A_c - área da seção de concreto.
- A_h - área da seção homogeneizada.
- A_p - área da seção transversal de um fio de protensão.
- a - comprimento de influência do deslizamento na ancoragem.
- D - grau de endurecimento.
- E_{ci} - módulo secante de deformação do concreto na idade da aplicação de $\Delta\sigma_{ci}$.
- E_{cj} - módulo secante de deformação do concreto na idade j .
- $E_{cmdin,j}$ - valor médio do módulo de deformação longitudinal dinâmico do concreto na idade j .
- E_{coj} - ^{*}módulo de deformação longitudinal tangente na origem do concreto na idade j .
- $E_{com,j}$ - valor médio do módulo de deformação longitudinal tangente na origem do concreto na idade j .
- E_{c28} - módulo secante de deformação do concreto aos 28 dias.

E_p	- módulo de deformação longitudinal do aço de protensão.
E_{pm}	- valor médio do módulo de deformação longitudinal do aço de protensão.
F	- cargas verticais nos furos de ancoragem.
f_{ccj}	- resistência à compressão do concreto na idade j .
$f_{ccm,j}$	- valor médio da resistência à compressão do concreto na idade j .
f_{cc28}	- resistência à compressão do concreto aos 28 dias.
$f_{ccm,28}$	- valor médio da resistência à compressão do concreto aos 28 dias.
$f_{cck,28}$	- valor característico da resistência à compressão do concreto aos 28 dias.
$f_{ctm,j}$	- valor médio da resistência à tração do concreto na idade j .
f_{pt}	- resistência à tração de um fio de protensão.
f_{ptk}	- valor característico da resistência à tração do aço de protensão.
f_{ptm}	- valor médio da resistência à tração do aço de protensão.
$f_{0,2}$	- tensão de escoamento convencional a 0,2%.
$f_{0,2m}$	- valor médio de $f_{0,2}$.

- g - carga uniformemente distribuída de peso próprio.
- h_m - espessura fictícia.
- I - momento de inércia.
- I_h - momento de inércia da seção homogeneizada.
- I_E - intensidade da corrente elétrica.
- k - coeficiente de dilatação térmica do concreto.
- k_m - valor médio de k .
- L_1 - comprimento do enrolamento em determinado instante.
- L_2 - comprimento do extensômetro Carlson em um determinado instante.
- ℓ - distância entre a extremidade ativa e a passiva dos ca bos de protensão.
- M - momento fletor.
- M_d - momento fletor de cálculo.
- M_{gx} - momento fletor devido ao peso próprio cujo plano de atuação contém o eixo x .
- M_{gy} - momento fletor devido ao peso próprio cujo plano de atuação contém o eixo y .
- $M_{gx,d}$ - momento fletor de cálculo devido ao peso próprio cujo plano de atuação contém o eixo x .

$M_{gy,d}$	- momento fletor de cálculo devido ao peso próprio cujo plano de atuação contém o eixo y.
M_u	- momento fletor último.
N_d	- esforço normal de cálculo.
N_u	- esforço normal último.
n	- número de corpos de prova.
n_1	- número de etapas de protensão.
P_i	- força de protensão inicial.
P_d	- força de protensão de cálculo.
R_1, R_2	- resistência (elétrica) de cada enrolamento.
R_{fix}	- resistência (elétrica) fixa.
R_{var}	- resistência (elétrica) variável.
s	- desvio padrão.
T	- temperatura.
z_i	- distância do centro de gravidade ao bordo inferior.
z_s	- distância do centro de gravidade ao bordo superior.
α	- soma dos valores absolutos dos desvios dos cabos de protensão até a seção considerada.

- β_m - valor médio do ângulo da superfície de ruptura com a seção transversal dos corpos de prova de concreto.
- γ - peso específico do concreto.
- γ_f - coeficiente de ponderação aplicado às solicitações.
- γ_p - coeficiente de ponderação aplicado à força de protensão.
- Δa - deslizamento na ancoragem.
- ΔL - variação de comprimento do extensômetro Carlson.
- $\Delta \ell$ - alongamento medido na protensão.
- $\Delta \ell_p$ - alongamento do aço de protensão.
- ΔP - perdas na força de protensão.
- ΔT - variação da temperatura interior do concreto.
- $\Delta \alpha$ - desvios parasitas dos cabos de protensão.
- $\Delta \epsilon_{cp}$ - deformação instantânea do concreto devida à protensão considerada a influência da não simultaneidade da protensão.
- $\Delta \sigma_{ci}$ - variação da tensão no concreto ocorrida após a aplicação da protensão.
- $\Delta \sigma_{cj}$ - variação da tensão no concreto na idade j.
- $\Delta \sigma_p$ - perdas de tensão na armadura de protensão.

- $\Delta\sigma_{p,s+c}$ - perda de tensão na armadura de protensão devida à fluência e à retração do concreto.
- $\Delta\sigma_{pt}$ - relaxação pura em um instante t.
- $\Delta\sigma_{pt,ap}$ - relaxação aparente em um instante t.
- $\Delta\sigma_{p\infty}$ - relaxação pura a tempo infinito.
- $\Delta\sigma_{p\infty,ap}$ - relaxação aparente a tempo infinito.
- $\Delta\sigma_{p\infty,cal}$ - relaxação pura a tempo infinito obtida a partir de $\Delta\sigma_{p\infty}$.
- ϵ_{cc} - deformação de compressão do concreto.
- ϵ_{cct} - deformação de fluência do concreto em um instante t.
- $\epsilon_{cct,obs}$ - deformação de fluência do concreto em um instante t obtida experimentalmente.
- ϵ_{ci} - deformação inicial do concreto.
- $\epsilon_{ci,obs}$ - deformação inicial do concreto obtida experimentalmente.
- ϵ_{cp} - deformação do concreto devida à totalidade da protensão.
- ϵ_{cs} - deformação de retração do concreto
- $\epsilon_{c,tot}$ - deformação total do concreto.

- $\epsilon_{c1,obs}$
 $\epsilon_{c2,obs}$
 $\epsilon_{c3,obs}$ - deformações do concreto segundo as direções principais, obtidas experimentalmente.
- $\epsilon_{c1t}, \epsilon_{c2t}$ - deformação do concreto segundo as direções principais em um instante t.
- ϵ_{cc360} - deformação de fluência do concreto decorridos 360 dias.
- ϵ_p - deformação da armadura de protensão.
- ϵ_{p0} - pré-alongamento do aço.
- η - coeficiente numérico.
- λ - relação entre a retração do concreto da placa de reação e a do bloco compensador calculadas pelas Recomendações do CEB-FIP/1970.
- λ_m - valor médio de λ .
- μ - coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha.
- ν - Coeficiente de Poisson do concreto.
- ρ - percentagem geométrica da armadura em relação à seção da peça.
- σ_c - tensão no concreto.
- σ_{cc} - tensão de compressão no concreto.

- σ_{cj} - tensão de compressão no concreto na idade j .
- σ_{cm} - valor médio das tensões de compressão no concreto.
- σ_{cp} - tensão no concreto ao nível da armadura de protensão.
- σ_p - tensão na armadura de protensão.
- σ_{pi} - tensão na armadura de protensão aplicada na extremidade ativa.
- $\sigma_{pi,0}$ - tensão inicial de protensão.
- σ_{px} - tensão na armadura de protensão numa seção distante x da extremidade ativa.
- σ_{pl} - tensão na armadura de protensão na extremidade passiva, após a cravação, quando o comprimento de influência é superior a ℓ .
- $\varphi_{(t-j)}$ - coeficiente de fluência.
- $\varphi_{(t-j),obs}$ - coeficiente de fluência obtido experimentalmente.
- ϕ - diâmetro de uma barra ou de um fio de protensão. Diâmetro interno dos furos de ancoragem.
- ψ - Coeficiente.

U N I D A D E S

O sistema de medidas utilizado foi o "Sistema Internacional de unidades S.I.".

A equivalência entre as unidades metro/quilograma-força/segundo e as do sistema internacional S.I. é a seguinte:

$$1 \text{ kgf} = 9,8 \text{ N}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 0,098 \text{ N/mm}^2$$

I N T R O D U Ç Ã O

No Laboratório de Estruturas do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Rio de Janeiro foi construída uma placa de reação em concreto protendido com dimensões 13 m x 39 m no plano e 0,90 m de espessura. A protensão foi realizada por cabos Freyssinet com 12 fios de 8 mm de diâmetro, contendo 178 cabos na direção longitudinal e 546 na direção transversal. A tensão de compressão no concreto, aproximadamente igual nas duas direções, é de 7,80 N/mm².

A placa de reação foi projetada a fim de permitir ensaios de peças estruturais de grandes dimensões. Sua função é criar reações necessárias à realização de um ensaio estrutural, estabelecendo sistemas de forças em equilíbrio.

Dispondo deste enorme corpo de prova submetido a um estado plano de tensões, foram instalados no interior da massa de concreto, bem como na face superior da placa de reação, aparelhos capazes de medirem deformações.

Com as direções principais bem definidas, os aparelhos foram situados segundo as direções longitudinal, transversal e normal ao plano da placa de reação.

Pela necessidade de medir no concreto pequenas deformações que vêm afetadas pelas variações de temperatura, foram empregados, internamente, extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson, possuindo entre outras propriedades a de funcionarem como termômetros. Nas medições de superfície foi utilizado o extensômetro mecânico removível "defômetro de Huggenberger".

O interesse pela fluência do concreto e pela variação

do Coeficiente de Poisson diferido no estado plano de tensões orientou a pesquisa sobre os primeiros resultados da observação realizada.

As medições resultaram em deformações relativas devidas à protensão (deformação instantânea), fluência, retração e variações de temperatura.

Para tentar eliminar a retração da deformação medida, foi construído um bloco com 1 m^2 de área e $0,90 \text{ m}$ de espessura com concreto de mesmo traço e sujeito às mesmas condições ambiente da placa de reação; no interior deste bloco quatro extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson foram instalados.

Os efeitos causados por variações de temperatura foram compensados determinando-se o coeficiente de dilatação térmica do concreto e a temperatura no interior da massa no ponto considerado.

Desde 1960 vem sendo efetuada na placa de reação do "Centre d'Essai des Structures", por G. DREUX (ref. 9)¹, a medida não dissociada da fluência e retração do concreto. Esta placa de reação possui $29,50 \text{ m}$ de comprimento, $15,85 \text{ m}$ de largura com 1 m de espessura. A compressão do concreto foi produzida por cabos de 12 fios de $12,7 \text{ mm}$ de diâmetro, centrados em ambas as direções. A tensão de compressão do concreto é de $2,06 \text{ N/mm}^2$ no sentido longitudinal e $4,41 \text{ N/mm}^2$ no sentido transversal. A medida das deformações foi feita por dois tipos de extensômetros dispostos segundo as direções longitudinal e transversal. Um deles é constituído por um tubo e uma haste de aço. O tubo é instalado submerso no concreto ao nível do plano médio da laje. A haste é colocada no seu interior e tornada solidária ao tubo em uma de suas extremidades. Realiza-se então, na extremidade livre, a medição do deslocamento relativo entre a haste e o tubo. O outro tipo é o extensômetro de corda vibrante.

¹Referência bibliográfica

Os extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson são largamente empregados na observação de obras de concreto. Podem ser citadas as diversas barragens em Portugal e a barragem do Funil no Brasil.

Atualmente, os extensômetros Carlson de fabricação KYOWA são utilizados pela COPPE-UFRJ não só nesta observação a longo prazo, como também em provas de carga de pontes.

Em vista disso, no capítulo referente à instrumentação, procurou-se apresentar mais detalhadamente o princípio de funcionamento deste aparelho.

A grande quantidade de leituras (em torno de 5000) fez com que fosse elaborado um programa para o computador IBM-1130 com Plotter associado ao sistema, traduzindo as leituras realizadas com os extensômetros Carlson em termos de deformação e temperatura, traçando os gráficos deformação e temperatura-tempo e variação de comprimento-temperatura, apresentados neste trabalho.

Com a finalidade de fornecer os pares de valores limites - momento fletor e esforço normal - foi apresentado o desenvolvimento do cálculo realizado para verificação da segurança à flexão composta no estado limite de utilização e no estado limite último da placa de reação sob a ação de forças estáticas auto-equilibradas.

Os Princípios e Recomendações do CEB-FIP/1970 (ref.7) foram utilizados no cálculo das perdas de protensão, na verificação da segurança e na obtenção do gráfico da fluência do concreto para comparação com os gráficos experimentais.

As conclusões apresentadas serão acrescidas e completadas com a contínua observação da placa de reação.

CAPÍTULO I

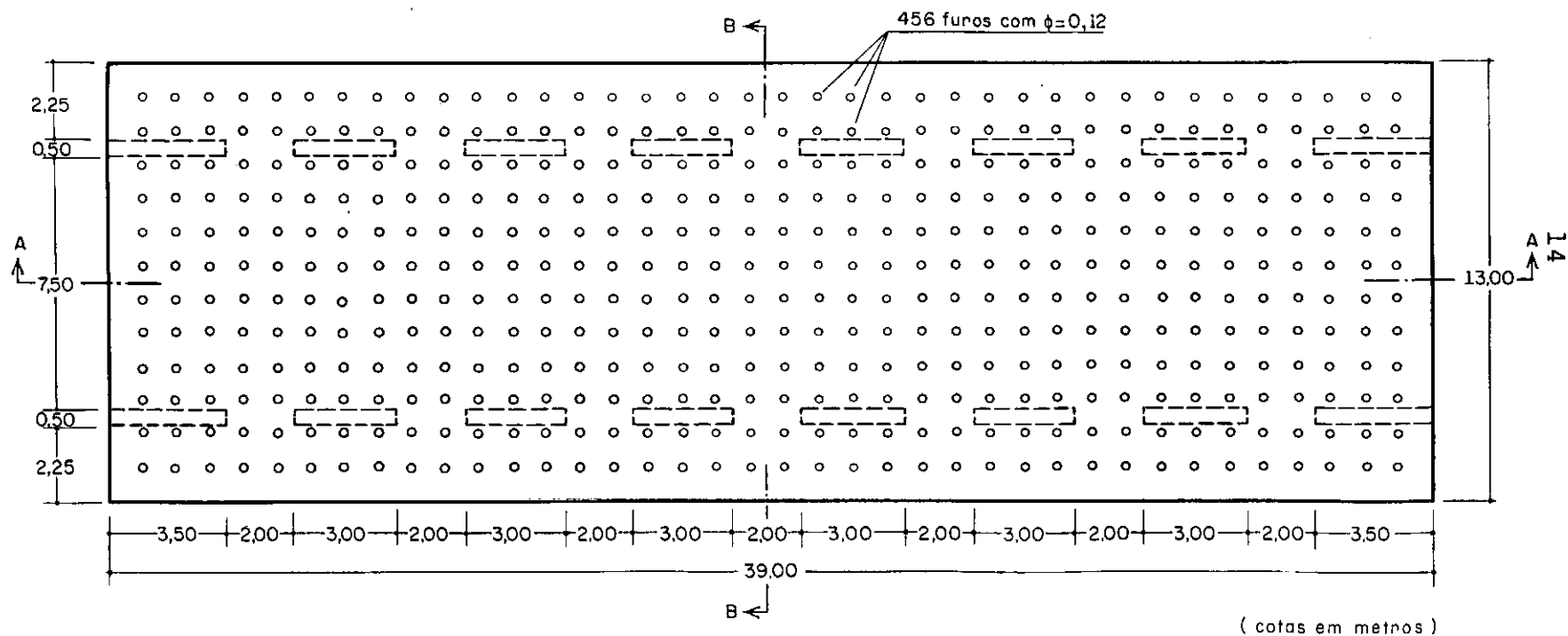
DESCRIÇÃO DA PLACA DE REAÇÃO

1.1 - Plantas

As figuras 1.1, 1.2 e 1.3 contêm as plantas que definem as características geométricas da placa de reação representadas por uma vista superior, corte longitudinal e corte transversal, respectivamente.

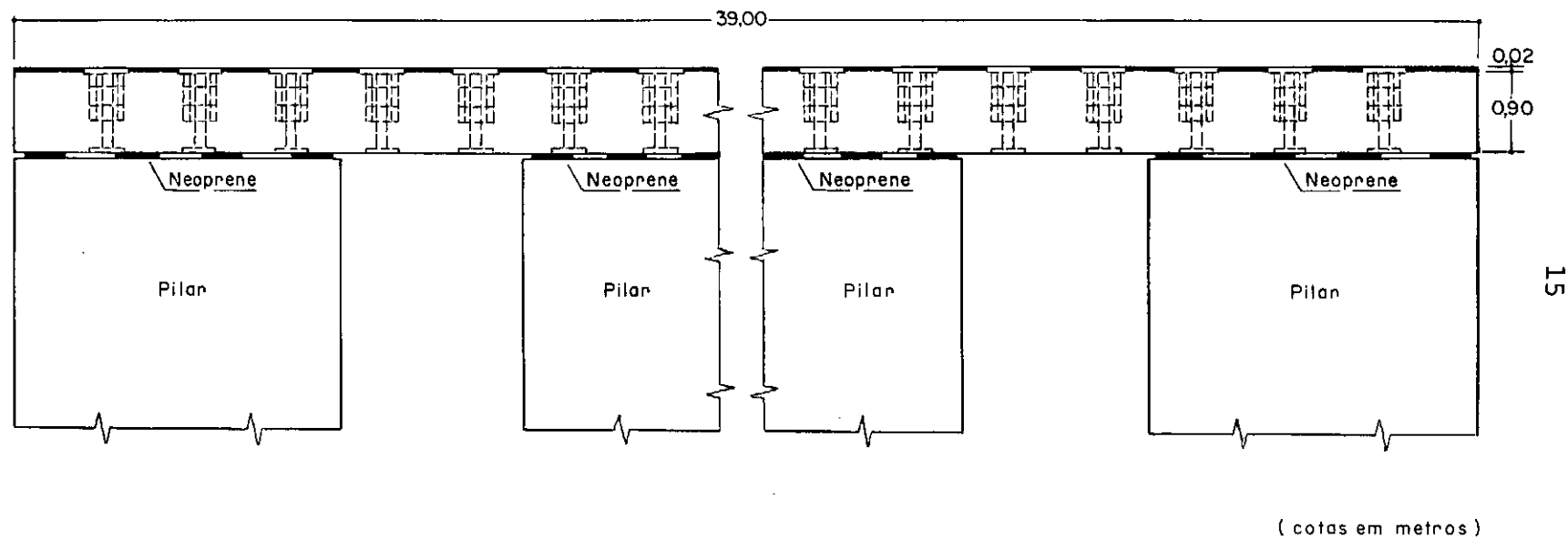
A laje se apóia sobre duas faixas longitudinais descon_{tin}uas de pilares, distantes entre si 8 m. O aparelho de apoio é constituído por "neoprene" associado a placas metálicas, permitin_{do} a rotação da seção e o deslocamento no plano.

A placa de reação possui uma malha de furos de ancora_{gem} em tubos de aço com diâmetro interno de 120 mm, contendo nas extremidades chapas também em aço, cujos detalhes constam da figu_{ra} 1.4.



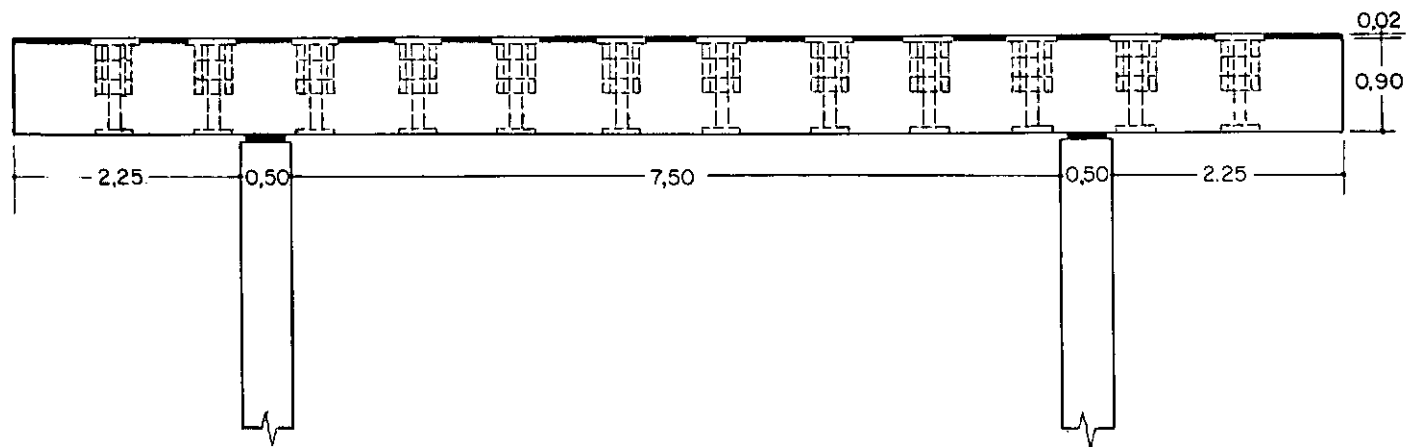
VISTA SUPERIOR

Figura 1.1



CORTE LONGITUDINAL A - A

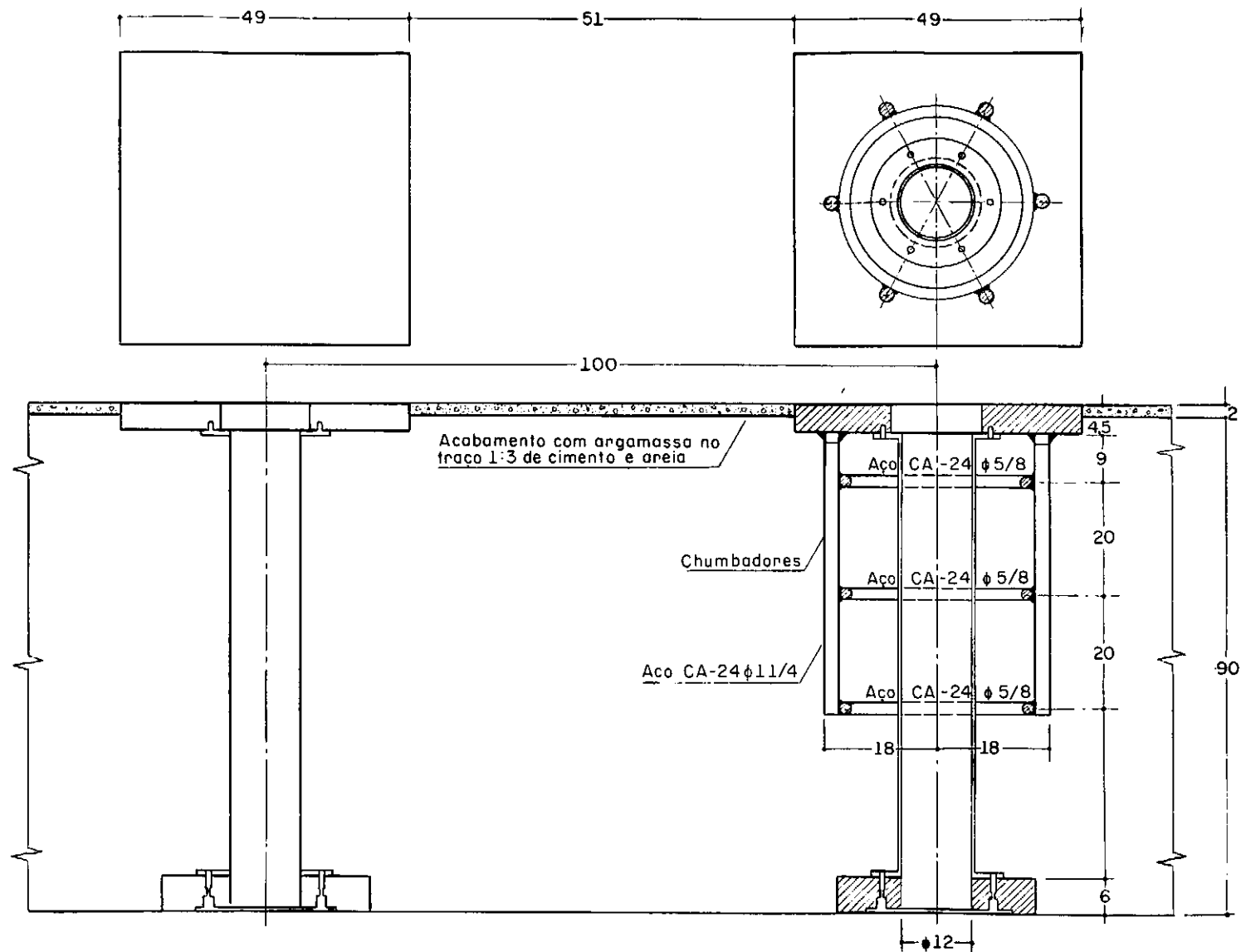
Figura 1.2



(cotas em metros)

.CORTE TRANSVERSAL B - B

Figura 1.3



FUROS DE ANCORAGEM

(cotas em centímetros)

Figura 1.4

1.2 - Materiais

1.2.1 - Agregados

Ensaio realizado com amostras destes materiais conduziram aos seguintes resultados:

Granulometria

Agregado	Módulo de finura	Diâmetro máximo (mm)
Areia	3,66	2,4
Brita nº 1	7,97	25
Brita nº 2	8,87	38

1.2.2 - Cimento

Utilizou-se no preparo do concreto o cimento tipo Portland comum, marca Irajá.

1.2.3 - Concreto

Com o fator água-cimento 0,35 e percentagens de água relativa à mistura seca cimento-agregado 8,6% e 8,1%, utilizaram-se dois traços em peso:

1,000: 1,085: 2,015

1,000: 1,056: 0,990: 1,254

com consumos de cimento de 540 e 520 kg/m³, respectivamente.

1.2.4 - Aço

- Armadura de protensão

A protensão se realizou com 14 cabos Freyssinet, de aço CP-125 B com 12 ϕ 8 mm, por metro nas duas direções.

Os fios são dispostos em feixe no interior de uma bainha metálica não revestida, de diâmetros interno e externo de 45 mm e 50 mm, respectivamente.

Os cabos possuem uma ancoragem ativa e outra passiva, constituída de peças prescritas pelo processo Freyssinet.

- Armadura Frouxa

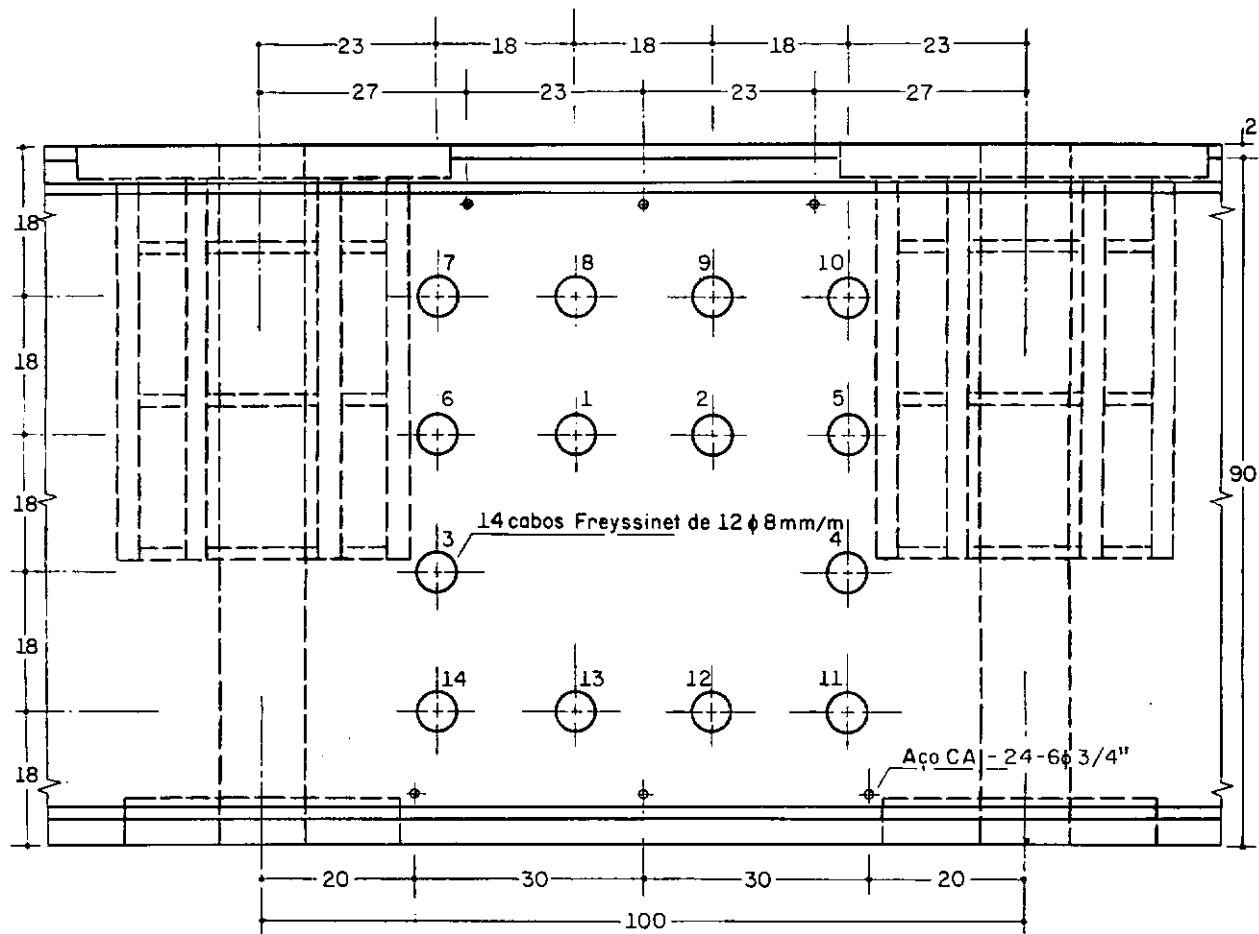
Com exceção das regiões vizinhas às ancoragens, utiliizou-se aço CA-24 com ϕ 3/4".

O detalhe da armação encontra-se nas figuras 1.5 e 1.6.

1.3 - Execução

1.3.1 - Concretagem

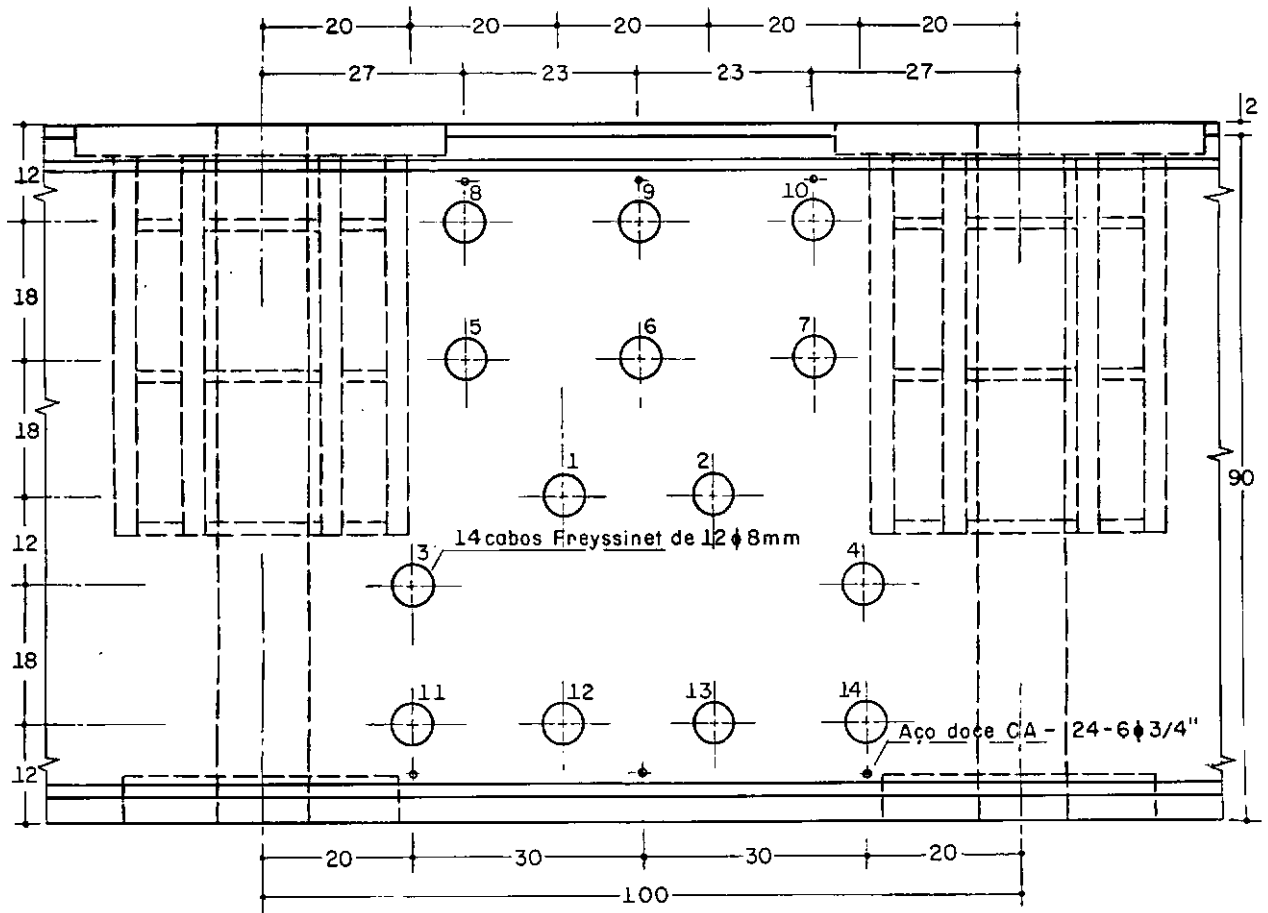
A concretagem foi realizada ininterruptamente durante 133 horas.



(cotas em centímetros)

ARMAÇÃO LONGITUDINAL

Figura 1.5



(cotas em centímetros)

ARMAÇÃO TRANSVERSAL

Figura 1.6

A figura 1.7 esclarece os trechos concretados divididos em turnos diários, podendo fornecer as diferentes idades em que se encontram as regiões da placa de reação quando da aplicação da protensão.

O traço contendo somente brita nº 1 foi utilizado em lugares em que a vibração do concreto foi prejudicada pelo excesso de armação (ancoragens) ou pelo cuidado necessário com a aparelhagem.

Durante a cura procurou-se manter a umidade da mistura e, para evitar temperaturas elevadas nesta fase, fez-se circular água no interior das bainhas metálicas.

Um paralelepípedo de $0,9 \text{ m}^3$ de volume com $0,9\text{m}$ de espessura foi executado com concreto sem armação no interior. As características dos materiais, bem como as condições ambiente a que foi exposto, são as mesmas que as da placa de reação. Possui cinco de suas faces em contato com o ambiente.

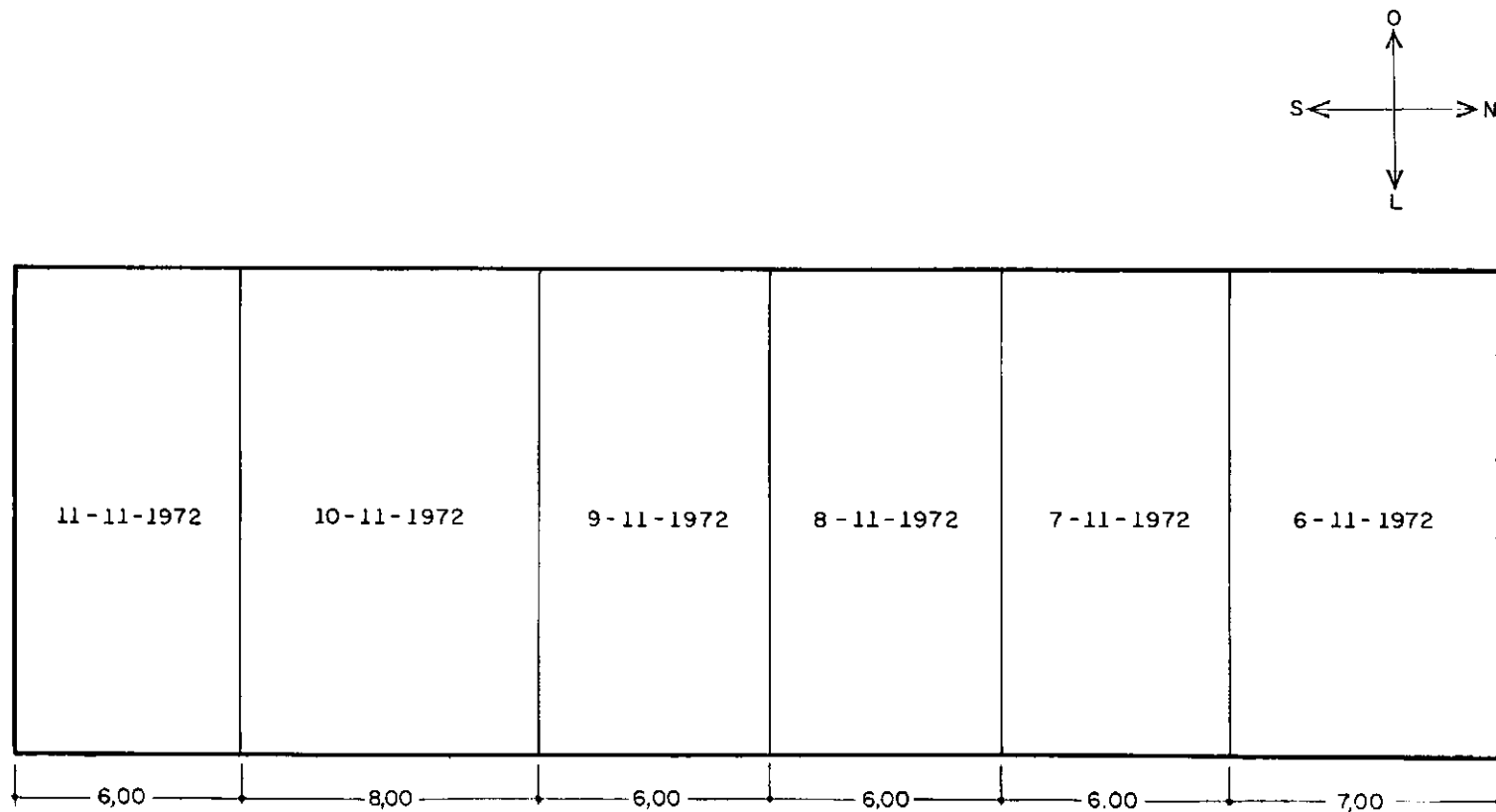
A concretagem obedeceu a um controle rigoroso, com as amostras de concreto destinadas à moldagem de corpos de prova retiradas de diversos pontos da obra.

1.3.2 - Protensão

Os alongamentos foram medidos na extremidade ativa durante a protensão e controlados a fim de que a tensão inicial fosse de 1030 N/mm^2 .

Procurou-se pré-comprimir o concreto uniformemente em ambas as direções, com o cuidado de não introduzir o efeito de Poisson no sentido da protensão mais fraca.

O quadro 1.1 e a figura 1.8 contêm as diversas fases da protensão.



CONCRETAGEM

Figura 1.7

Quadro 1.1 - Descrição da protensão.

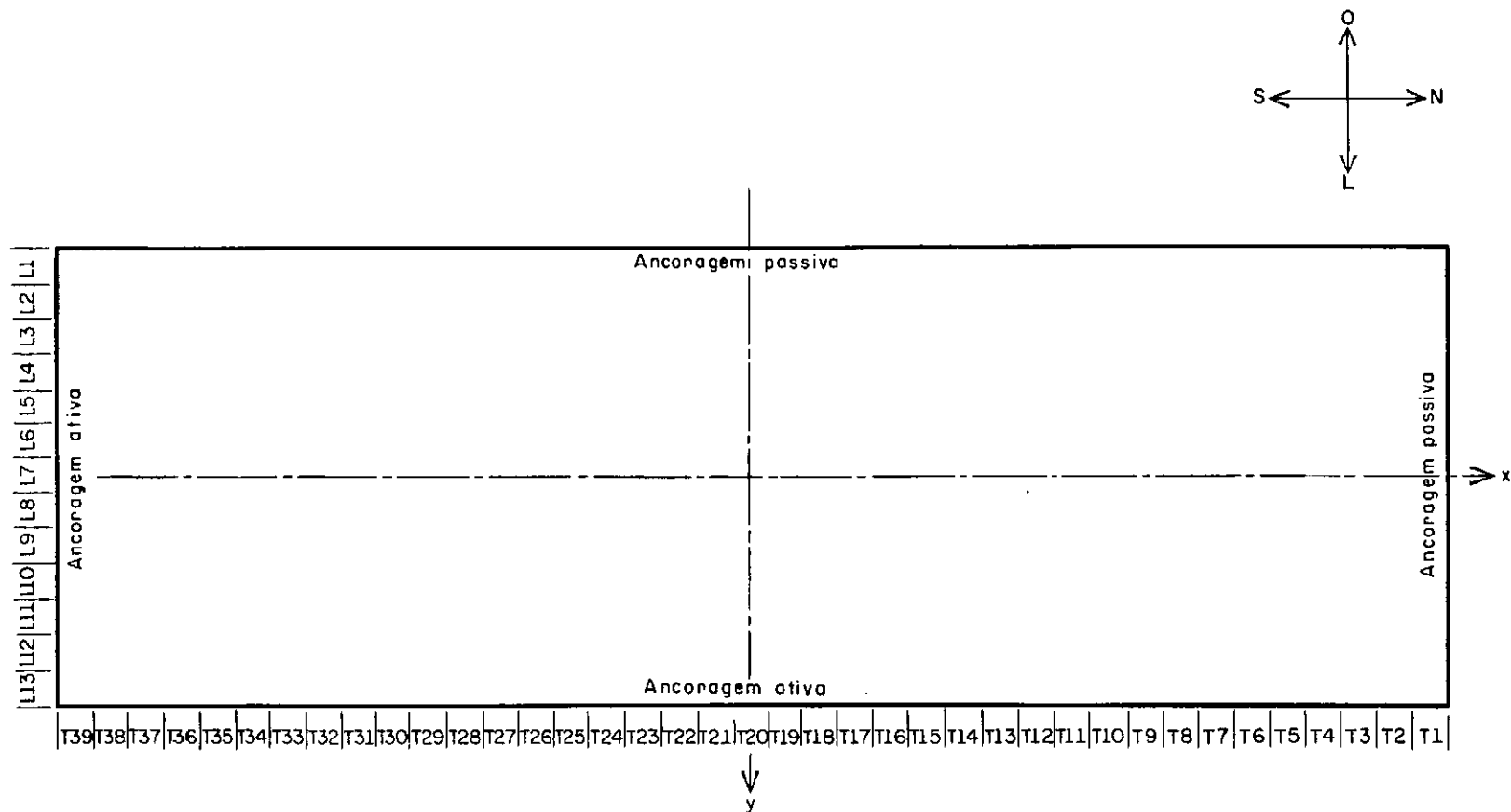
DATA	FAIXAS	Nº DOS CABOS
22/11/72	L1 a L4,L7 L8,L13	1 2
23/11/72	T2 T1,T19,T20,T39	1 1 a 4
24/11/72	T2 T18,T21,T38	2 a 4 1 a 4
26/11/72	L8 a L12 L2 a L7	1 2
27/11/72	T6 T24 T3 a T5,T17,T22,T23,T36,T37	1 1,2 1 a 4
28/11/72	T28 T24 T15 T6 T7 a T9,T11 a T14,T16,T25 a T27,T32 a T35	1,2 3,4 1 a 3 2 a 4 1 a 4
29/11/72	L5, L6 L9 a L11 T15 T22 L13 T28 T1 a T4,T19 a T21,T37 a T39 T10,T29 a T31 L12	1 2 4 6 1,6 3,4 5 a 7 1 a 4 2 a 4,6
30/11/72	L1 T11,T34 T22 L2 a L11 T5 a T10,T17,T18,T23,T35,T36	3 5,6 5,7 3,4 5 a 7
01/12/72	L12 L7,L11,T34 L2,L4 a L11 L13 L3,T12 a T16,T24 a T33 L1	5 7 5,6 3 a 5 5 a 7 2,4 a 6
05/12/72	L5 T8 T37 T1 a T7,T19 a T24,T36,T38,T39 L9,L10	7 8 8,9 8 a 10 7 a 10

Obs: Número dos cabos de acordo com as figuras 1.5 e 1.6.

Quadro 1.1 - Continuação

DATA	FAIXAS	Nº DOS CABOS
06/12/72	T37 T8 T38 T39 L1,L13 L3,L5,L7,T9 a T15,T25 a T35 L2,L4,L6,L8 T1	10 9,10 11,12 13,14 7 a 9 8 a 10 7 a 10 11 a 14
07/12/72	T39 T38 L13 L11 T16 T2,T3,T19,T23 a T25 L12 T17,T18	11,12 13,14 10 a 12 7 a 10 8 a 12 11 a 14 7 a 14 8 a 14
08/12/72	T20 T26 T8,T28,T31 L7,T4,T16 L8 a L11,T5 a T7,T14,T15,T29,T30	11 12 11,12 13,14 11 a 14
09/12/72	T8,T28 L7 T31 T9 L4,T20 L5,L6,T10,T11,T22,T32 a T34,T37	14 11,12 13,14 11 a 13 12 a 14 11 a 14
11/12/72	L4 L1 T12 L2,L3,T13,T35,T36	11 10 a 12 12 a 14 11 a 14
22/12/72	T12 T26 T21,T27	11 11,13,14 11 a 14

Obs: Número dos cabos de acordo com as figuras 1.5 e 1.6.



NUMERAÇÃO DAS FAIXAS LONGITUDINAIS E TRANSVERSAIS PARA DESCRIÇÃO DA PROTENSÃO

Figura 1.8

1.4 - Ensaaios de controle do concreto e do aço

1.4.1 - Concreto

Para determinação das resistências do concreto à compressão simples e à tração, foram ensaiados corpos de prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, em diferentes idades, submetendo-os à compressão simples e à compressão diametral.

Na obtenção das resistências e para o traçado do diagrama tensão-deformação foi utilizada a seguinte aparelhagem:

- Máquina de ensaios Amsler com capacidade de 980 kN
- extensômetros mecânicos
 - Tensotast (base de medida - 100 mm)
 - Huggenberger (base de medida - 100 mm)
- extensômetros elétricos de resistência em serpentina com base de papel (base de medida - 20 mm)

Os extensômetros foram instalados na direção do carregamento e, em certos corpos de prova, também na direção transversal ao carregamento para determinação do Coeficiente de Poisson do concreto em ensaio rápido.

O quadro 1.2 contém o número de corpos de prova ensaiados, nas diferentes idades, para a determinação das resistências à compressão simples e à tração apresentadas nos quadros 1.3 e 1.4. Os outros valores do quadro 1.3 constituem as médias dos dados de dois corpos de prova.

Quadro 1.2 - Número de corpos de prova ensaiados

TIPO DE ENSAIO	IDADE (dias)							
	3	7	28	60	90	180	270	360
Compressão Simples	9	22	29	2	2	2	2	3
Compressão Diametral	-	-	2	-	-	1	1	1

Nos quadros 1.3 e 1.4 são encontrados além dos valores médios das resistências, módulo de deformação longitudinal e Coeficiente de Poisson, os do ângulo da superfície de ruptura com a seção transversal (ensaio à compressão simples) e do módulo de deformação longitudinal dinâmico. Estes dois últimos, embora não interessem diretamente neste trabalho, constituirão dados que serão adicionados aos de outros pesquisadores.

Nas figuras 1.9 a 1.15 apresentaram-se os diagramas tensão-deformação relativos aos ensaios à compressão simples, a partir dos 28 dias de idade, de alguns corpos de prova.

Através dos resultados obtidos experimentalmente, foram traçados os gráficos das relações $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ e $\frac{f_{ccm,j}}{f_{ccm,28}}$ em função do tempo que constam da figura 1.16.

Quadro 1.3 - Valores médios em diferentes idades da resistência à compressão simples, módulo de deformação longitudinal, Coeficiente de Poisson, ângulo de superfície de ruptura com a seção transversal e módulo de deformação longitudinal dinâmico

IDADE (dias)	$f_{ccm,j}$ (N/mm ²)	$E_{com,j}$ (N/mm ²)	ν	β_m (graus)	$E_{cm\ din,j}$ (N/mm ²)
3	22,75	-	-	-	-
7	30,49	-	-	-	-
28	41,57	35000	-	69	-
60	44,22	36570	-	72	-
90	44,80	39220	-	-	-
180	45,10	36570	0,28	67	39510
270	46,67	38730	0,29	69	-
360	44,51	33330	0,18	68	-

Quadro 1.4 - Valores médios em diferentes idades da resistência à tração

IDADE (dias)	$f_{ctm,j}$ (N/mm ²)
28	3,24
60	-
90	-
180	3,24
270	3,43
360	2,94

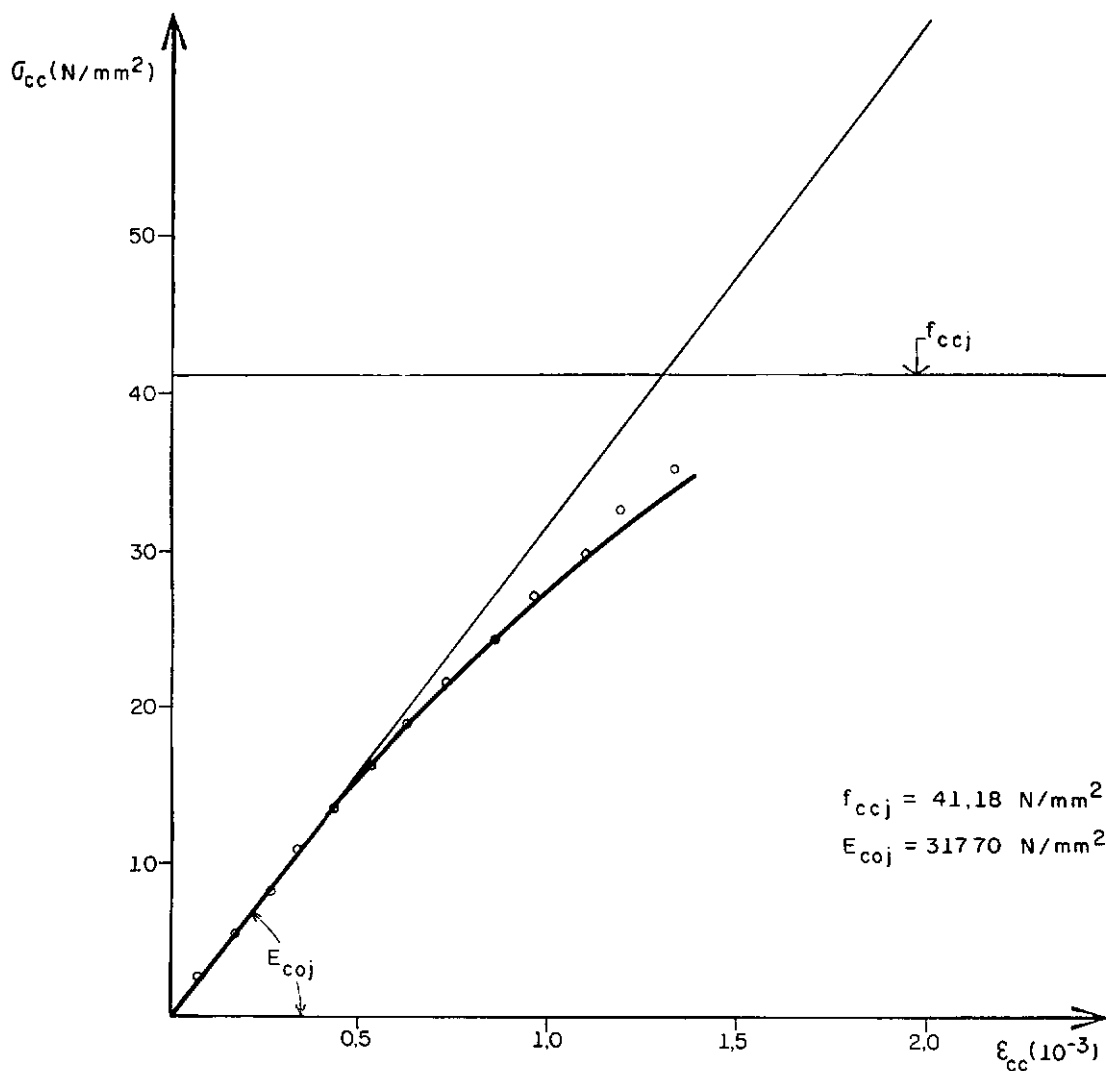


DIAGRAMA "TENSÃO - DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇÃO
 1,000 : 1,056 : 0,990 : 1,254 NA IDADE $j = 28$ DIAS

Figura 1.9

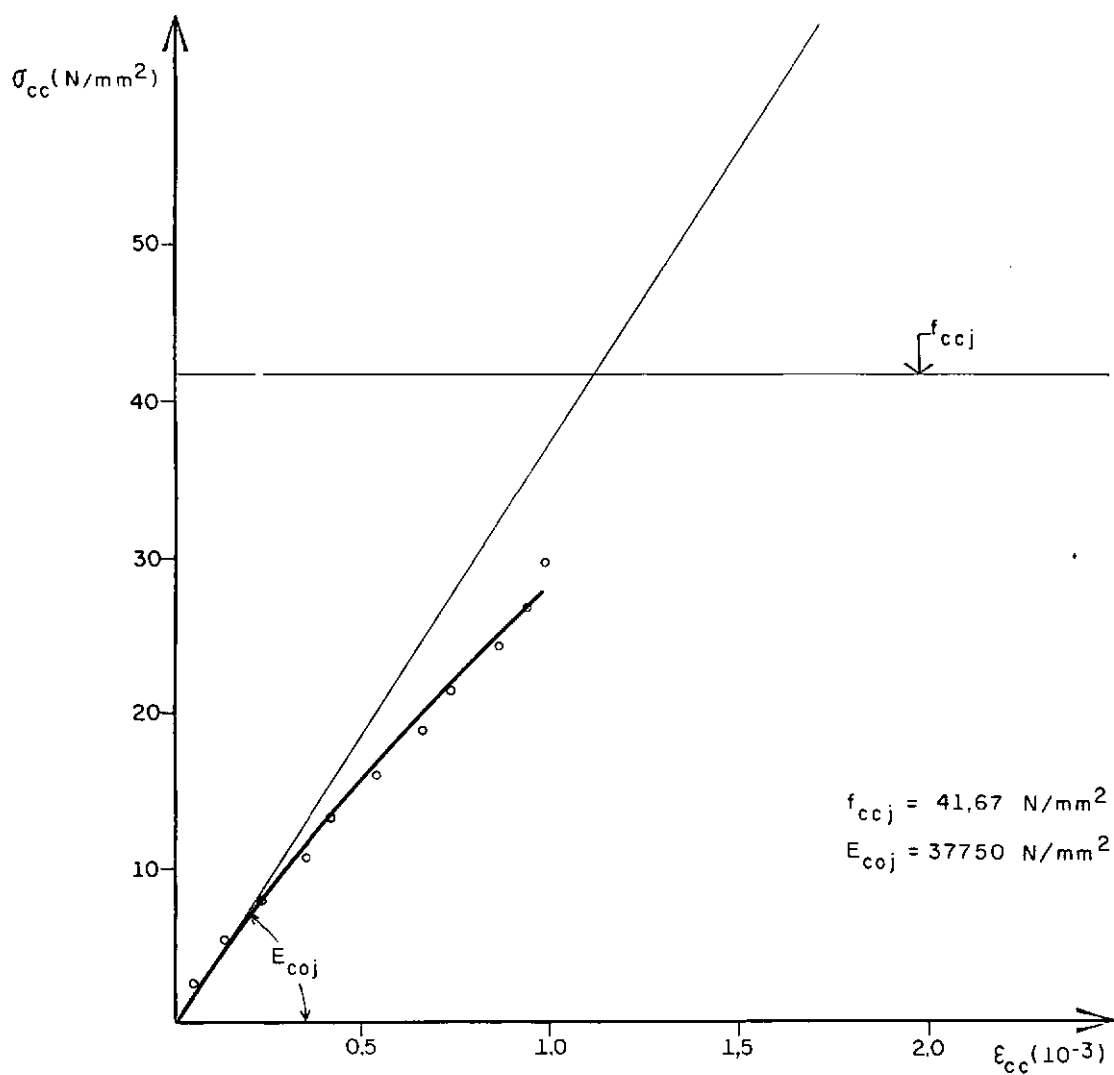


DIAGRAMA "TENSÃO - DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇÃO-
 1.000:1.056:0.990:1.254 NA IDADE $j = 60$ DIAS

Figura 1.10

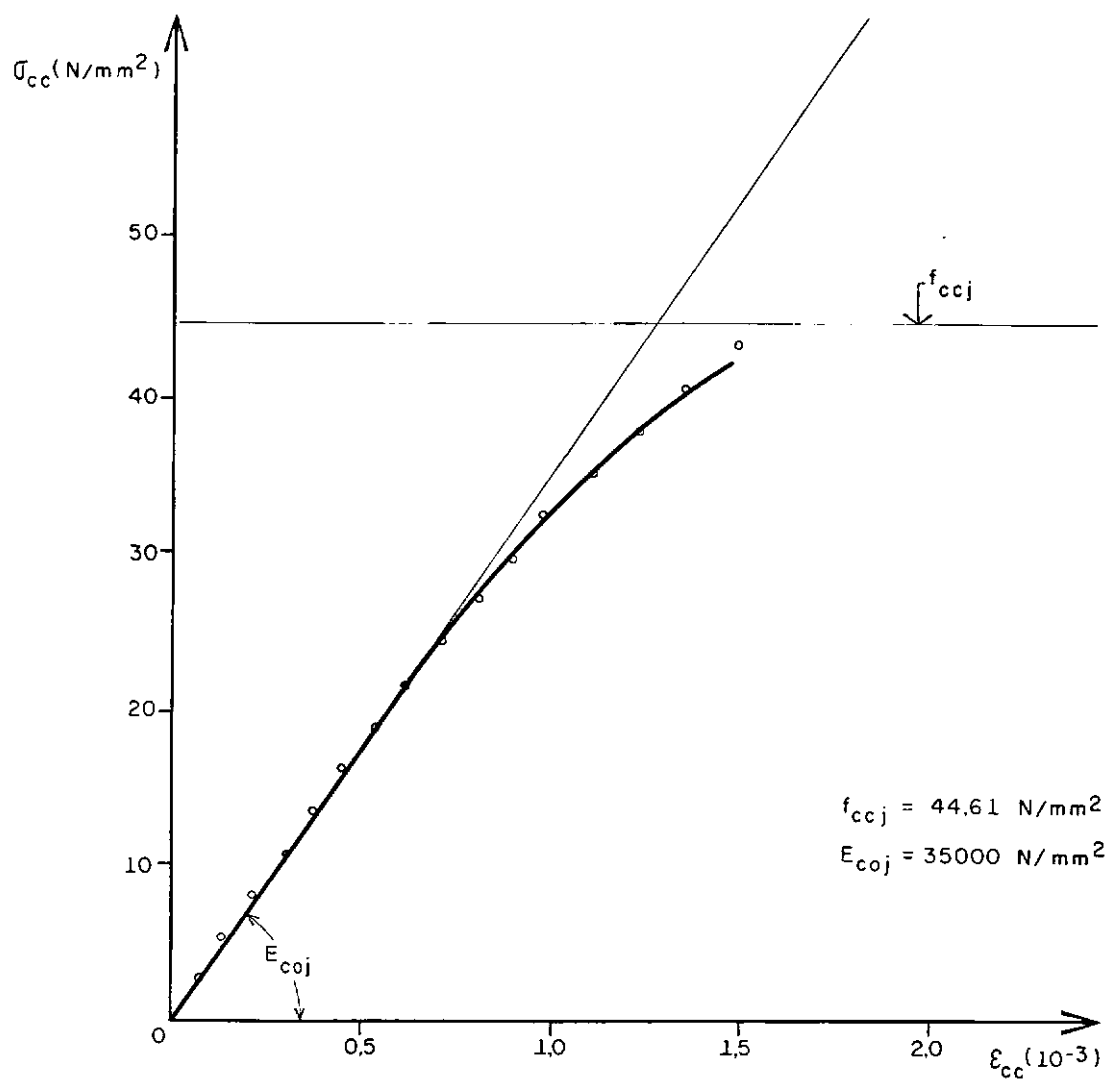


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇÃO
 1,000:1,056:0,990:1,254 NA IDADE $j = 90$ DIAS

Figura 1.11

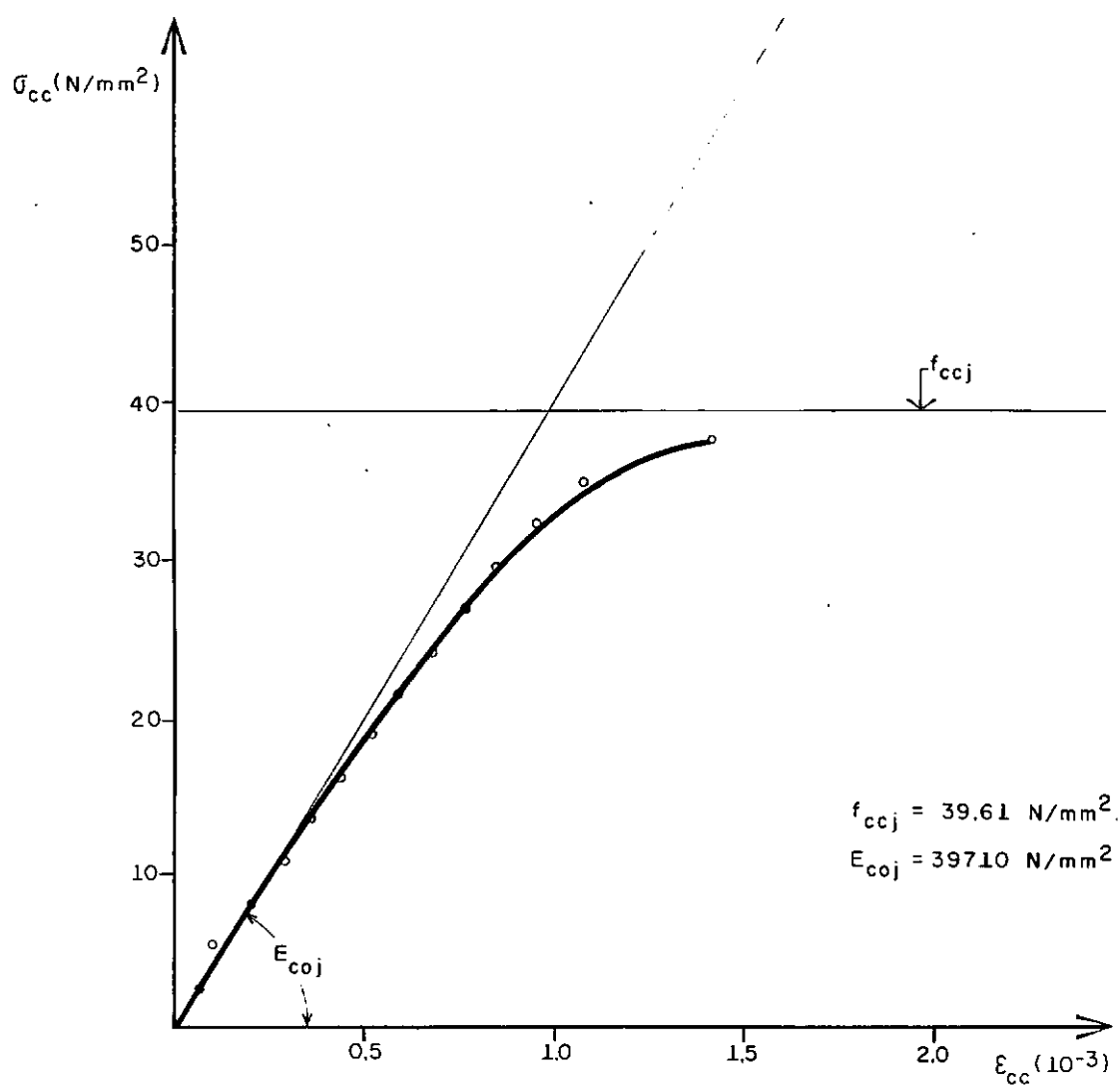


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇO
1,000:1,056:0,990:1,254 NA IDADE $j = 180$ DIAS

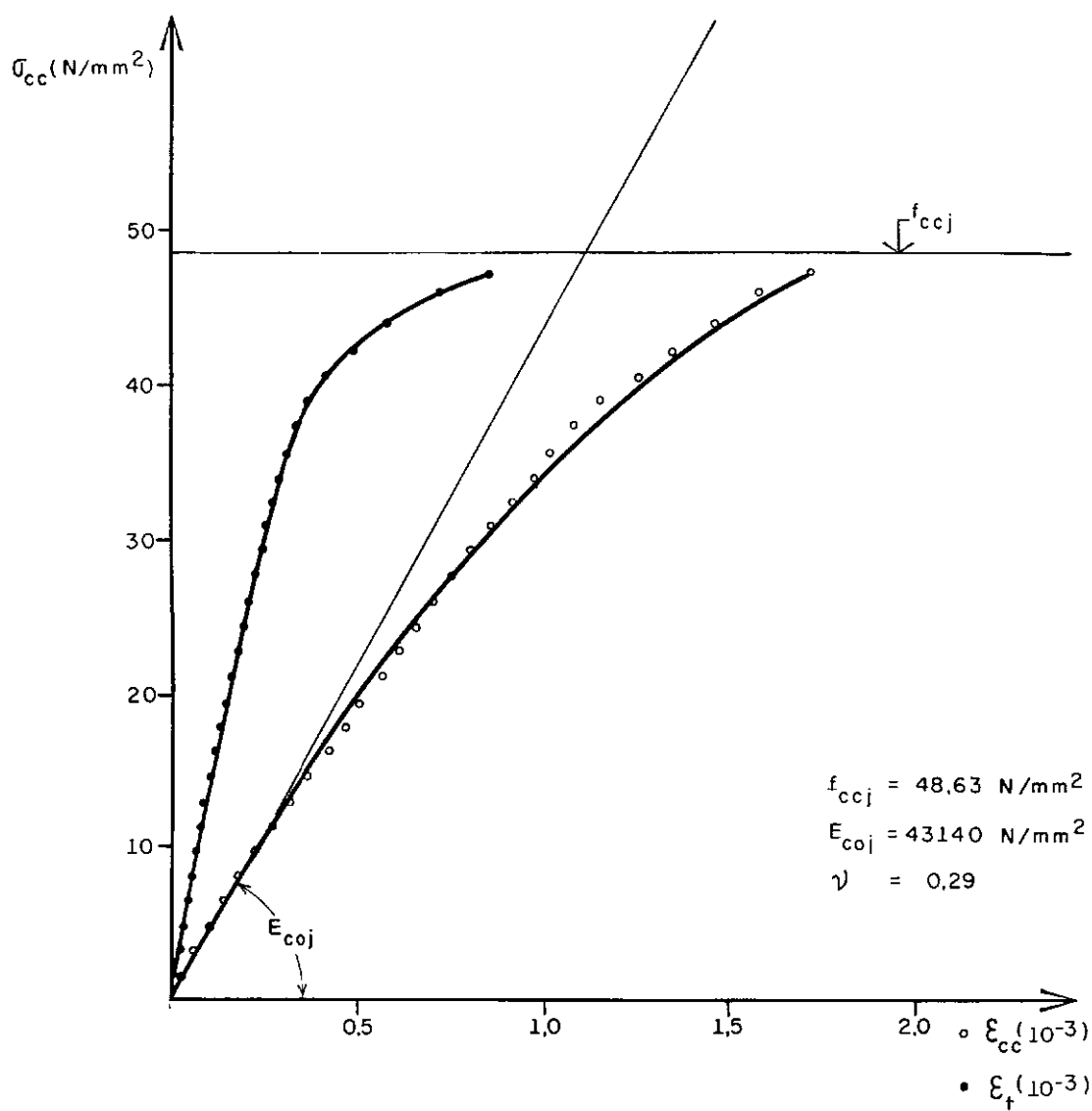


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇÃO
 1,000:1,056:0,990:1,254 NA IDADE $j = 270$ DIAS

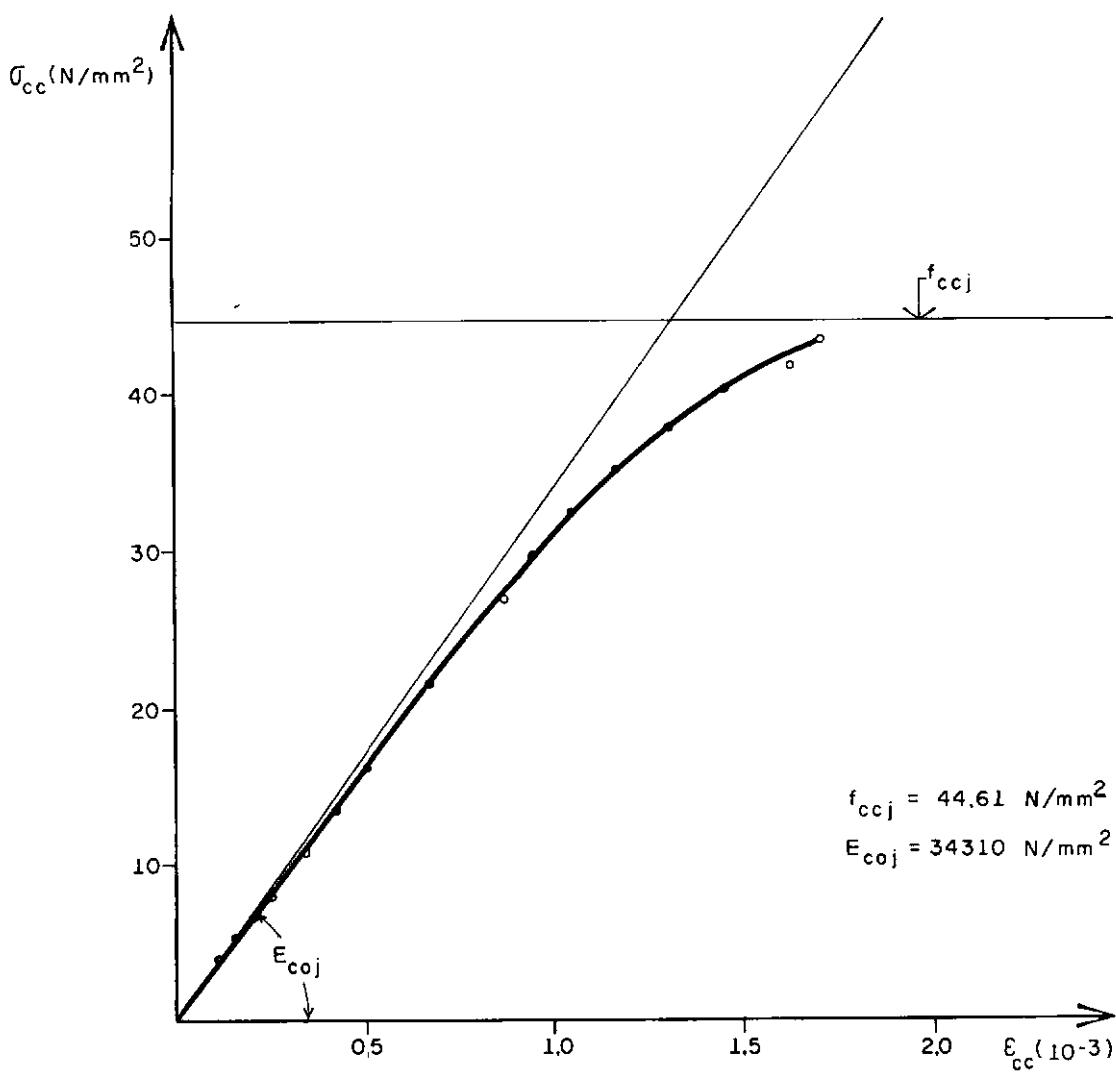


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇÃO
 1,000 : 1,056 : 0,990 : 1,254 NA IDADE $j = 270$ DIAS

Figura 1.14

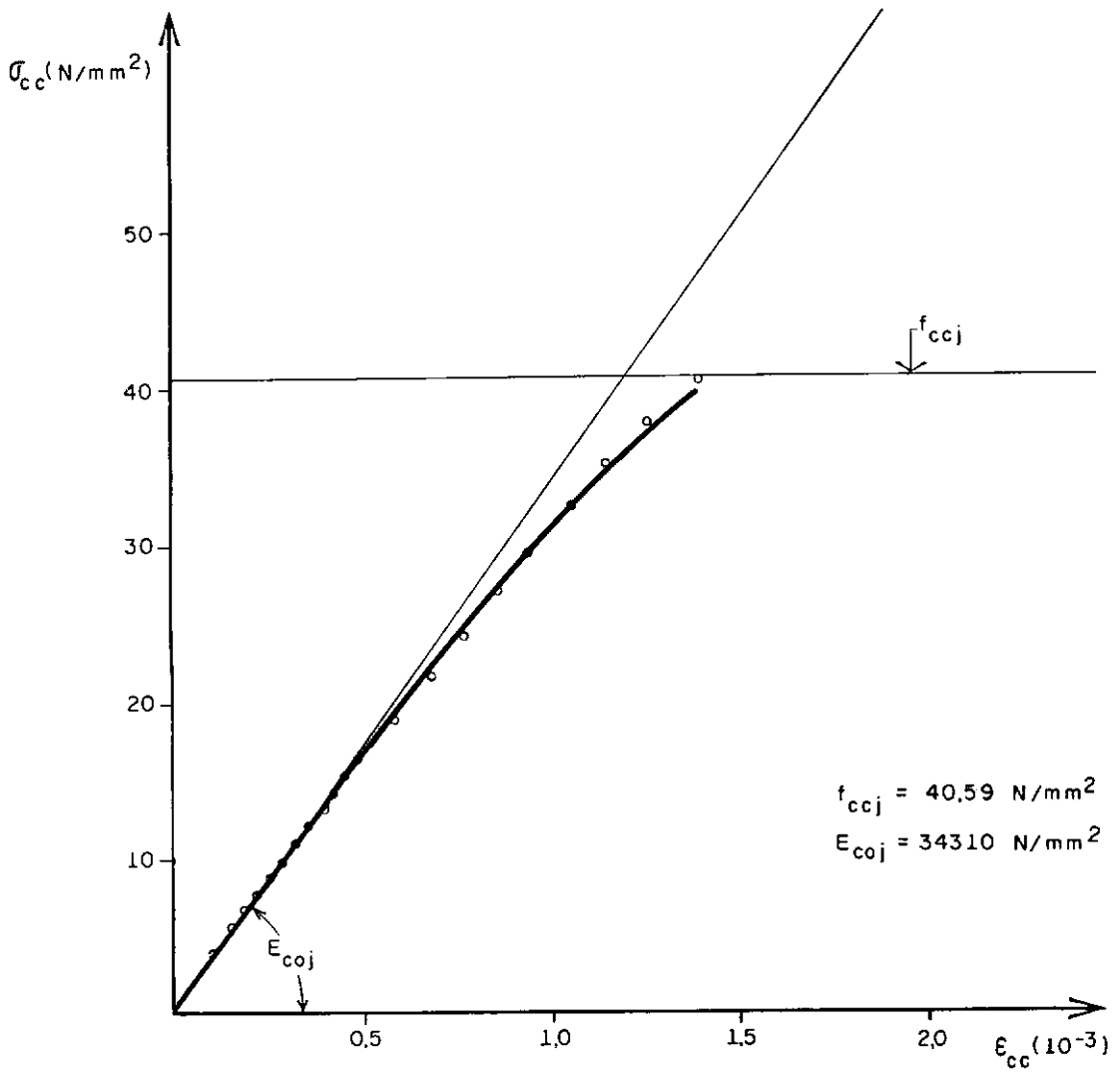


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DO CONCRETO TRAÇO
 1,000:1,056:0,990:1,254 NA IDADE $j=360$ DIAS

Figura 1.15

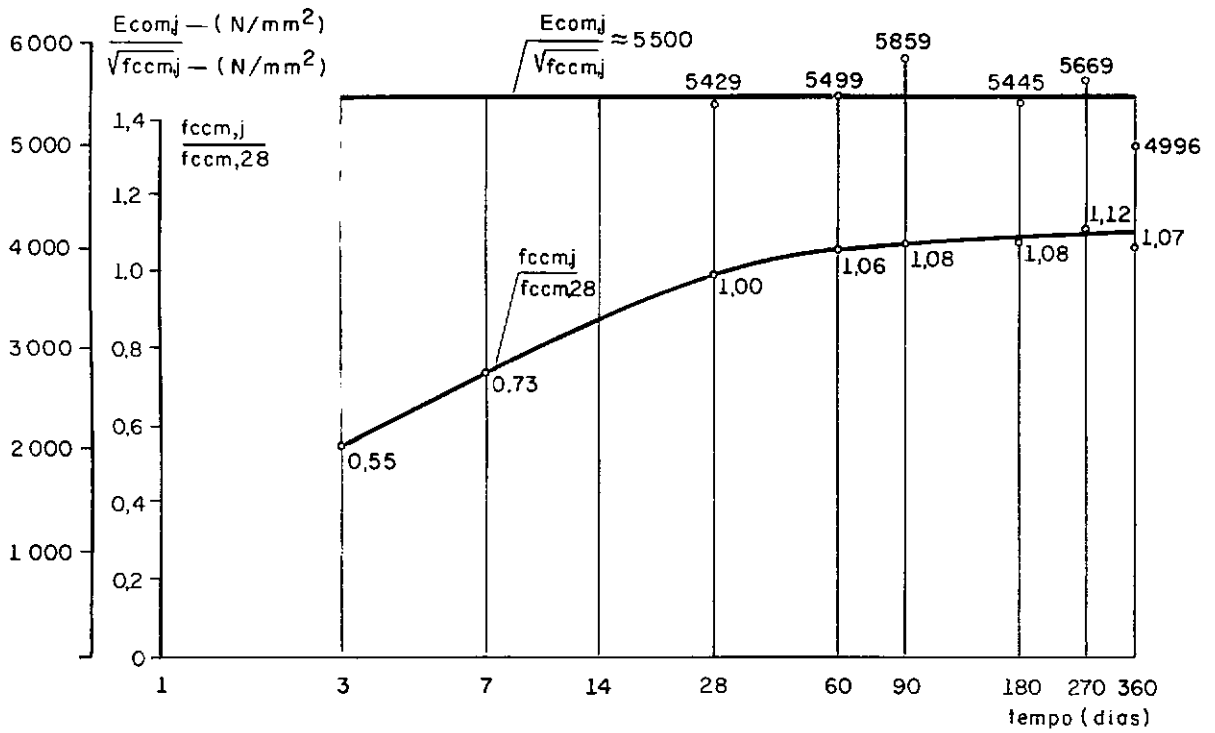


GRÁFICO $\frac{f_{ccm,j}}{f_{ccm,28}}$ E $\frac{E_{ccm,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ - TEMPO

Figura 1.16

- Peso específico

Da pesagem dos diversos corpos de prova obteve-se um valor médio para o peso específico do concreto, ou seja:

$$\gamma = 25,5 \text{ kN/m}^3$$

- Comparação dos resultados das resistências à compressão simples e dos módulos de deformação longitudinal tangente na origem obtidos experimentalmente com os propostos pelas Recomendações do CEB-FIP/1970

O CEB-FIP/1970 diz que se pode assumir para concretos endurecidos em condições normais, isto é, a uma temperatura média do concreto de 20°C e protegido contra perda excessiva de umidade, coeficientes para as relações entre a resistência à compressão simples a uma determinada idade e a resistência à compressão simples aos 28 dias.

Na figura 1.17 aparece em gráfico a tabela encontrada nas Recomendações R.12,11, levando-se em conta o fato de o concreto endurecer a uma temperatura diferente de 20°C, onde a idade de carregamento é substituída pelo grau de endurecimento correspon - dente.

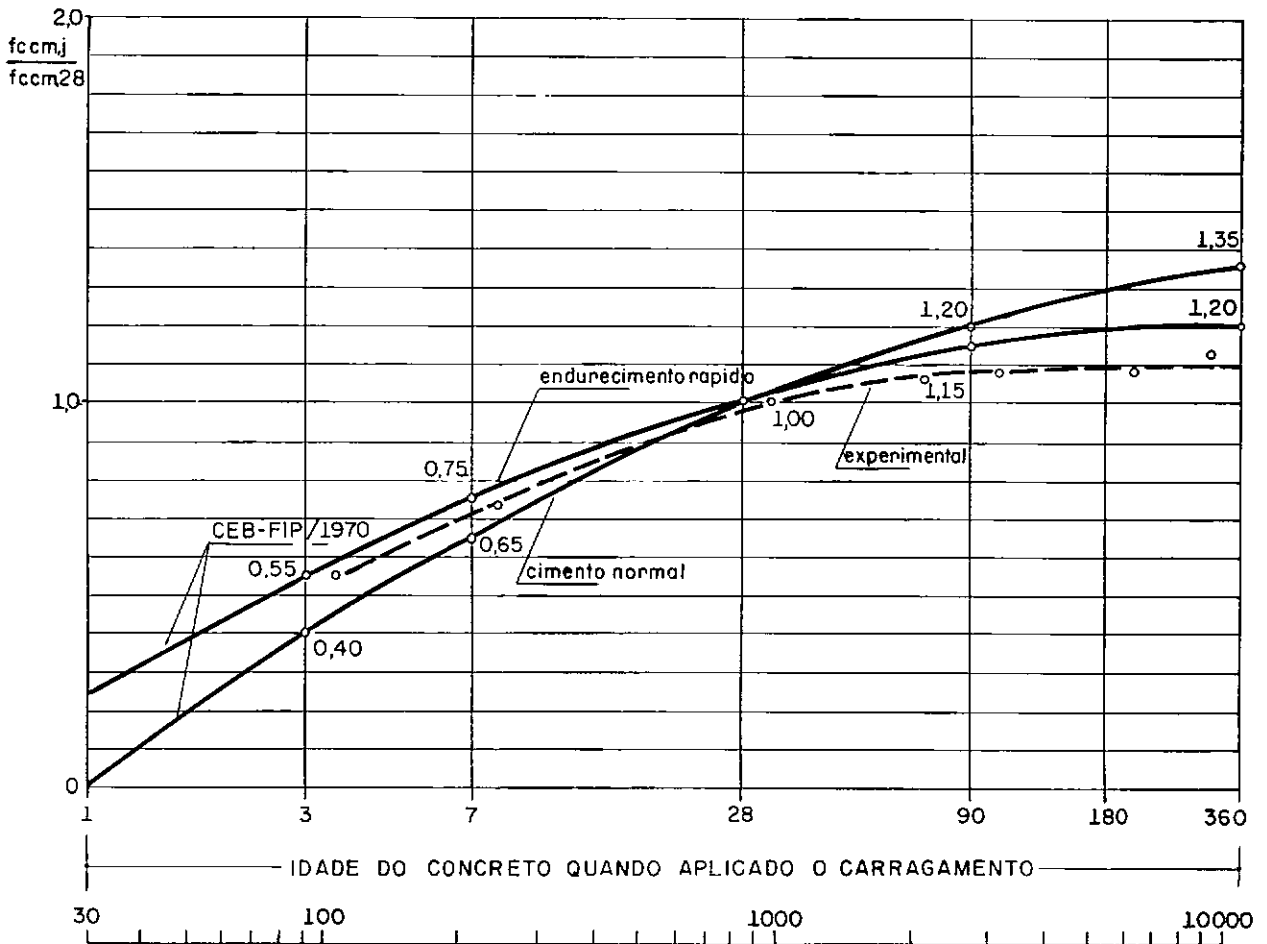
Ou seja:

$$D = \sum j (T + 10^0)$$

onde, D - grau de endurecimento no momento do carregamento

j - representa o número de dias durante os quais o endu -
recimento do concreto ocorre a uma temperatura T(°C)

Analisando os resultados obtidos para as resistências à



D - Grau de endurecimento (graus-dias)

VALORES DE $f_{ccm,j} / f_{ccm,28}$ PARA $T \geq 20^\circ \text{C}$

Figura 1.17

compressão simples nas diferentes idades (figura 1.17), conclui-se que para as condições ambiente a que estavam submetidos os corpos de prova, o cimento Portland utilizado mais se assemelha ao de alta resistência inicial das Recomendações do CEB-FIP/1970.

Para o traçado da curva experimental $\frac{f_{ccm,j}}{f_{ccm,28}}$ - tempo da figura 1.17, admitiu-se que o endurecimento do concreto dos corpos de prova até a idade de carregamento se realizou a uma temperatura média de 25°C.

O módulo de deformação longitudinal tangente na origem, segundo a recomendação R.12,221, pode ser determinado pela seguinte fórmula:

$$E_{com,j} = 6600 \sqrt{f_{ccm,j}}$$

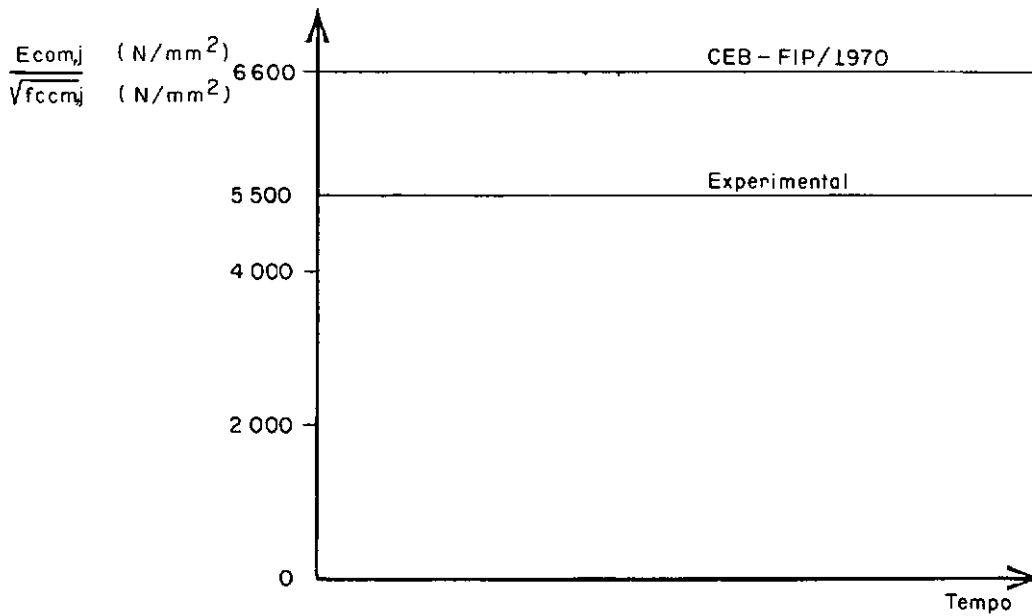
onde $E_{com,j}$ e $f_{ccm,j}$ são expressos em N/mm².

Sendo:

$E_{com,j}$ - módulo de deformação longitudinal tangente na origem

$f_{ccm,j}$ - valor médio da resistência à compressão do concreto na idade j obtida em ensaios de corpos de prova cilíndricos

Na figura 1.18 compara-se a relação $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ proveniente de resultados experimentais com a fornecida pelo CEB-FIP/1970.



RELAÇÃO $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ DO CEB-FIP/1970 E EXPERIMENTAL

Figura 1.18

O quadro 1.5 contém os módulos de deformação longitudinal obtidos experimentalmente e os calculados pelas Recomendações do CEB-FIP/1970, em diferentes idades.

Quadro 1.5 - Módulos de deformação longitudinal tangentes na origem obtidos experimentalmente e calculados pelas Recomendações do CEB-FIP/1970

IDADE (dias)	$E_{com,j}$ (experimental) (N/mm ²)	$E_{com,j}$ (CEB-FIP/1970) (N/mm ²)	$\frac{E_{com,j} \text{ (CEB-FIP/1970)}}{E_{com,j} \text{ (experimental)}}$
28	35000	42550	1,22
60	36570	43890	1,20
90	39220	44180	1,13
180	36570	44320	1,21
270	38730	45090	1,16
360	33330	44030	1,32

Baseado nestes resultados, pode-se sugerir que a determinação do módulo de deformação longitudinal tangente na origem do concreto se realize através de ensaios à compressão simples, pelo traçado de diagramas tensão-deformação ou pela utilização de uma constante para a relação $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ inferior à que se apresenta em R.12,221.

1.4.2 - Aço

Foram recolhidas amostras dos fios de protensão e cinco delas ensaiadas à tração.

Aparelhagem utilizada:

- Máquina de ensaio Amsler com capacidade de 980 kN.
- extensômetro mecânico Amsler (base de medida 100 mm)

As características do aço CP-125 B e o diagrama tensão-deformação de uma das amostras estão apresentados no quadro 1.6 e na figura 1.19, respectivamente. Os valores deste quadro são os médios dos ensaios realizados.

Quadro 1.6 - Características do aço CP-125 B

ϕ (mm)	A_P (mm ²)	$f_{0,2\ m}$ (N/mm ²)	f_{ptm} (N/mm ²)	E_{pm} (N/mm ²)
8	50,3	1289	1441	206000

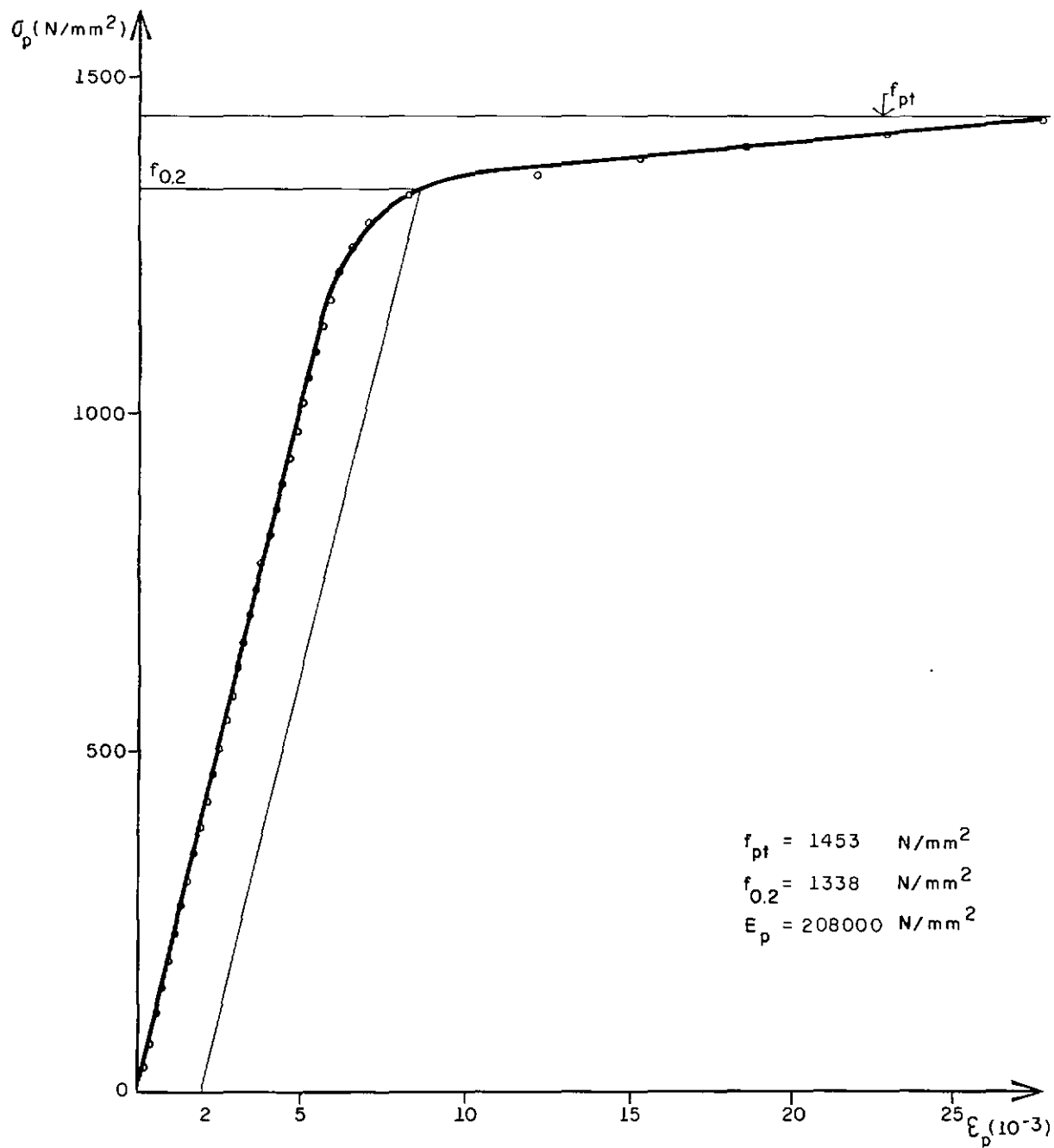


DIAGRAMA "TENSÃO-DEFORMAÇÃO" DE UMA AMOSTRA DO AÇO CP-125 B

CAPÍTULO II

I N S T R U M E N T A Ç Ã O

2.1 - Generalidades

A escolha dos extensômetros, aparelhos destinados a medir a deformação de um corpo, e sua localização neste corpo são os primeiros problemas que surgem em uma observação.

A experiência mostra que as medidas de deformações ao longo do tempo devem ser efetuadas por aparelhos colocados no interior do concreto. Uma ressalva é feita às medições de superfície realizadas em laboratório, onde as leituras não vêm afetadas pelas excessivas variações de temperatura.

Dos diversos trabalhos de auscultação de obras e suas conclusões, principalmente os realizados em Portugal pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), foram estabelecidas as características que um extensômetro deve reunir para que possa ser utilizado em observações a longo prazo. São elas:

- grande comprimento e pequeno diâmetro.
- pequena rigidez longitudinal e grande rigidez transversal.
- durabilidade.
- sensibilidade, precisão e fidelidade.
- grande campo de medida.
- funcionar como termômetro.

Os medidores utilizados neste trabalho, embebidos na massa de concreto, são os chamados extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson que atendem em grande parte a estas propriedades.

As medições de superfície serão realizadas com extensômetro mecânico, o qual será tratado por extensômetro mecânico removível "defômetro de Huggenberger".

A localização e a quantidade de aparelhos em um determinado ponto dependerão da natureza do estado de tensão neste ponto.

Para o estado plano de tensões é suficiente a colocação de uma roseta de três extensômetros normais entre si, dispostos segundo as direções principais.

A grande dificuldade encontrada foi nas medições das variações de volume do concreto. Denominaram-se variações volumétricas do concreto àquelas produzidas por retração ou expansão e por variações de temperatura. No caso de emprego dos extensômetros Carlson o problema se reduz à determinação da retração ou expansão. Para que possam ser detectadas estas variações de comprimento é necessário que na vizinhança dos medidores ativos sejam colocados aparelhos embebidos em um mesmo concreto livre de tensões, podendo ser utilizadas caixas cilíndricas de metal com paredes duplas imersas no concreto, contendo no seu interior extensômetros Carlson. O uso deste dispositivo não foi possível em virtude da densidade de armadura nas direções longitudinal e transversal.

A finalidade da instalação dos extensômetros mecânicos consistiu no conhecimento do diagrama de deformações ao longo da seção e na substituição dos extensômetros Carlson nas medidas de deformações, caso haja uma interrupção no funcionamento destes aparelhos.

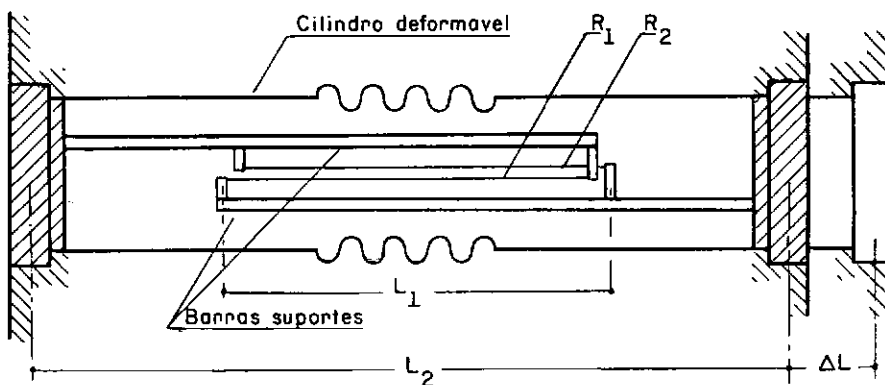
2.2 - Extensômetros elétricos de resistência tipo Carlson

2.2.1 - Princípio de funcionamento

Os extensômetros Carlson se baseiam na variação de resistência elétrica de um fio condutor quando tracionado, comprimido ou submetido a alguma variação de temperatura.

Demonstra-se que a variação de resistência de um condutor é proporcional à deformação que a provoca.

Os extensômetros Carlson utilizados têm o formato de um cilindro enrugado em certa região, contendo no seu interior uma estrutura de aço que suporta quatro isoladores rígidos. Entre eles se estabelecem dois enrolamentos, como se observa esquematicamente na figura 2.1.



EXTENSÔMETRO CARLSON

Figura 2.1

A deformação do concreto é aplicada ao aparelho nas suas extremidades e transferida por dispositivos mecânicos aos elementos sensíveis. Estes elementos são constituídos por dois enrolamentos de fio condutor protendido, de mesmo comprimento e mesma resistência inicial.

A parte enrugada, os enrolamentos e as chapas que unem as barras suportes apresentam um comportamento elástico.

Devido às variações de temperatura as barras suportes podem se dilatar.

Para evitar corrosões, que atingindo os condutores podem alterar as suas resistências, o interior do aparelho na parte que os contém é parcialmente cheio com óleo.

Os extensômetros Carlson possuem um campo de medida limitado. Está geralmente, compreendido entre $+ 500 \times 10^{-6}$ e $- 1000 \times 10^{-6}$, garantido o comportamento elástico das diversas partes.

2.2.2 - Instrumento de medida

O instrumento de medida utilizado consta essencialmente de uma Ponte de Wheatstone.

O princípio de medida se baseia no método do zero.

No seu interior são encontrados resistores de resistências variáveis e resistências fixas, as quais juntamente com o extensômetro elétrico formam os braços de uma Ponte de Wheatstone.

2.2.3 - Medida de deformação

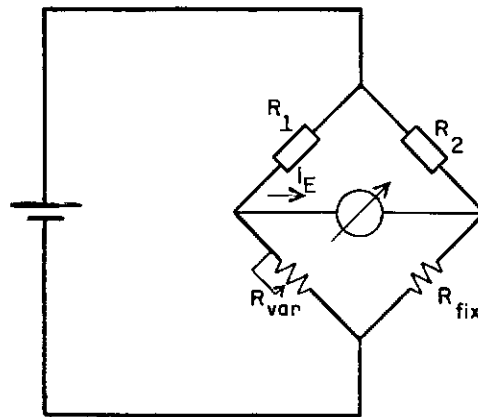
A medida da deformação neste aparelho é função da variação da relação de resistência dos condutores.

Seja admitir que o concreto sofra uma deformação $\frac{\Delta L}{L_2}$ (figura 2.1) e que a temperatura varie de ΔT . Pela figura 2.1 obser

va-se que as deformações sofridas pelos enrolamentos, causadas pelo concreto, são iguais mas opostas. Esta característica permite usar este aparelho como um medidor de temperaturas. O alongamento ou encurtamento das barras suporte, por motivo de variações de temperatura, deforma desigualmente os enrolamentos. É interessante notar que variações de temperatura afetam os enrolamentos igualmente.

Na medida de deformação as resistências do extensômetro são colocadas em dois braços adjacentes da Ponte de Wheatstone (figura 2.2). O desequilíbrio desta ocorre pelas seguintes causas de variações de resistência:

- deformação $\frac{\Delta L}{L_1}$.
- alongamento ou encurtamento das barras suporte.



RESISTÊNCIAS DO EXTENSÔMETRO NA PONTE DE WHEATSTONE

Figura 2.2

Para medição da relação de resistência faz-se variar $\frac{R_{var}}{R_{fix}}$ até que a intensidade de corrente que passa pelo galvanômetro seja igual a zero. Se $I_E = 0$, tem-se:

$$\frac{R_1}{R_2} = \frac{R_{var}}{R_{fix}}$$

As resistências foram submetidas a uma deformação $\frac{\Delta L}{L_1}$. No entanto o concreto se deformou de $\frac{\Delta L}{L_2}$, tornando-se necessária uma correção, incluída nas constantes de calibração.

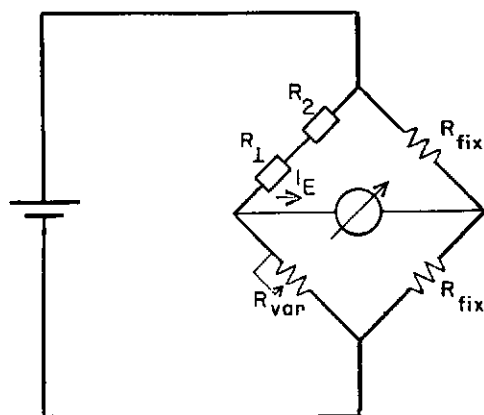
Pelo que foi exposto, para se obter a medida correta da deformação imposta pelo concreto ao aparelho, é suficiente a determinação da variação de temperatura ΔT e da influência do alongamento ou encurtamento das barras suporte por esta variação de temperatura.

Todo medidor depois de pronto é testado e mecanicamente calibrado determinando-se as constantes de calibração de cada aparelho que interessam no cálculo da deformação e da temperatura.

2.2.4 - Medida da temperatura

A medida da temperatura em qualquer instante é função das resistências dos condutores naquele instante.

De acordo com a característica deste aparelho já descrita anteriormente, procede-se à ligação em série em um mesmo braço da Ponte de Wheatstone das resistências do extensômetro, como mostra a figura 2.3.



RESISTÊNCIAS DO EXTENSÔMETRO NA PONTE DE WHEATSTONE

Neste caso o desequilíbrio da Ponte de Wheatstone ocorre por variações de resistências devido ao encurtamento ou alongamento das barras suporte e pela influência da temperatura nos condutores.

Utilizando o método do zero, como anteriormente, determina-se a resistência total. Ou seja:

$$\text{se } I_E = 0 \qquad R_1 + R_2 = R_{\text{var}}$$

Na calibração do aparelho é medida a resistência total dos condutores a 0°C e determinada a constante que traduz a variação de temperatura por variação de resistência.

2.2.5 - Cálculo da deformação e da temperatura

Conhecidas as relações de resistência e as resistências totais determinadas nos Ítems 2.2.3 e 2.2.4 e as constantes de calibração que acompanham cada aparelho, passa-se a descrever o cálculo da deformação e da temperatura.

Seja:

R_0 - resistência total dos enrolamentos a 0°C .

α_1 - constante de temperatura que traduz a variação da temperatura por variação de resistência.

α_2 - constante de calibração, também chamada de constante de deformação, que traduz a relação entre a variação de deformação e a variação da relação de resistência.

α_3 - constante de correção devido à variação de temperatura.

$\Delta\xi$ - variação da relação de resistência entre dois instantes considerados.

R - resistência total em um determinado instante.

A temperatura em qualquer instante é dada por:

$$T = (R - R_0) \alpha_1 \quad (2.1)$$

e a deformação

$$\epsilon = \alpha_2 \Delta\xi + \alpha_3 \Delta T \quad (2.2)$$

Determinada a variação de temperatura e conhecido o coeficiente de dilatação térmica do concreto, pode-se calcular uma deformação corrigida da influência de efeitos térmicos na deformação do concreto.

$$\epsilon = \alpha_2 \Delta\xi + \alpha_3 \Delta T - k\Delta T \quad (2.3)$$

onde k é o coeficiente de dilatação térmica do concreto.

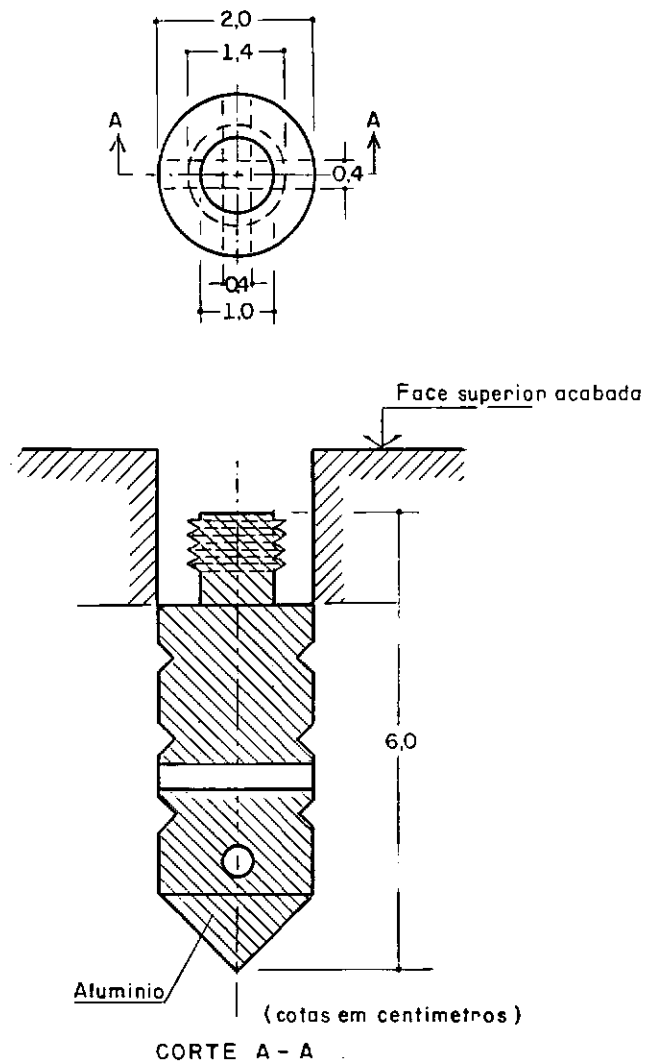
2.3 - Extensômetro mecânico removível "defômetro de Huggenberger"

O aparelho utilizado apresenta um princípio simples de funcionamento idêntico ao de diversos extensômetros mecânicos e cuja bibliografia é ampla e detalhada.

A base de medida é de 25 cm. A menor divisão da escala do mostrador é de milésimos de milímetros.

Para a realização das leituras foram fixadas bases no concreto depois deste colocado. Durante a concretagem deixaram-se

gabaritos com as dimensões do furo previsto e posteriormente fixaram-se as bases com argamassa. O detalhe da base consta da figura 2.4.



BASE PARA LEITURA COM O EXTENSÔMETRO MECÂNICO REMOVÍVEL
"DEFÔMETRO DE HUGGENBERGER"

Figura 2.4

2.4 - Localização dos extensômetros Carlson e das bases para leitura com o "defômetro de Huggenberger"

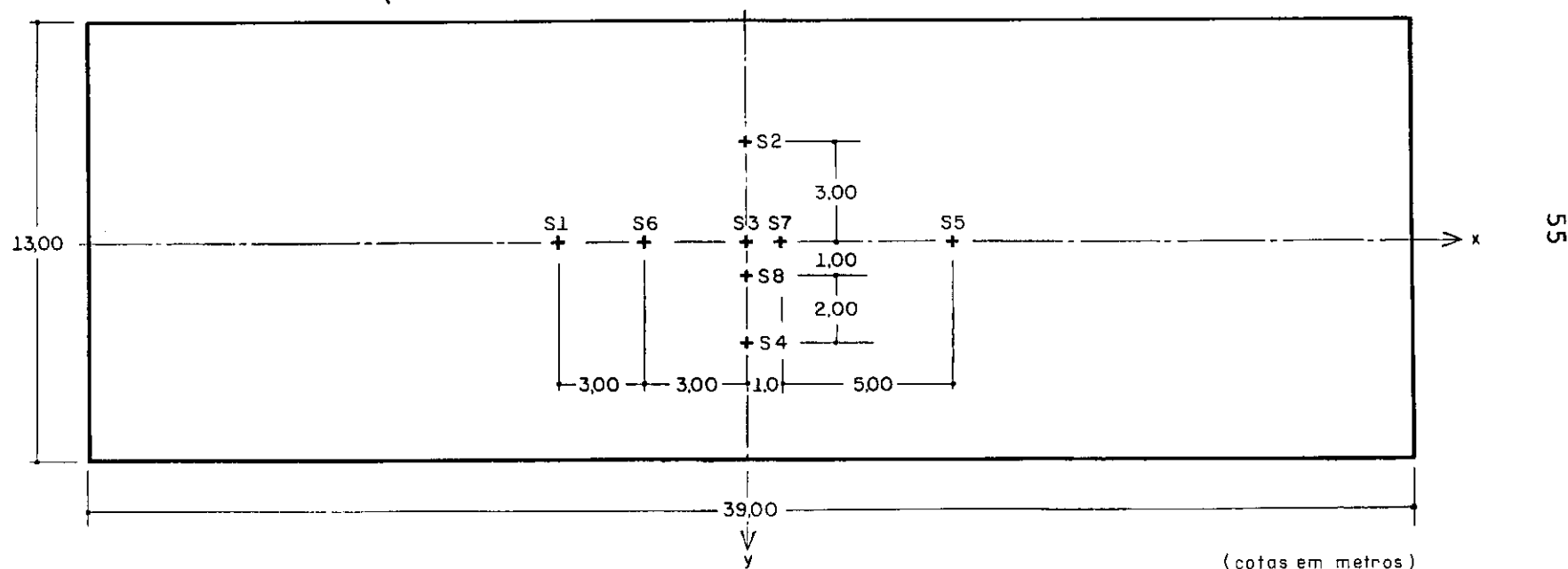
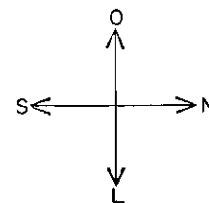
Foram instalados 27 aparelhos na placa de reação dispostos em determinadas seções em dois níveis diferentes ao longo da espessura, segundo as direções longitudinal e transversal. Em duas seções foram localizadas rosetas de três extensômetros dispostos a meia altura. As figuras 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8 esclarecem a localização dos extensômetros Carlson na placa de reação. Procurou-se situar a aparelhagem no eixo de simetria (z) das faixas longitudinais e transversais com 1 m de largura, afastados igualmente dos quatro furos de ancoragem próximos ao aparelho.

A base de medida de oito destes extensômetros é de 10 cm e as demais de 25 cm.

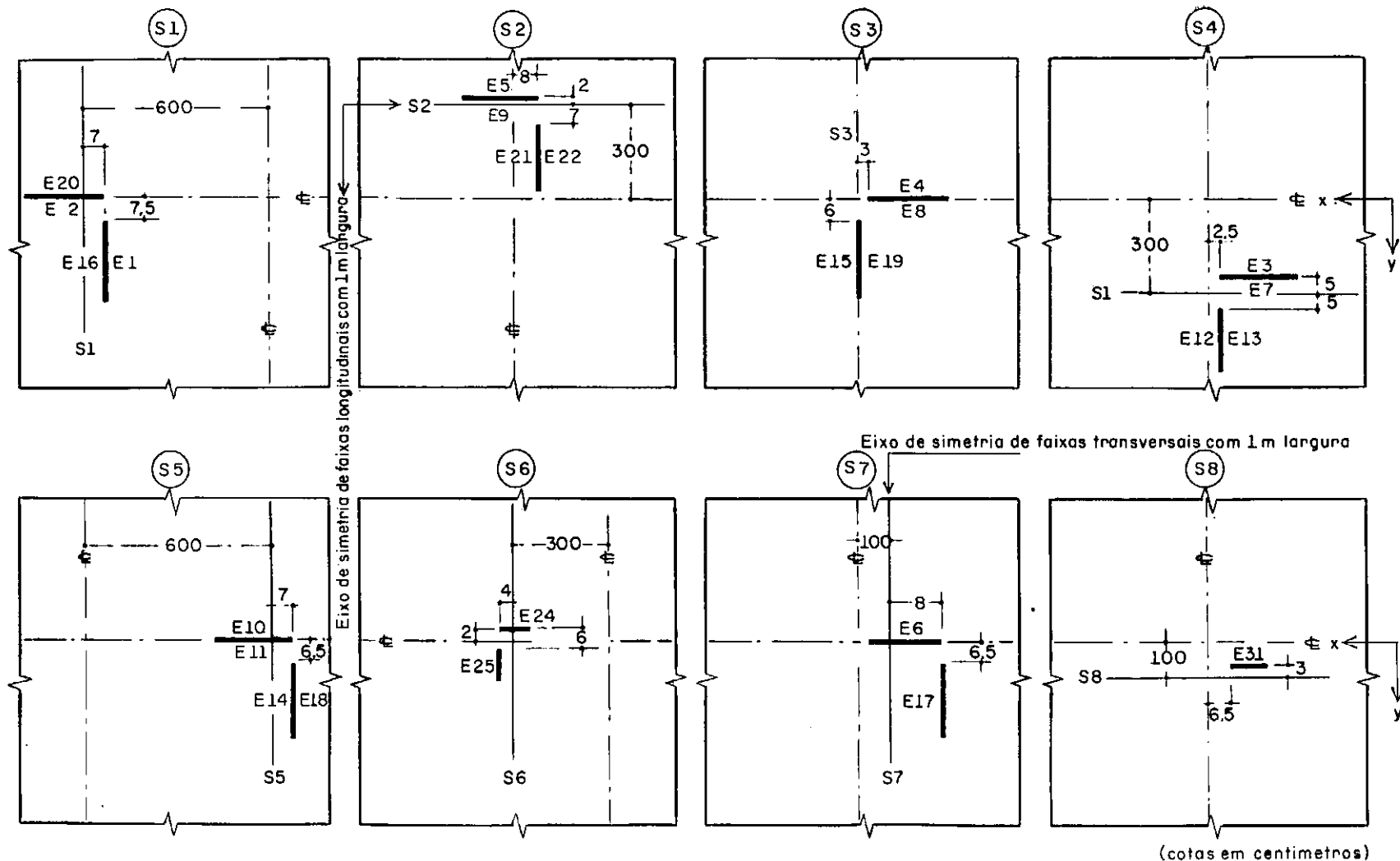
No bloco compensador foram instalados extensômetros elétricos em quatro níveis diferentes, como mostra a figura 2.9. Devido às suas características os aparelhos detectarão as variações de comprimento do concreto do bloco compensador produzidas por uma expansão ou retração. De uma maneira aproximada estes aparelhos serão utilizados como compensadores da retração na deformação medida pelos extensômetros Carlson na placa de reação.

As bases para leitura com o extensômetro mecânico removível "defômetro de Huggenberger" se encontram na face superior da placa de reação, nas direções longitudinal e transversal em diversas seções contendo os extensômetros elétricos, de acordo com a figura 2.10. Estas bases são encontradas também em uma das faces do bloco compensador (figura 2.9), cujas leituras têm por finalidade eliminar o efeito das variações de volume na deformação medida na placa de reação.

S1 { E 20 - E 2 (direção x)	S5 { E 10 - E 11 (direção x)	} Base de medida = 10 cm
E 16 - E 1 (direção y)	E 14 - E 18 (direção y)	
S2 { E 5 - E 9 (direção x)	E 24 (direção x)	} Base de medida = 10 cm
E 21 - E 22 (direção y)	S6 { E 25 (direção y)	
S3 { E 4 - E 8 (direção x)	E 26 (direção lxy)	}
E 15 - E 19 (direção y)	E 6 (direção x)	
S4 { E 3 - E 7 (direção x)	S7 { E 17 (direção y)	}
E 12 - E 13 (direção y)	E 23 (direção lxy)	
	S8 { E 31 (direção x)	} Base de medida = 10 cm

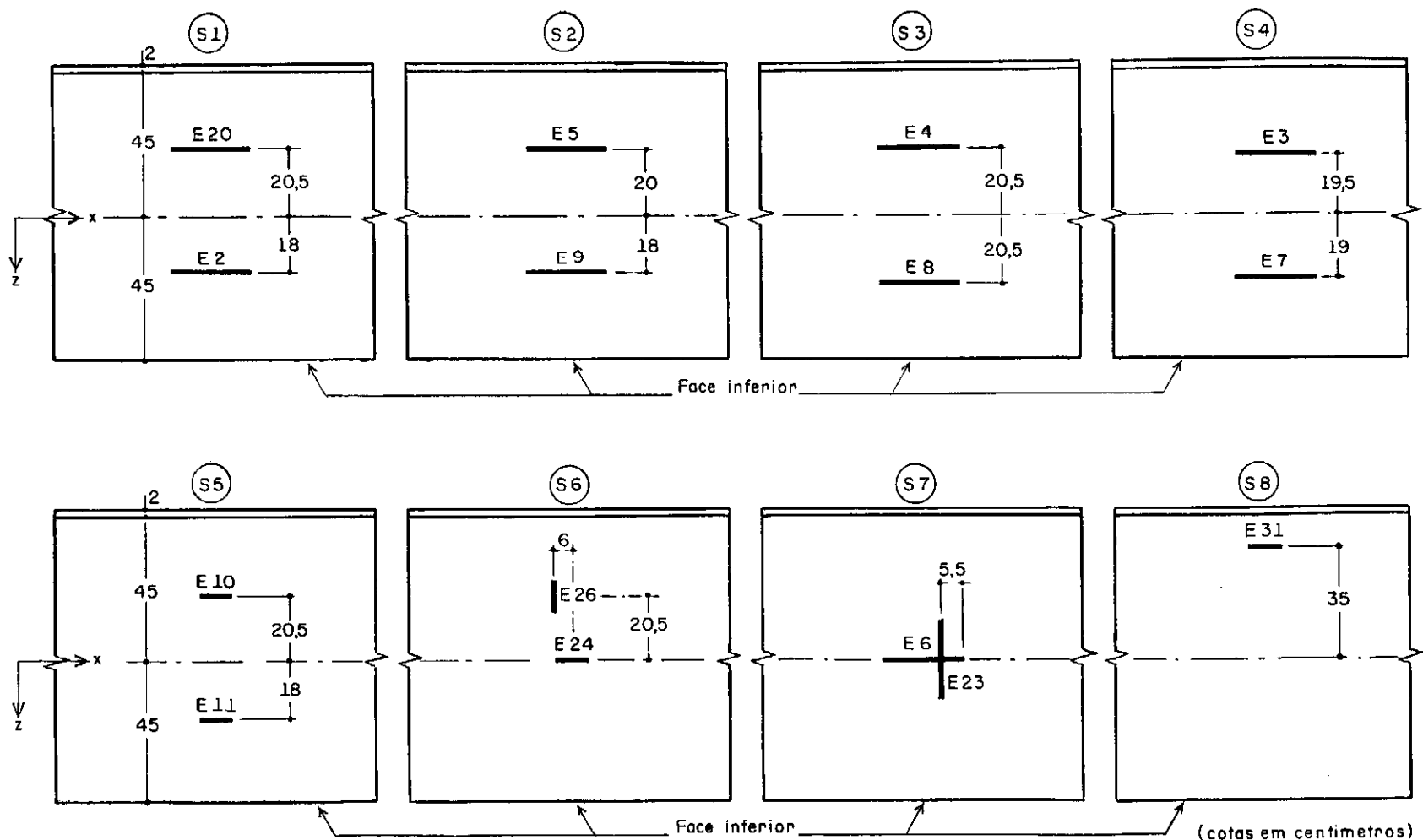


ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS TIPO CARLSON NA PLACA DE REAÇÃO
(VISTA SUPERIOR)



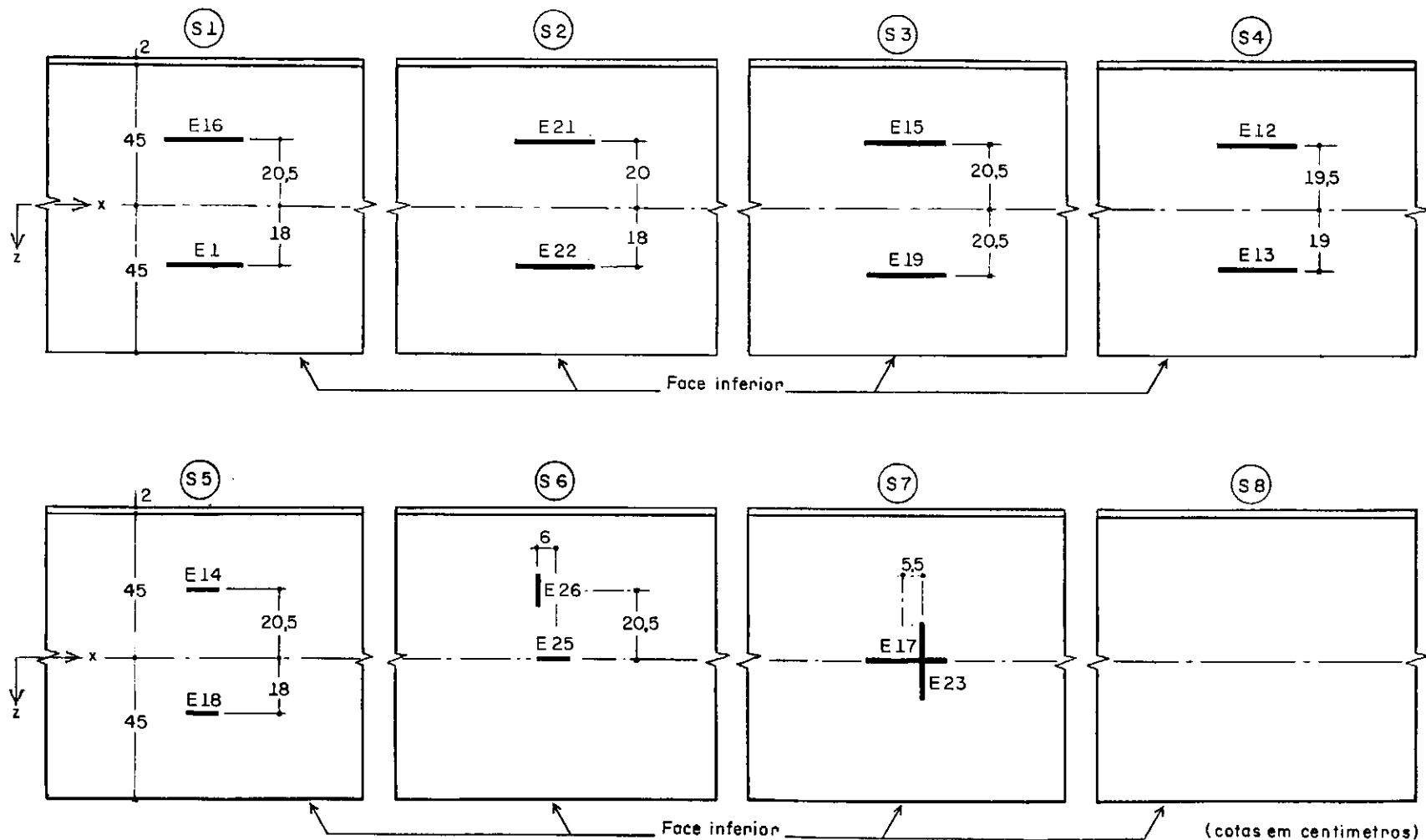
ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS TIPO CARLSON NA PLACA DE REAÇÃO
(DETALHE DA VISTA SUPERIOR)

Figura 2.6



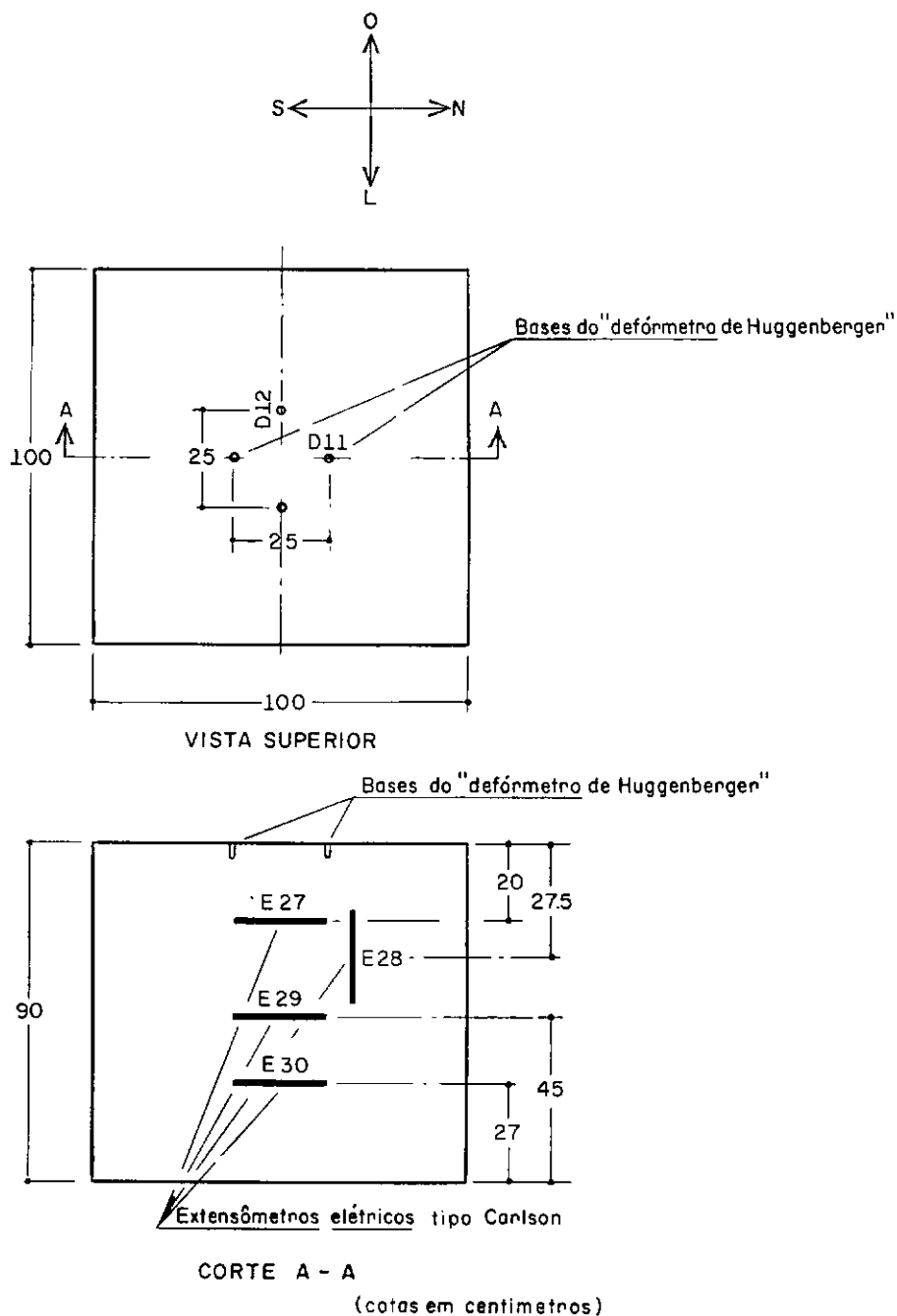
ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS TIPO CARLSON NA PLACA DE REAÇÃO
(CORTES LONGITUDINAIS)

Figura 2.7



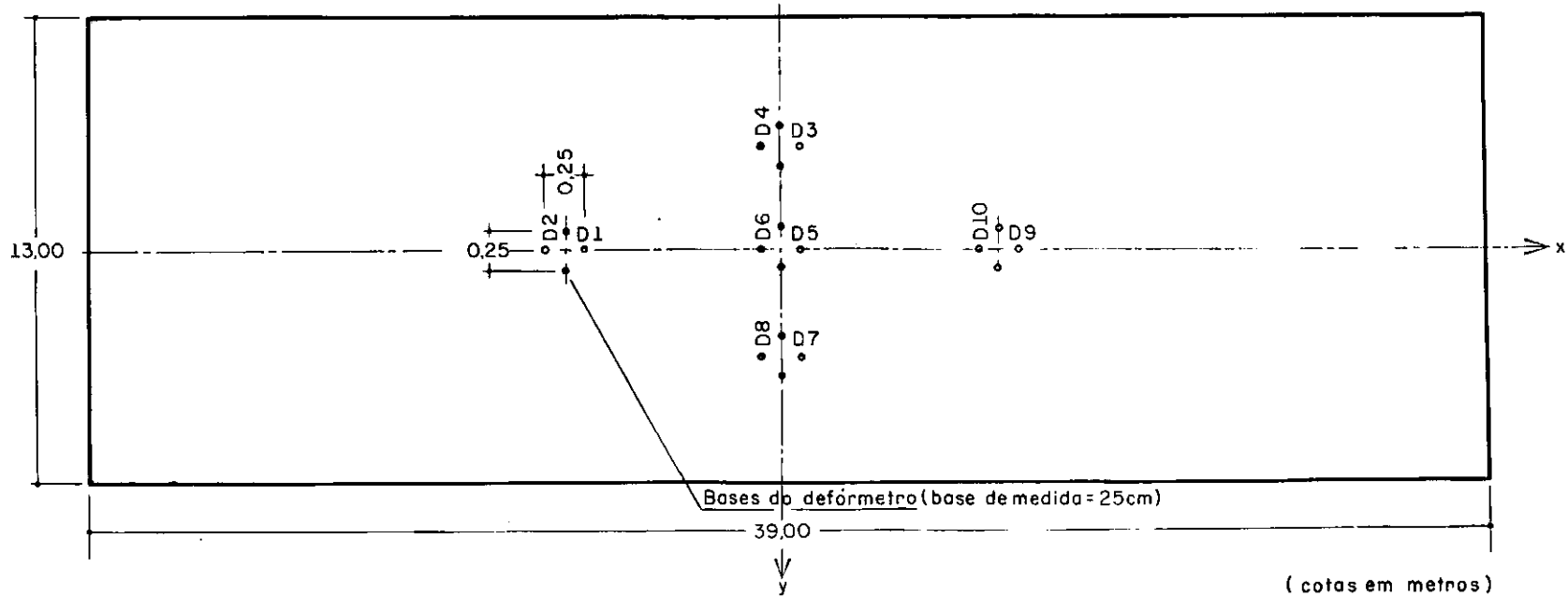
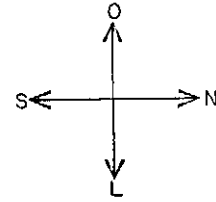
ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS TIPO CARLSON NA PLACA DE REAÇÃO,
(CORTES TRANSVERSAIS)

Figura 2.8



ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS TIPO CARLSON E DAS BASES DO "DEFÔMETRO DE HUGGENBERGER" NO BLOCO COMPENSADOR

Figura 2.9



ESQUEMA DA LOCALIZAÇÃO DAS BASES PARA LEITURA COM O DEFÔMETRO NA PLACA DE REAÇÃO
(VISTA SUPERIOR)

Figura 2.10

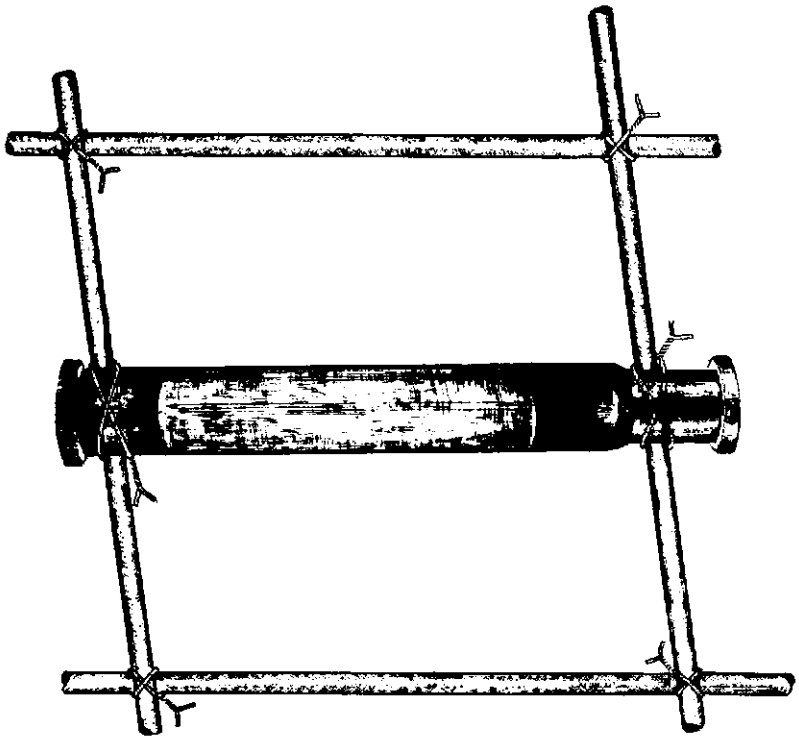
2.5 - Preparação e instalação dos extensômetros Carlson

Com a estação de medida situada aproximadamente a uns 10 metros do centro da placa de reação, tornou-se necessária a conexão de cabos de maior comprimento aos que acompanham o aparelho.

Sendo esta uma das possíveis causas da interrupção do funcionamento dos extensômetros elétricos, cuidados especiais foram tomados na execução das emendas.

Após soldados e isolados os terminais, algumas emendas foram realizadas com "neoprene" vulcanizado. Nas outras utilizaram-se fitas de auto-fusão protegidas por fitas adesivas comuns. Posteriormente foi testada a medida da temperatura usando-se como comparação um termômetro de mercúrio de precisão.

Na instalação dos aparelhos foram empregadas barras de aço de pequeno diâmetro. Para cada extensômetro, com auxílio de arames, duas barras eram unidas pelas extremidades do aparelho, transversalmente à direção do mesmo e fixadas de modo conveniente na posição desejada (figura 2.11).



INSTALAÇÃO DO EXTENSÔMETRO CARLSON

Figura 2.11

Esta instalação foi improvisada pois toda a armação da placa de reação já estava posicionada.

O concreto foi lançado em toda a volta próximo ao aparelho e era então bem vibrado, evitando assim um possível choque dos vibradores com a aparelhagem.

A estação de leituras é constituída por uma caixa contendo terminais para cada extensômetro, podendo ser ligada ao aparelho de medida.

2.6 - Programa de leituras

Até que o concreto atingisse a temperatura máxima, durante a fase de pega, as leituras nos extensômetros Carlson foram realizadas com pequenos intervalos de tempo. Já a partir do segundo dia as leituras eram tomadas diariamente durante os três meses seguintes. Daí em diante vem sendo obedecido um mínimo de quatro leituras mensais.

CAPÍTULO III

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA À FLEXÃO COMPOSTA DA PLACA DE REAÇÃO

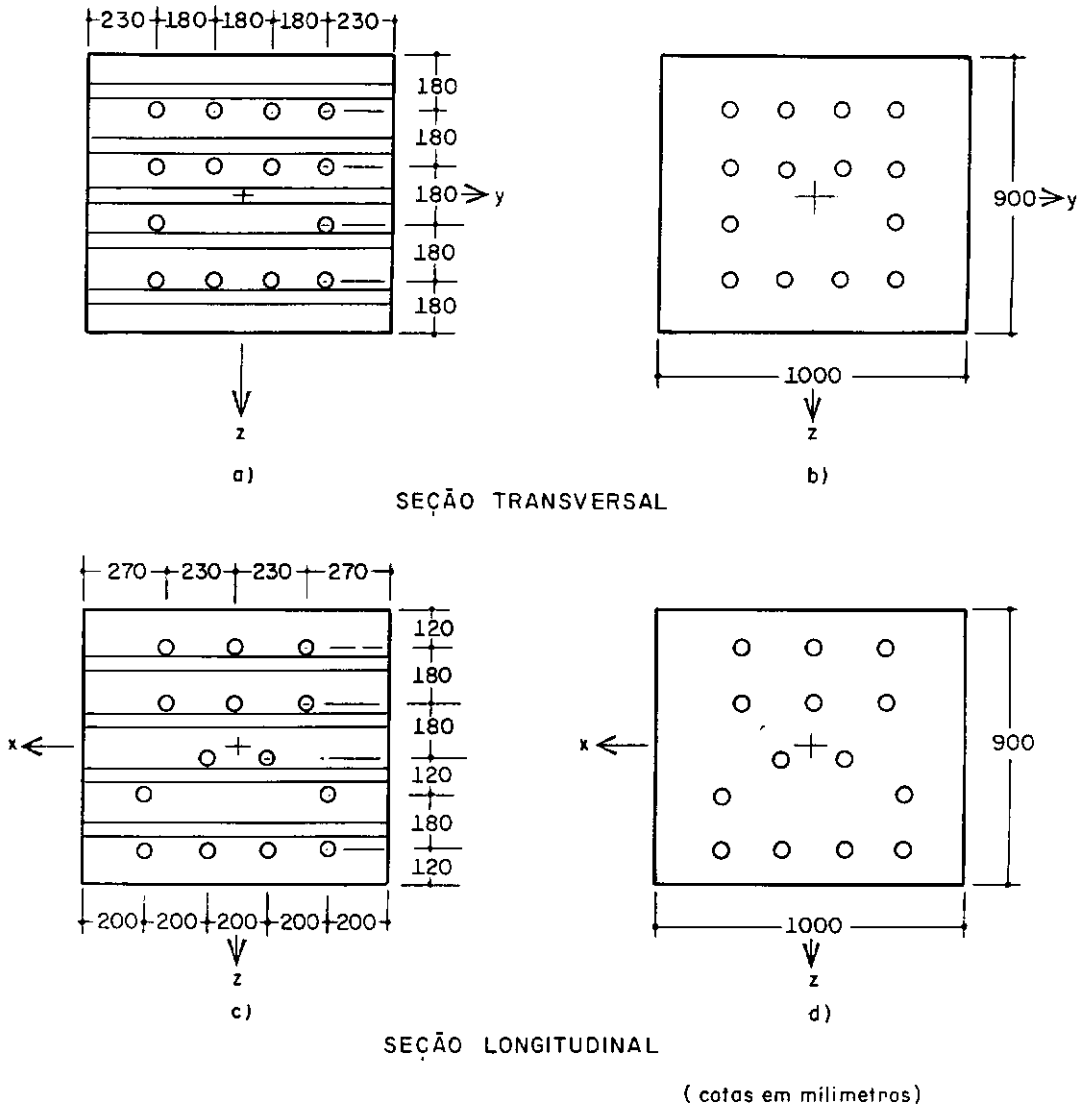
O objetivo deste capítulo é o traçado de diagramas de interação esforço normal - momento fletor provenientes da determinação dos esforços resistentes da seção no estado limite de utilização e do esgotamento da capacidade resistente da seção. Com isto torna-se possível a verificação da segurança nos estados limite de utilização e último da placa de reação quando submetida aos sistemas de forças auto-equilibradas.

3.1 - Propriedades geométricas da seção

Considerou-se a seção compreendida em uma faixa longitudinal ou transversal de 1 metro de largura.

As propriedades geométricas da seção foram calculadas atendendo a duas fases distintas que ocorrem no concreto protendido com aderência posterior, isto é, antes e depois da injeção com pasta de cimento das bainhas metálicas dos cabos de protensão.

Na primeira fase foram considerados dois tipos de seções. Em ambos eram descontados os vazios relativos às bainhas em uma determinada direção. Os dois tipos se caracterizavam pela dedução ou não dos furos correspondentes aos cabos transversais a esta direção (figura 3.1).



SEÇÕES DE CONCRETO

Figura 3.1

Na segunda fase admitiu-se as seções da figura 3.1 (b) e (d) homogeneizadas com coeficiente $\frac{E_p}{E_{c28/(1-v)}} \approx 5$, sendo:

$$E_p = 206000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{c28} = 31500 \text{ N/mm}^2$$

$$v = 0,2$$

O quadro 3.1 contém as propriedades geométricas das seções.

Quadro 3.1 - Propriedades geométricas das seções

FASE	SEÇÃO	A_c (m ² /m)	z_s (cm)	I (m ⁴ /m)
Sem injeção	Transversal sem desconto dos furos transv.	0,880	45,04	0,0606
	Transversal com desconto dos furos transv.	0,630	44,81	0,0470
	Longitudinal sem desconto dos furos longit.	0,880	44,95	0,0601
	Longitudinal com desconto dos furos longit.	0,680	44,93	0,0520
Com injeção	Transversal	0,941	44,95	0,0630
	Longitudinal	0,941	45,06	0,0640

3.2 - Perdas de protensão

Para a armadura de protensão com aderência posterior, todas possuindo uma ancoragem passiva, foram considerados os seguintes fatores que influem na diminuição da tensão dos fios de protensão: os que ocorrem durante a protensão, chamados de perdas instantâneas e aqueles produzidos pelo comportamento reológico do concreto e do aço, denominados de perdas diferidas.

3.2.1 - Perdas instantâneas

- Tensão inicial de protensão e perdas por atrito

Neste trabalho determinou-se a tensão inicial de proten

são, antes da cravação, na extremidade ativa a partir das medidas de alongamento por ocasião da protensão (figuras 3.2 (a) e (b)).

Torna-se necessário o conhecimento da influência do atrito entre o cabo e a bainha na força de protensão, que segundo a recomendação R.21,321 do CEB-FIP/1970 é dado por:

$$\Delta P_x = P_i \left(1 - e^{-\left(\mu \frac{\alpha}{x} + \mu \Delta \alpha x\right)} \right) \quad (3.1)$$

ou seja:

$$P_x = P_i - \Delta P_x \quad (3.2)$$

Sendo:

ΔP_x - perda de protensão por atrito na seção considerada, distante x do ponto de aplicação do instrumento de protensão.

P_i - força de protensão na extremidade ativa

P_x - força de protensão na seção considerada

Convém observar que a fórmula 3.1 é geral embora neste trabalho se aplique para o caso particular de cabos retos. Então:

$$\Delta P_x = P_i \left(1 - e^{-\mu \Delta \alpha x} \right) \quad (3.3)$$

Sendo a força de protensão em qualquer seção dada pelas fórmulas 3.2 e 3.3, tem-se (figura 3.3):

$$\int_0^{\ell} \sigma_{px} dx = \int_0^{\ell} \sigma_{pi} e^{-\mu \Delta \alpha x} dx$$

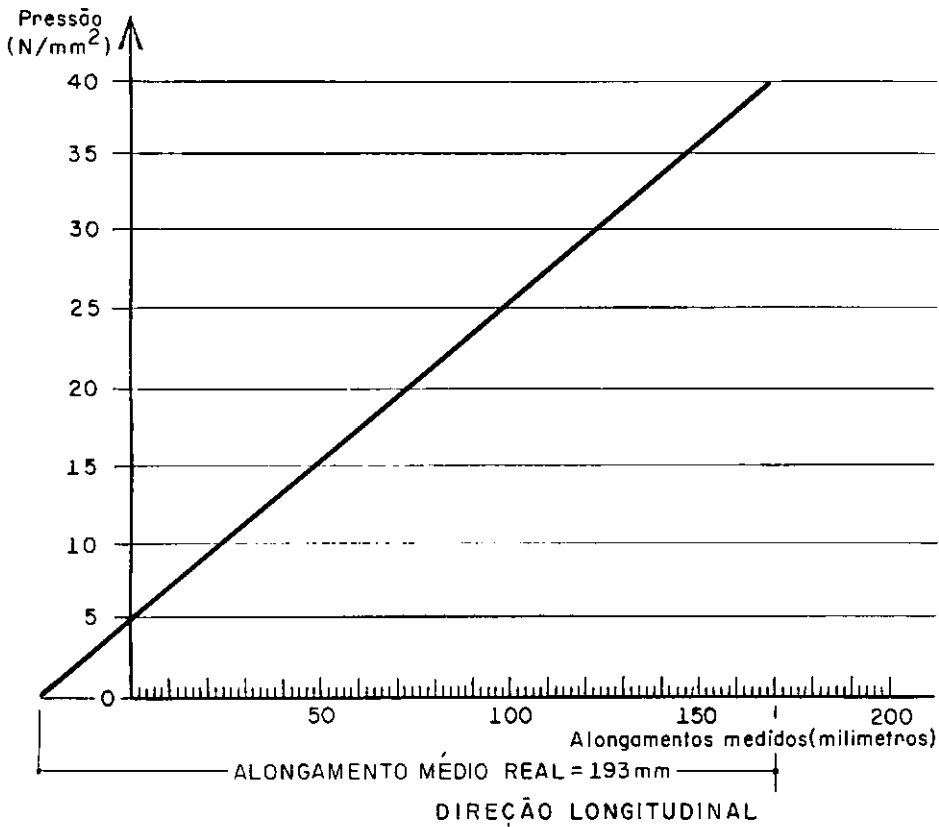


Figura 3.2a

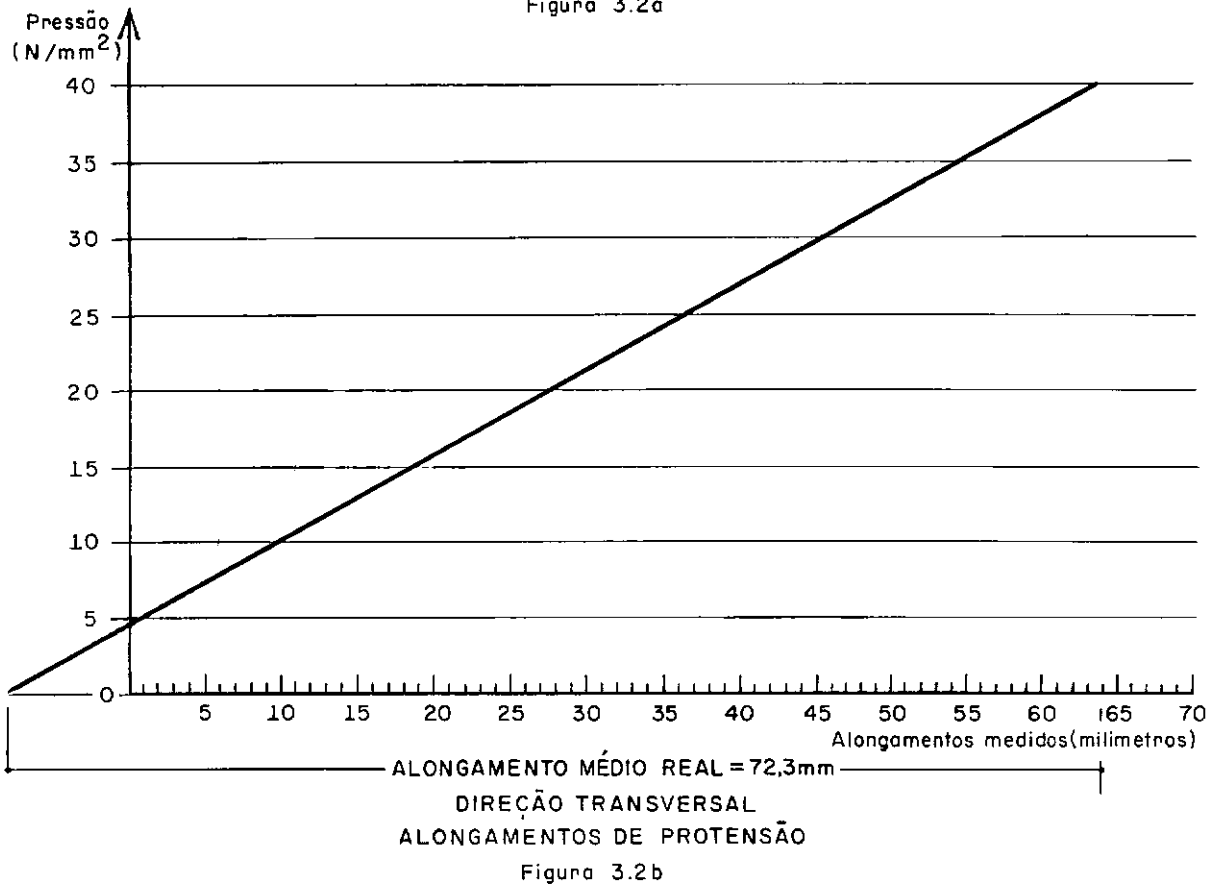


Figura 3.2b

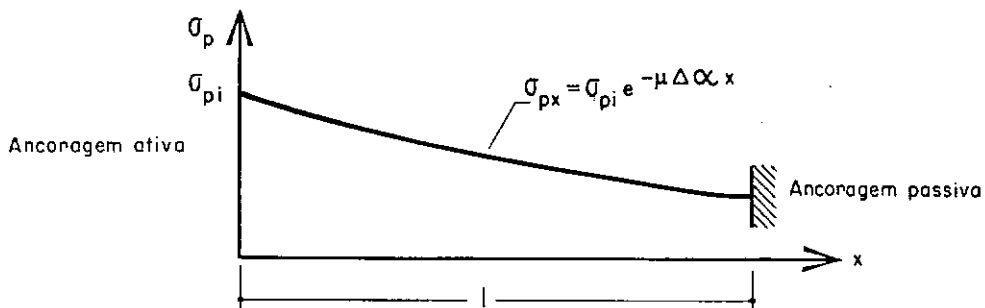
e admitindo-se que o alongamento do aço esteja dentro do regime elástico, pode-se escrever:

$$\int_0^{\ell} \sigma_{px} dx = \int_0^{\ell} E_p \epsilon_p dx = E_p \int_0^{\ell} \epsilon_p dx = E_p \Delta \ell_p$$

Na protensão com aderência posterior, utilizando-se o processo Freyssinet, tem-se que o alongamento $\Delta \ell$ medido na protensão é o do aço adicionado ao encurtamento do concreto. Isto é explicado, pois o que se mede é o deslocamento relativo entre a face da peça e uma referência no aço de protensão.

Como o encurtamento do concreto, devido à força de protensão aplicada é muito menor que o alongamento do aço, adotou-se $\Delta \ell_p = \Delta \ell$. Sendo assim, igualando-se as expressões acima, encontra-se:

$$E_p \Delta \ell = \int_0^{\ell} \sigma_{pi} e^{-\mu \Delta \alpha x} dx \quad (3.4)$$



TENSÃO DE PROTENSÃO AO LONGO DO CABO

Figura 3.3

Tem-se então, para a tensão inicial de protensão na extremidade ativa, antes da cravação, a seguinte expressão:

$$\sigma_{pi} = E_p \Delta \ell \frac{\mu \Delta \alpha}{1 - e^{-\mu \Delta \alpha \ell}} \quad (3.5)$$

onde $\Delta \ell$ é o alongamento medido na protensão.

As perdas por atrito foram dadas pela fórmula 3.3.

- Perdas por deslizamento na ancoragem

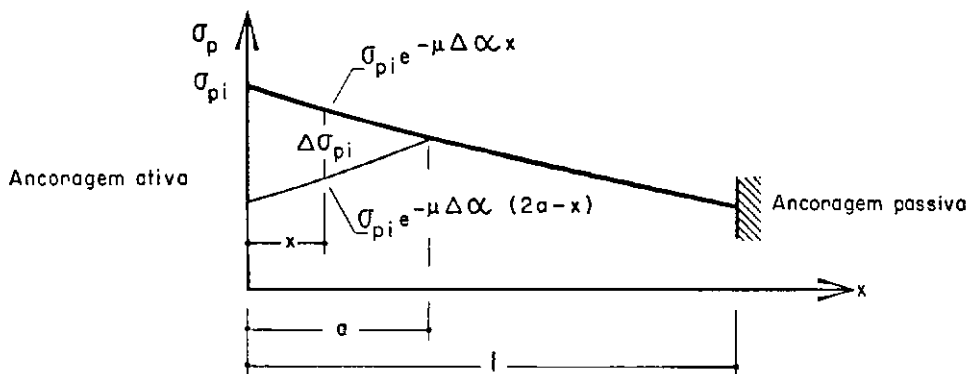
O deslizamento nos cabos constituídos por fios lisos durante a cravação do cone macho de ancoragem provoca uma diminuição da tensão de protensão. A influência do atrito é considerada a mesma tanto no alongamento quanto no encurtamento do cabo.

As expressões que fornecem os valores das perdas de protensão devido ao deslizamento na ancoragem foram estabelecidas no caso deste efeito se propagar até uma distância menor ou maior do que o comprimento do cabo.

Sendo ℓ o comprimento do cabo e supondo o comprimento de influência a menor do que ℓ , tem-se (figura 3.4):

$$\Delta a = \frac{1}{E_p} \int_0^a \sigma_{pi} \left(e^{-\mu \Delta \alpha x} - e^{-\mu \Delta \alpha (2a - x)} \right) dx \quad (3.6)$$

sendo Δa deslizamento na ancoragem.



PERDAS POR DESLIZAMENTO NA ANCORAGEM ($a < \ell$)

Figura 3.4

Desenvolvendo a expressão 3.6, encontra-se:

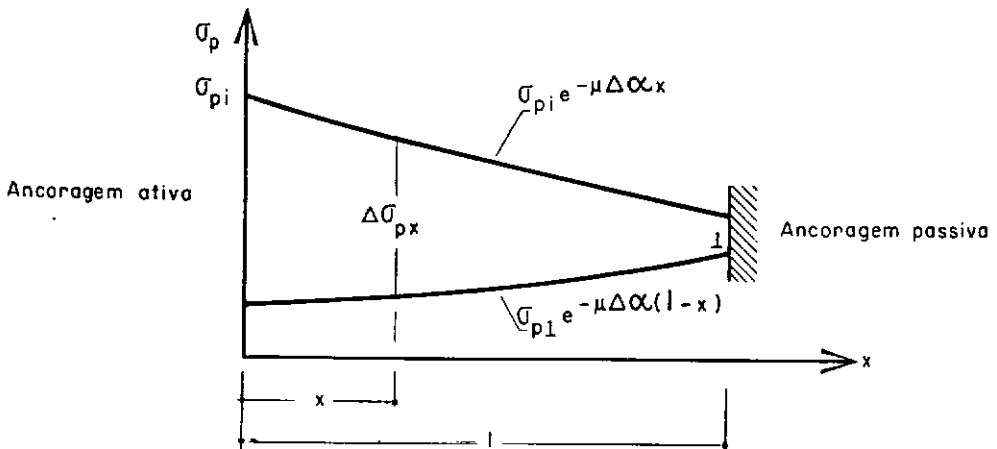
$$a = - \frac{1}{\mu \Delta \alpha} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{\mu \Delta \alpha \cdot \Delta a \cdot E_p}{\sigma_{pi}}} \right) \quad (3.7)$$

Portanto, como se observa na figura 3.4, o valor da perda será dado por:

$$\Delta \sigma_{px} = \sigma_{pi} e^{-\mu \Delta \alpha x} \left(1 - e^{2\mu \Delta \alpha x} \left(1 - 2 \sqrt{\frac{\mu \Delta \alpha \cdot \Delta a \cdot E_p}{\sigma_{pi}}} + \frac{\mu \Delta \alpha \cdot \Delta a \cdot E_p}{\sigma_{pi}} \right) \right) \quad (3.8)$$

Sendo o comprimento de influência calculado pela fórmula 3.7 maior do que $\underline{\ell}$, tem-se (figura 3.5):

$$\Delta a = \frac{1}{E_p} \int_0^{\ell} \left(\sigma_{pi} e^{-\mu \Delta \alpha x} - \sigma_{pl} e^{-\mu \Delta \alpha (\ell - x)} \right) dx \quad (3.9)$$



PERDAS POR DESLIZAMENTO NA ANCORAGEM ($a > l$)

Figura 3.5

Desenvolvendo a expressão 3.9, chega-se:

$$\sigma_{pl} = \sigma_{pi} - \frac{\mu \Delta\alpha \cdot \Delta a \cdot E_p}{1 - e^{-\mu \Delta\alpha \ell}} \quad (3.10)$$

O valor da perda será dado por:

$$\Delta\sigma_{px} = \sigma_{pi} e^{-\mu \Delta\alpha x} - \frac{e^{-\mu \Delta\alpha (\ell - x)}}{1 - e^{-\mu \Delta\alpha \ell}} \left(\sigma_{pi} (1 - e^{-\mu \Delta\alpha \ell}) - \mu \Delta\alpha \Delta a E_p \right) \quad (3.11)$$

O quadro 3.2 contém dados utilizados no cálculo da ten
são inicial e das perdas de tensão por atrito e deslizamento na an
coragem.

Quadro 3.2 - Valores do alongamento médio de protensão, deslizamen
to médio na ancoragem, coeficiente de atrito, desvios
parasitas e módulo de deformação longitudinal do aço
de protensão

	$\Delta\ell$ (mm)	Δa (mm)	μ	$\Delta\alpha$ (rad/m)	E_p (N/mm ²)
Direção longitudinal	193,0	5,5	0,21	0,009	206000
Direção transversal	72,3	5,3	"	"	"

- Perdas por deformação instantânea do concreto

O encurtamento no concreto produzido pela protensão de determinados cabos provoca uma perda de tensão nos cabos já ancorados. Ou seja, são perdas por deformação do concreto devido a não simultaneidade da protensão.

Este alívio de tensão foi considerado de acordo com as Recomendações do CEB-FIP/1970, conforme R.21,322.

Sendo n_1 o número de etapas da protensão e ϵ_{cp} a deformação instantânea devida à totalidade da protensão, tem-se:

$$\Delta \epsilon_{cp} = \epsilon_{cp} \frac{n_1 - 1}{2n_1} \quad (3.12)$$

Para o estado plano de tensões, supondo as tensões iguais nas duas direções e um comportamento linear do concreto, tem-se:

$$\epsilon_{cp} = \frac{\sigma_c}{E_{c28}/(1 - \nu)} \quad (3.13)$$

sendo:

σ_c - a tensão no concreto causada pela totalidade de protensão, admitida centrada, consideradas as perdas por atrito e deslizamento na ancoragem. Tomou-se uma tensão média das calculadas com os dois tipos de seções nesta fase de protensão para ambas as direções (quadro 3.1)

E_{c28} - o módulo secante de deformação do concreto, calculado a partir do módulo de deformação longitudinal aos 28 dias de idade

$$E_{c28} = 0,9 \times 35000 = 31500 \text{ N/mm}^2$$

ν - Coeficiente de Poisson do concreto. Segundo a recomendação R.12,4, $\nu = 0,2$.

n_1 - número de etapas da protensão

$n_1 \approx 5$ (quadro 1.1).

Tem-se então a perda da tensão de protensão dada por:

$$\Delta\sigma_p = E_p \Delta\epsilon_{cp} \quad (3.14)$$

3.2.2 - Perdas diferidas

- Perdas devidas à fluência e retração do concreto

Estas perdas de tensão são causadas pelo encurtamento de retração e fluência do concreto que ocorrem ao longo de um certo tempo desde a aplicação da protensão.

Para um estado uniaxial de tensão, tendo por base as hipóteses de fluência linear e princípio de superposição, adotada a aproximação proposta por TROST para as funções de fluência e relaxação, pode-se estabelecer a expressão que fornece a perda de tensão no aço devido à retração e fluência do concreto (ref.3 e ref. 15). Nesta expressão foi admitido o módulo de deformação longitudinal constante com o tempo e a armadura aderente ao concreto.

Ou seja:

$$\Delta\sigma_p = E_p \frac{1 - \psi}{\psi} \frac{\psi \varphi_{\infty} \beta_5 (t - j)}{1 + \psi \eta \varphi_{\infty} \beta_5 (t - j)} \left(\frac{\sigma_{cj}}{E_{cj}} + \frac{\epsilon_{cs}}{\varphi_{\infty}} \right) \quad (3.15)$$

sendo:

$$\psi = \frac{- E_p/E_{cj} \cdot \sigma_{cp}/\sigma_p}{1 - E_p/E_{cj} \cdot \sigma_{cp}/\sigma_p}$$

No caso de estado plano de tensões, supondo as tensões iguais nas duas direções, é válida a mesma fórmula 3.15, substituindo-se E_{cj} por $E_{cj}/(1 - \nu)$.

Na fórmula 3.15,

σ_{cp} - é a tensão no concreto ao nível da armadura de protensão devido a uma tensão σ_p nesta armadura

$$\sigma_{cj} = \sigma_{cp} + \sigma_{cg}$$

Sendo,

σ_{cg} - a tensão no concreto ao nível da armadura de protensão devido ao peso próprio. No caso deste trabalho foi desprezada esta parcela

E_p - módulo de deformação longitudinal do aço de protensão.

E_{cj} - módulo secante de deformação do concreto

η - coeficiente de relaxação. Este coeficiente foi obtido no gráfico da figura 17.3 do livro de A.M. Neville - "Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed" (ref. 15). Com a idade do primeiro carregamento (aproximadamente 28 dias) e ψ_{φ_n} sen

do $\varphi_n = \beta_1 \beta_3 \beta_4 = 1,37$ e $\psi = 0,056$ (quadro 3.9) ,
obtem-se:

$$\eta \approx 0,75$$

ν - Coeficiente de Poisson do concreto

$$\nu = 0,2$$

Coeficientes do CEB-FIP/1970 em R.12,31 e R.12,32.

$$\varphi_{\infty} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

$$\beta_1 = 2,30 \text{ (umidade relativa do ar de 70\%)}$$

$$\beta_2 = 0,95 \text{ (para } j = 28 \text{ dias, } T = 27^{\circ}\text{C e } D = 1036 \text{ graus-dias) .}$$

$$\beta_3 = 0,85 \text{ (consumo de cimento = } 520 \text{ kg/m}^3 \text{ e fator } \underline{\text{água-cimento}} = 0,35) \text{ .}$$

$$\beta_4 = 0,70 \text{ (} h_m = 0,90 \text{ m)}$$

$$\text{Então } \varphi_{\infty} = 1,3.$$

$\beta_5(t - j)$ - coeficiente que considera a influência do tempo. Por exemplo, para as perdas calculadas a tempo infinito $\beta_5 = 1,0$

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_0 \beta_3 \beta_4 - \text{retração "pura"}$$

$$\epsilon_0 = 27,5 \times 10^{-5} \text{ (umidade relativa do ar de 70\%)}$$

$$\beta_4 = 0,50 \text{ (} h_m = 0,90 \text{ m)}$$

Então $\epsilon_{cs} = 117 \times 10^{-6}$.

Para o cálculo desta perda admitiu-se a protensão centrada e aplicada em sua totalidade aos 28 dias de idade.

- Perdas por relaxação do aço

A perda de tensão devida à relaxação do aço será avaliada tendo por base as Recomendações do CEB-FIP/1970.

Na falta de dados experimentais para os fios de protensão utilizados, foi adotada uma função de relaxação pura admitindo-se uma variação linear $\Delta\sigma_{pt} - \log t$, considerando que a relaxação a um tempo $t = 1000$ h é a metade da relaxação a tempo infinito. Ou seja:

$$\Delta\sigma_{pt} = \frac{\log t}{\log 1000} \frac{\Delta\sigma_{p\infty, cal}}{2} \quad (3.16)$$

Na recomendação R.11,22 é fornecida para diversos tipos de aço a perda da tensão de protensão devido à relaxação pura $\Delta\sigma_{p\infty}$ para uma tensão inicial após a cravação $\sigma_{pi,0} = 0,8 f_{ptk}$. Para outros valores de tensão inicial a perda de tensão correspondente obedece a uma variação parabólica traduzida pela equação:

$$\Delta\sigma_{p\infty, cal} = \Delta\sigma_{p\infty} \left(\frac{\sigma_{pi,0} - 0,5 f_{ptk}}{0,3 f_{ptk}} \right)^2 \quad (3.17)$$

Como esta perda de tensão no aço ocorre em uma peça de concreto protendido onde os fenômenos de retração e fluência do concreto e a relaxação do aço são interdependentes, será considerada uma atenuação na perda, chamada relaxação aparente, que pode ser expressa a tempo infinito por:

$$\Delta\sigma_{p\infty,ap} = \Delta\sigma_{p\infty,cal} \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{pi,0}} \right) \quad (3.18)$$

Para um tempo t pode-se considerar aproximadamente a mesma atenuação substituindo-se as perdas de tensão a tempo infinito pelas correspondentes no tempo considerado. Ou seja:

$$\Delta\sigma_{pt,ap} = \Delta\sigma_{pt} \left(1 - \frac{\Delta\sigma_{p,s+c}}{\sigma_{pi,0}} \right) \quad (3.19)$$

3.3 - Peso próprio

As tensões devidas ao peso próprio foram determinadas com auxílio de um programa de elementos finitos. O elemento utilizado foi o "BPR" pertencente ao programa ICES-STRUDL II.

Os dados fornecidos ao programa foram:

carga permanente uniformemente distribuída devido ao peso próprio $g = 22,9 \text{ kN/m}^2$

módulo secante de deformação calculado a partir do môdulo de deformação longitudinal aos 28 dias de idade

$$E_{c28} = 31500 \text{ N/mm}^2$$

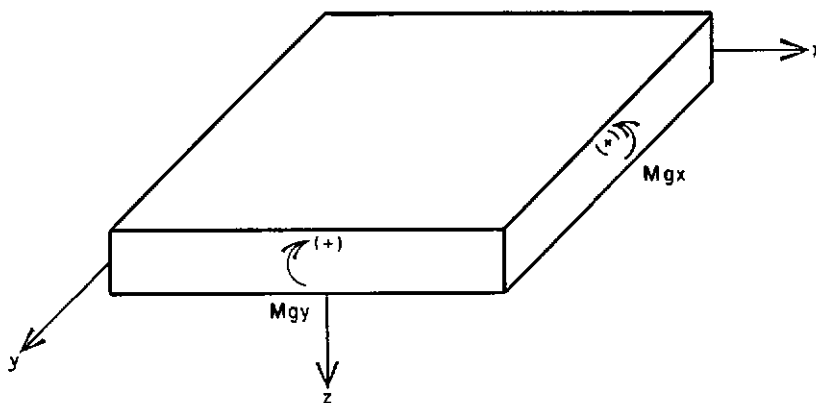
Coefficiente de Poisson do concreto

$$\nu = 0,2$$

Os valores de momento fletor apresentados no quadro 3.3 obedecem à convenção da figura 3.6.

Quadro 3.3 - Momentos fletores devidos ao peso próprio

SEÇÃO	M_{gx} (kN.m/m)	M_{gy} (kN.m/m)
S1,S3,S5	24,5	116,0
S2,S4	8,0	10,0



MOMENTOS FLETORES POSITIVOS

Figura 3.6

A retirada do escoramento foi realizada ao final da protensão sendo aí considerado o início da atuação do peso próprio.

Sabe-se que a protensão excêntrica em uma viga isostática, com cabos situados na região inferior da viga, levanta a peça descolando-a do escoramento e fazendo com que o peso próprio atue antes do final da protensão. No caso da placa de reação a protensão pode ser considerada centrada (excentricidade muito pequena em ambas as direções) não só pela disposição da armadura ao longo da seção, como também pela fase de aplicação da protensão onde procurou-se mantê-la aproximadamente centrada. Sendo assim, pode-se admitir que o peso próprio comece a atuar no final da protensão.

3.4 - Verificação da segurança à flexão composta

3.4.1 - Considerações do cálculo

Para verificação da segurança no estado limite de utilização e no estado limite último de uma peça em concreto protendido foram adotadas as Recomendações do CEB-FIP/1970.

A consideração das seções longitudinal e transversal situadas no meio da placa obedeceu às seguintes justificativas:

- as tensões devidas à flexão da placa de reação produzidas pelo seu peso próprio em qualquer seção são desprezíveis em presença das de protensão.
- as tensões de compressão no concreto causadas pela protensão, já deduzidas as perdas, podem ser consideradas iguais nas diferentes seções.
- a seção do meio apresenta o maior valor, em módulo, de momento fletor devido ao peso próprio.

Os quadros 3.4, 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11 contêm um resumo dos diversos cálculos realizados para as seções situadas no meio da placa de reação. A determinação dos esforços resistentes da seção nos estados limite último e de utilização foi feita com a força de protensão antes das perdas lentas (por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço) e, com a força de protensão após estas perdas a tempo infinito.

Quadro 3.4 - Tensão inicial e perdas por atrito

	ℓ (mm)	σ_{pi} (N/mm ²)	x (mm)	$\Delta\sigma_p$ (N/mm ²)
Direção longitudinal	39000	1057	19500	38,24
Direção transversal	13000	1159	6500	14,12

Quadro 3.5 - Perdas por deslizamento na ancoragem

	ℓ (mm)	σ_{pi} (N/mm ²)	x (mm)	a (mm)	$\Delta\sigma_p$ (N/mm ²)
Direção longitudinal	39000	1057	19500	$24400 < \ell$	18,53
Direção transversal	13000	1159	6500	$22800 > \ell$	83,92

Quadro 3.6 - Tensão nos cabos após as perdas por atrito e deslizamento na ancoragem

	σ_{pi} (N/mm ²)	$\Delta\sigma_p$ atrito (N/mm ²)	$\Delta\sigma_p$ desliz. ancor. (N/mm ²)	σ_p atrito + desliz. (N/mm ²)
Direção longitudinal	1057	38,24	18,53	1000
Direção transversal	1159	14,12	83,92	1061

Quadro 3.7 - Perdas por deformação instantânea do concreto

	σ_p atrito + desliz. (N/mm ²)	σ_{cm} (N/mm ²)	ϵ_{cp}	$\Delta\epsilon_{cp}$	$\Delta\sigma_p$ (N/mm ²)
Direção longit.	1000	11,57	294×10^{-6}	235×10^{-6}	48,43
Direção transv.	1061	"	"	"	"

Quadro 3.8 - Tensão nos cabos após as perdas instantâneas

	σ_p (N/mm ²)
Direção longitudinal	952
Direção transversal	1013

Quadro 3.9 - Perdas por fluência e retração do concreto

	E_{cj} j = 28 dias (N/mm ²)	σ_p (N/mm ²)	$\sigma_{cj} = \sigma_{cp}$ (N/mm ²)	ψ	$\Delta\sigma_{p,s+c}$ (N/mm ²)
Direção longit.	31500	952	982	0,056	89,22
Direção transv.	"	1013			

Na determinação das perdas por fluência e retração do concreto considerou-se uma tensão média σ_{cj} devida a protensão menos as perdas instantâneas por atrito, deslizamento na ancoragem e deformação instantânea do concreto, tomando-se as seções de concreto com furos, que constam do quadro 3.1.

Quadro 3.10 - Perdas por relaxação do aço

	$\frac{\Delta\sigma_{p\infty}}{\sigma_{pi,0}}$	$\frac{\Delta\sigma_{p\infty,cal}}{\sigma_{pi,0}}$	$\Delta\sigma_p$ (N/mm ²)
Direção longitudinal	0,16	0,067	61,00
Direção transversal	"	0,10	97,20

Quadro 3.11 - Tensão e força de protensão no cabo a tempo infinito

	σ_p (N/mm ²)	P (1 cabo) (kN)
Direção longitudinal	802	483
Direção transversal	827	498

3.4.2 - Valor característico da resistência à compressão do concreto

Dos ensaios de 29 corpos de prova aos 28 dias de idade foi obtida uma resistência característica à compressão. Ou seja:

$$f_{cck,28} = f_{ccm,28} - 1,64 s \quad (3.20)$$

onde

$$s = \sqrt{\frac{\sum (f_{cc28} - f_{ccm,28})^2}{n - 1}} \quad \text{desvio padrão.}$$

Sendo n o número de corpos de prova.

Se $\delta = \frac{s}{f_{ccm,28}}$, onde δ é o coeficiente de variação,

tem-se:

$$f_{cck,28} = f_{ccm,28} (1 - 1,64 \delta) \quad (3.21)$$

No quadro 3.12 são apresentados os valores das resistências à compressão aos 28 dias de idade de 29 corpos de prova.

Quadro 3.12 - Resistência à compressão aos 28 dias.

f_{cc28} (N/mm ²)	f_{cc28} (N/mm ²)	f_{cc28} (N/mm ²)
47,25	40,20	41,76
49,02	41,18	37,45
45,49	41,37	37,06
45,10	36,86	40,98
46,67	37,06	38,04
45,88	40,98	45,10
43,92	39,31	37,25
43,14	43,92	41,18
35,78	41,37	45,78
36,27	41,18	

Tem-se então:

$$f_{ccm,28} = 41,61 \text{ N/mm}^2$$

$$s = 3,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\delta = 0,09$$

$$f_{cck,28} = 35,29 \text{ N/mm}^2$$

3.4.3 - Esforços resistentes da seção no estado limite de utilização

A força de protensão de cálculo no estado limite de utilização, considerada como uma força externa aplicada na seção, é definida por:

$$P_d = \gamma_p \left(P_1 - \begin{cases} 0,7 \Delta P \\ 1,3 \Delta P \end{cases} \right) \quad (3.22)$$

Sendo $\gamma_p = 1,0$.

Para as cargas permanentes, o coeficiente de ponderação adotado no estado limite de utilização foi $\gamma_f = 1,0$.

O cálculo dos esforços resistentes no estado limite de utilização da placa de reação atendeu a sua especificação como obra em concreto protendido classe I. Ou seja, sob a ação do peso próprio, protensão e cargas admissíveis nos furos de ancoragem (sistemas de forças auto-equilibradas) não devem surgir tensões de tração em qualquer das faces, durante sua utilização.

As tensões de compressão não devem ultrapassar o valor da resistência característica minorada de 1,5.

As retas das figuras 3.7 e 3.8 correspondem aos pares de esforços resistentes esforço normal - momento fletor para as seções longitudinal e transversal, considerada a força de protensão de cálculo antes das perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço. Por sua vez, as retas das figuras 3.9 e 3.10 correspondem aos pares de esforços resistentes com a força de protensão de cálculo após estas perdas a tempo infinito.

A seguir, é apresentado o cálculo dos esforços resistentes da seção transversal no estado limite de utilização, com a força de protensão antes das perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço.

- Propriedades geométricas da seção transversal.

$$A_h = 0,9410 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$I_h = 0,0630 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$z_s = 44,95 \text{ cm}$$

- força inicial de protensão.

$$P_i = 637 \text{ kN (1 cabo)}$$

- perdas da força de protensão.

$$\Delta P = 63 \text{ kN (1 cabo)}$$

- forças de protensão de cálculo.

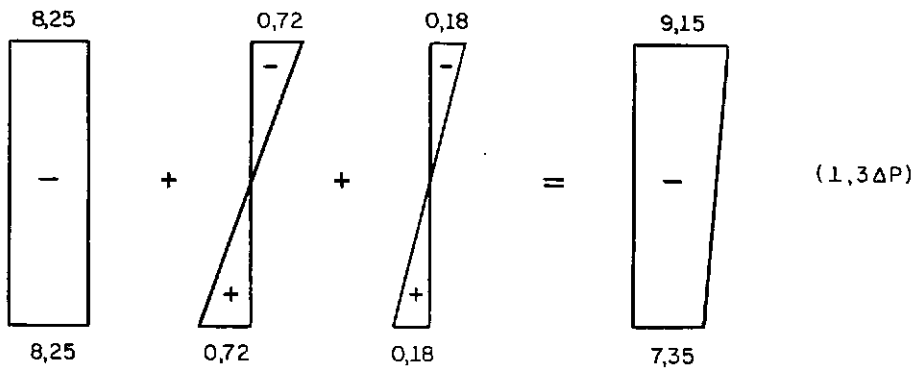
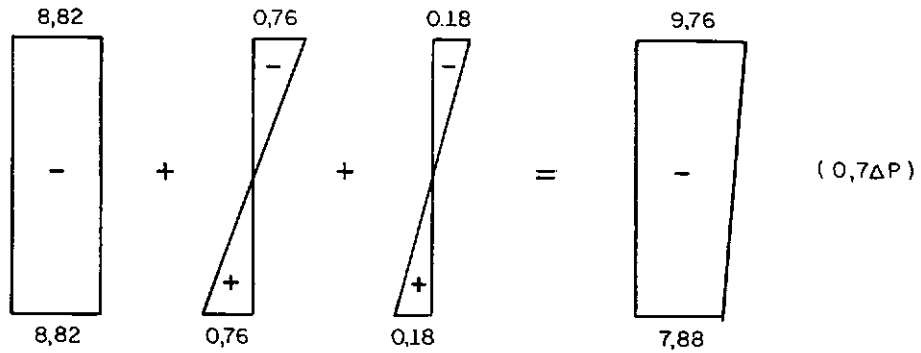
$$P_d = 1,0 (P_i - 0,7 \Delta P) = 593 \text{ kN (1 cabo)}$$

$$P_d = 1,0 (P_i - 1,3 \Delta P) = 555 \text{ kN (1 cabo)}$$

- momento fletor de cálculo devido ao peso próprio.

$$M_{gx,d} = 21,1 \text{ kN.m/m}$$

- diagramas de tensões no concreto



PROTENSÃO EXCÊNTRICA PESO PRÓPRIO (TENSÕES EXPRESSAS EM N/mm^2)
DA PROTENSÃO

As equações das retas da figura 3.7 são as indicadas a seguir, onde os valores de N_{ser} e M_{ser} são referidos ao centro de gravidade da seção.

$$\text{reta (a)} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_i - 7,88 = 0$$

$$\text{reta (a')} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_i - 7,35 = 0$$

$$\text{reta (b)} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_s - 9,76 = 0$$

$$\text{reta (b')} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_s - 9,15 = 0$$

$$\text{reta (c)} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_i - 7,88 = - 23,53$$

$$\text{reta (c')} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_i - 7,35 = - 23,53$$

$$\text{reta (d)} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_s - 9,76 = - 23,53$$

$$\text{reta (d')} \quad \frac{N_{\text{ser}}}{A_h} + \frac{M_{\text{ser}}}{I_h} z_s - 9,15 = - 23,53$$

$$\text{sendo } \frac{f_{\text{cck},28}}{1,5} = 23,53 \text{ N/mm}^2$$

Cumprindo as limitações de utilização em serviço traçaram-se os contornos poligonais fechados da figura 3.7.

3.4.4 - Esforços resistentes da seção no estado limite último

A força de protensão de cálculo no estado limite último é definida por:

$$P_d = \gamma_p \left(P_i - \begin{cases} 0,7 \Delta P \\ 1,3 \Delta P \end{cases} \right) \quad (3.23)$$

$$\text{Sendo } \gamma_p = \begin{cases} 1,0 \\ 0,9 \end{cases}$$

Para as cargas permanentes foi adotado o coeficiente de ponderação $\gamma_f = 1,5$.

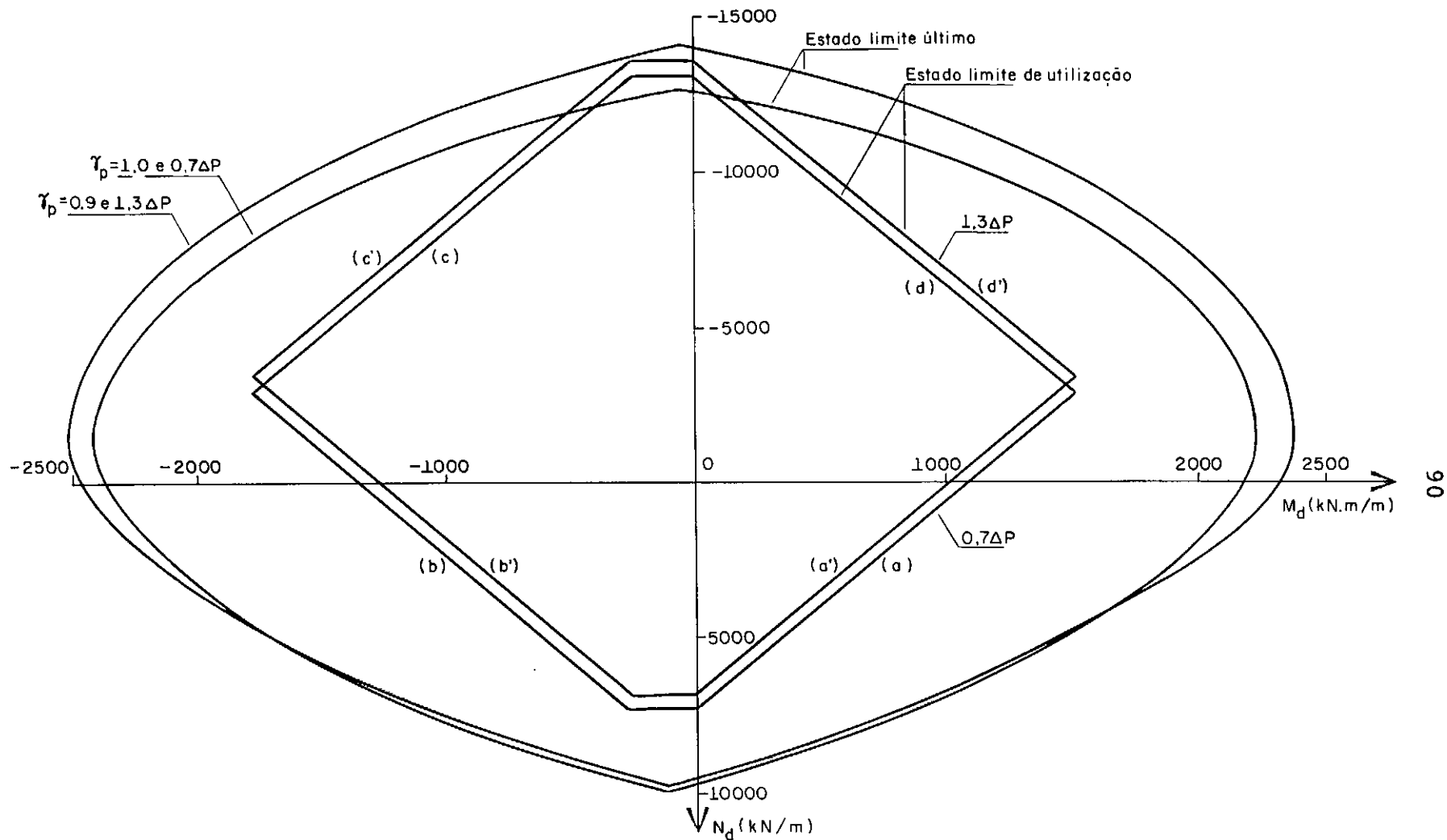
A capacidade resistente foi determinada considerando-se coeficientes de minoração das resistências sendo de 1,5 para o do concreto e 1,15 para o aço.

O diagrama tensão-deformação de cálculo utilizado para o concreto foi o parábola-retângulo com um coeficiente 0,85 reduzindo a tensão de ruptura à compressão determinada em ensaios de corpos de prova cilíndricos. Este coeficiente se deve à diminuição da resistência do concreto com a permanência da carga.

O diagrama tensão-deformação de cálculo do aço empregado na armação de protensão foi obtido a partir da curva característica, com um coeficiente de minoração para as tensões de 1,15 e deslocando os pontos segundo uma paralela à tangente na origem, à curva tensão-deformação.

Utilizou-se o diagrama tensão-deformação do aço CP-125B para uma tensão de escoamento convencional de 1289 N/mm^2 e módulo de deformação longitudinal 206000 N/mm^2 (valores médios dos obtidos experimentalmente), apresentado na figura 3.11.

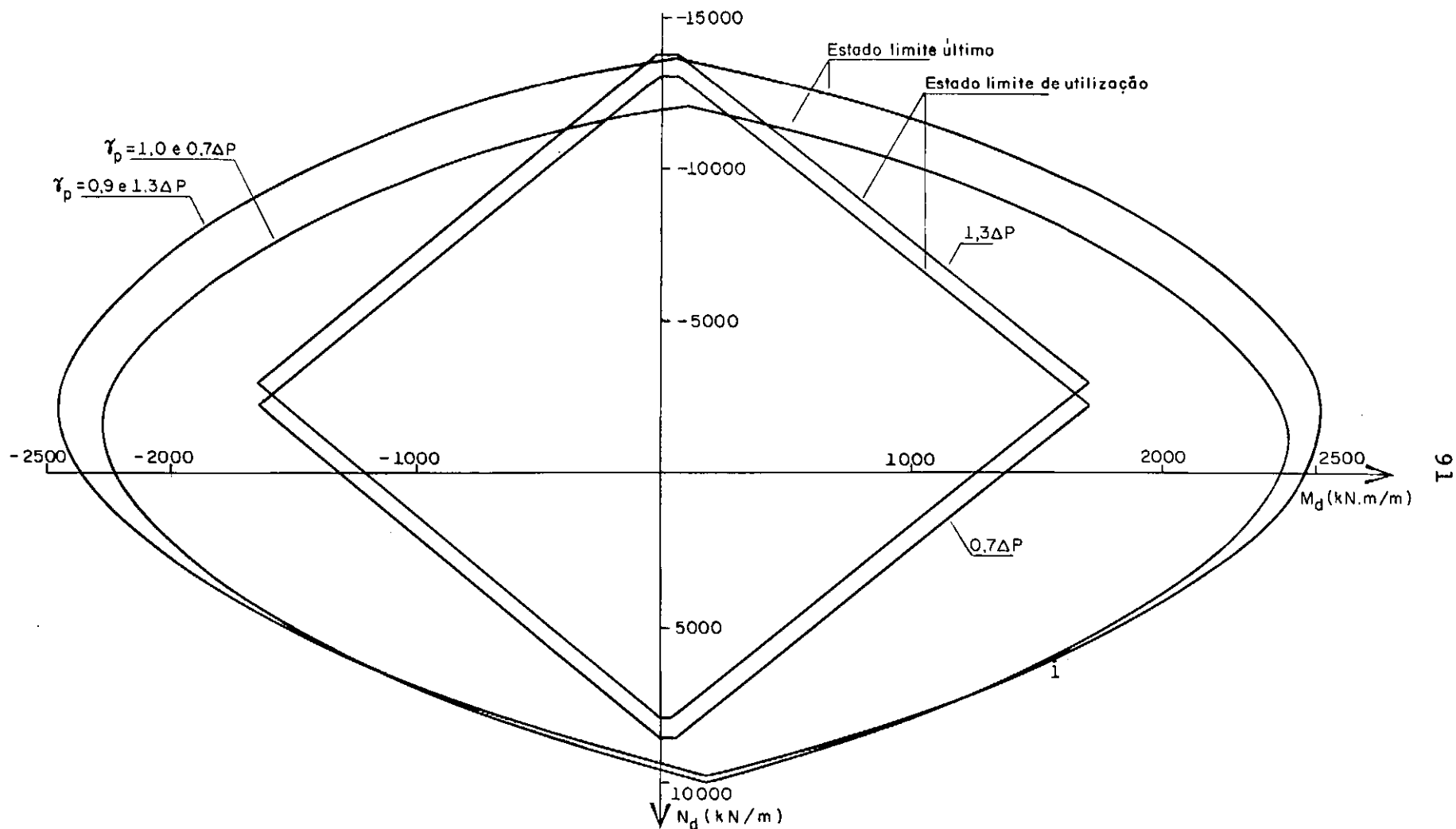
Segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970 a capacidade resistente da seção é atingida pelo esmagamento do concreto ou pela deformação excessiva do aço. As distribuições de deformações normais que estabelecem um critério onde a seção se encontra em um estado limite último, estão na figura 3.12.



SEÇÃO TRANSVERSAL
Antes das perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço

CURVAS DE INTERAÇÃO ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR

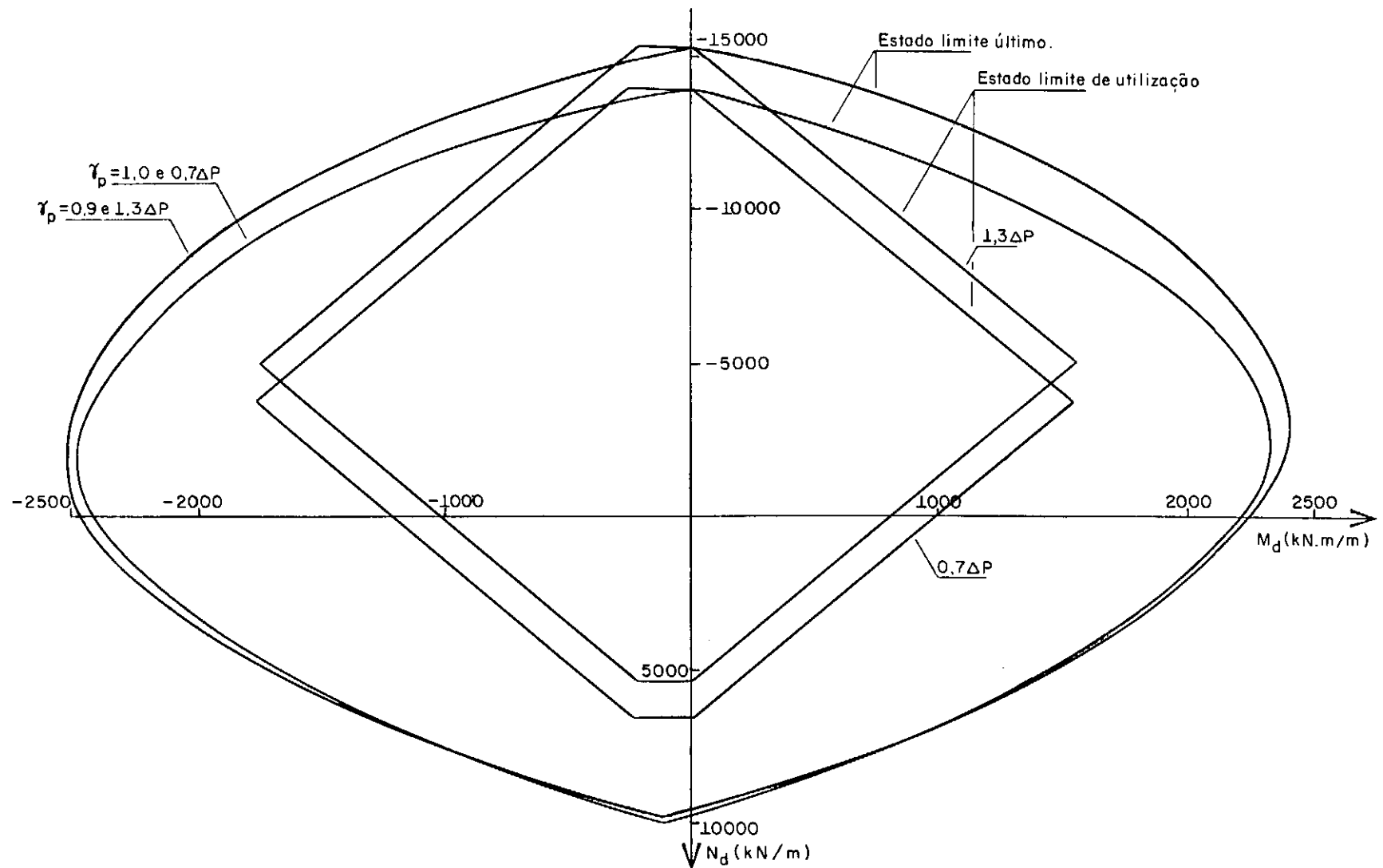
Figura 3.7



SEÇÃO LONGITUDINAL
 Antes das perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço

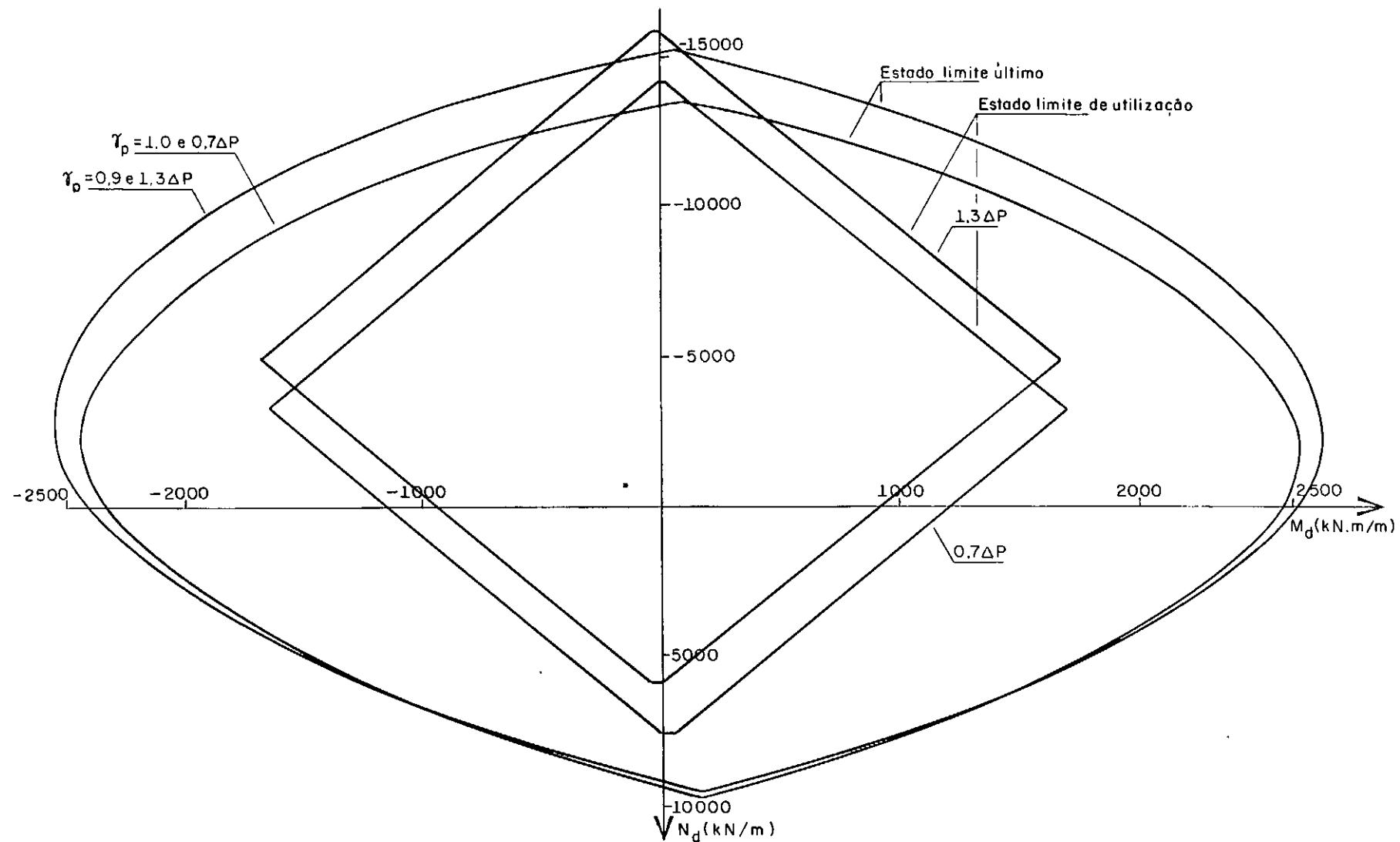
CURVAS DE INTERAÇÃO ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR

Figura 3.8



SEÇÃO TRANSVERSAL
Após as perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço
CURVAS DE INTERAÇÃO ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR

Figura 3.9



SEÇÃO LONGITUDINAL

Após as perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço

CURVAS DE INTERAÇÃO ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR

Figura 3.10

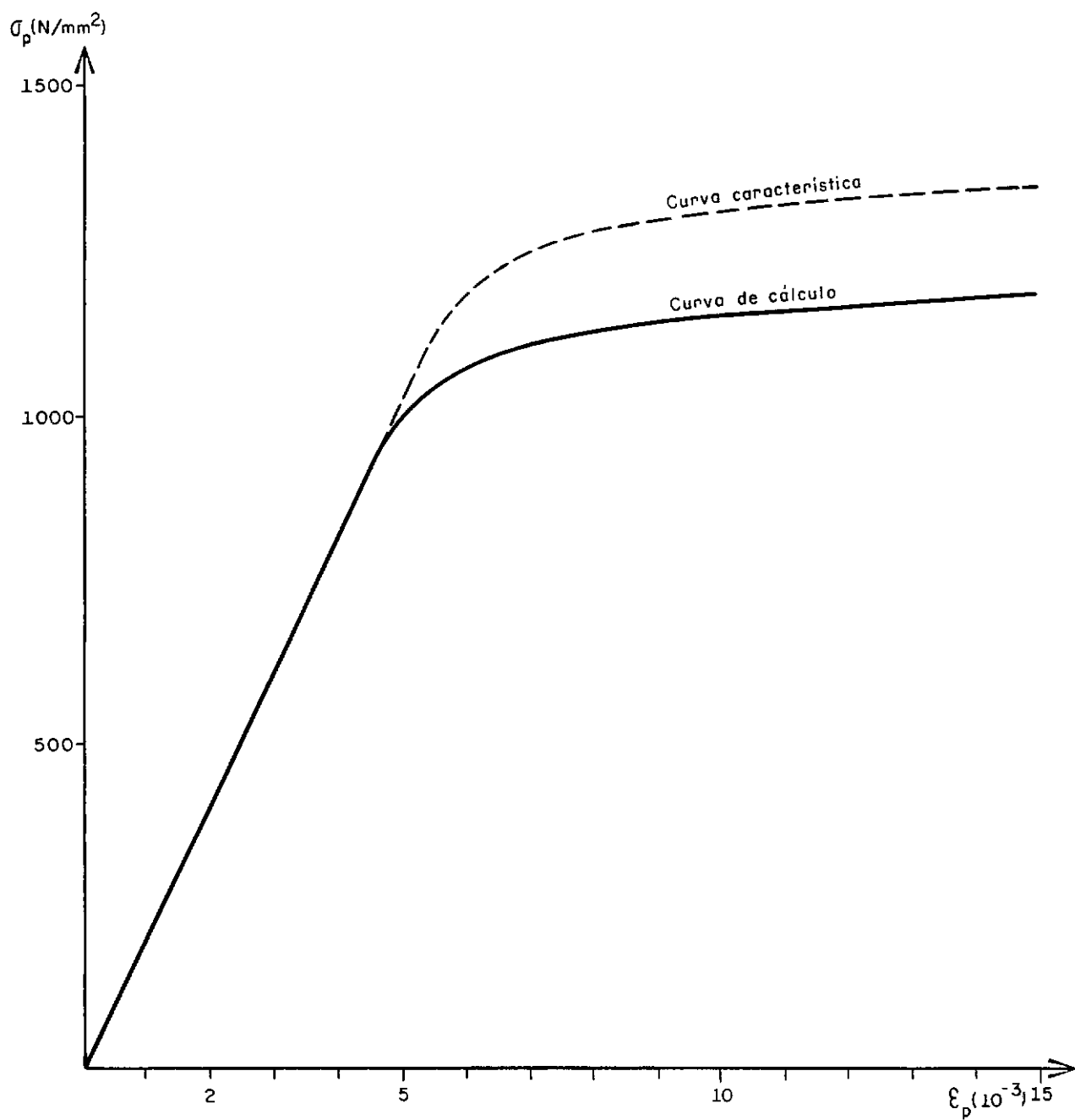
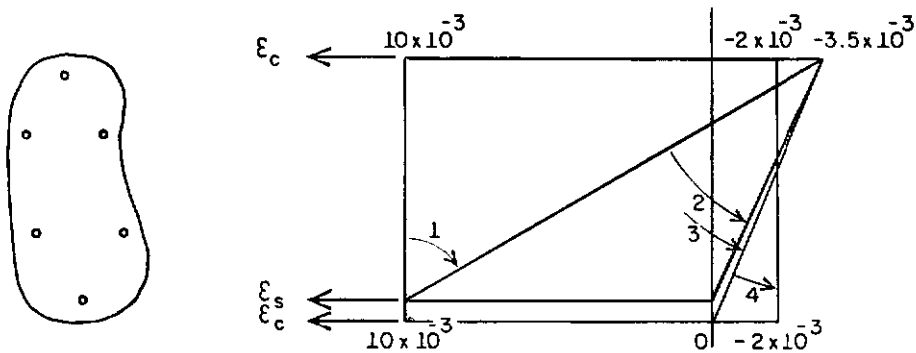
CURVAS $\sigma_p - \epsilon_p$ CARACTERÍSTICA E DE CÁLCULO DO AÇO CP-125B

Figura 3.11



Região 1 Deformação excessiva do aço

Região 2, 3 e 4 Esmagamento do concreto

DEFORMAÇÕES NORMAIS NO ESTADO LIMITE ULTIMO

Figura 3.12

O cálculo da capacidade resistente foi feito como indicado a seguir.

Foram arbitradas algumas distribuições de deformações normais do concreto no estado limite último, determinando-se para cada uma a posição da linha neutra e as deformações nos níveis dos cabos de protensão.

Considerando que as deformações nos cabos de protensão sejam iguais às do concreto adjacente e adicionando-as ao pré-alongamento do aço, determinam-se as tensões de tração na armadura de protensão com auxílio do diagrama $\sigma_p - \epsilon_p$ de cálculo da figura 3.11.

O pré-alongamento foi determinado pela tensão no aço, consideradas as perdas de tensão. Estando a tensão no aço na zona elástica, o pré-alongamento é dado por:

$$\epsilon_{p0} = \frac{\sigma_p}{E_p} \quad (3.24)$$

No pré-alongamento foi desprezada a parcela devida ao encurtamento do concreto.

A resultante dos esforços de compressão no concreto e sua posição foram determinadas para cada distribuição de deformações normais com auxílio de diagramas (preparados por J. Perchat) que podem ser encontrados em ref. 6 e ref. 8.

Os esforços internos da seção foram calculados para as diversas distribuições de deformações normais no estado limite último. Para cada uma destas distribuições foi determinada a resultante dos esforços normais últimos e o momento fletor último resultante em relação ao centro de gravidade da seção; estes constituem os esforços resistentes da seção no estado limite último.

Com os diversos pares de valores N_u e M_u foram traçados diagramas de interação, que são apresentados nas figuras 3.7, 3.8, 3.9 e 3.10.

Como exemplo do cálculo realizado, apresentou-se a determinação de um par de valores N_u e M_u para a seção longitudinal com a força de protensão antes das perdas por fluência e retração do concreto e por relaxação do aço.

- Propriedades geométricas da seção longitudinal

$$A_h = 0,9410 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$I_h = 0,0640 \text{ m}^4/\text{m}$$

$$z_s = 45,06 \text{ cm}$$

- momento fletor de cálculo devido ao peso próprio

$$M_{gd,y} = 116 \times 1,5 = 174 \text{ kN.m/m}$$

- força inicial de protensão

$$P_i = 699 \text{ kN (1 cabo)}$$

- perdas da força de protensão

$$\Delta P = 88 \text{ kN (1 cabo)}$$

Para o caso de $\gamma_p = 1,0$ e $0,7 \Delta P$ tem-se:

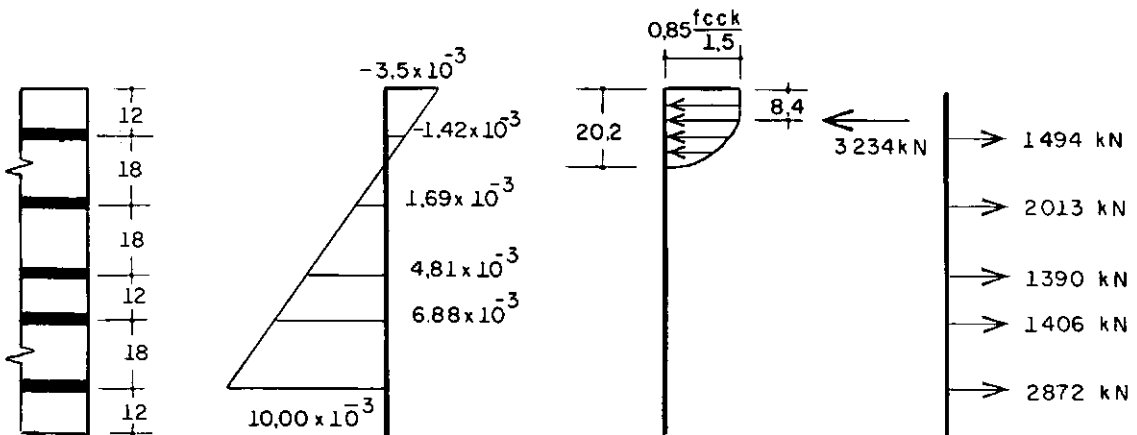
- força de protensão de cálculo

$$P_d = 1,0 (P_i - 0,7 \Delta P) = 637 \text{ kN (1 cabo)}$$

- cálculo do pré-alongamento do aço

$$\epsilon_{p0} = \frac{1057}{206000} = 5,10 \times 10^{-3}$$

- diagrama de deformações normais do concreto (arbitrado), esforço de compressão no concreto e esforços de tração no aço.



- resultante dos esforços internos N_u e M_u referidos ao centro de gravidade da seção.

$$N_u = 5940 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 1590 \text{ kN.m/m}$$

Com este par de valores determina-se o ponto 1 da curva de interação da figura 3.8.

3.4.5 - Verificação da segurança à flexão composta da placa de reação

O gráfico que consta na figura 3.13 consiste numa envol_ltória a favor da segurança, para ambas as direções, das diversas considerações de cálculo estabelecidas.

As retas correspondem aos esforços resistentes da seção no estado limite de utilização e a curva em tracejado aos obtidos no estado limite último.

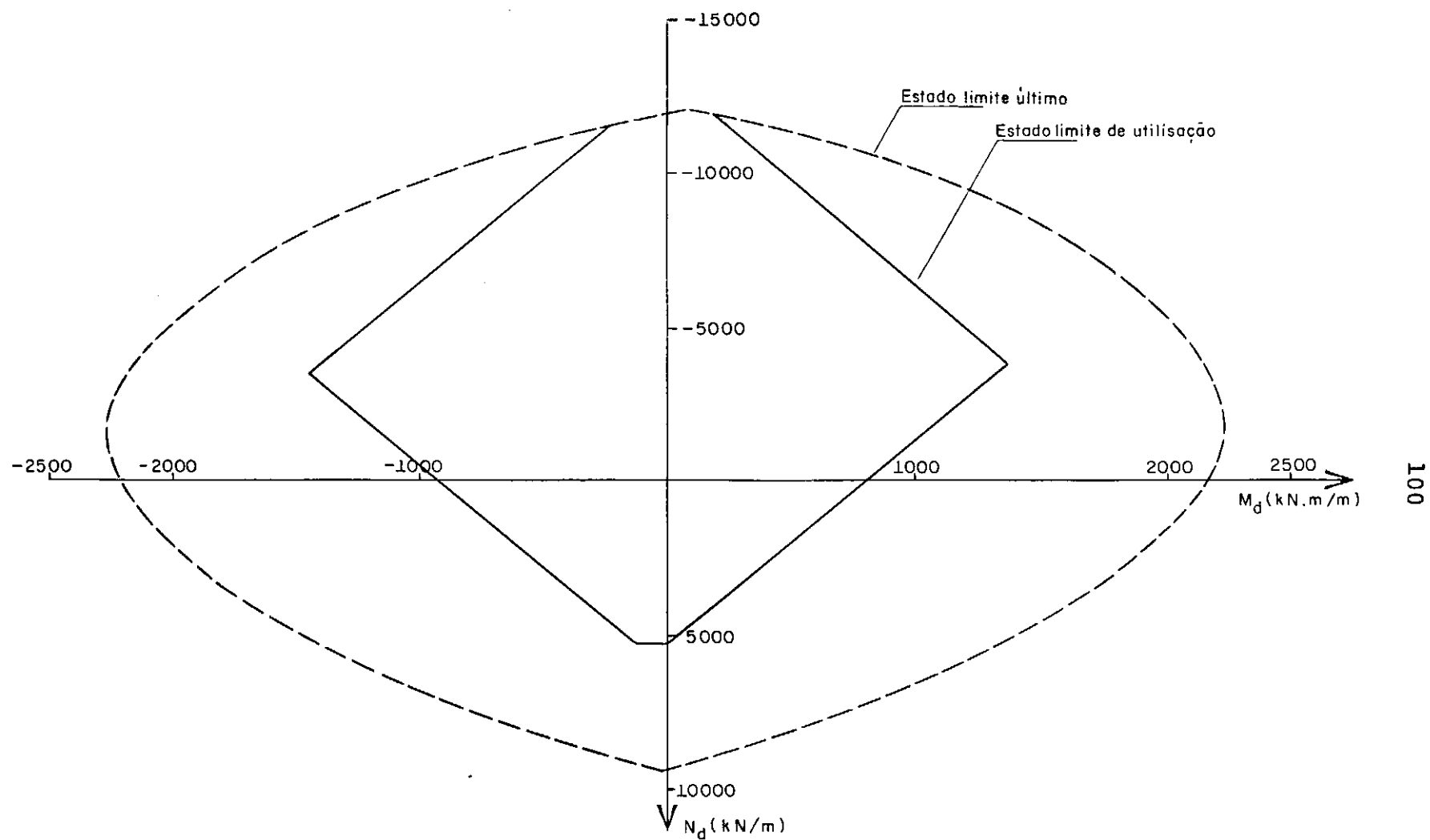
A utilização em serviço é garantida comparando os valo_res dos esforços solicitantes em uma determinada seção devido aos sistemas de forças auto-equilibradas com os limitados pelas retas.

Na verificação da segurança no estado limite último de_vvem-se majorar os esforços solicitantes provenientes da ação do peso próprio (carga permanente) de 1,5 e dos sistemas de forças auto-equilibradas de 2,16. A natureza e o elevado custo da placa de reação conduziram ao aumento de 44% nos esforços solicitantes de cálculo (devido aos sistemas de forças auto-equilibradas) no es_ttado limite último ($1,5 \times 1,2 \times 1,2 = 2,16$ -CEB-FIP/1970,R.22.4).

Com o par de valores M_d e N_d a segurança no estado limi_i

te último é atendida desde que o ponto definido no gráfico da fi gura 3.13 não ultrapasse a curva tracejada.

É importante observar que as cargas limites nos furos de ancoragem são de 500 kN para as verticais e de 250 kN para as horizontais aplicadas a 500 mm da face da placa de reação.



ENVOLTÓRIA DAS CURVAS DE INTERAÇÃO ESFORÇO NORMAL-MOMENTO FLETOR

Figura 3.13

CAPÍTULO IV

RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados experimentais de um ano de observação, com a análise do comportamento reológico do concreto da placa de reação neste período.

Os cálculos necessários à conversão das leituras realizadas com os extensômetros Carlson em termos de deformação e temperatura e os respectivos gráficos (deformação-tempo, temperatura-tempo e variação de comprimento-temperatura) foram executados através de um programa para o computador IBM-1130 com traçador de gráficos (PLOTTER) associado ao sistema.

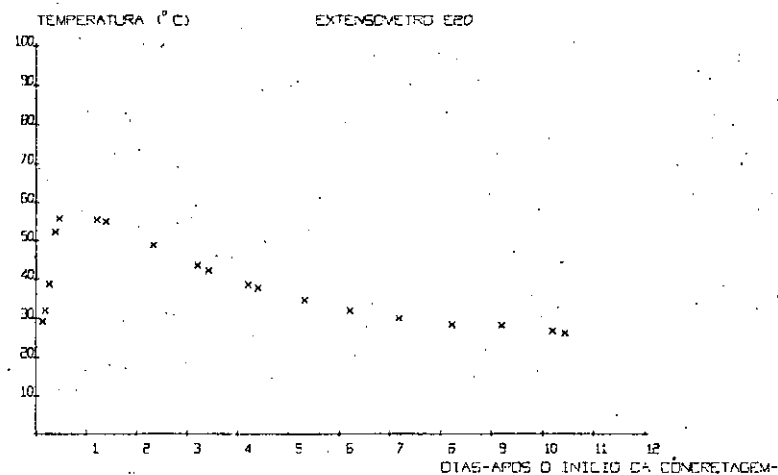
4.1 - Temperatura no interior do concreto fresco

Através de medições com os extensômetros Carlson, a temperatura no interior da massa de concreto pode ser obtida com auxílio da fórmula 2.1.

Sendo assim, foram traçados gráficos que traduzem a evolução das temperaturas com o tempo, desde a concretagem até a data correspondente ao início da protensão da laje.

As figuras de 4.1 a 4.14 contêm os gráficos temperatura-tempo para diversos aparelhos localizados na placa de reação e no bloco compensador.

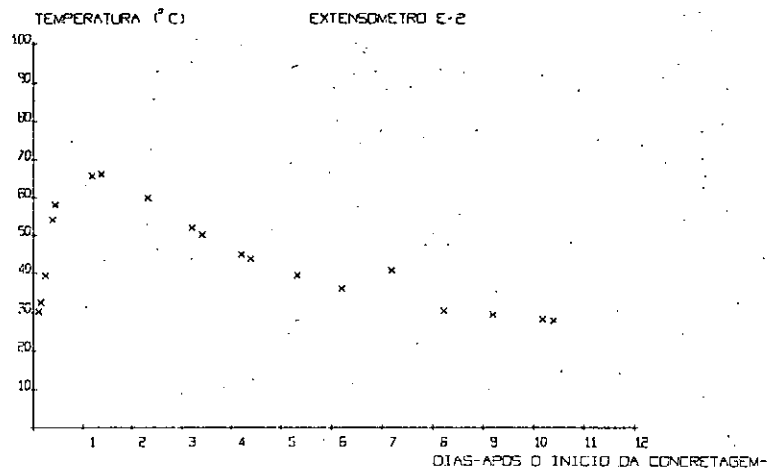
Observa-se nas primeiras horas um aumento considerável da temperatura devida ao calor resultante das reações químicas de hidratação do cimento durante a fase de pega.



NOVEMBRO (1972)

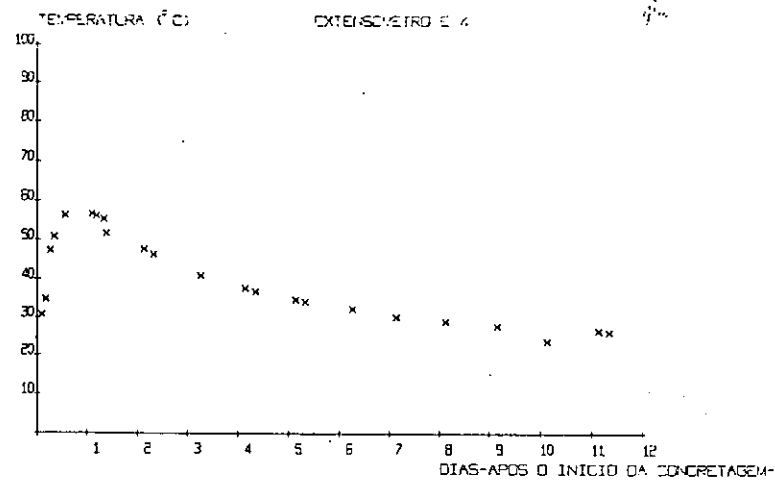
TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

FIGURA 4.1



NOVEMBRO (1972)

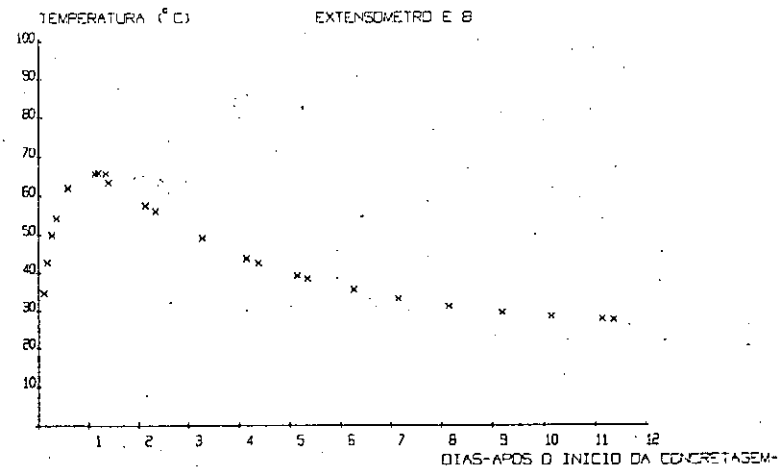
TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCOFIGURA 4.2



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

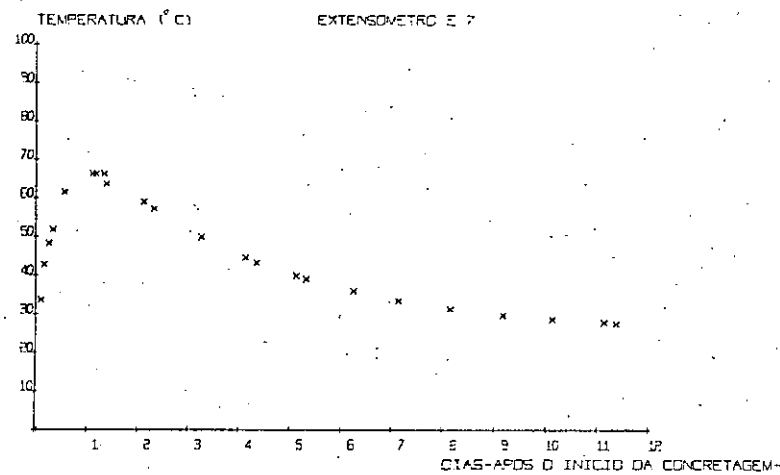
FIGURA 4.3



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

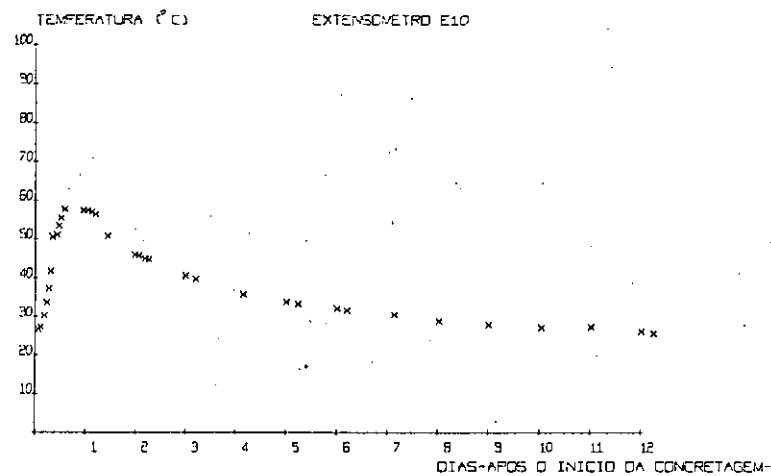
FIGURA 4.4



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

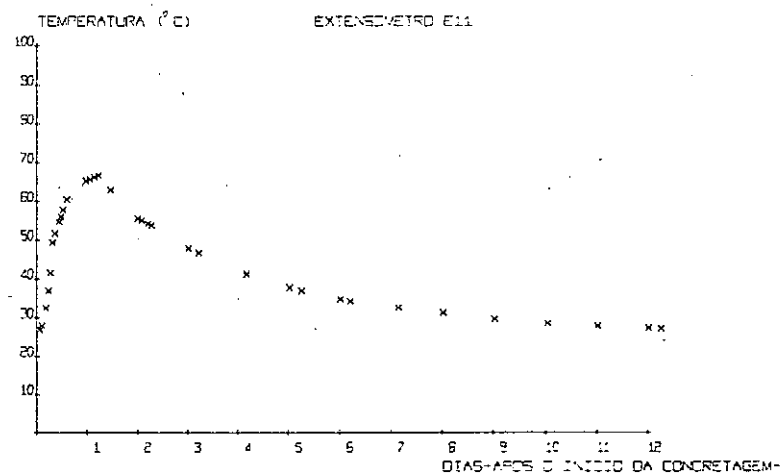
FIGURA 4.5



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

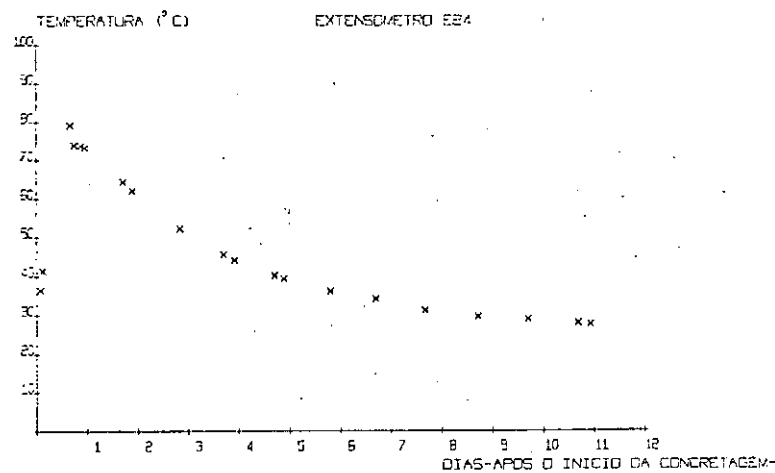
FIGURA 4.6



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

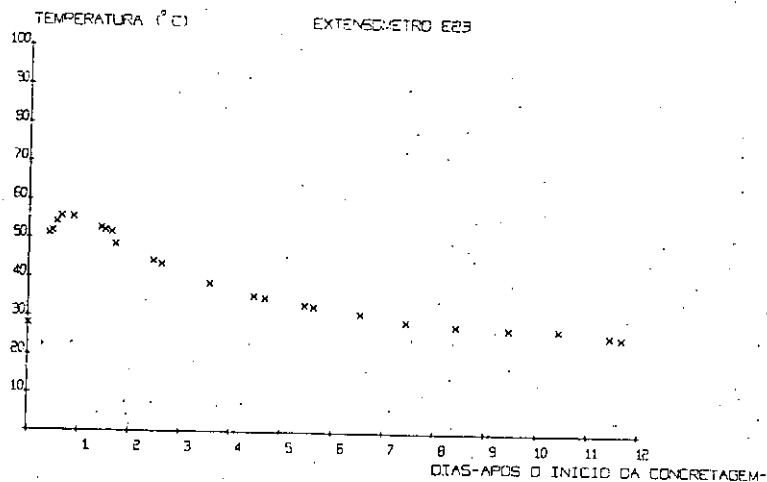
FIGURA 4.7



NOVEMBRO (1972)

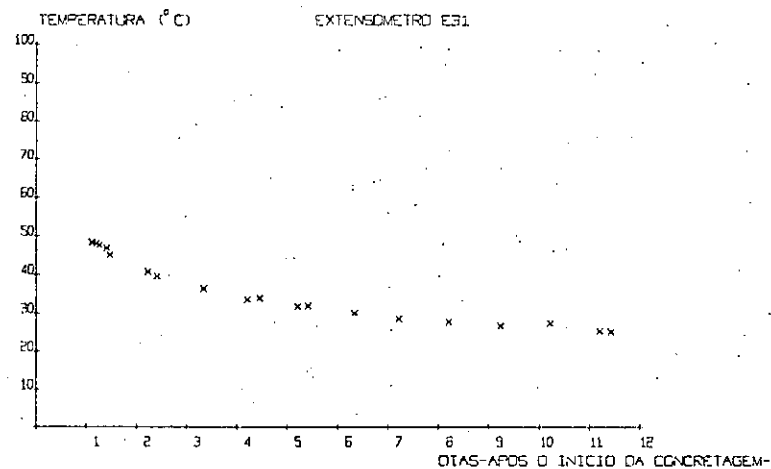
TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

FIGURA 4.8



NOVEMBRO (1972)

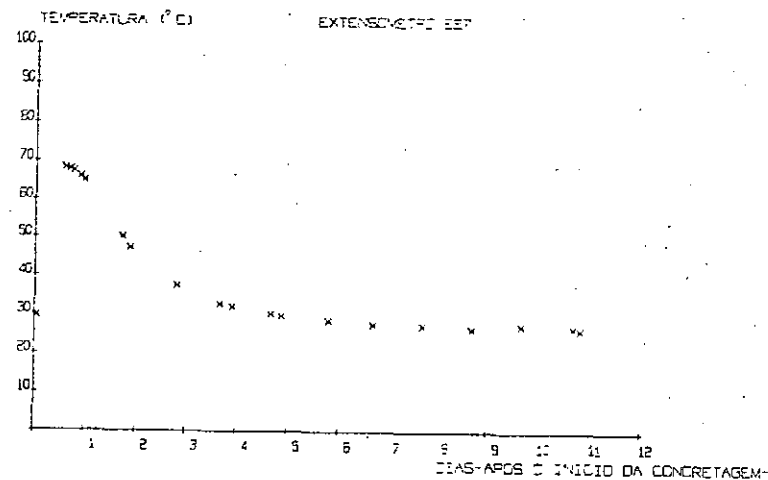
TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCOFIGURA 4.9



NOVEMBRO (1972)

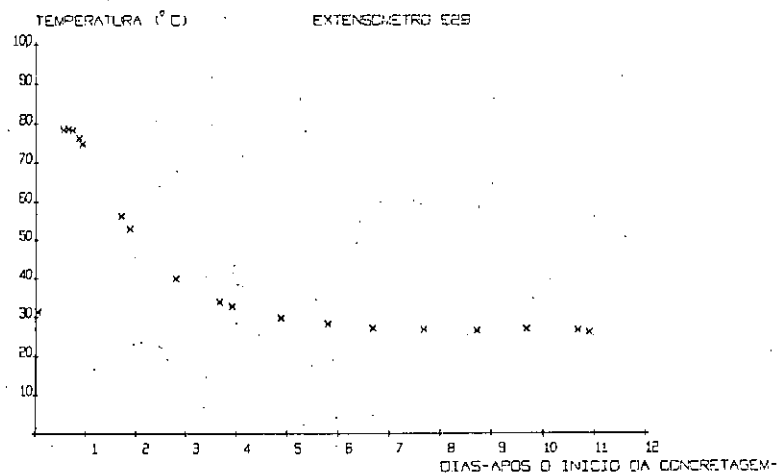
TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

FIGURA 4.10



TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

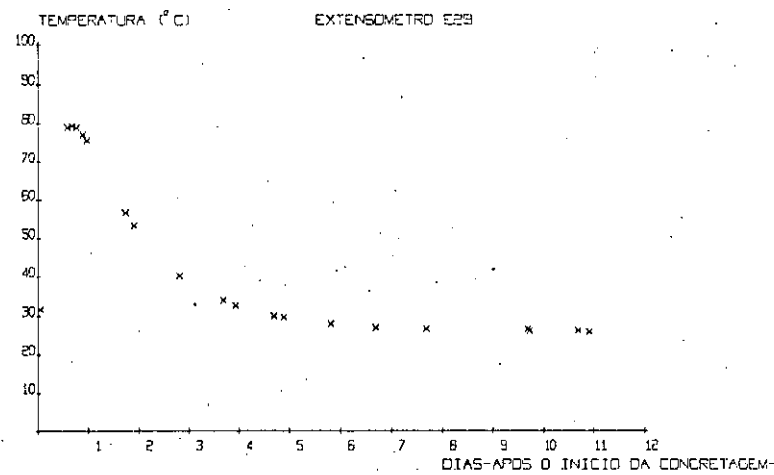
FIGURA 4.11



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

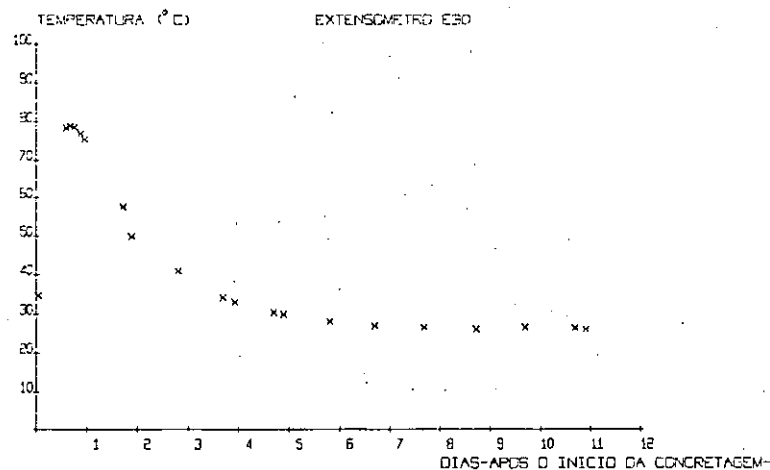
FIGURA 4.12



NOVEMBRO (1972)

TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

FIGURA 4.13

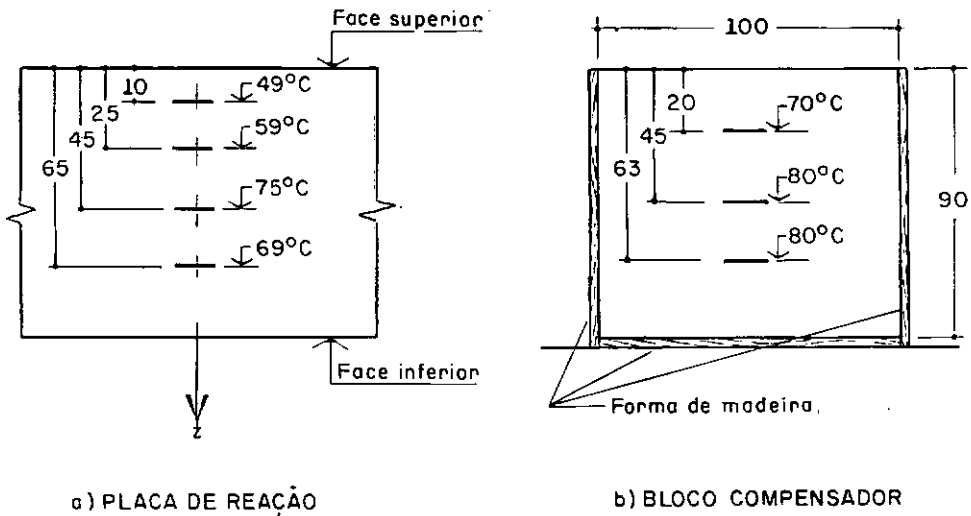


TEMPERATURA NO INTERIOR DO CONCRETO FRESCO

FIGURA 4.14

Na placa de reação a temperatura máxima de cada ponto observado foi atingida entre 24 e 30 horas após o lançamento do concreto, enquanto que no bloco compensador tal ocorreu aproximadamente 18 horas após sua concretagem.

Na figura 4.15 apresentam-se esquematicamente as temperaturas máximas em diversos níveis ao longo da espessura, na placa de reação e no bloco compensador.



(cotas em centímetros)

TEMPERATURA MÁXIMA EM DIFERENTES NIVEIS DURANTE A FASE DE PEGA

Figura 4.15

A água que circulou pelos furos das bainhas na placa de reação e a umidade mantida na face superior da placa de reação e do bloco compensador influenciaram no aparecimento de gradientes térmicos durante a evolução das temperaturas iniciais.

4.2 - Gráficos deformação total e temperatura no concreto-tempo

Os gráficos das figuras 4.16 a 4.42 mostram a deformação total e a temperatura no interior do concreto desde o início da protensão durante um ano de observação.

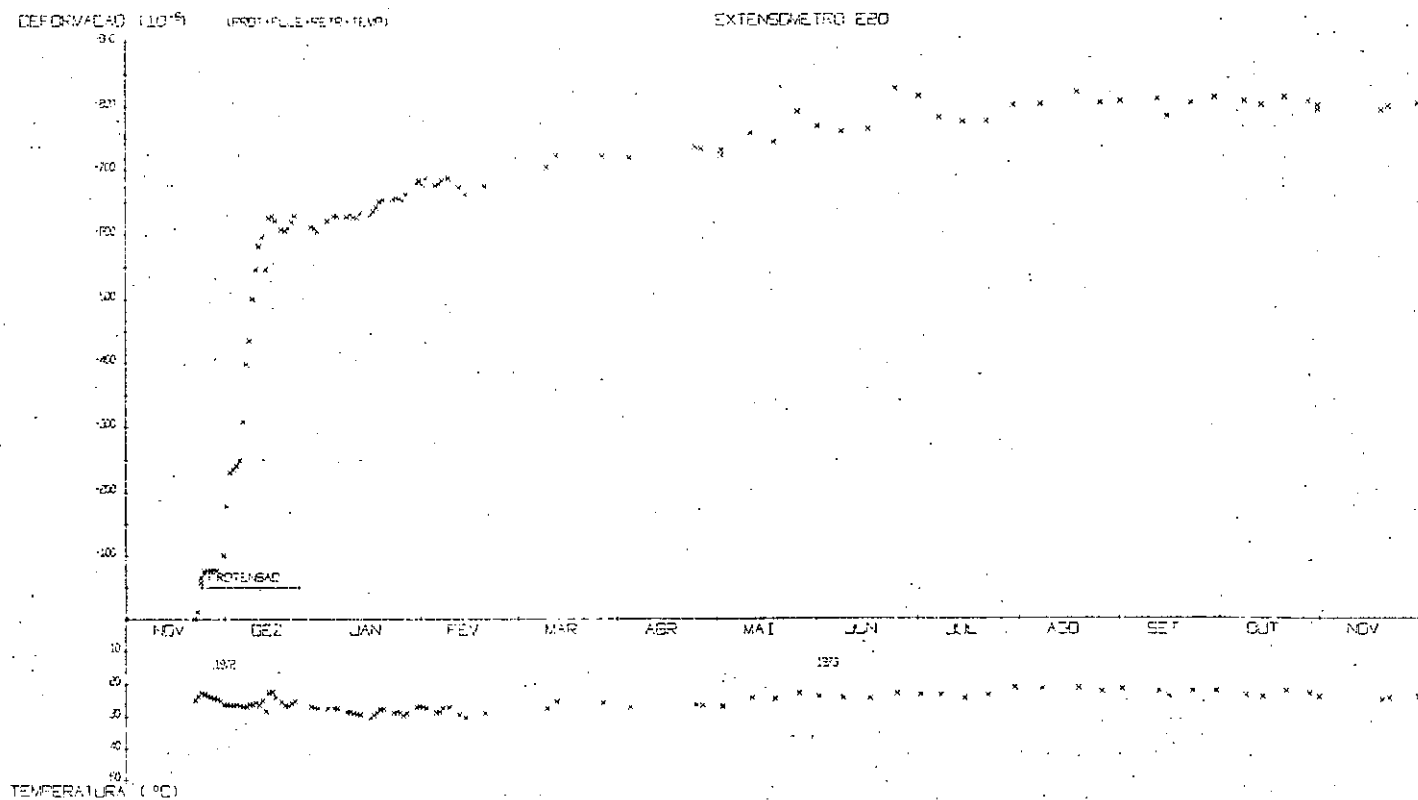


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.16

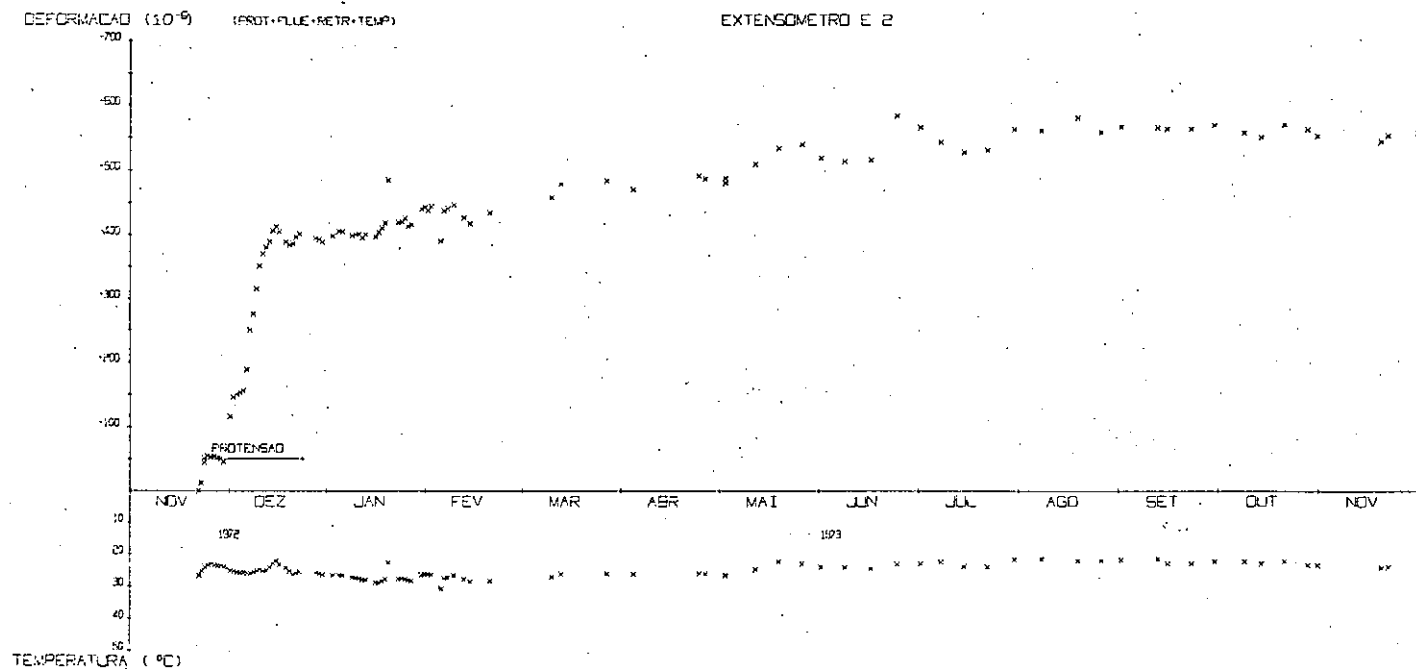


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.17

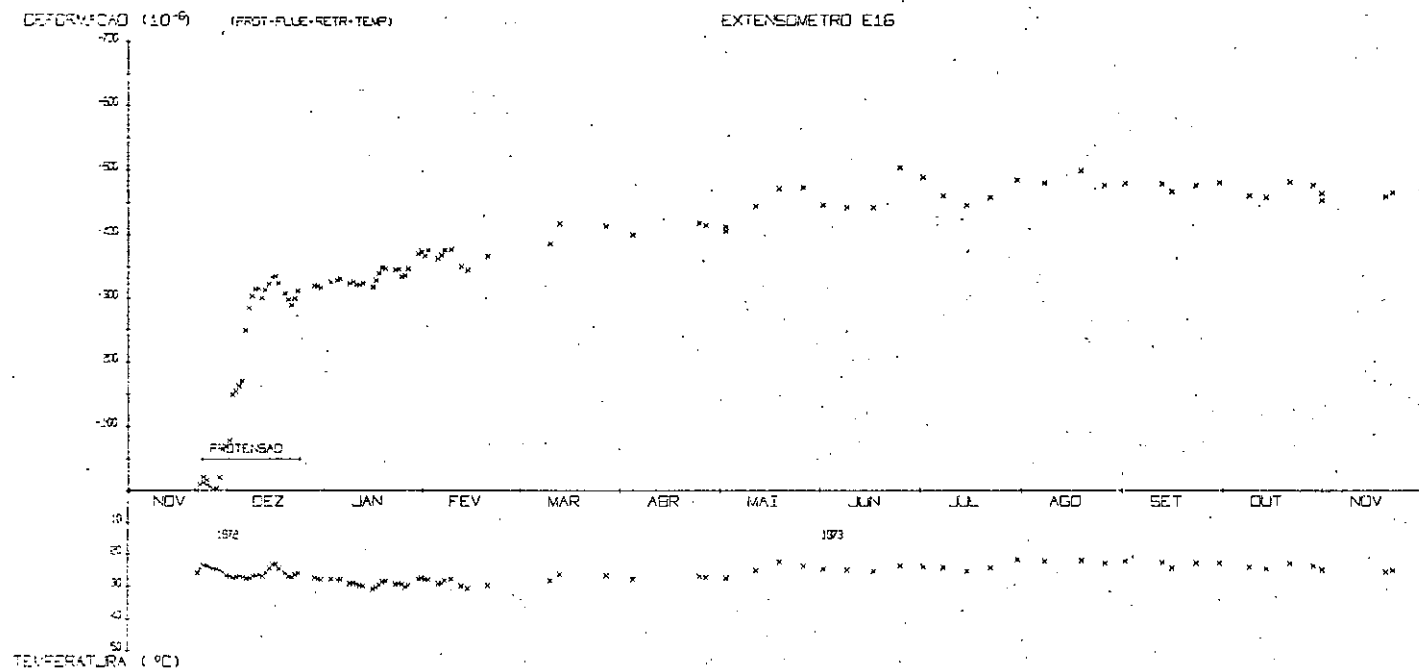


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.18

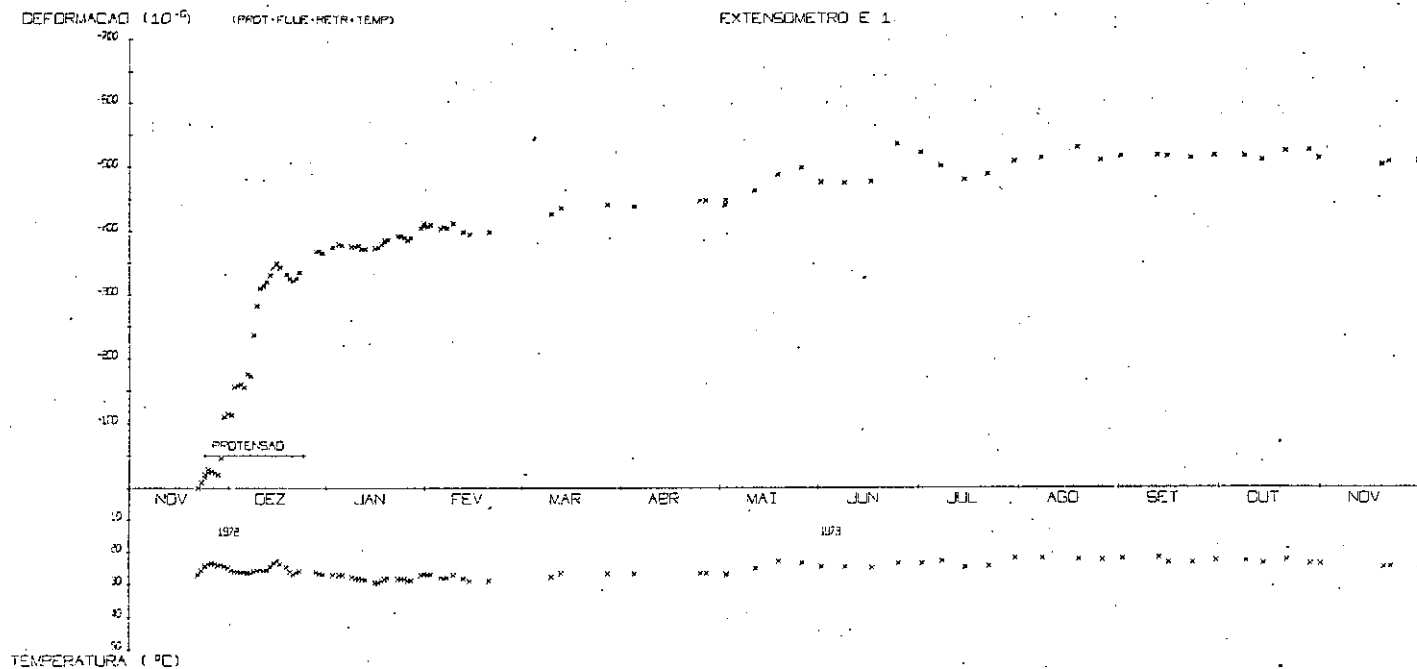


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.19

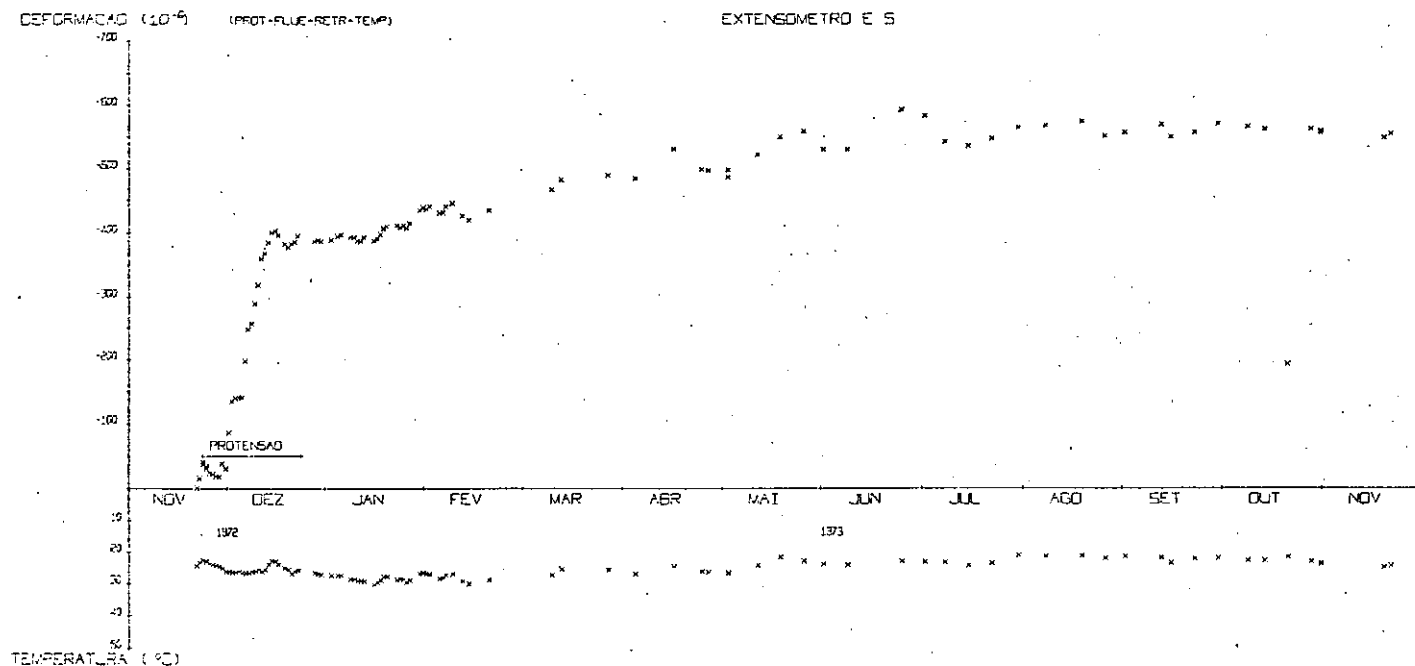


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.20

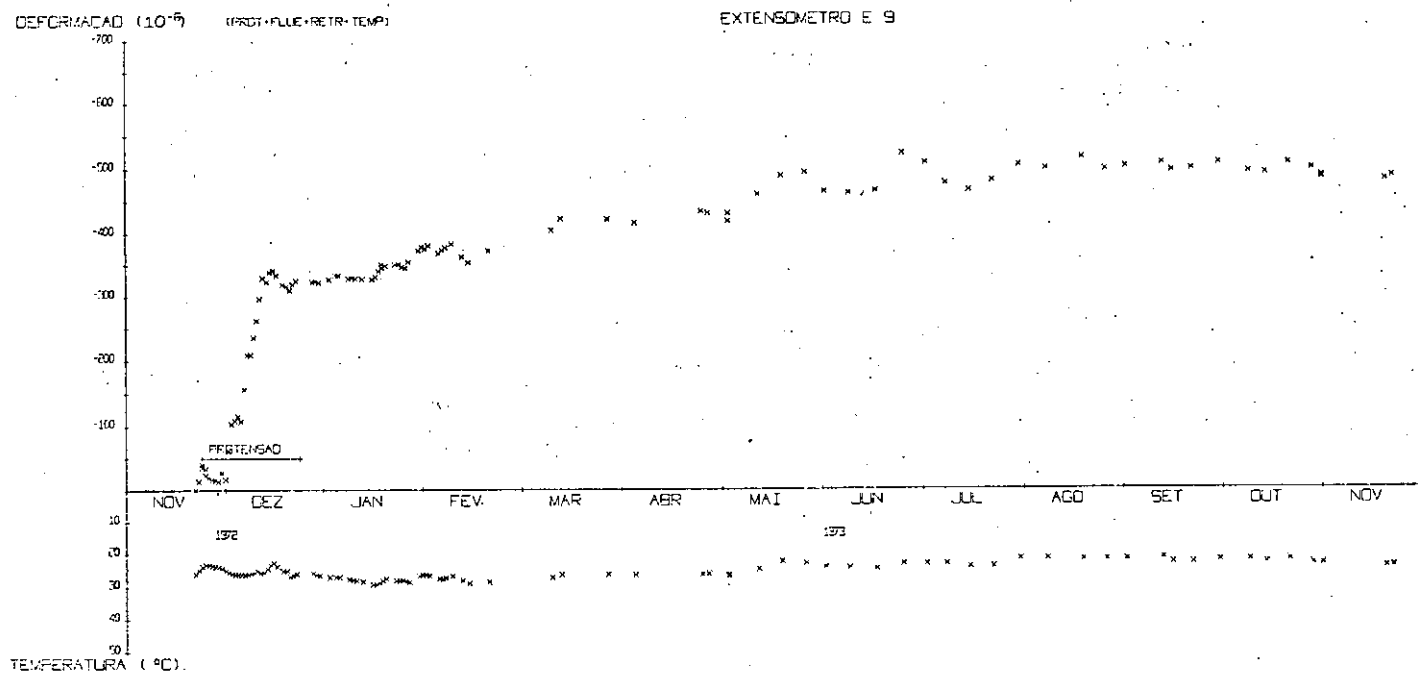


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.21

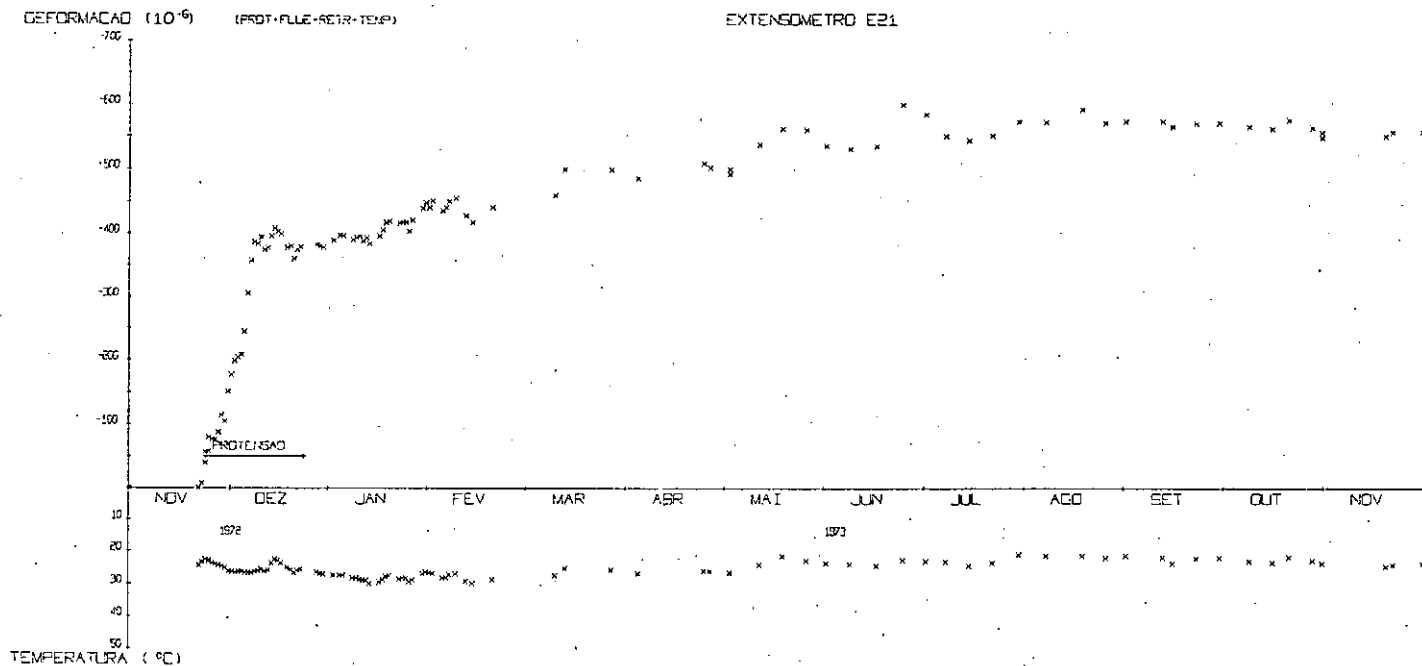


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.22

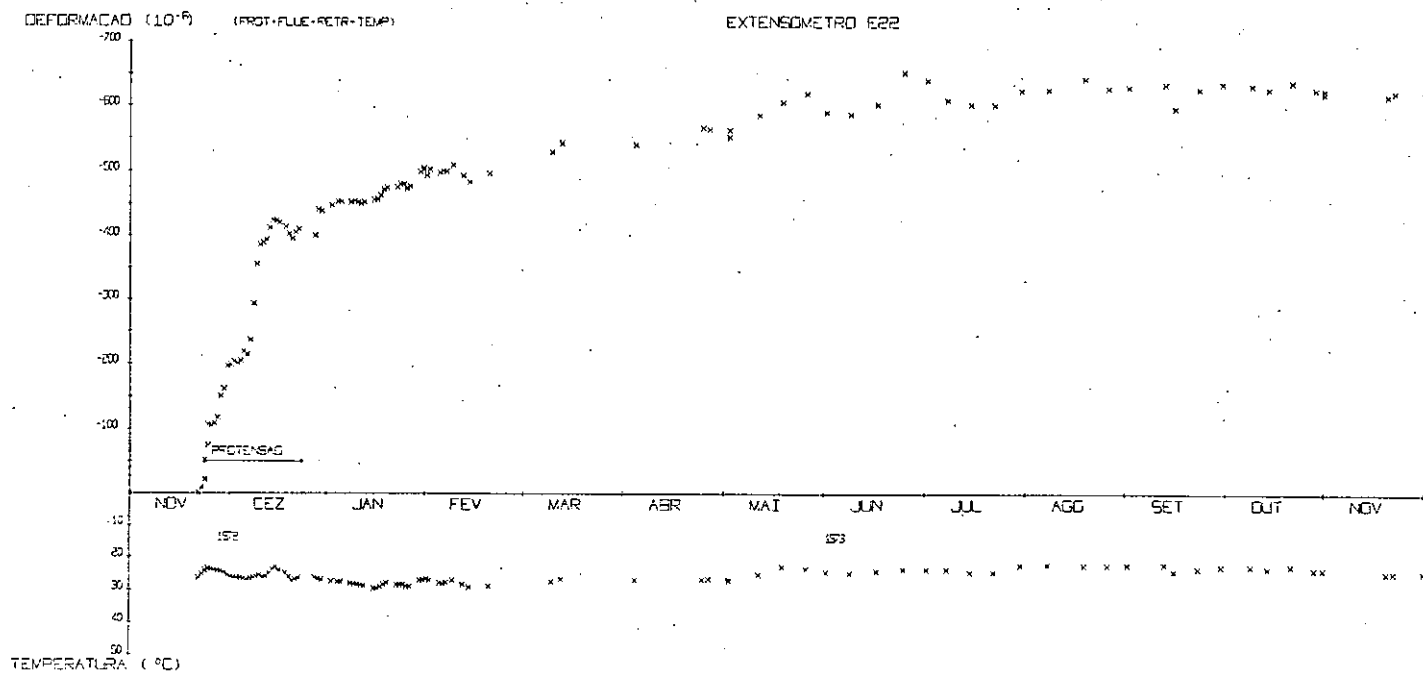


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.23

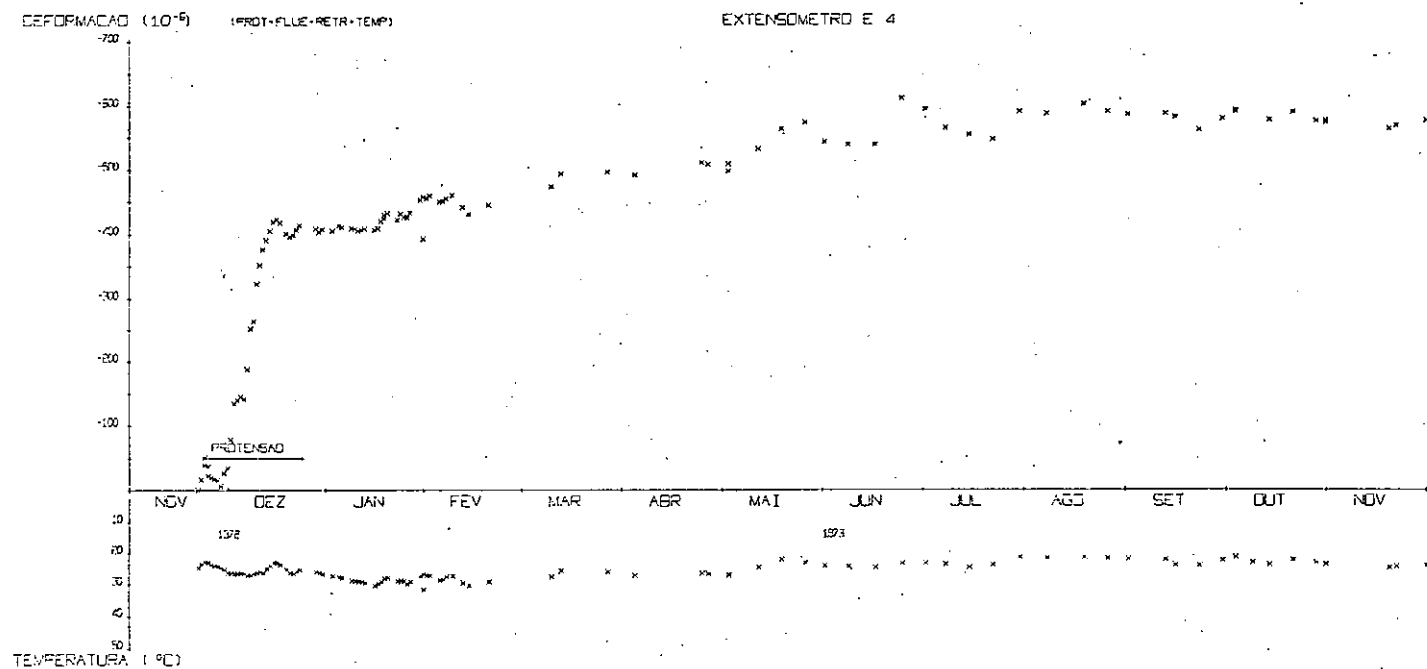


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.24

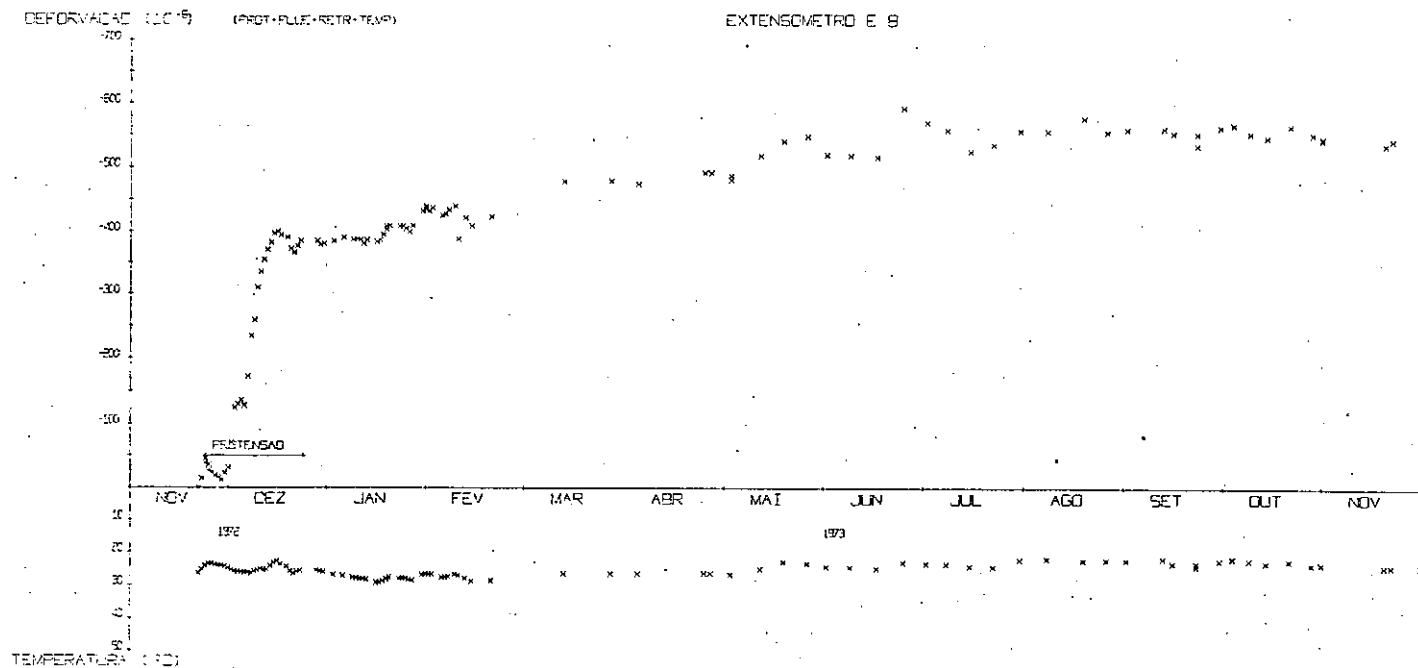


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.25

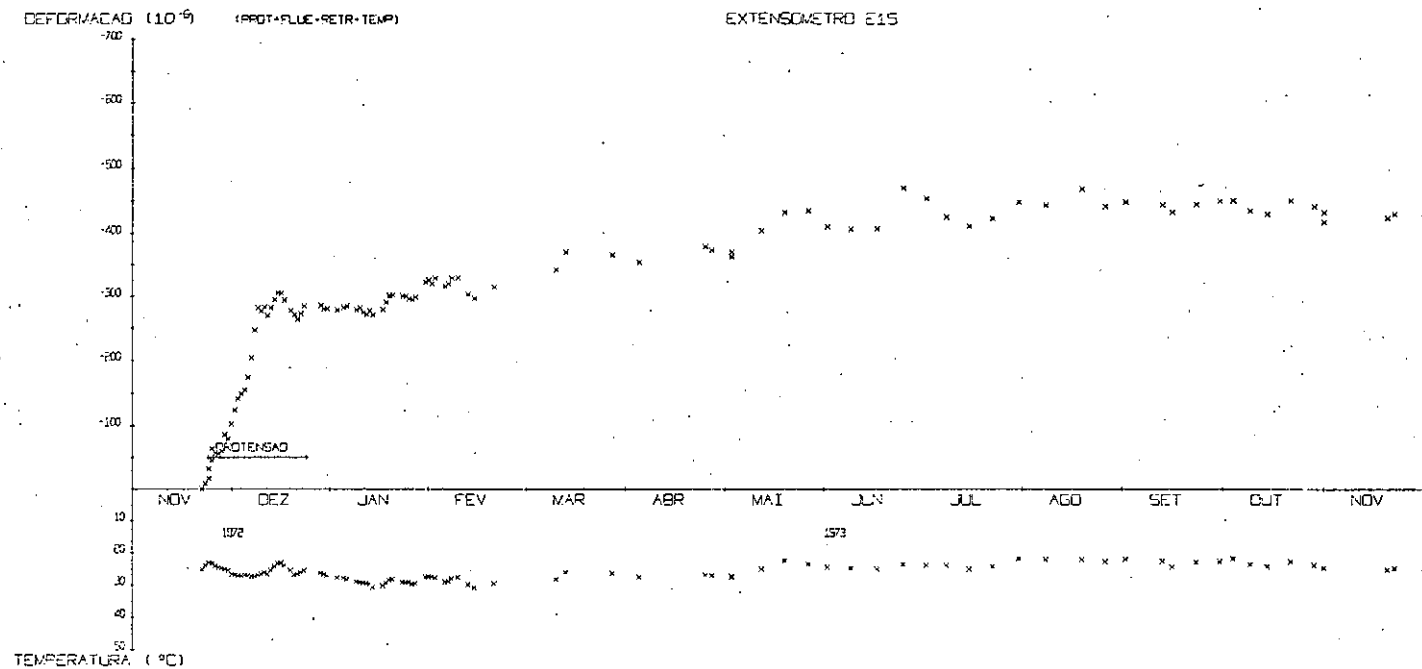


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.26

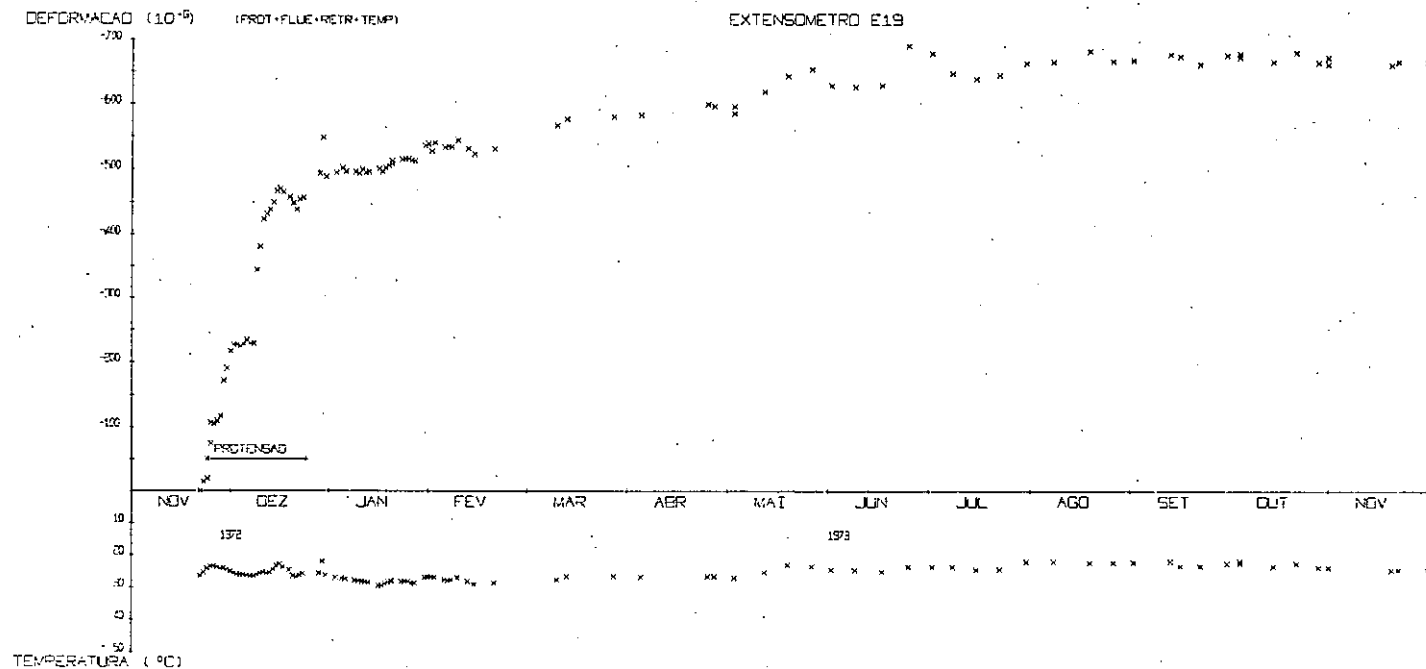


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.27

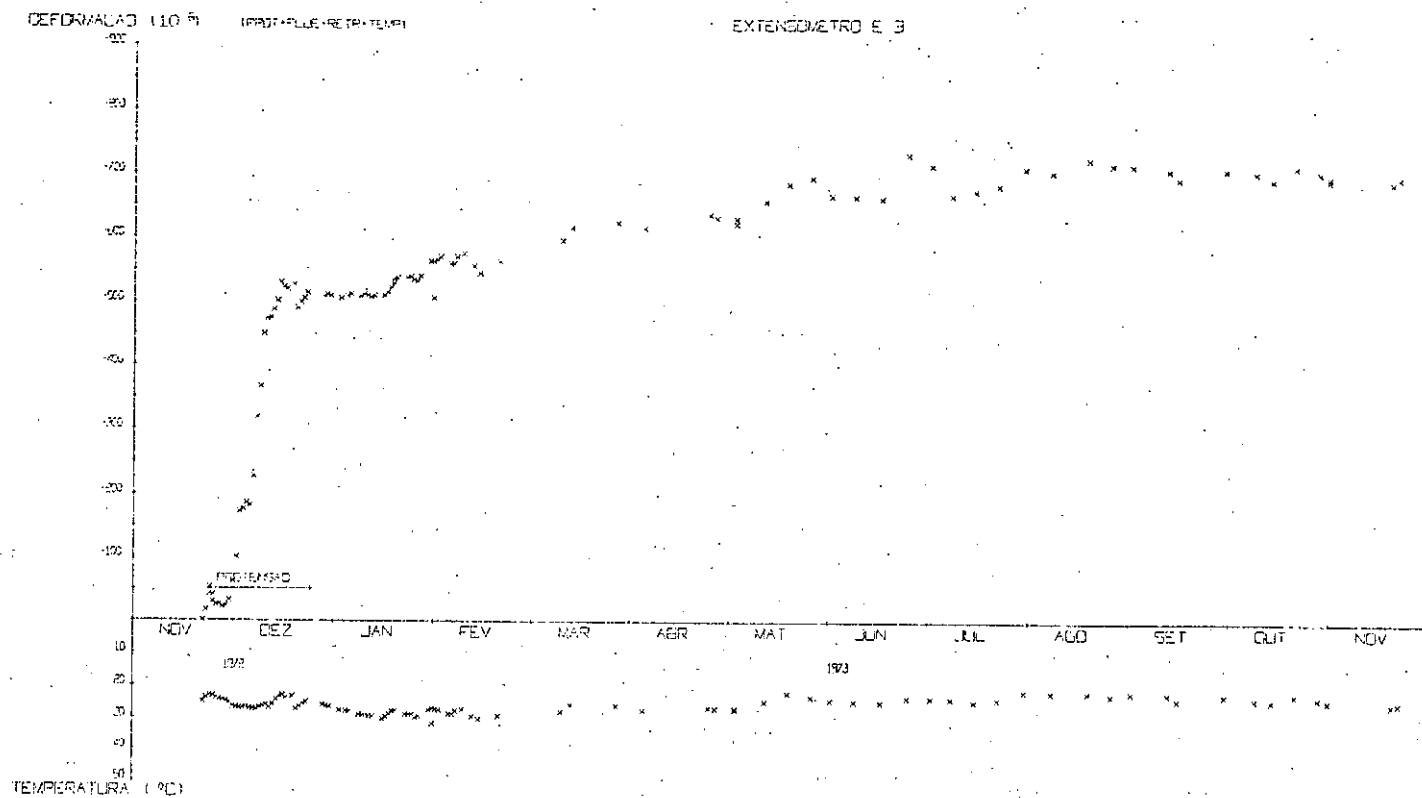


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.28

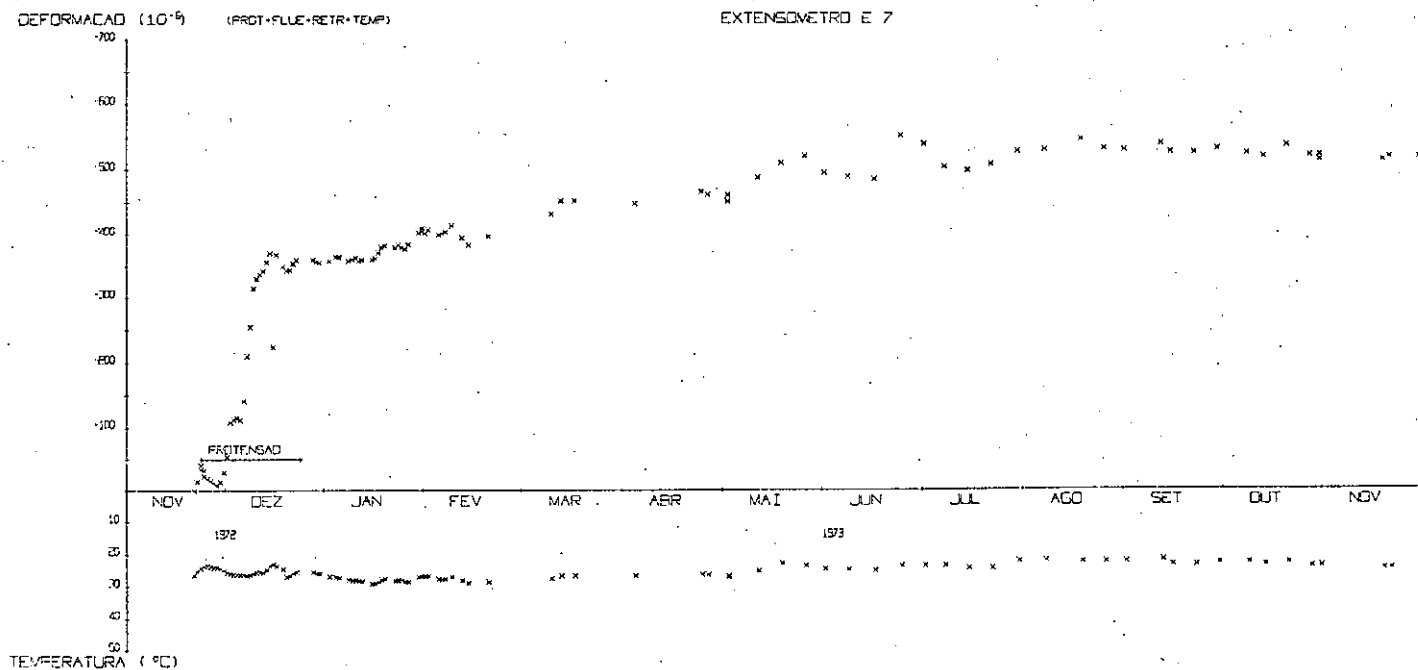


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.29

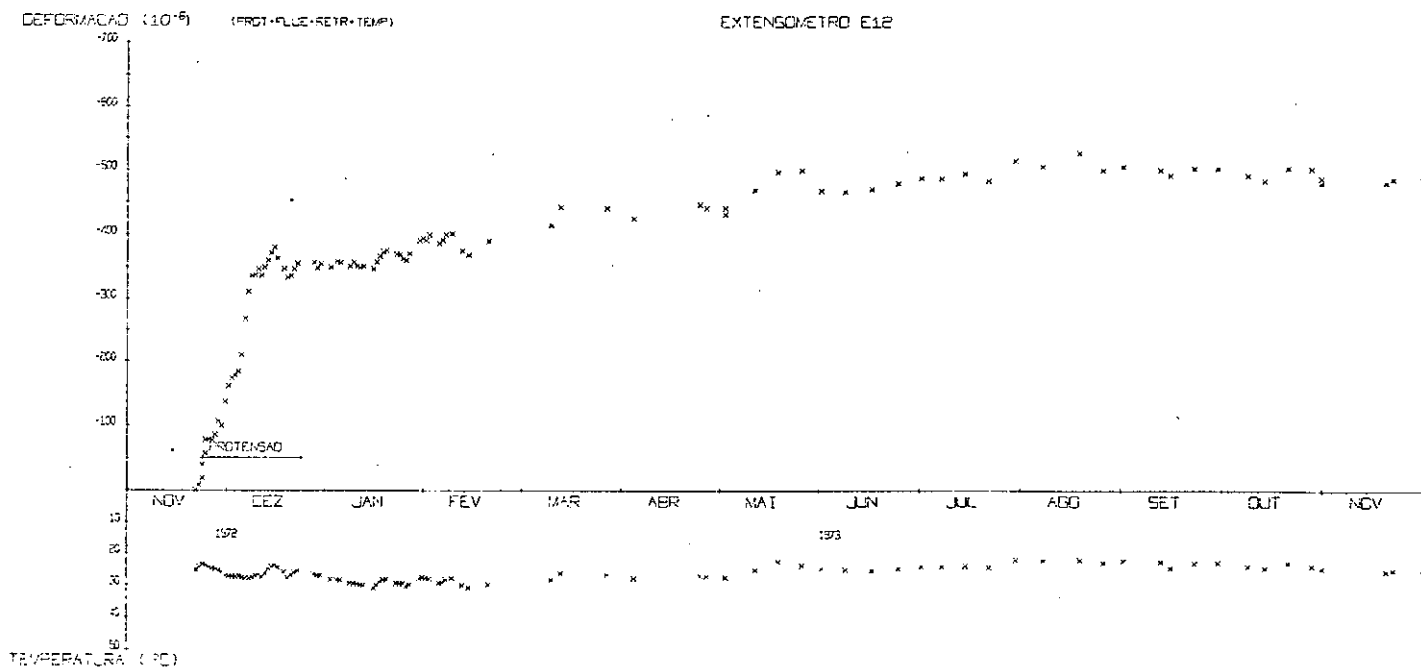


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.30

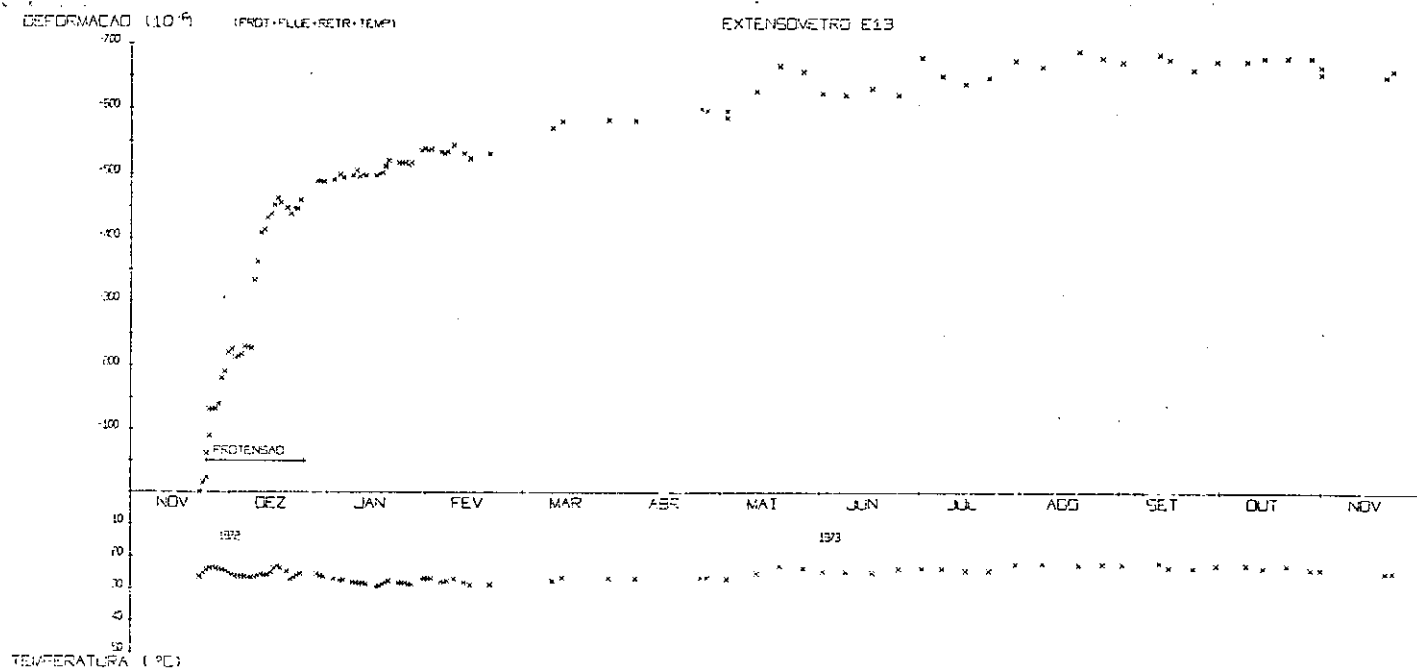


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.31

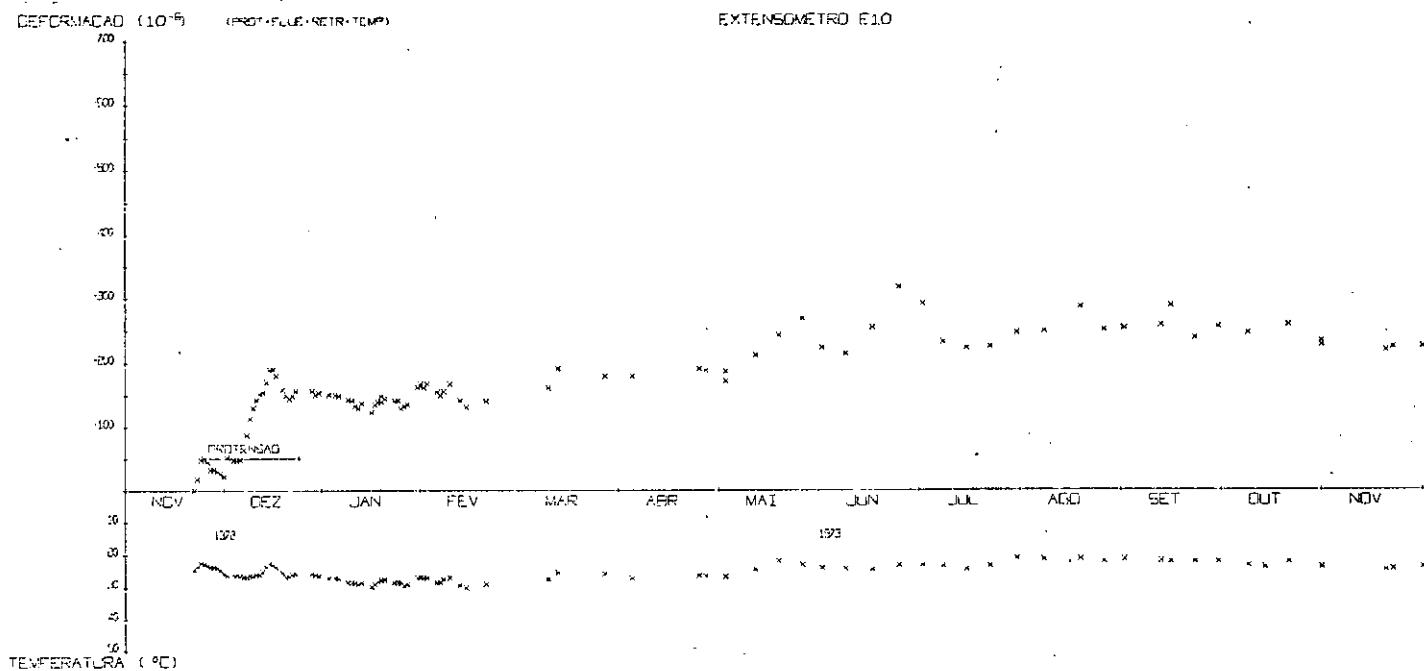


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.32

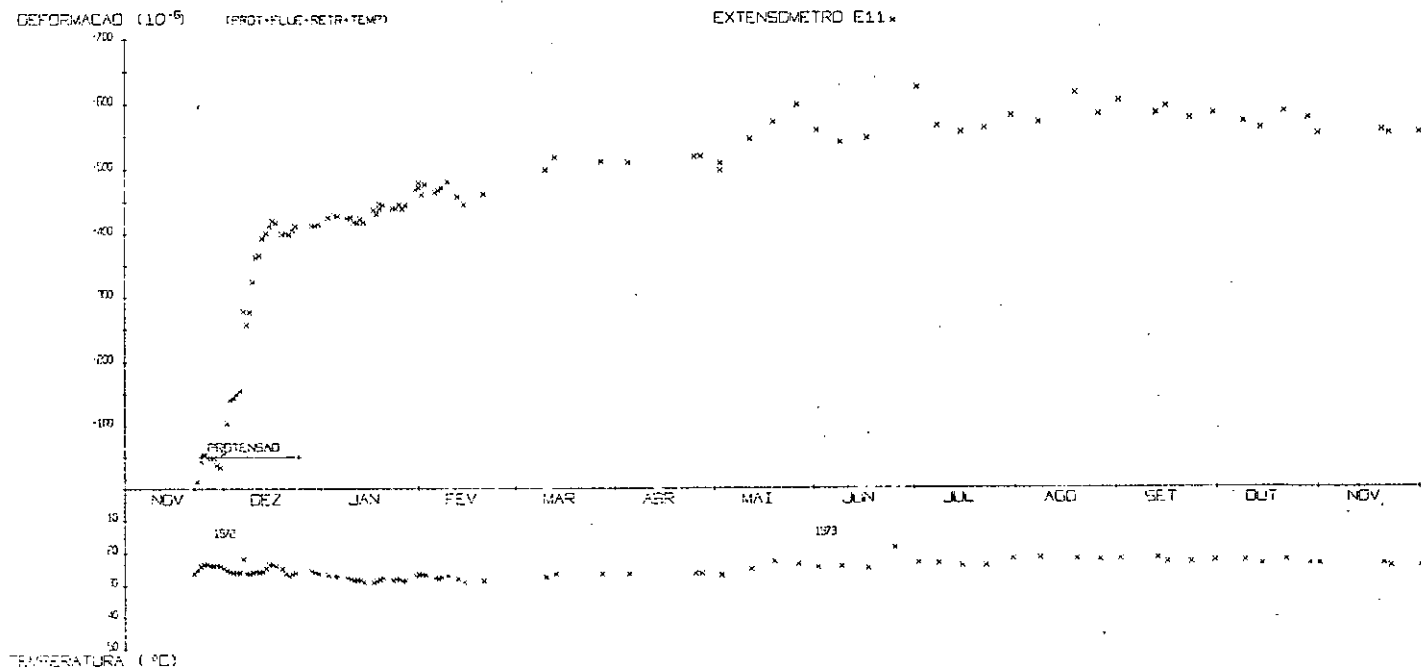


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.33

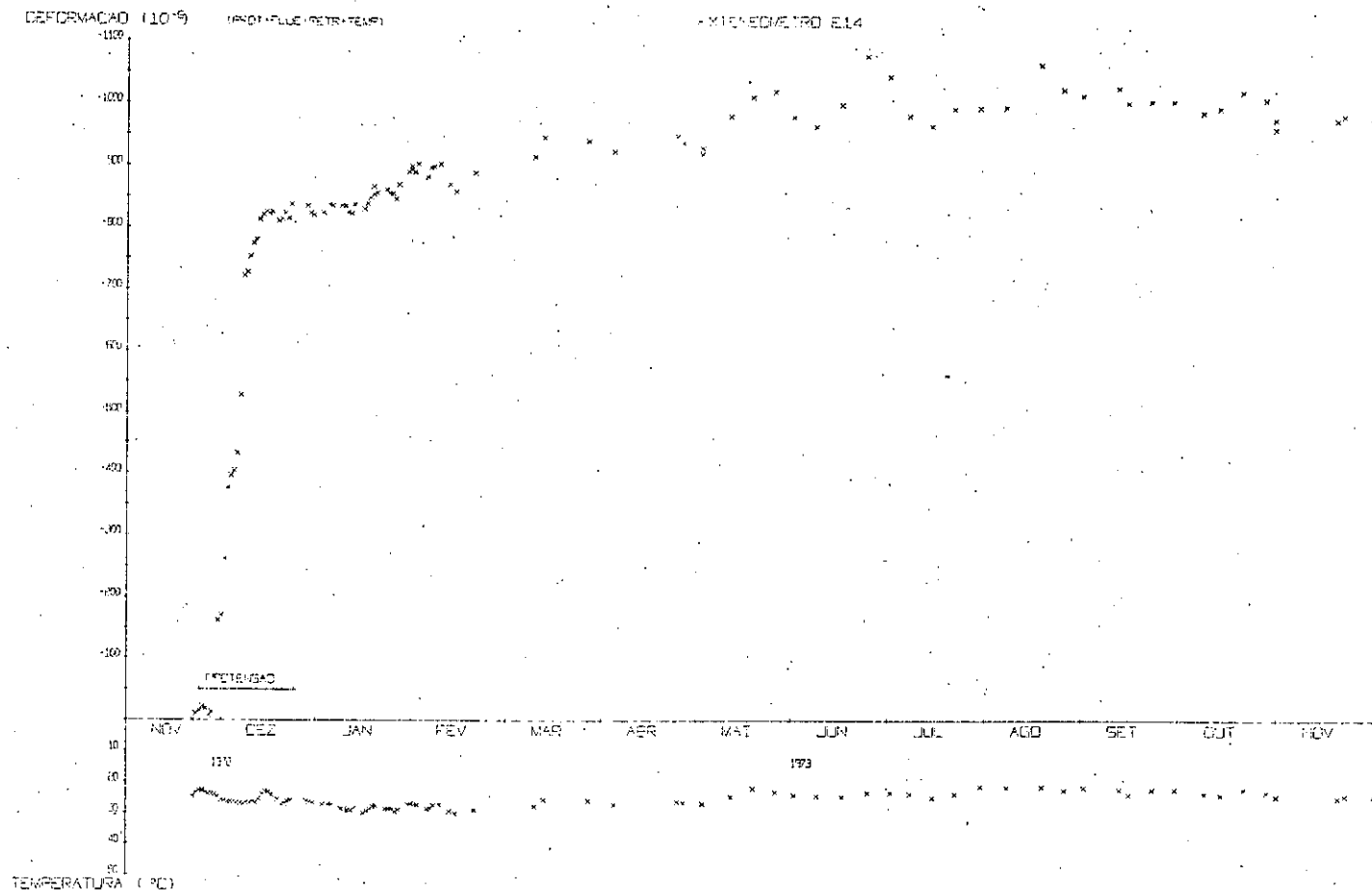


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.34

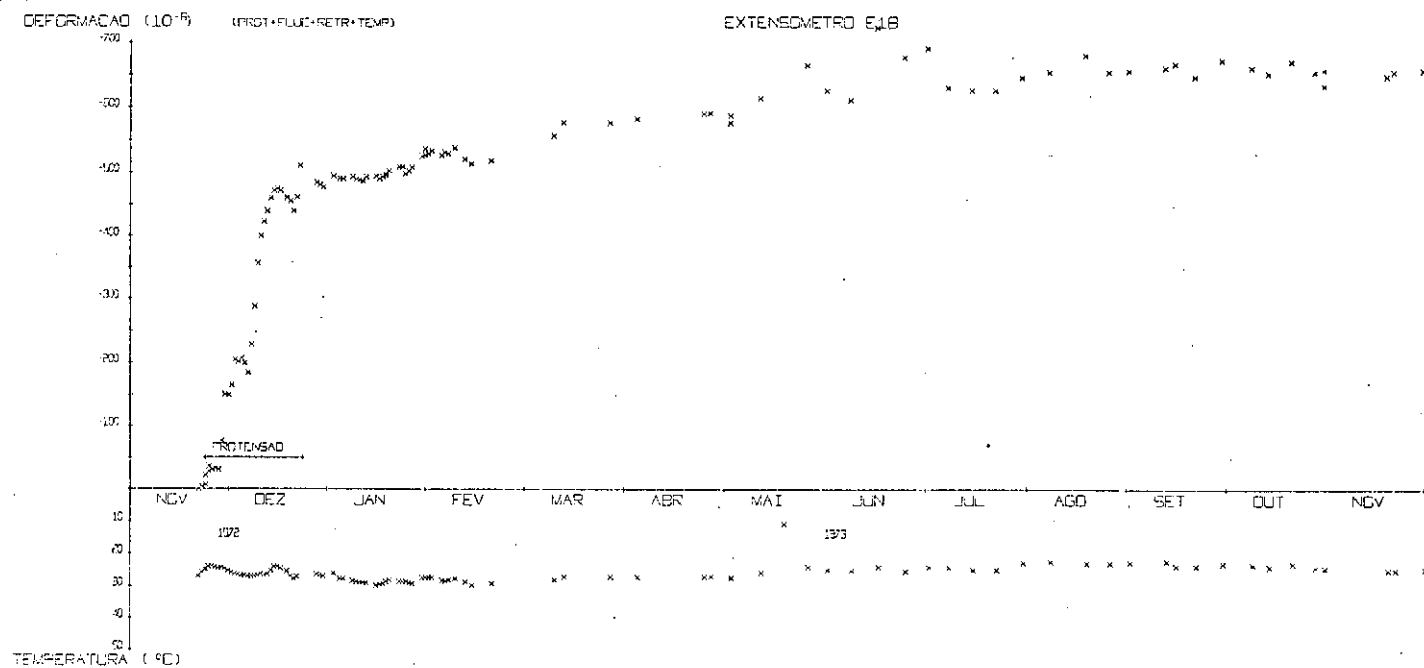


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.35

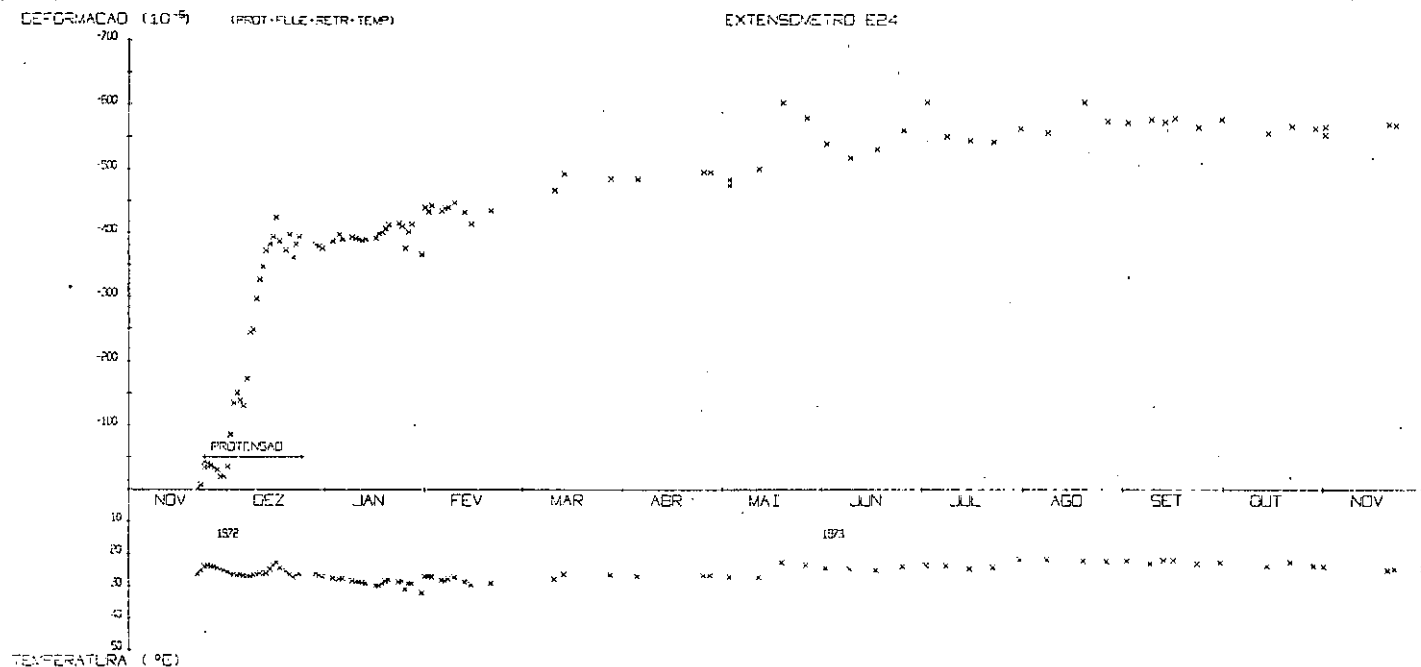


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.36

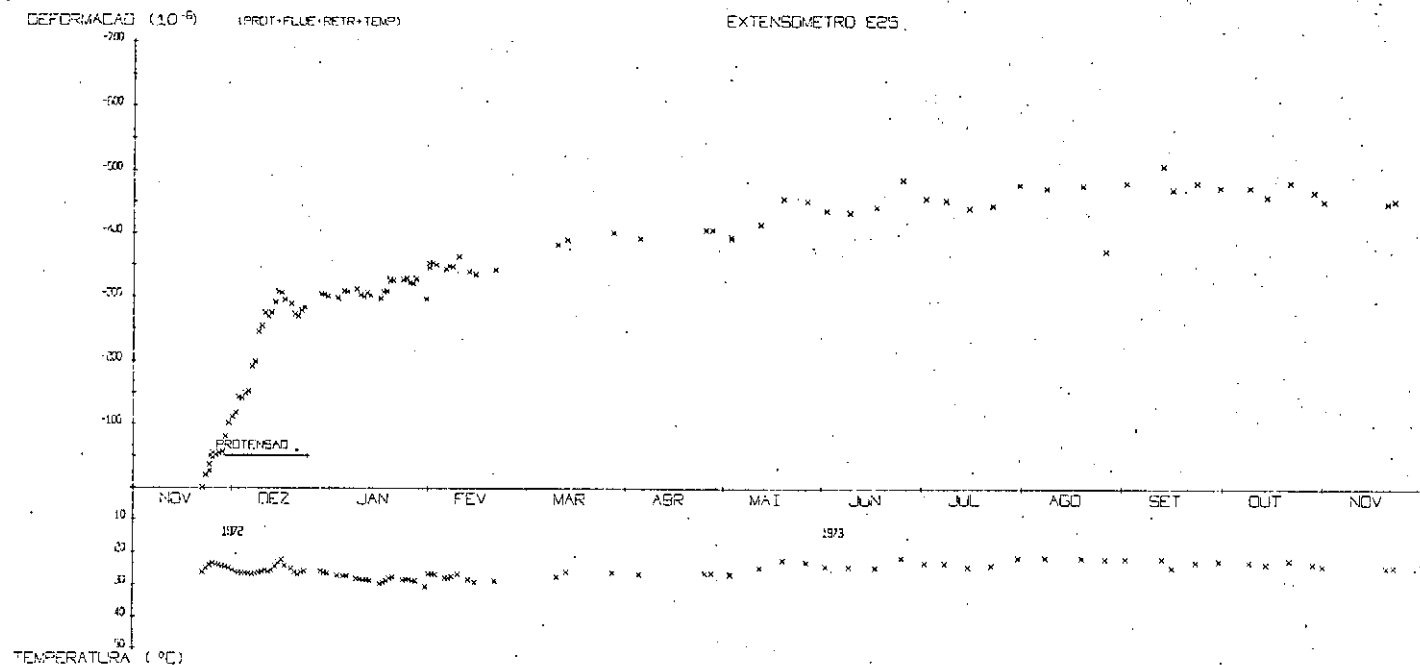


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.37

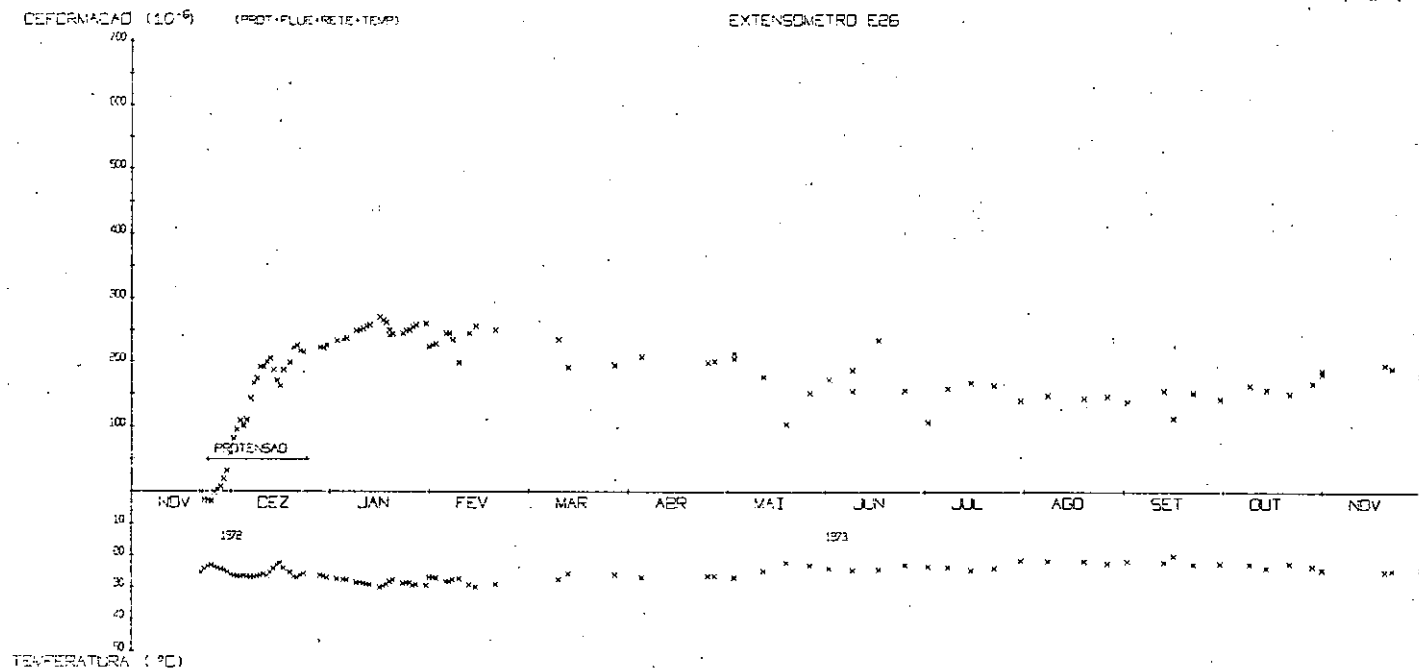


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.38

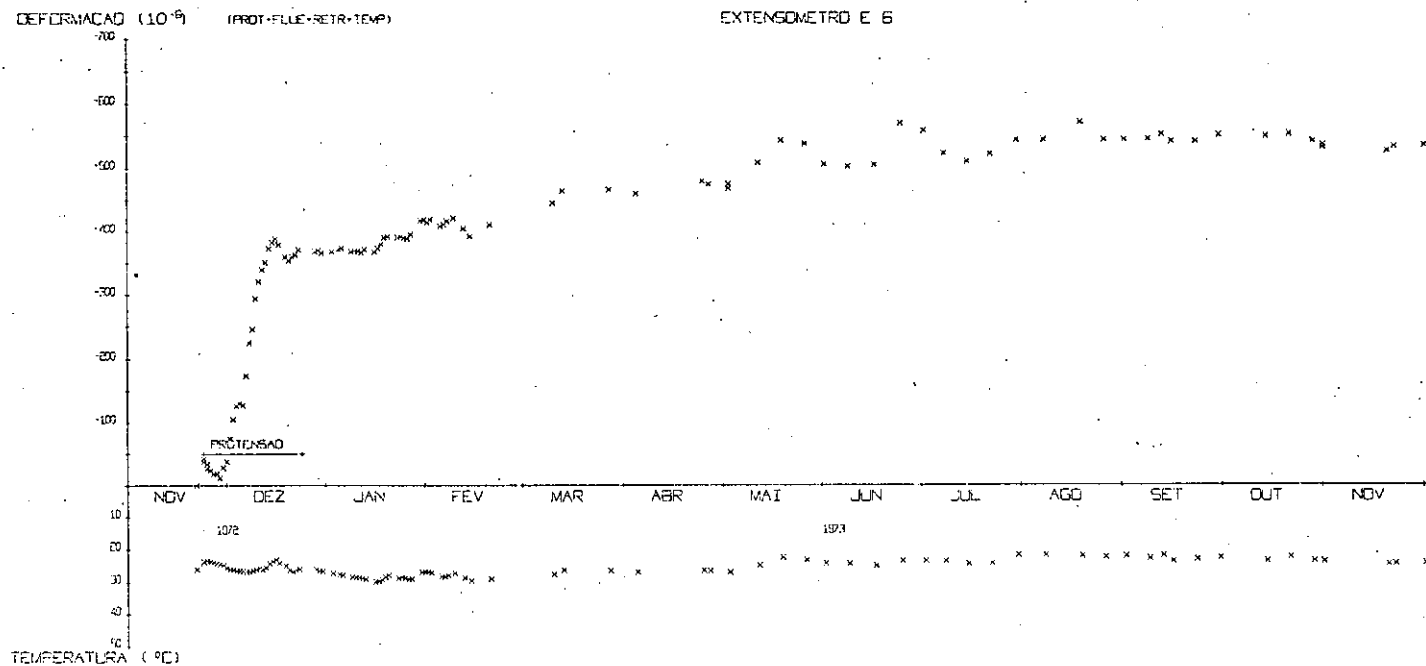


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.39

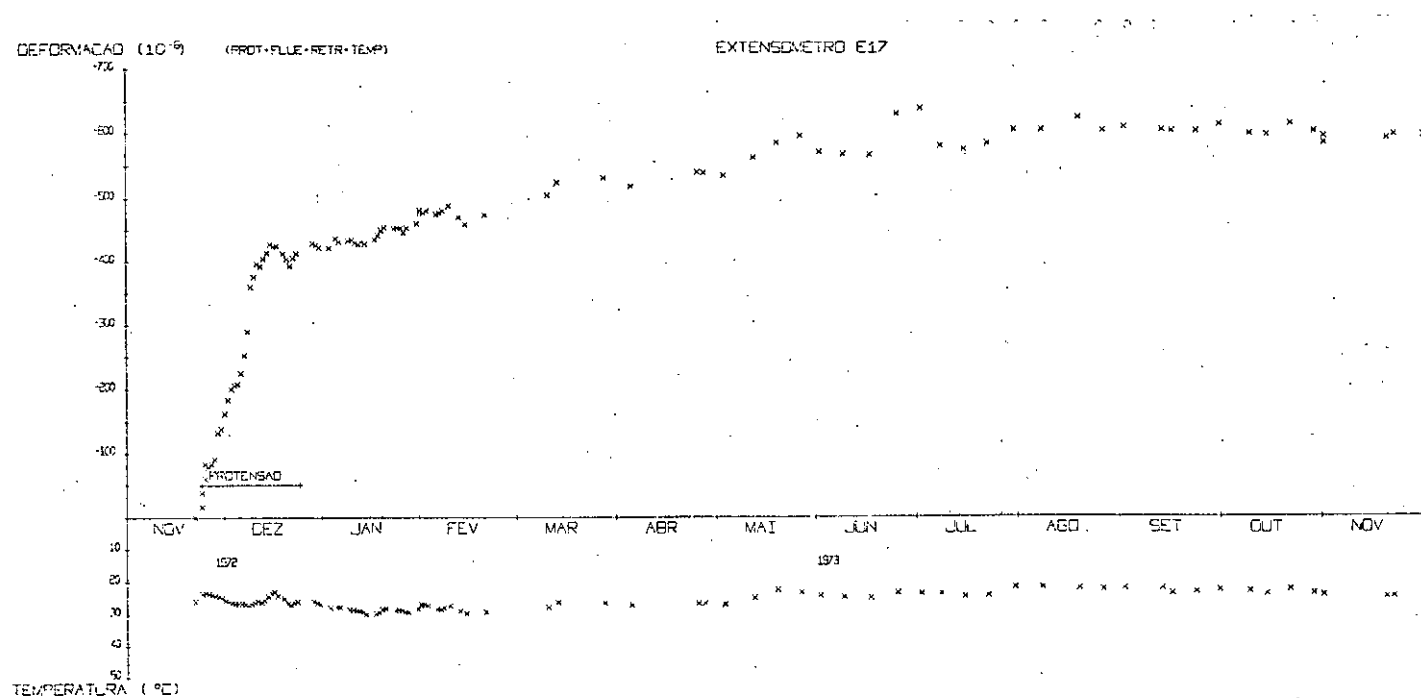


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.40

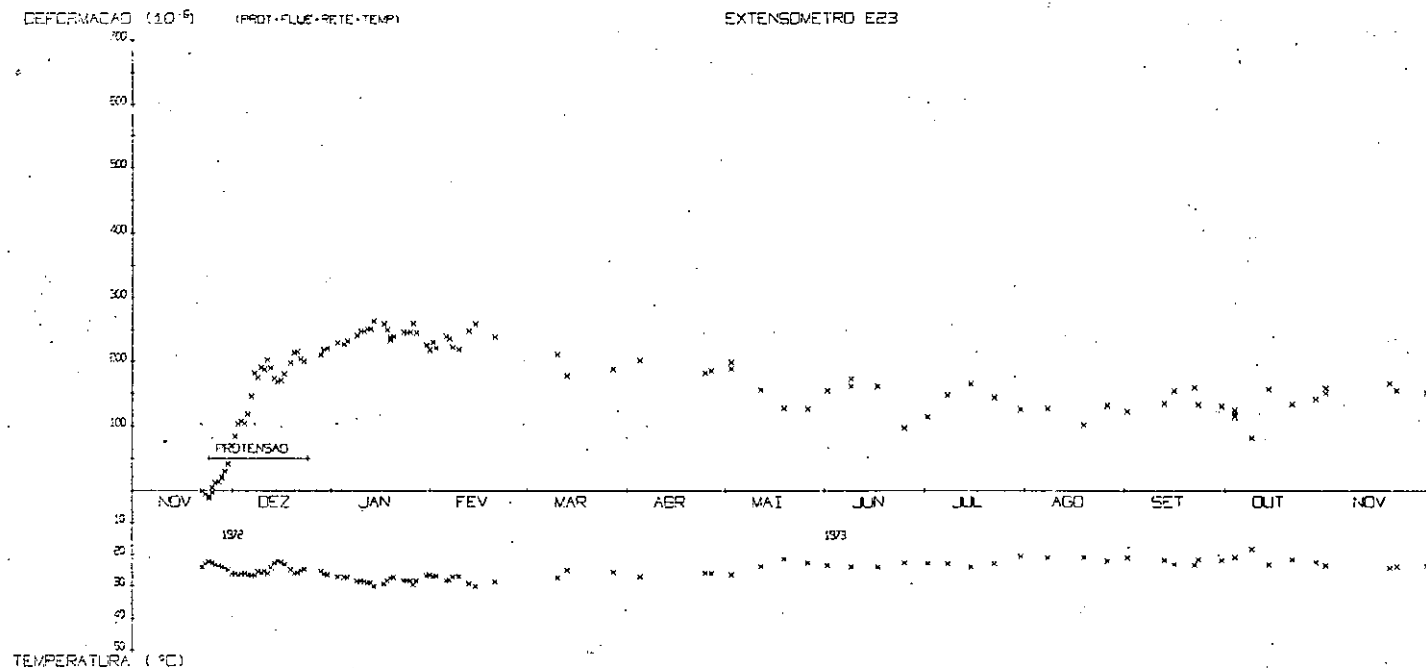


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.41

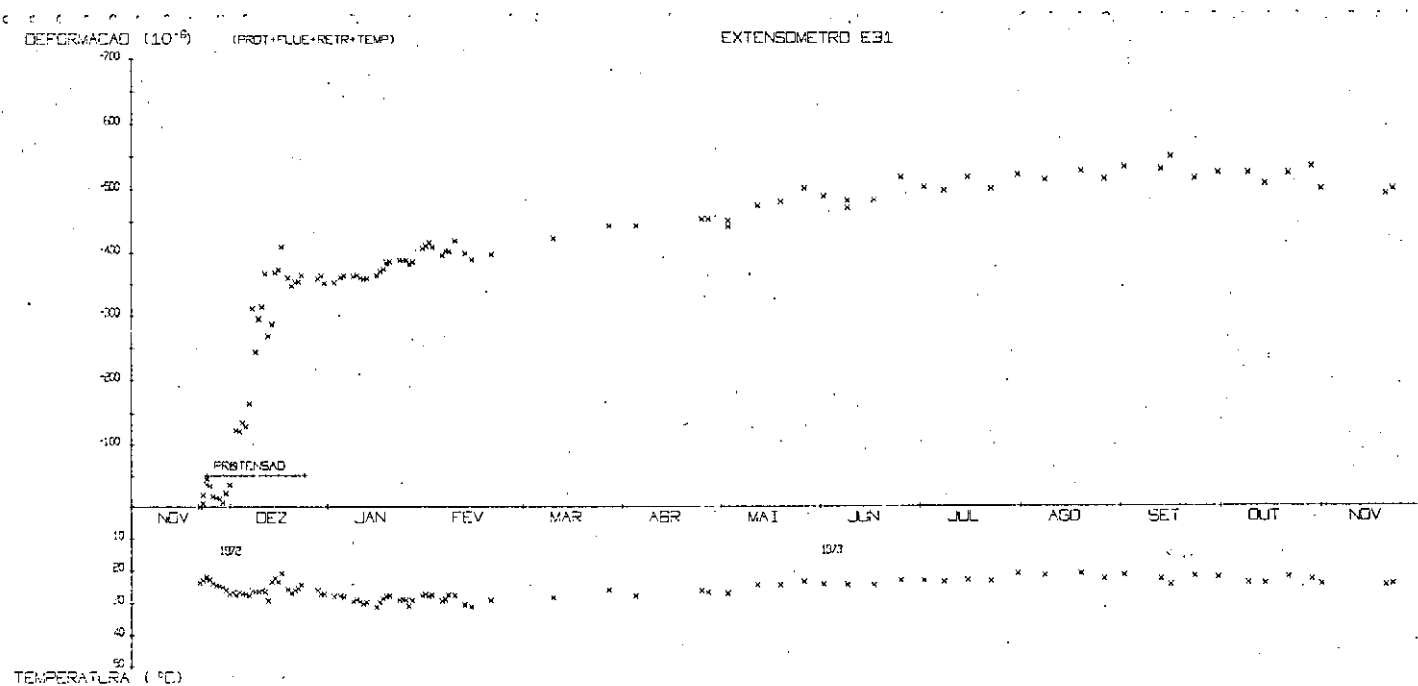


GRÁFICO DEFORMAÇÃO TOTAL E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO

FIGURA 4.42

No decorrer deste período a placa de reação não foi solicitada por cargas normais ao plano, ou seja, pelas forças verticais auto-equilibradas provenientes da realização de ensaios estruturais.

A deformação total inclui não só aquelas produzidas por um estado tensional como também por variações de volume do concreto. Por este motivo, convém assinalar que a conversão deste estado de deformação em tensões no concreto, não corresponde às instaladas pela protensão e pela atuação do peso próprio.

Verificam-se por esses gráficos deformações iniciais bem mais elevadas do que as que se poderiam esperar pelo valor do módulo de deformação longitudinal aos 28 dias de idade e pela força de protensão aplicada. Justifica-se por ter sido a protensão efetuada com o concreto ainda novo, encontrando-se em certas regiões com 10 dias de idade, e pela seção de concreto reduzida pelos furos transversais e longitudinais das bainhas não injetadas (protensão com aderência posterior). Acrescenta-se também o fato, observado nos gráficos, de que alguns cabos ao serem protendidos encontravam o concreto apresentando o fenômeno de fluência devido à pré-compressão provocada pelos cabos anteriores.

Durante a fase de protensão o efeito de Poisson se fez sentir no sentido da protensão mais fraca, porém desaparecendo no decorrer do tempo.

Nota-se no concreto um mau condutor de calor, não apresentando variações bruscas de temperatura no seu interior, mantendo-se aproximadamente em um valor médio das temperaturas ambiente ocorridas durante o ano.

4.3 - Diagrama de deformações totais do concreto na seção

Utilizando as medidas de superfície realizadas com o

extensômetro mecânico removível "defôrmetro de Huggenberger" e as de interior com os extensômetros Carlson, foram traçados diagramas de deformações totais do concreto na seção, ao final da protensão e em duas idades posteriores à injeção das bainhas, da seção S1 a S5 (figuras 4.43 a 4.52).

Com auxílio desses diagramas tem-se uma visão geral do bom funcionamento dos extensômetros elétricos.

As deformações totais determinadas pelos extensômetros elétricos apresentam, em certos pontos, resultados influenciados pelo efeito local relativo ao grande acúmulo de furos longitudinais e transversais, devidos às bainhas sem a injeção de pasta de cimento, até o final da protensão.

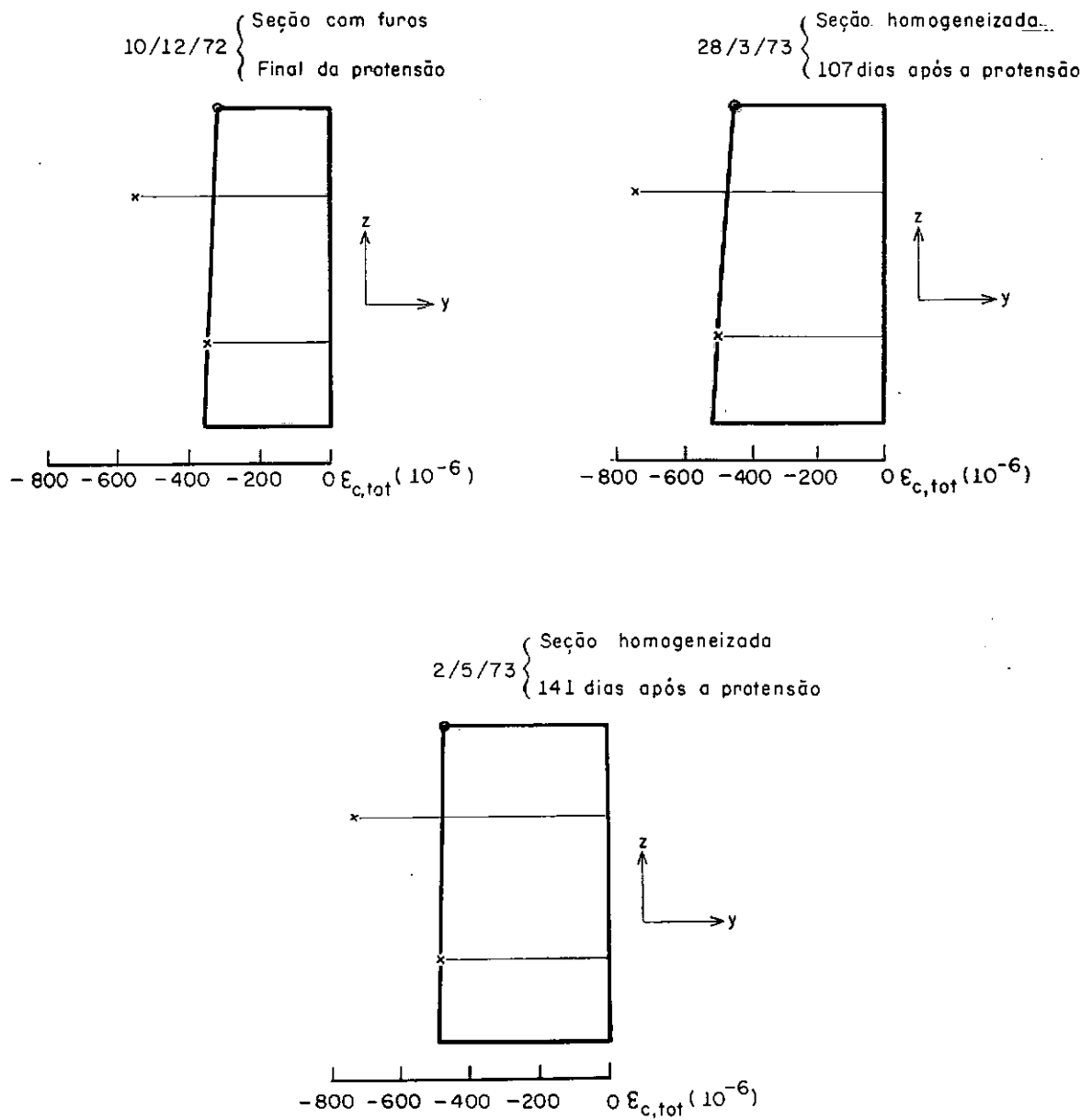
Os diagramas permitem também observar o estado de deformação na seção antes e depois da atuação do peso próprio associado aos efeitos reológicos do concreto.

Tendo em vista a obtenção da curva de fluência e o Coeficiente de Poisson, tornou-se necessário descontar da deformação total as variações de comprimento do concreto causadas por uma retração e por variações de temperatura.

4.4 - Efeitos térmicos

Com o emprego dos extensômetros Carlson, a dedução da parcela devida às variações de temperatura torna-se simples, conhecido o coeficiente de dilatação térmica do concreto.

Este coeficiente pode ser determinado com uma certa precisão, com extensômetros embutidos em um concreto livre de tensões, através do traçado de gráficos traduzindo a variação de comprimento em função da temperatura (ref.19).



Legenda

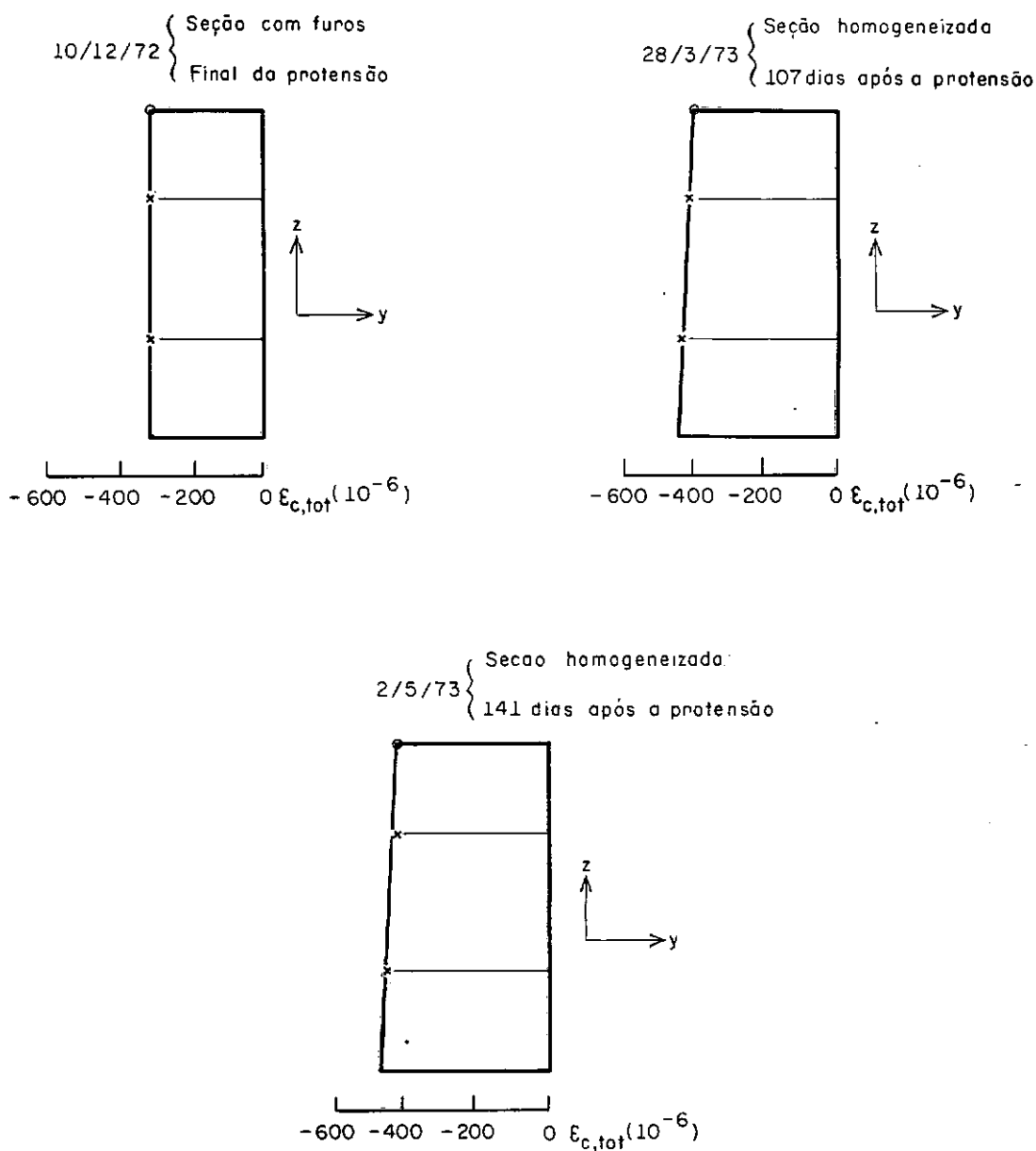
- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S1 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

Aparelhos - D1, E20, E2

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.43



Legenda

o - deformação total na superfície (face superior)

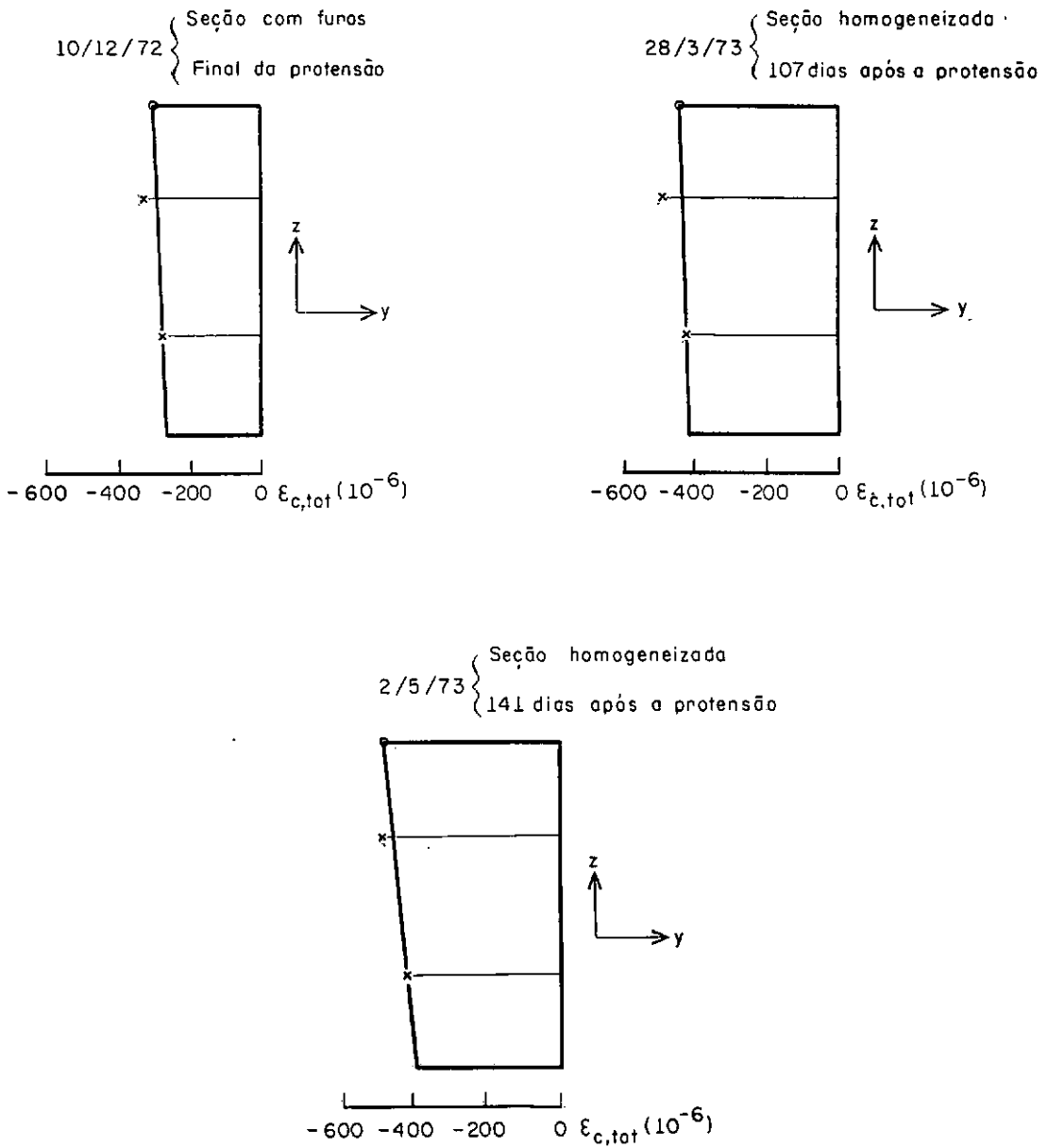
x - deformação total interna

S1 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

Aparelhos - D2, E16, E1

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.44



Legenda

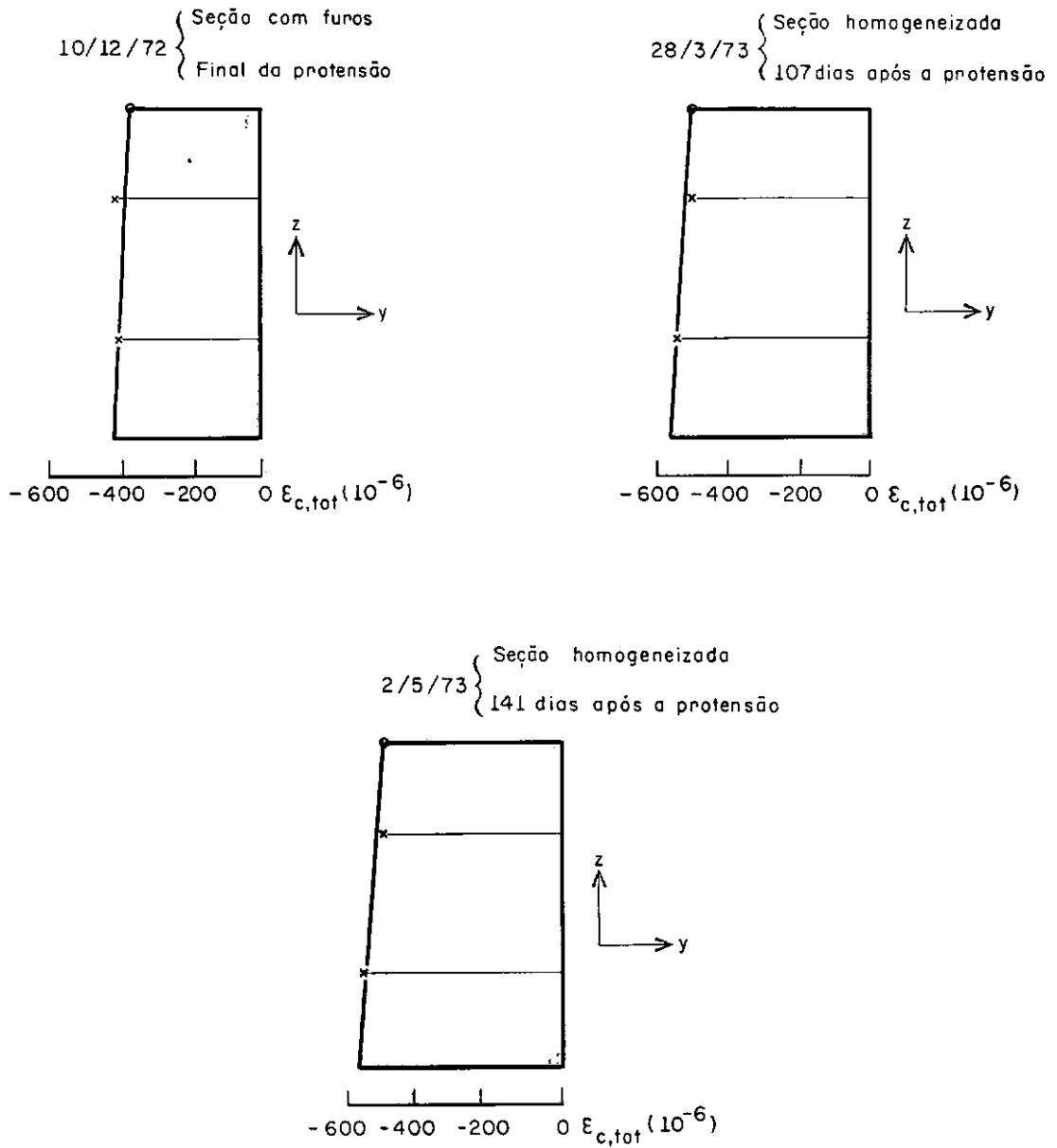
- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S2 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

Aparelhos - D3, E5, E9

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.45



Legenda

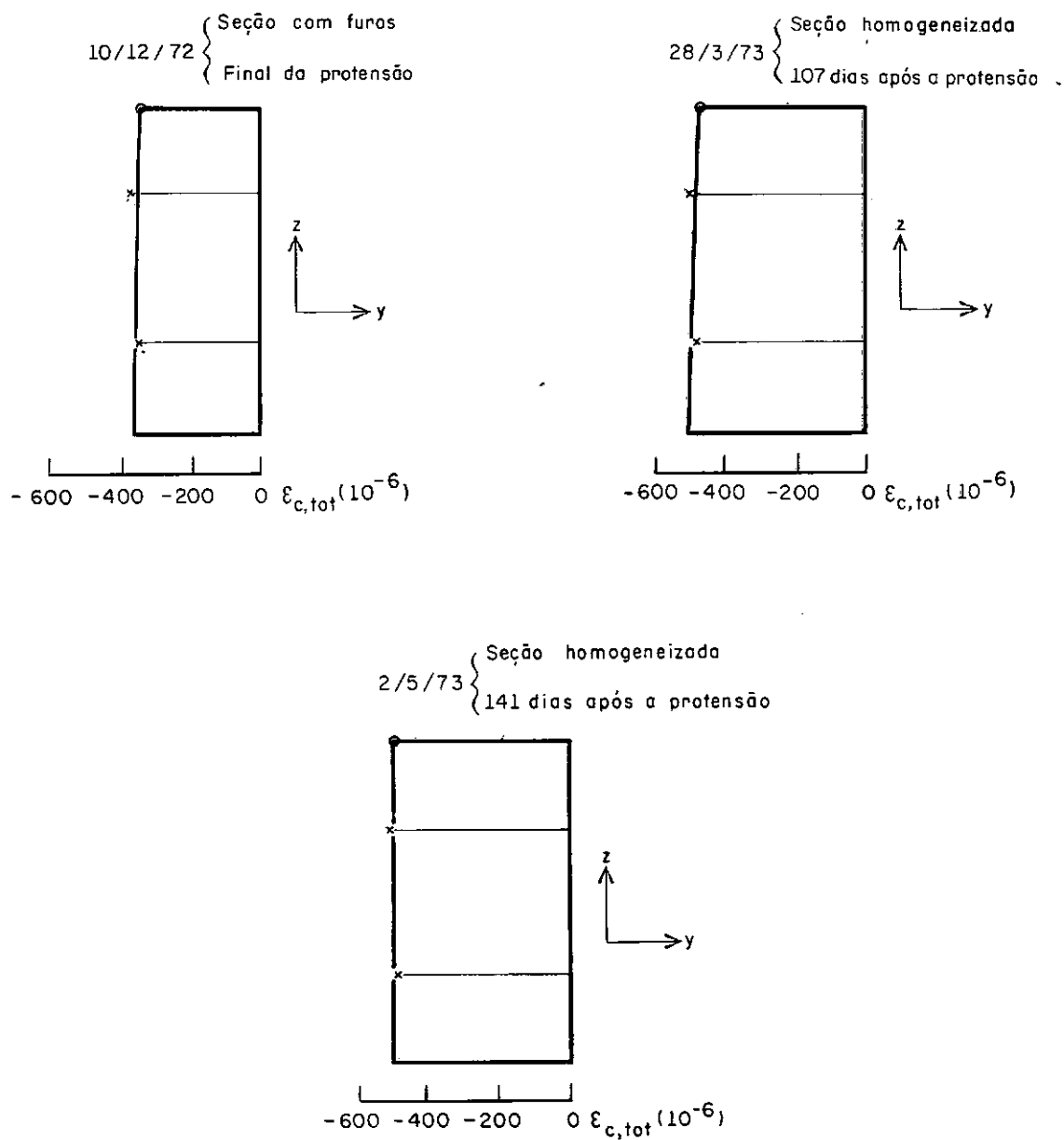
- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S2 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

Aparelhos - D4, E21, E22

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.46



Legenda

o--deformação total na superfície (face superior)

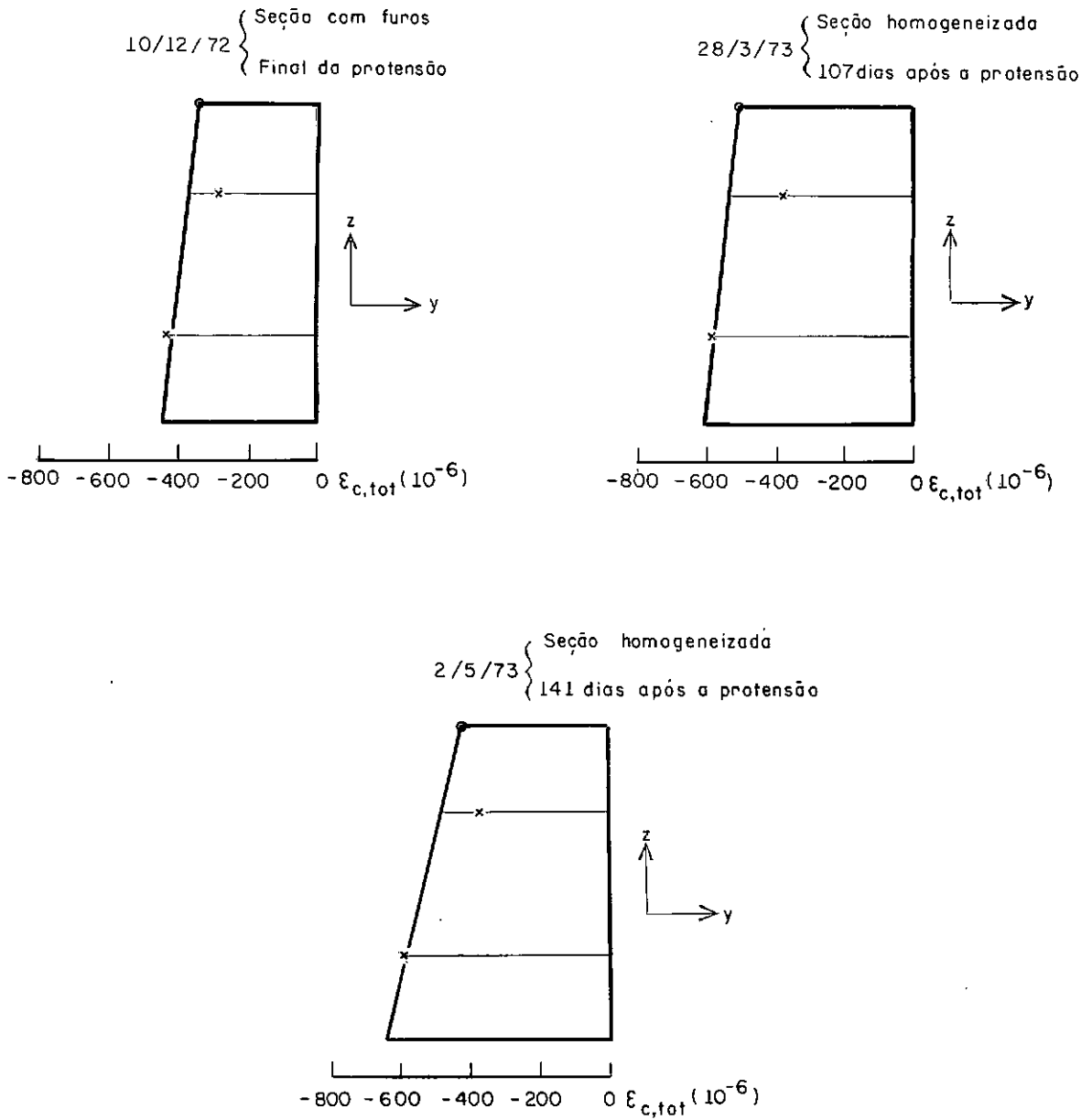
x--deformação total interna

S3 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

Aparelhos - D5, E4, E8

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.47



Legenda

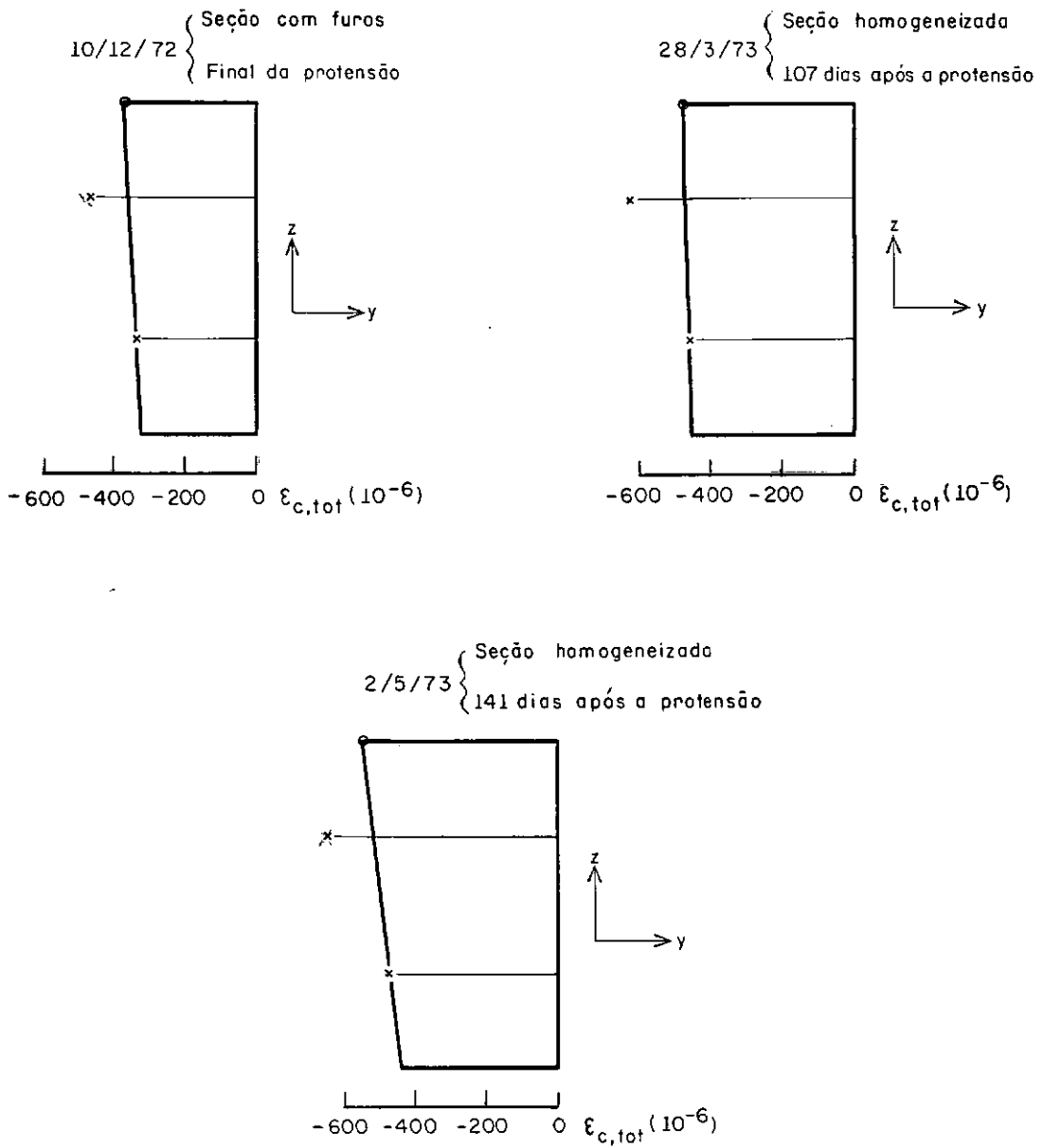
- - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S3 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

Aparelhos - D6, E15, E19

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.48



Legenda

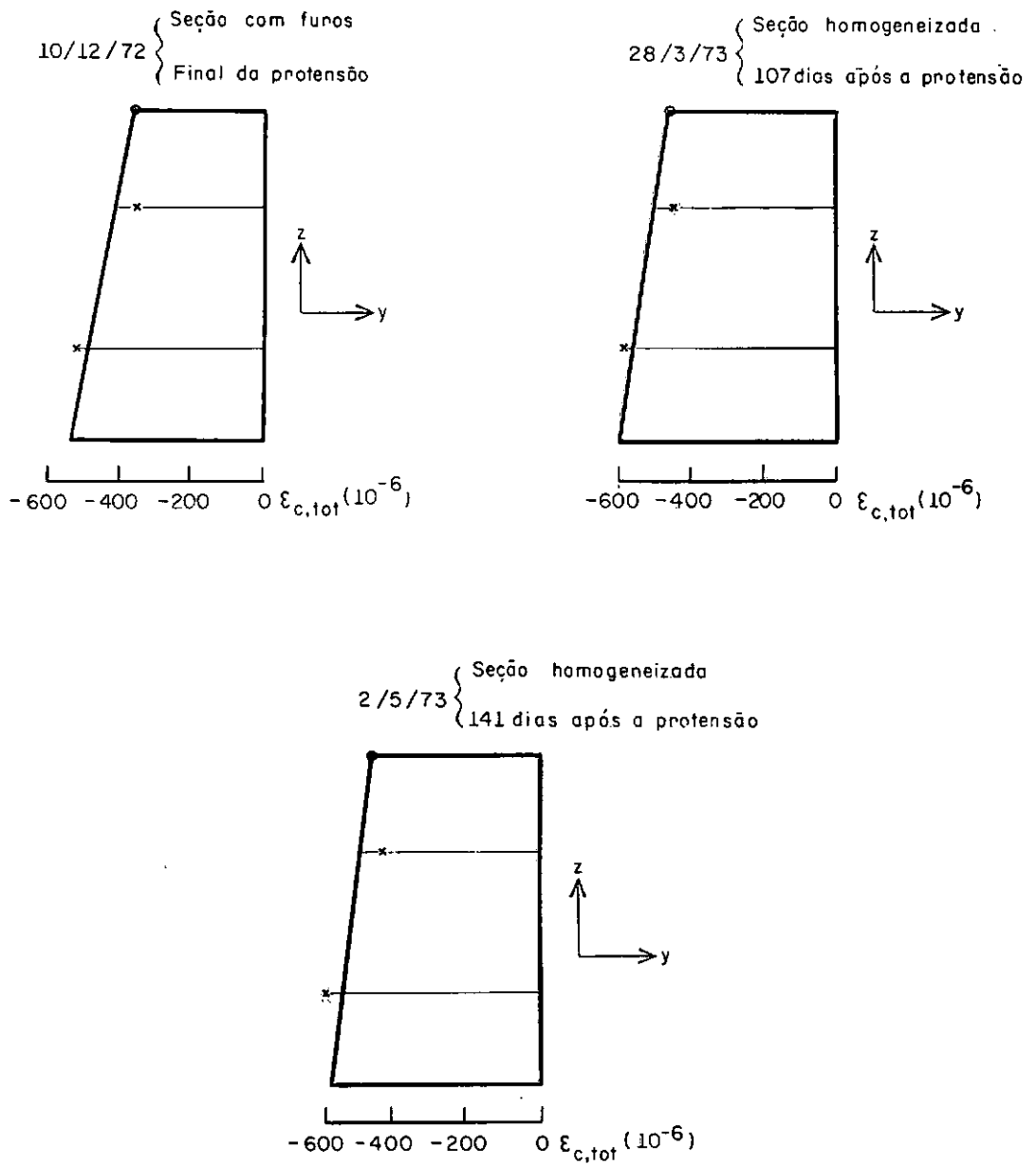
- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S4 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

Aparelhos - D7, E3, E7

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.49



Legenda

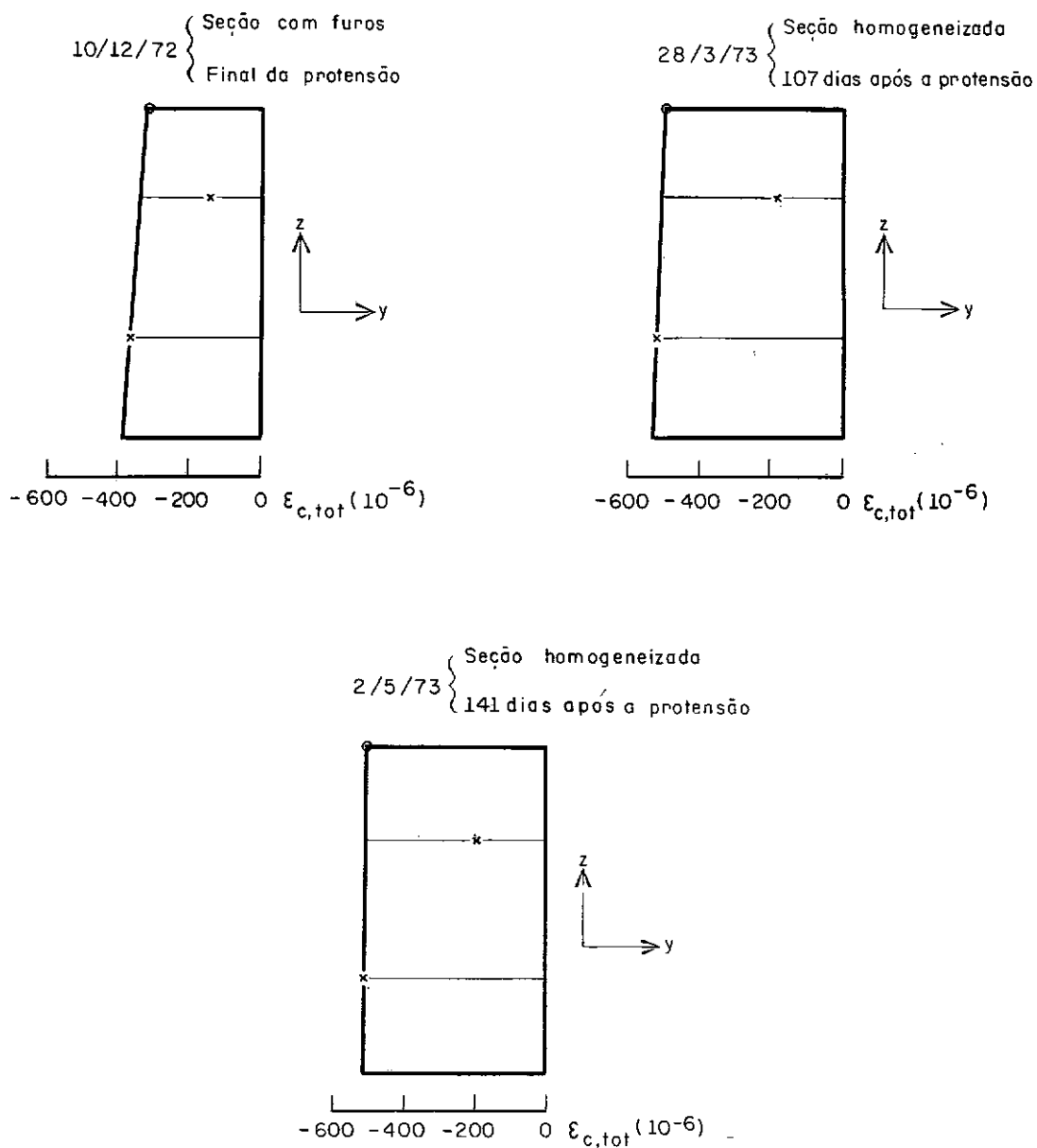
- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S4 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

Aparelhos - D8, E12, E13

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.50



Legenda

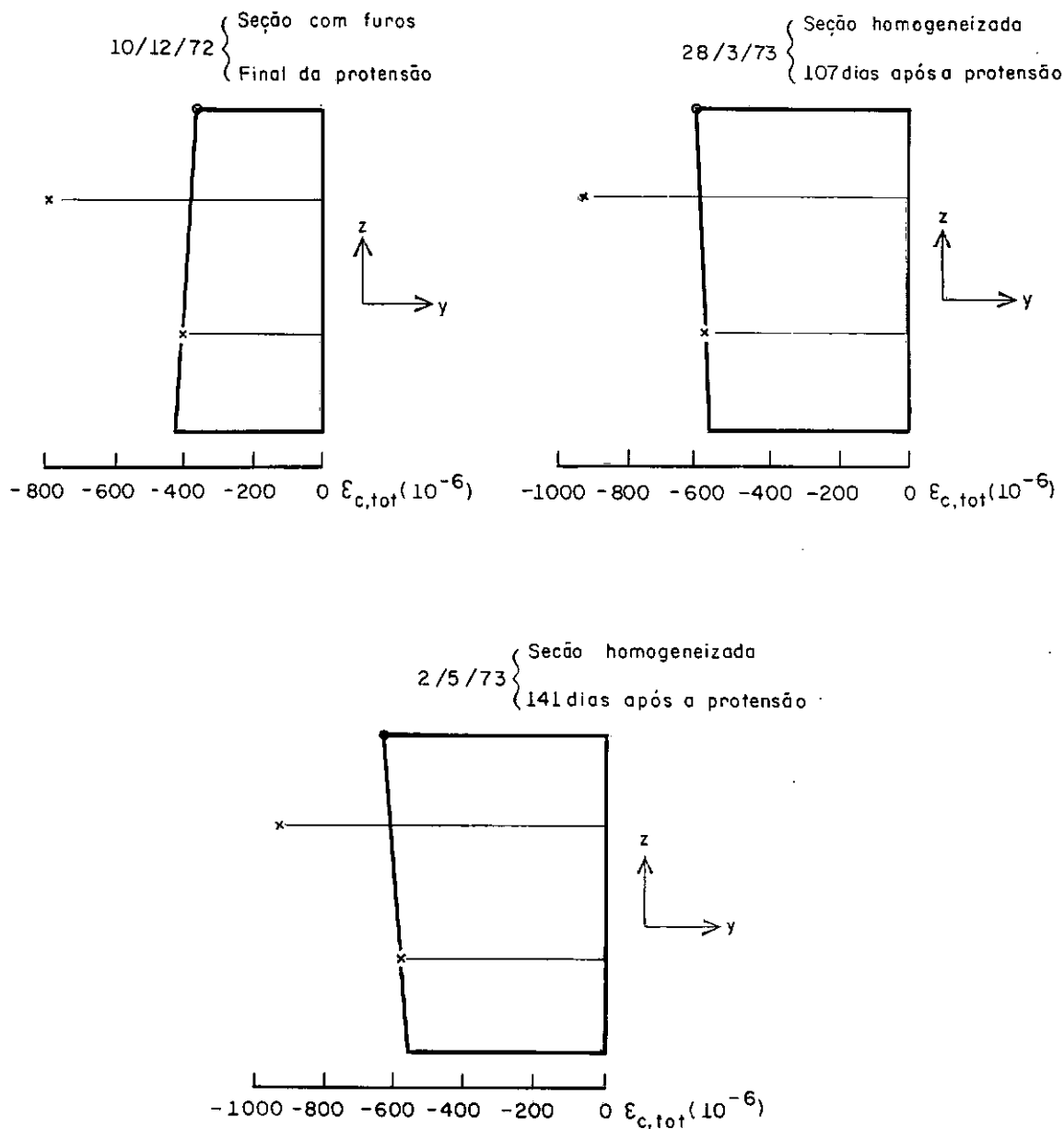
- - deformação total na superfície (face superior)
- × - deformação total interna

S5 - DIREÇÃO LONGITUDINAL

Aparelhos - D9, E10, E11

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.51



Legenda

- o - deformação total na superfície (face superior)
- x - deformação total interna

S5 - DIREÇÃO TRANSVERSAL

Aparelhos - D10, E14, E18

DIAGRAMA DE DEFORMAÇÕES TOTAIS DO CONCRETO NA SEÇÃO

Figura 4.52

Seja a curva da figura 4.53 relativa a um concreto sem tensões, durante as primeiras horas após o seu lançamento, admitindo-se no trecho HOJ mudanças de volume produzidas por variações de temperatura e também por expansão autôgena.

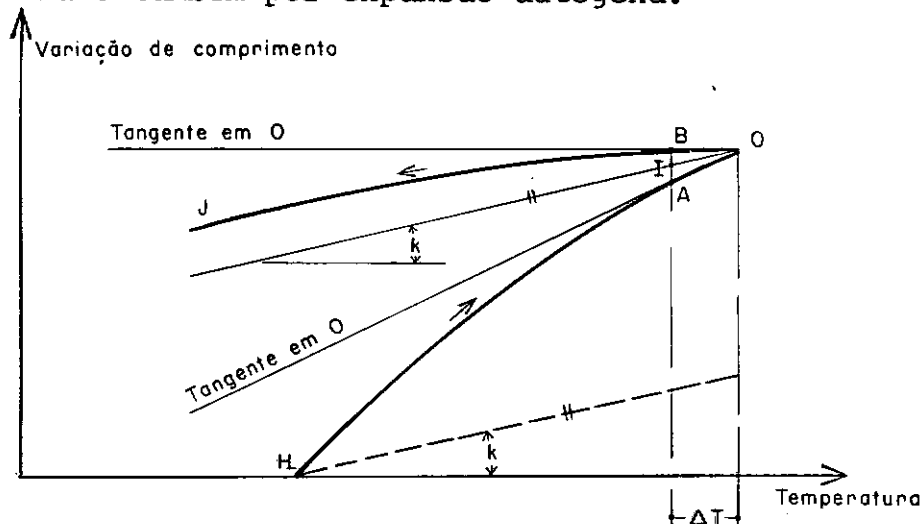


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO - TEMPERATURA

Figura 4.53

No trabalho apresentado por J. Lajinha Serafim e Marcia no Guerreiro (ref.19) a expansão autôgena de concreto é definida como sendo o resultado das reações de hidratação do cimento, sem troca de umidade com o exterior, junto com uma possível retração devida à perda de água capilar necessária à hidratação e hidrólise do cimento.

A vertical distante ΔT do ponto O intercepta as curvas em A e B. Por O traça-se uma paralela à reta cuja inclinação é o coeficiente de dilatação térmica do concreto. Fazendo A e B tenderem para O, os segmentos IA e IB corresponderão a variações iguais de expansão autôgena e AO e BO serão tangentes no ponto O.

Assim, o coeficiente de dilatação térmica do concreto é determinado pela inclinação do bissetor do ângulo formado pelas tangentes às curvas, obtidas durante o aquecimento e o resfriamen

to inicial, no ponto de temperatura máxima.

Com este fim utilizaram-se dois extensômetros elétricos da placa de reação (concreto sem tensões até o início da protensão) e os do bloco compensador.

As leituras para o traçado desses gráficos foram frequentes desde o instante em que o concreto alcançou o aparelho e se converteram nas coordenadas dos pontos pelas fórmulas 2.1 e 2.2.

Nas curvas das figuras 4.54 a 4.59 tem-se um estágio inicial em que o concreto apresentou uma variação linear de comprimento com a temperatura, causada por uma dilatação e por uma possível expansão autógena.

Após atingir a temperatura máxima, o gráfico retorna linearmente, observando-se no bloco compensador o início de uma retração em torno de 6 dias após a concretagem (considerando esta idade como referência), enquanto que na placa de reação o gráfico se mantém linear até o início da protensão.

Os valores dos coeficientes de dilatação térmica do concreto constam em cada gráfico e foi adotado $k_m = 10,0 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

A recomendação R.12,5 do CEB-FIP/1970 fornece estes coeficientes para concretos de agregados normais, podendo variar entre $7 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ e $13 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Os resultados obtidos experimentalmente comparados com os propostos por esta recomendação situam-se na faixa recomendada.

As parcelas atribuídas às variações de temperatura foram então deduzidas das deformações totais, a partir do início da

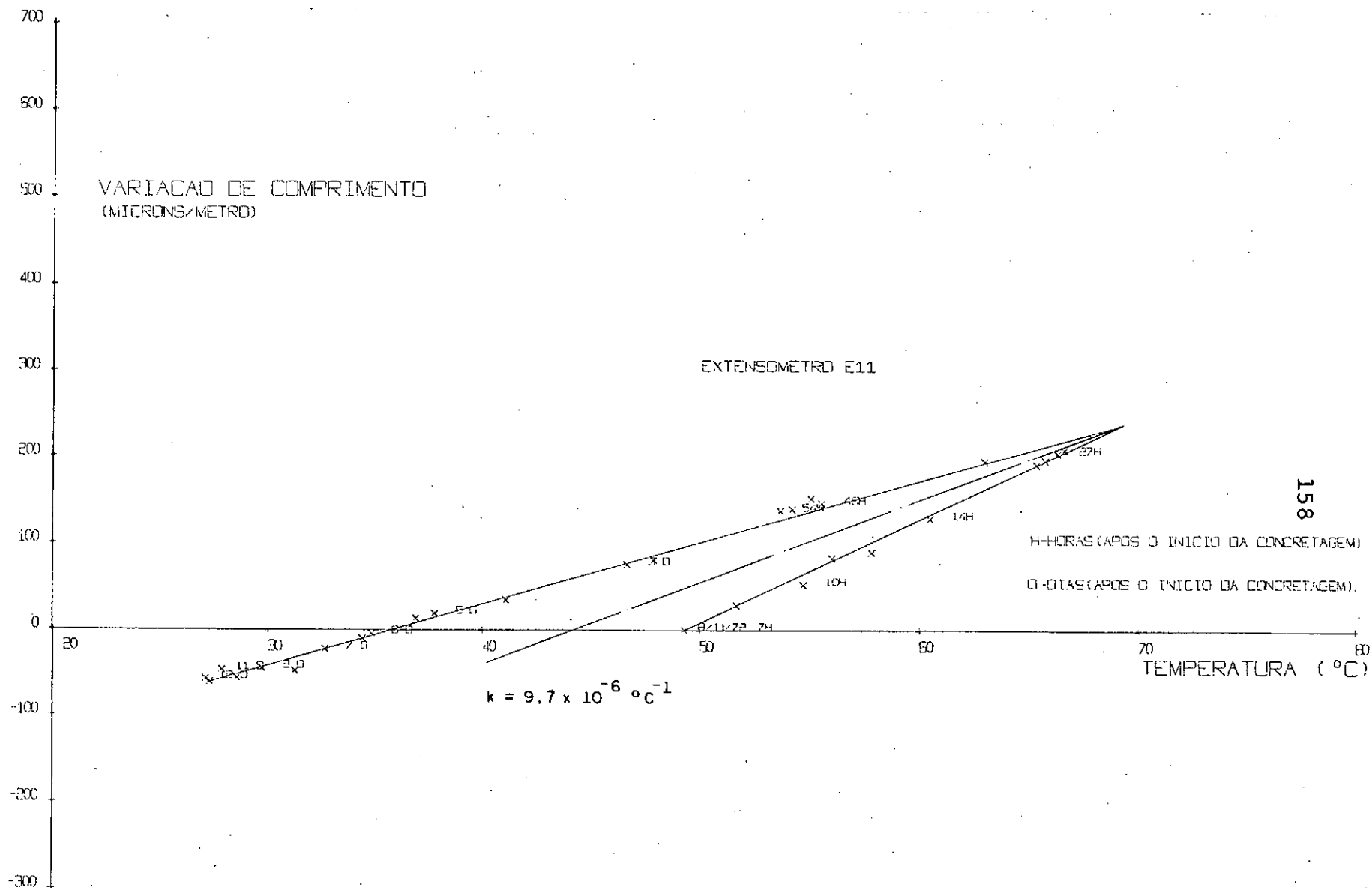


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.54

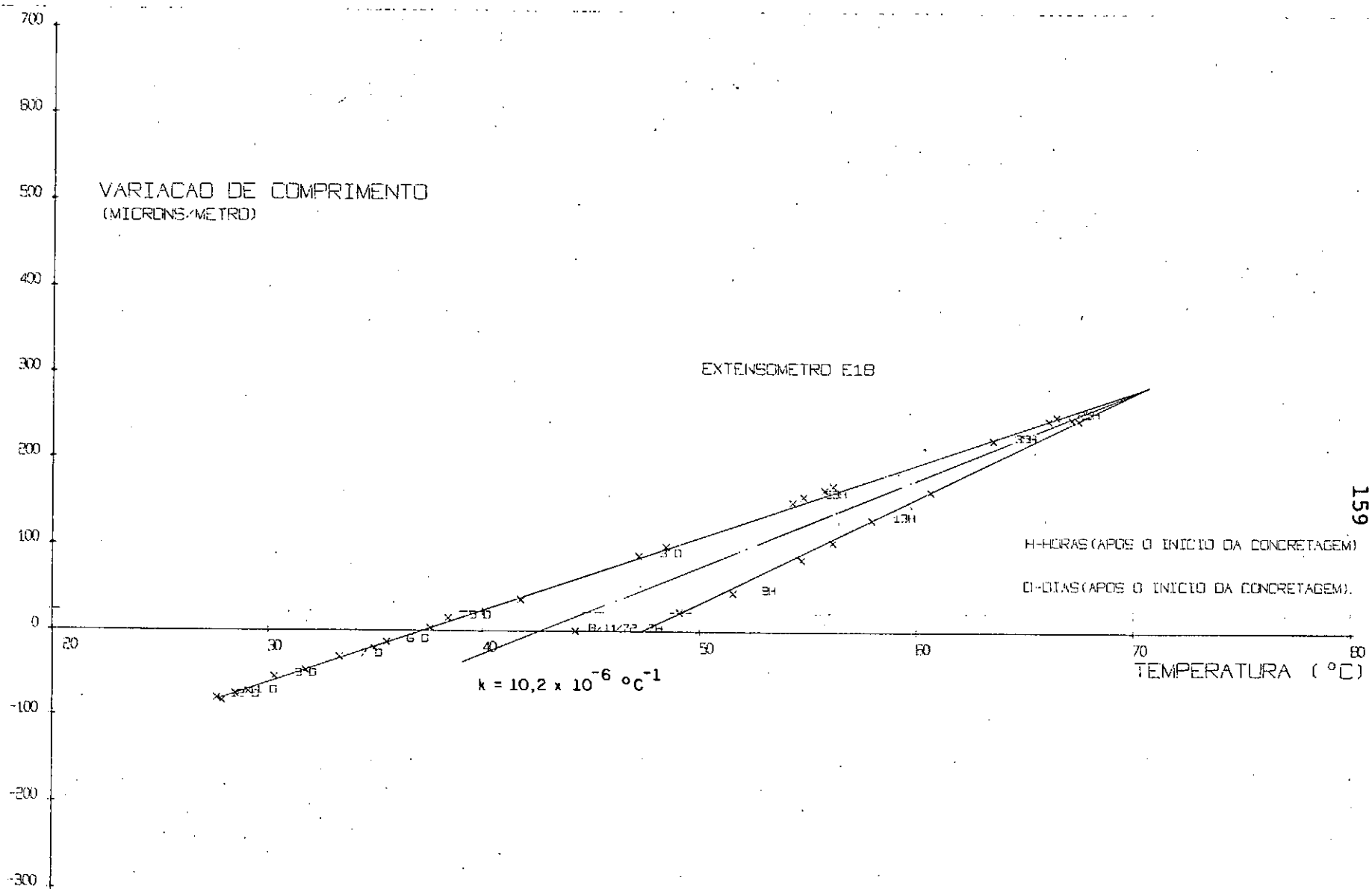


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.55

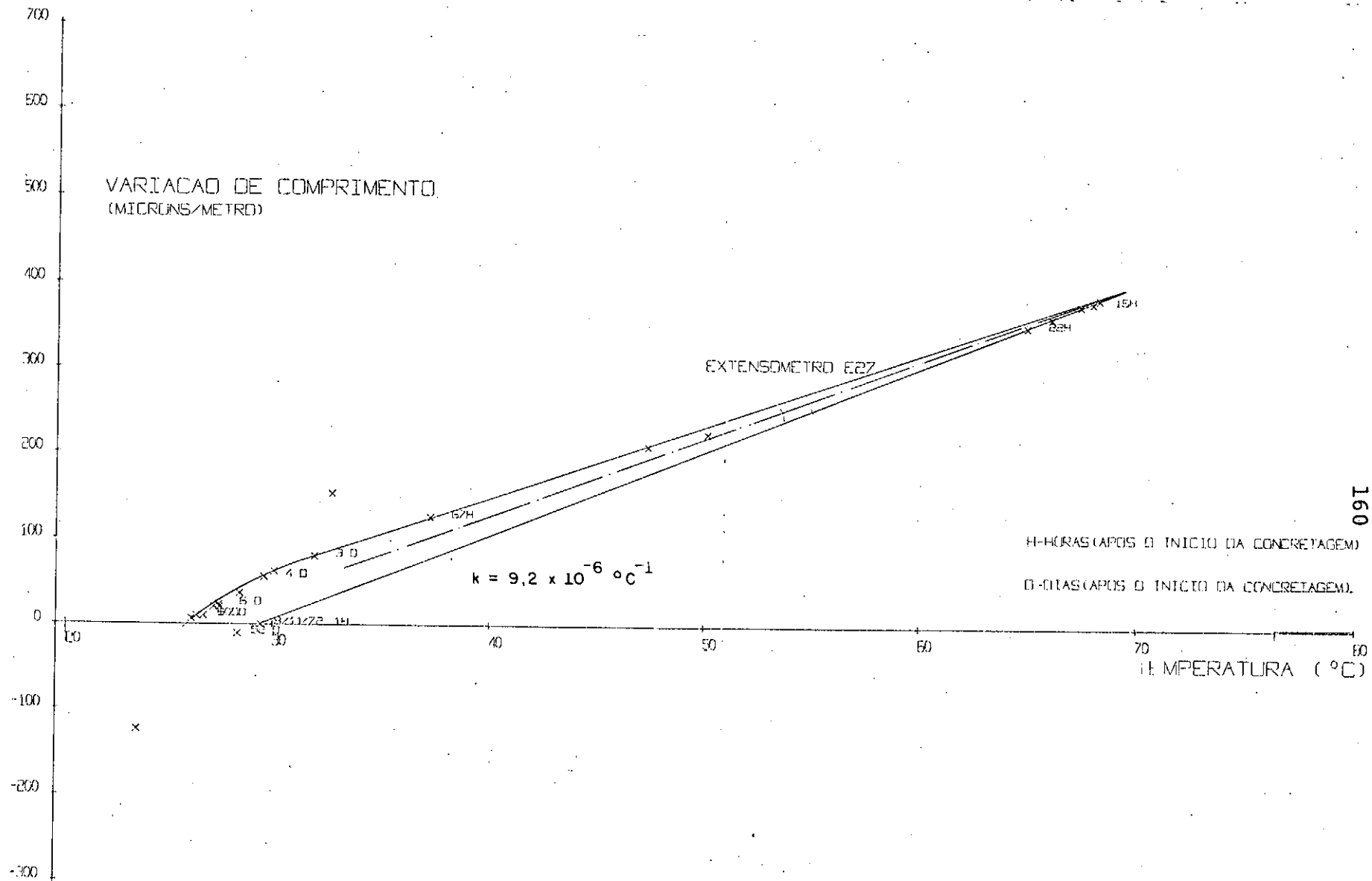


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.56

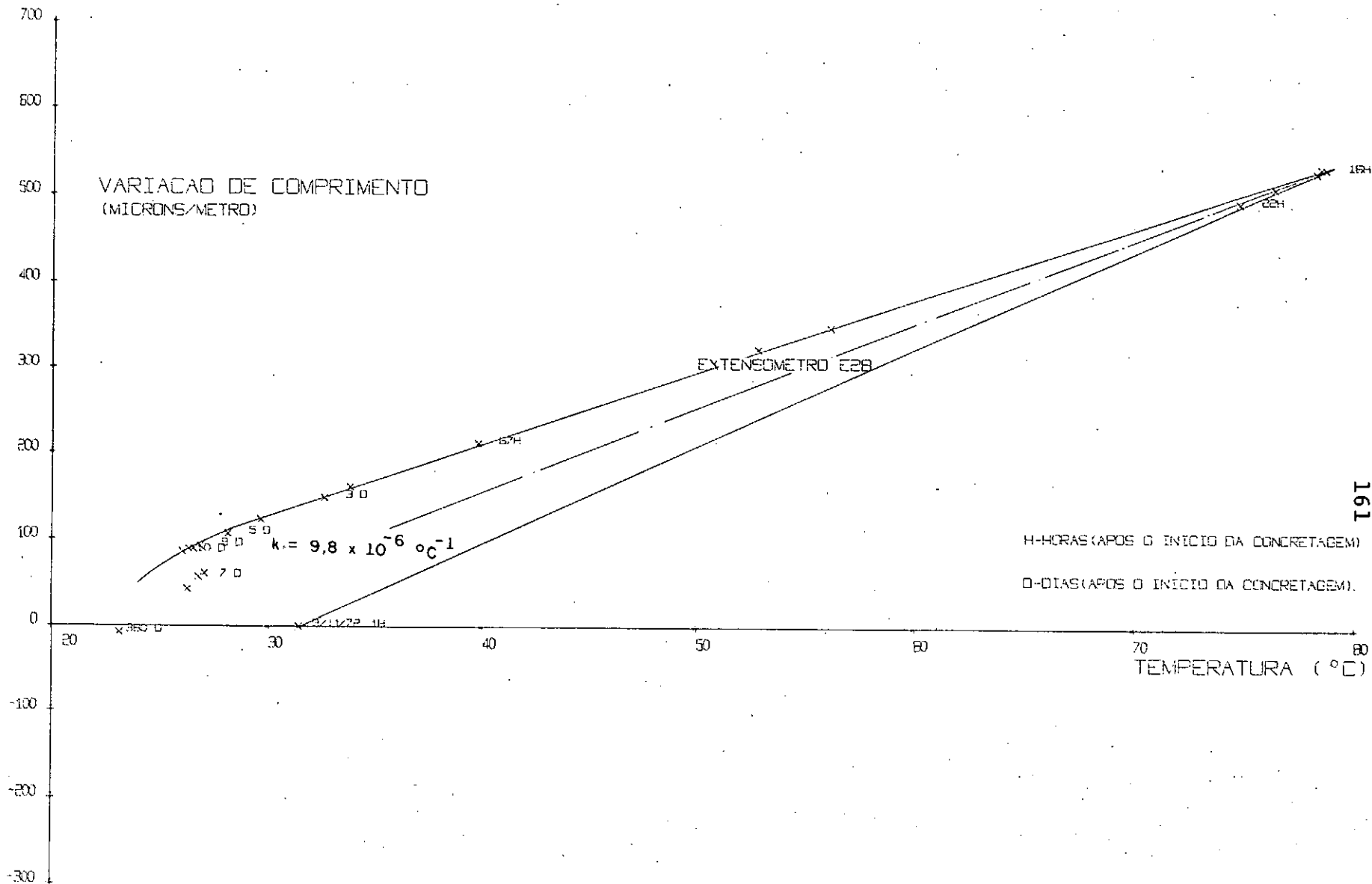


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.57

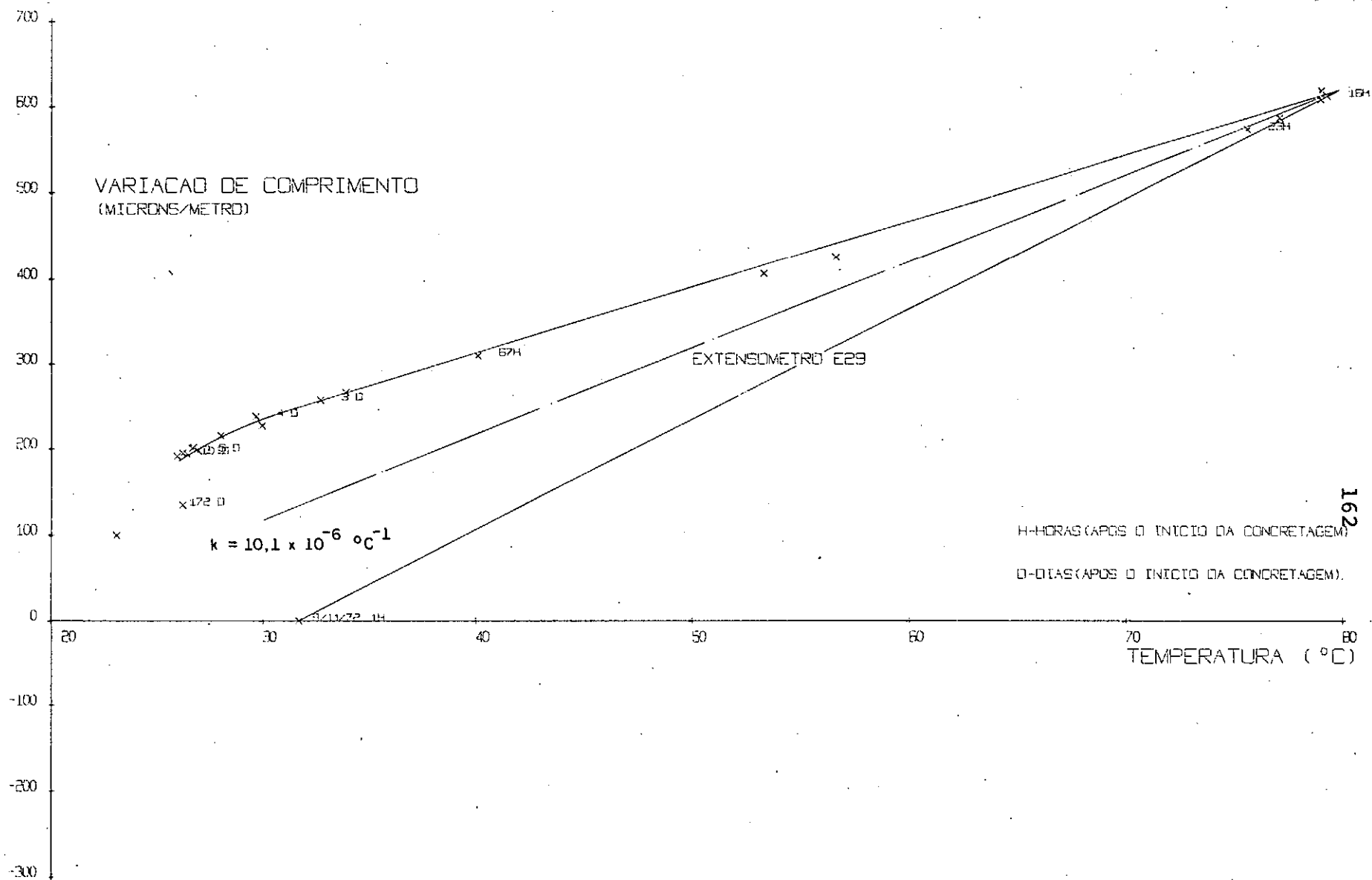


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.58

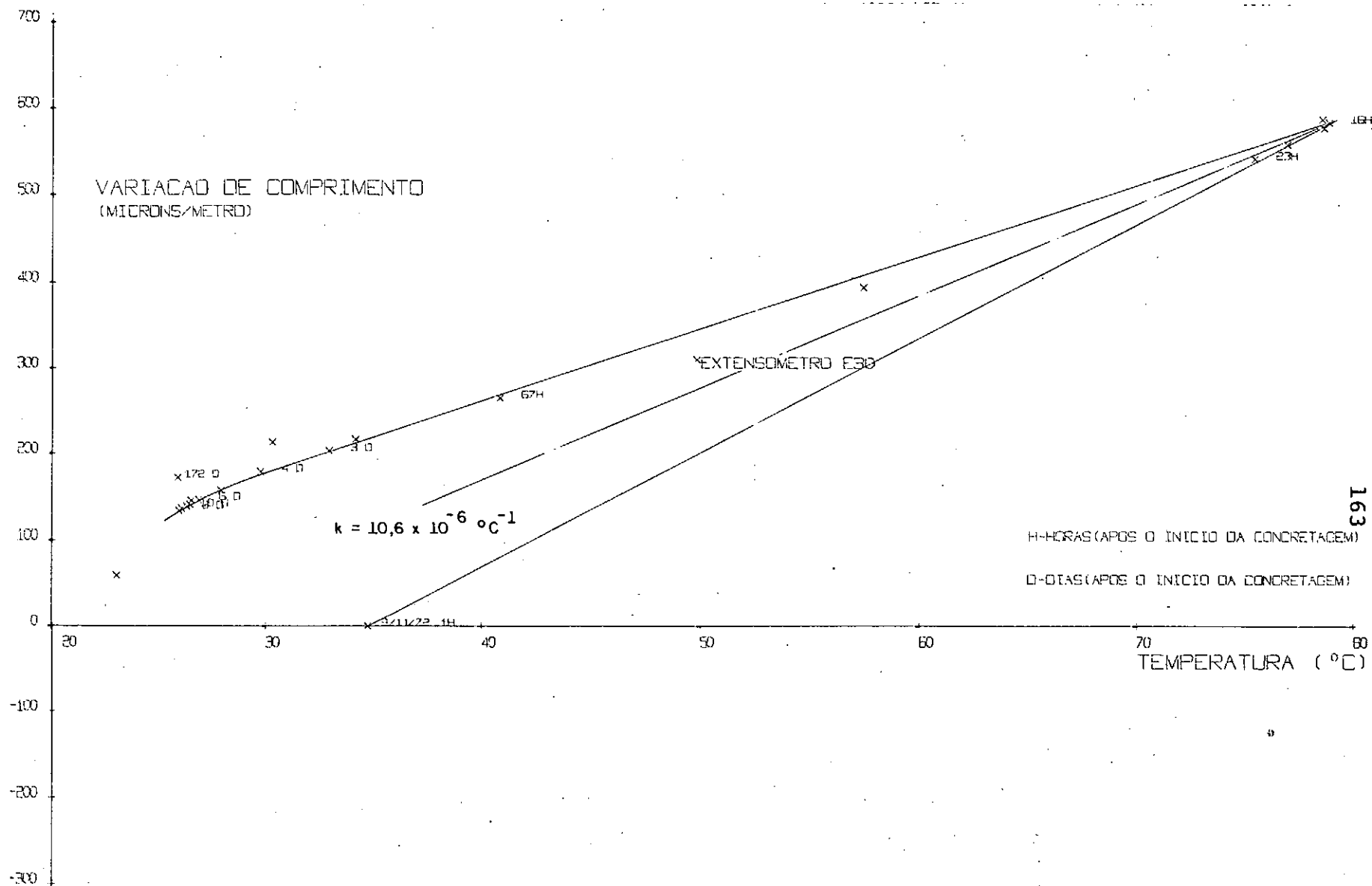


GRÁFICO VARIAÇÃO DE COMPRIMENTO-TEMPERATURA

FIGURA 4.59

protensão, utilizando-se a fórmula 2.3.

4.5 - Retração do bloco compensador

As figuras 4.60 a 4.63 contêm os gráficos da evolução da retração do bloco compensador durante um ano de observação, contado a partir do início da protensão da placa de reação.

Através das leituras fornecidas pelos extensômetros Carlson E27, E28, E29 e E30 a retração foi obtida, descontando as parcelas devido às variações de temperatura, como mostra a fórmula 2.3.

Ao nível do aparelho E27, próximo às faces em contato com o ambiente, possivelmente se desenvolve uma maior evaporação de água de amassamento, explicando a maior retração medida, enquanto que a retração observada com o extensômetro E30 pode ser justificada pelo fato de uma das faces, a mais próxima do aparelho, estar impedida de retrair livremente. Ou seja, esta face repousa sobre uma laje entre as quais permaneceu a forma de madeira, não retirada após a concretagem.

O cálculo da retração pelos coeficientes fornecidos pelas Recomendações do CEB-FIP/1970 em R.12,32 permitiu estabelecer uma comparação com os resultados experimentais.

Coeficientes para o cálculo da retração:

$$\epsilon_0 = 27,5 \times 10^{-5} \text{ (umidade relativa do ar 70\%)}$$

$$\beta_3 = 0,85 \text{ (consumo de cimento = } 520 \text{ kg/m}^3 \text{ e fator água-cimento = } 0,35)$$

$$\beta_4 = 0,57 \left(\text{espessura fictícia } h_m = 0,39 \text{ m sendo} \right. \\ \left. h_m = \frac{\text{Volume}}{\text{semi-área em contato com a atmosfera}} \right)$$

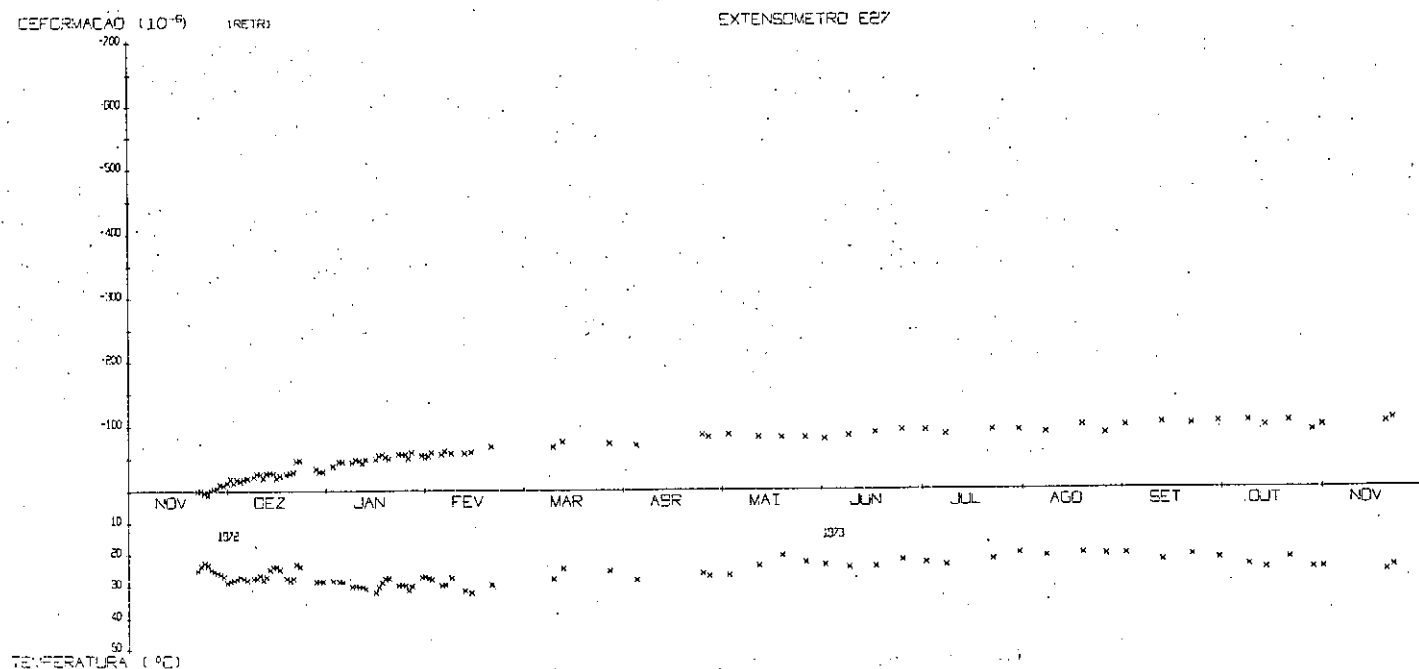


GRÁFICO RETRAÇÃO E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO NO BLOCO COMPENSADOR

FIGURA 4.60

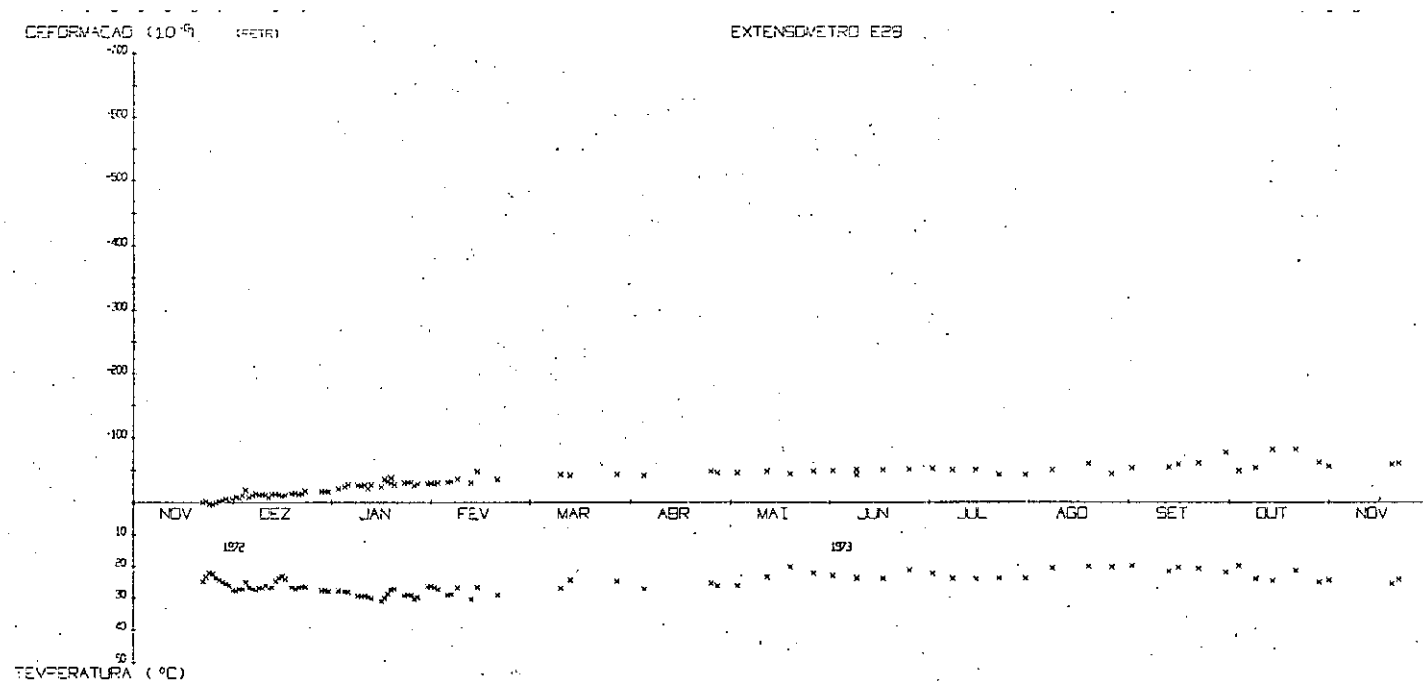


GRÁFICO RETRAÇÃO E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO NO BLOCO COMPENSADOR

FIGURA 4.61

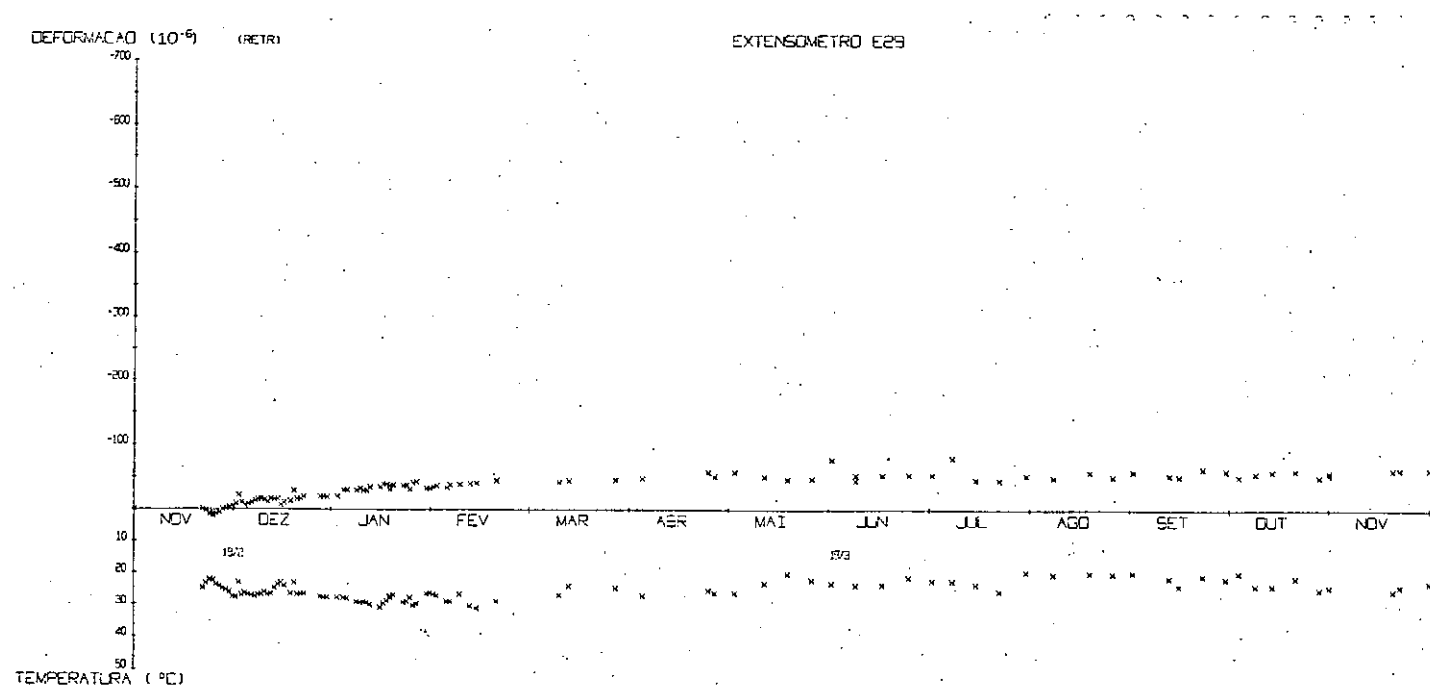


GRÁFICO RETRAÇÃO E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO NO BLOCO COMPENSADOR

FIGURA 4.62

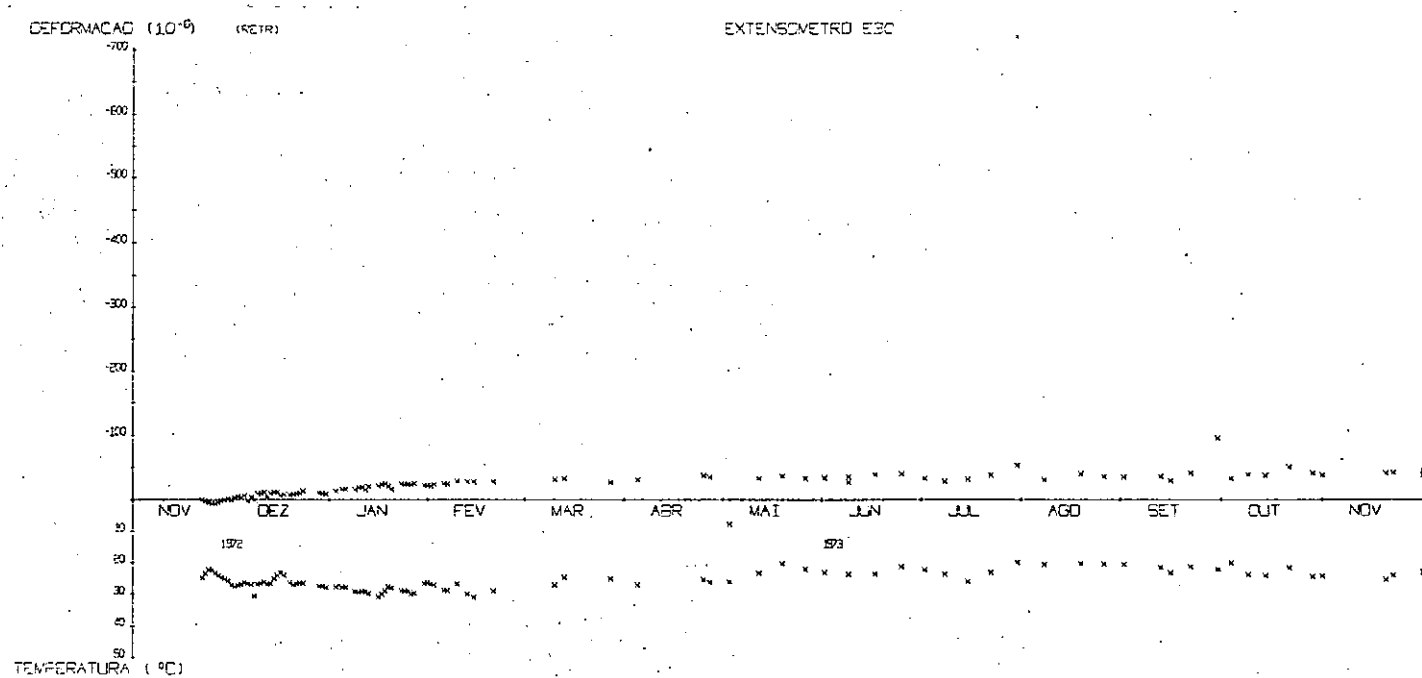


GRÁFICO RETRAÇÃO E TEMPERATURA DO CONCRETO-TEMPO NO BLOCO COMPENSADOR

FIGURA 4.63

$$\beta_6 = 1,0$$

$$i = 10 \text{ dias}$$

$(t - i)$ (dias)	$(\beta_{5,t} - \beta_{5,i})$
30	0,096
60	0,150
100	0,220
200	0,360
360	0,490

A retração é dada por:

$$\Delta \epsilon_{cs}(t - i) = \epsilon_0 \beta_3 \beta_4 \beta_6 (\beta_{5,t} - \beta_{5,i}) \quad (4.1)$$

Quadro 4.1 - Retração do bloco compensador segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970

$(t - i)$ (dias)	ϵ_{cs} CEB-FIP/1970
30	13×10^{-6}
60	20×10^{-6}
100	29×10^{-6}
200	48×10^{-6}
360	65×10^{-6}

Pelo gráfico apresentado na figura 4.64 se observa que a retração calculada segundo as Recomendações mais se aproxima daquela medida no centro da massa de concreto.

4.6 - Retração da placa de reação

Como já foi dito, com a finalidade de se deduzir a retração da deformação total medida na placa de reação, foi construído um bloco de $0,9 \text{ m}^3$ de volume com um mesmo concreto e sujeito às mesmas condições ambiente da placa de reação; nele foram instalados quatro extensômetros Carlson. Observa-se no entanto, que ambos diferem nas dimensões e na percentagem de armadura na seção, fatores que também influem na retração do concreto.

A dedução foi feita para as deformações totais medidas no plano (direções x e y) e para as da direção normal a este plano (direção z), a partir do início da protensão.

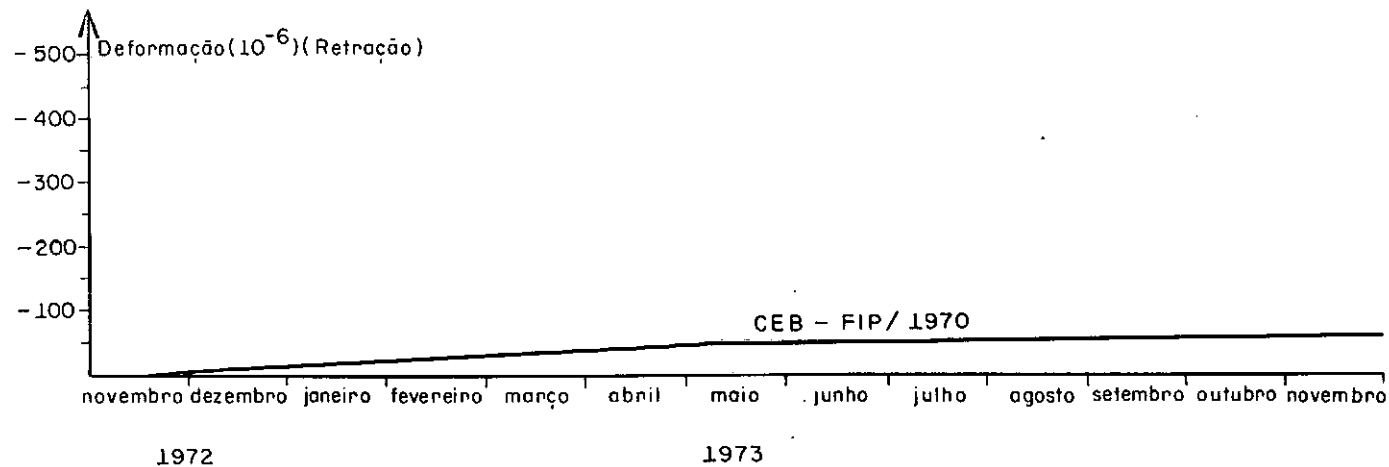
Não sendo possível uma determinação experimental (ver item 2.1), a retração nas direções x e y foi avaliada através dos coeficientes propostos pelas Recomendações do CEB-FIP/1970 em R. 12,32. Primeiramente, calculou-se a retração da placa de reação e a do bloco compensador pelos coeficientes desta recomendação em diferentes idades.

Coeficientes para o cálculo da retração da placa de reação segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970:

$$\epsilon_0 = 27,5 \times 10^{-5} \text{ (umidade relativa do ar 70\%)}$$

$$\beta_3 = 0,85 \text{ (consumo de cimento = } 520 \text{ kg/m}^3 \text{ e fator água-cimento = } 0,35)$$

$$\beta_4 = 0,50 \text{ (espessura fictícia } h_m = 0,90 \text{ m)}$$



RETRAÇÃO - TEMPO NO BLOCO COMPENSADOR SEGUNDO A NORMA DO CEB - FIP/ 1970

Figura 4.64

$$\beta_6 = \frac{1}{1 + n\rho} \quad \left(\rho = \frac{A_p}{A_c} \text{ sendo } A_p = 84,4 \text{ cm}^2 \text{ e } A_c = 9000 \text{ cm}^2, \right.$$

considerada a seção compreendida em uma
faixa longitudinal ou transversal com 1 m
de largura.
n = 20)

$$\beta_6 = 0,84$$

(t - i) (dias)	($\beta_{5,t} - \beta_{5,i}$)
30	0,027
60	0,060
100	0,096
200	0,160
360	0,250

A retração é dada pela fórmula 4.1.

Quadro 4.2 - Retração da placa de reação segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970

(t - i) (dias)	ϵ_{cs} (CEB-FIP/1970)
30	3×10^{-6}
60	6×10^{-6}
100	9×10^{-6}
200	16×10^{-6}
360	25×10^{-6}

A retração do bloco compensador está apresentado no quadro 4.1.

Em seguida, foi obtida a relação entre as retrações das duas peças também nas diversas idades.

Quadro 4.3 - Relação entre a retração da placa de reação e a do bloco compensador calculadas pelas Recomendações do CEB-FIP/1970

$(t - i)$ (dias)	$\lambda = \frac{\epsilon_{cs} \text{ placa de reação (CEB-FIP/1970)}}{\epsilon_{cs} \text{ bloco compensador (CEB-FIP/1970)}}$
30	0,23
60	0,30
100	0,31
200	0,33
360	0,38

Para intervalos de tempo desde o início da protensão da placa de reação, foram adotados coeficientes λ_m a partir dos valores apresentados no quadro 4.3. Estes coeficientes λ_m são os médios entre os correspondentes aos extremos de dois intervalos consecutivos (quadro 4.3).

Quadro 4.4 - Valor médio de λ

	λ_m
20/11/72 - 20/12/72	0,12
20/12/72 - 20/01/73	0,27
20/01/73 - 30/02/73	0,31
30/02/73 - 10/06/73	0,32
10/06/73 - 30/11/73	0,36

A partir destas relações λ_m (quadro 4.4) e da curva de retração correspondente àquela fornecida experimentalmente pelo extensômetro E29 do bloco compensador, ajustou-se uma curva de retração para a placa de reação.

Na direção z admitiu-se as mesmas variações de comprimento, independentes das de origem térmica, das direções x e y majoradas de $\frac{1}{\beta_6} = 0,84 = 1,19$, ou seja, sem a consideração da influência da armação na retração.

As curvas utilizadas constam da figura 4.65.

Embora esta determinação da retração seja aproximada, a sua influência nas curvas de fluência e principalmente no cálculo do Coeficiente de Poisson do concreto é pequena em presença das deformações produzidas pela ação da protensão, neste período da observação.

4.7 - Fluência do concreto

Os gráficos que caracterizam o fenômeno de fluência do

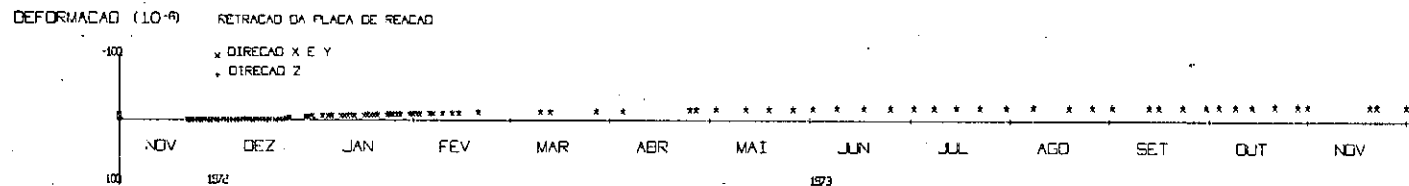


GRÁFICO RETRAÇÃO DO CONCRETO-TEMPO DA PLACA DE REAÇÃO

FIGURA 4.65

concreto da placa de reação foram traçados para todos os extensômetros situados internamente.

Devido ao estado de compressão uniforme, aproximadamente o mesmo em qualquer ponto e igual nas duas direções, optou-se pelo traçado de uma curva média deformação-tempo, relativa a uma faixa de curvas correspondentes às de todos os pontos de medida segundo uma mesma direção (figuras 4.66 e 4.67).

Não foram considerados os gráficos dos extensômetros E3, E10, E14 e E20 cujos resultados estão influenciados por algum efeito local, seja por uma falha de concretagem, por cabos com uma maior ou menor protensão, ou mesmo um defeito na instalação destes aparelhos.

O traçado de um gráfico teórico deformação-tempo utilizando a recomendação R.12,31 do CEB-FIP/1970 é encontrado na figura 4.68, permitindo uma comparação com as obtidas experimentalmente.

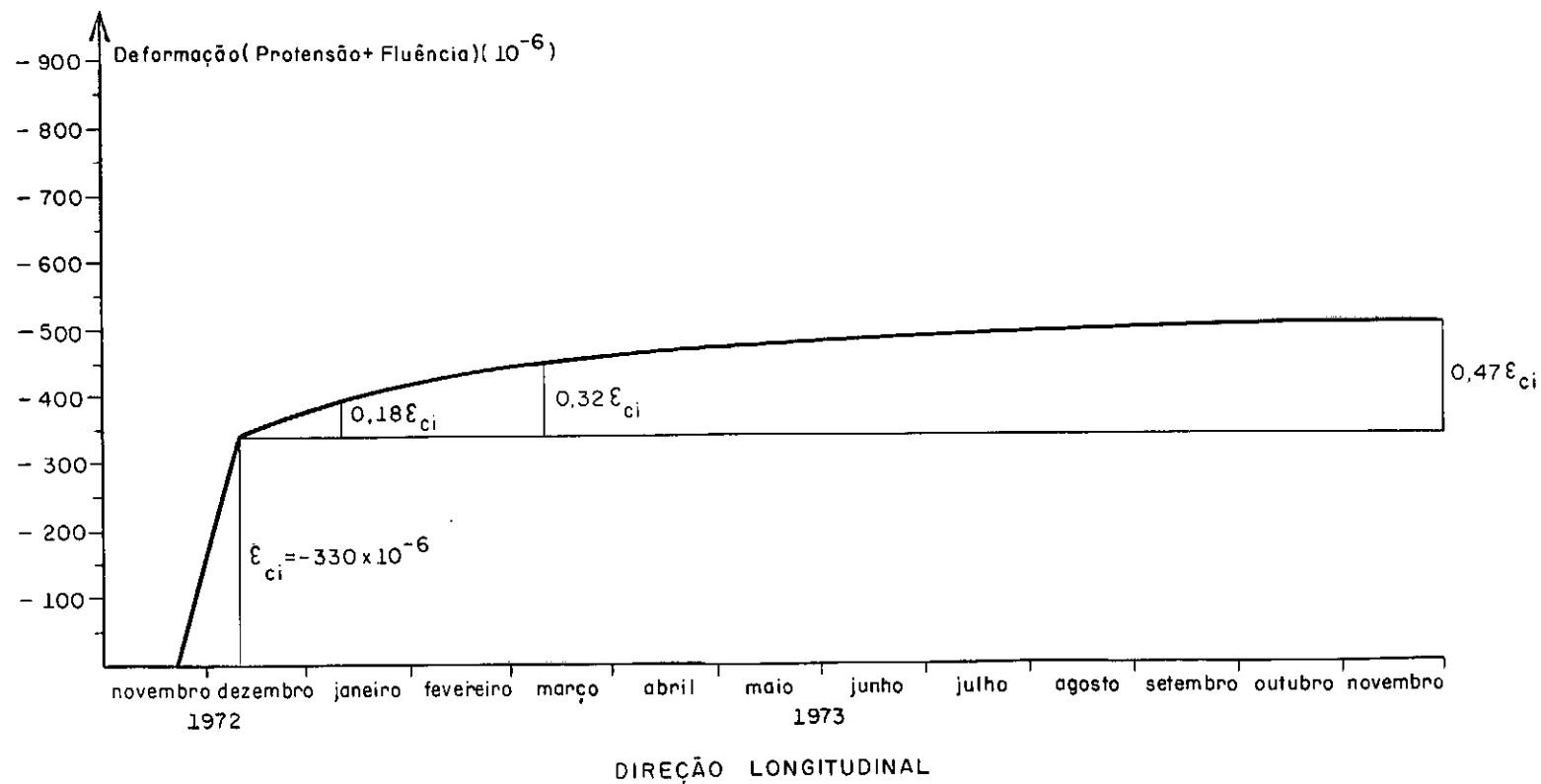
Neste gráfico, as deformações segundo as direções x e y, devidas a um estado plano de tensões sendo tais tensões iguais nas duas direções e variáveis com o tempo, são dadas por:

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1t} = \epsilon_{c2t} = & \sum \Delta \sigma_{cj} \left(\frac{1}{E_{cj}/(1-\nu)} + \frac{1}{E_{c28}/(1-\nu)} \varphi(t - j) \right) + \\ & + \sum \Delta \sigma_{ci} \left(\frac{1}{E_{ci}} + \frac{1}{E_{c28}} \varphi(t - i) \right) \end{aligned} \quad (4.2)$$

onde:

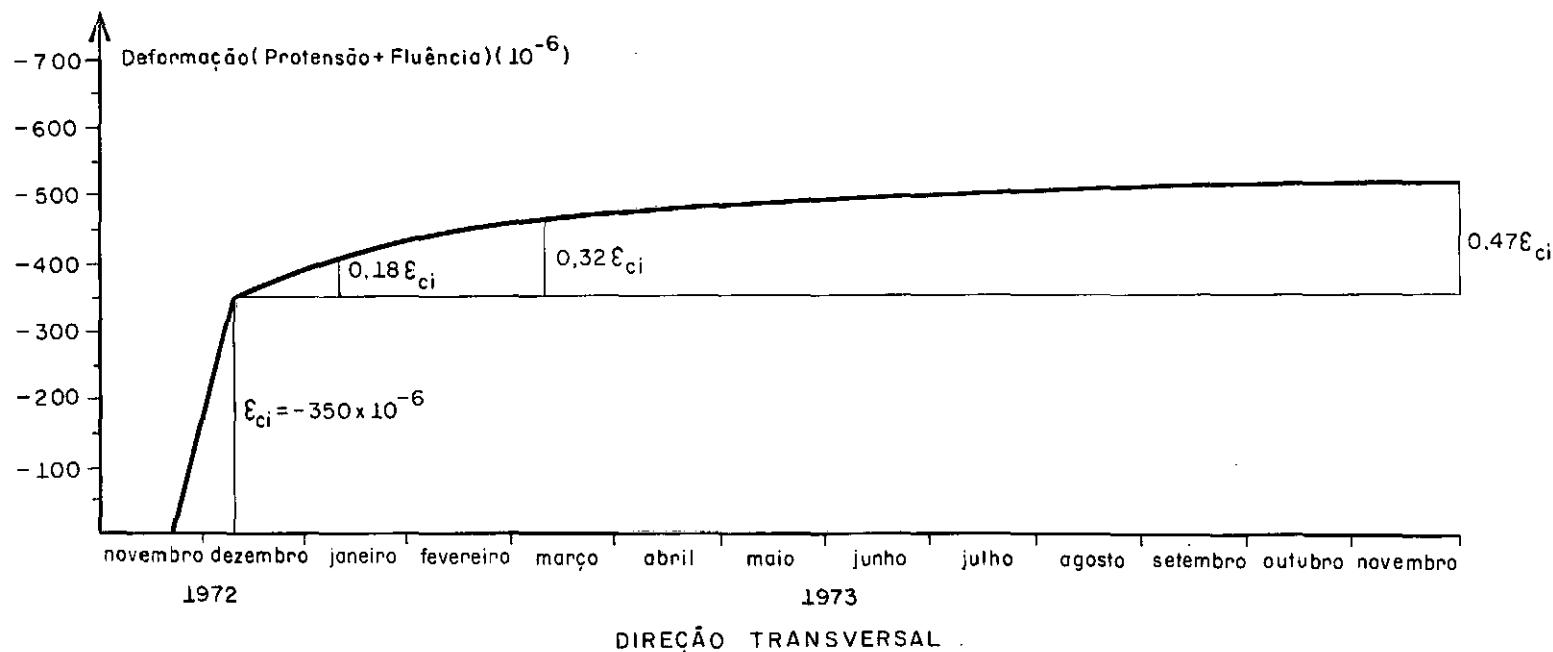
$\epsilon_{c1t}, \epsilon_{c2t}$ - deformação do concreto em um instante t

ν - Coeficiente de Poisson (constante com o tempo)



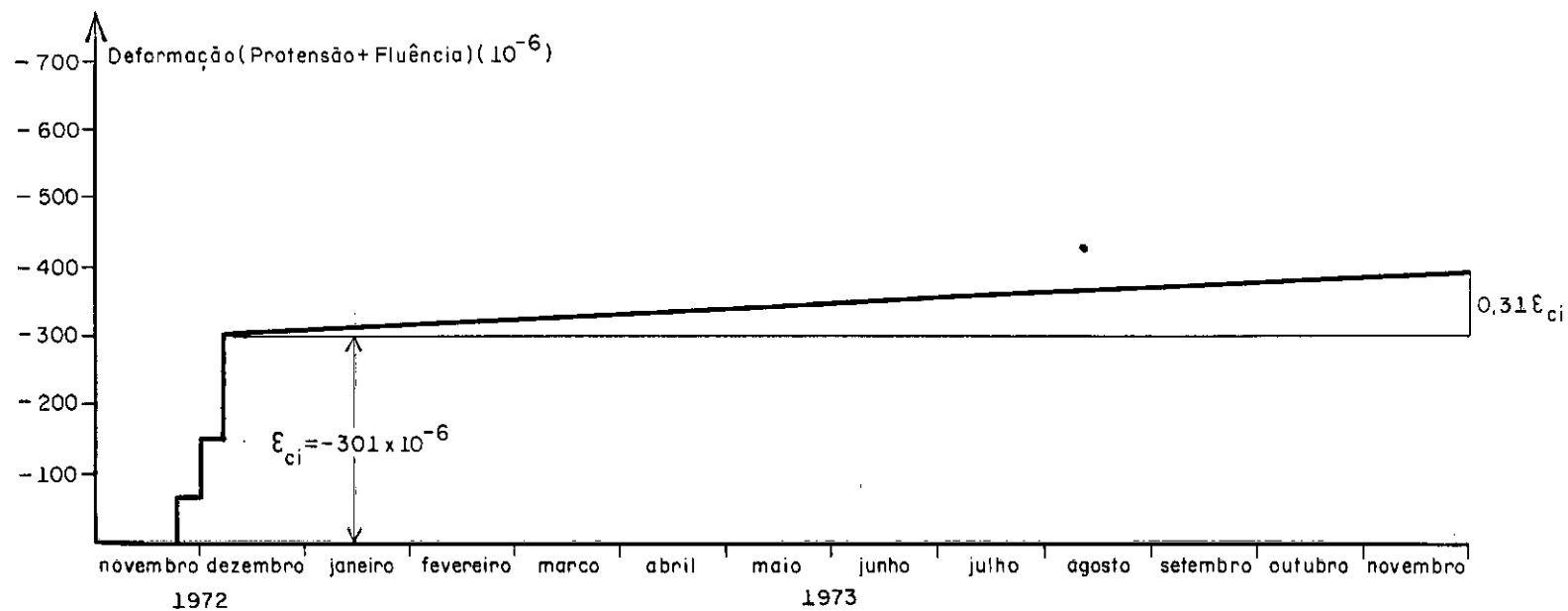
CURVA MÉDIA DE FLUÊNCIA EXPERIMENTAL

Figura 4.66



CURVA MÉDIA DE FLUÊNCIA EXPERIMENTAL

Figura 4.67



CURVA DE FLUÊNCIA (CEB - FIP / 1970)

Figura 4.68

E_{cj} - módulo secante de deformação do concreto na ida
de de aplicação da carga (protensão)

E_{c28} - módulo secante de deformação do concreto aos 28
dias de idade

$\Delta\sigma_{cj}$ - variação da tensão no concreto devida à proten
são

$\Delta\sigma_{ci}$ - variação da tensão no concreto ocorrida após a
aplicação da protensão.

E_{ci} - módulo secante de deformação do concreto na ida
de de aplicação de $\Delta\sigma_{ci}$

φ - coeficiente de fluência (CEB-FIP/1970, R.12,31)

Para este cálculo considerou-se a força de protensão no centro da placa de reação, deduzida das perdas instantâneas por atrito e deslizamento na ancoragem.

Como a maioria dos aparelhos está localizada nas faixas centrais segundo as direções longitudinal e transversal (L7 e T20, figura 1.6), apresenta-se no quadro 4.5 as datas da protensão dos cabos destas faixas, conforme observa-se na figura 1.6 e na tabe
la 1.1.

Quadro 4.5 - Protensão dos cabos das faixas centrais

DATA	Longitudinal	Transversal
	L7	T20
	Número de cabos	
22/11/72	1	-
23/11/72	-	4
26/11/72	1	-
29/11/72	-	3
30/11/72	2	-
01/12/72	3	-
05/12/72	-	3
06/12/72	3	-
08/12/72	2	1
09/12/72	2	3

A protensão foi considerada aplicada de uma maneira aproximada, como mostra o quadro 4.6.

A idade do concreto ao ser comprimido refere-se a uma data média de concretagem tomada como 09/11/72 (figura 1.5).

Quadro 4.6 - Número de cabos protendidos em uma determinada idade

Idade do concreto (dias)	Número de cabos
14	3
21	4
28	7

O desenvolvimento necessário à determinação de $\Delta\sigma_{cj}$ (forças de protensão e propriedades geométricas da seção) foi apresentado no decorrer do capítulo III. Adotou-se uma tensão média no concreto, para ambas as direções, como esclarecem os quadros 4.7 e 4.8.

Quadro 4.7 - Tensão média no concreto devida a 1 cabo

	σ_p (N/mm ²)	P (1 cabo) (kN)	A_c (m ² /m)	σ_c (1 cabo) (N/mm ²)	σ_{cm} (1 cabo) (N/mm ²)
Direção longit.	1000	603	0,880	0,69	0,82
			0,630	0,96	
Direção transv.	1061	640	0,880	0,73	0,84
			0,680	0,94	

Quadro 4.8 - Variação da tensão no concreto

Idade do concreto (dias)	$\Delta\sigma_{cj}$ (N/mm ²)
14	2,5
21	3,3
28	5,8

A tensão aplicada no concreto nas diferentes idades foi comparada com o limite de $0,40 f_{cm,j}$ do CEB-FIP/1970 em R. 12,3, até o qual poderão ser utilizados os coeficientes de fluência desta norma e aplicada a hipótese de fluência linear no cálculo da deformação lenta do concreto (quadro 4.9).

Quadro 4.9 - Tensões no concreto devidas à protensão e as limitadas pelas Recomendações do CEB-FIP/1970

Idade do concreto (dias)	σ_{cj} (N/mm ²)	$0,40 f_{ccm,j}$ (N/mm ²)
14	2,5	$0,4 \times 36,60 = 14,6$
21	5,8	$0,4 \times 39,50 = 15,8$
28	11,6	$0,4 \times 41,57 = 16,6$

Os módulos de deformação longitudinal tangentes na origem, em qualquer idade, foram calculados, tendo por base as Recomendações do CEB-FIP/1970 e resultados experimentais deste trabalho, com auxílio da figura 1.16, pela fórmula:

$$E_{com,j} = 5500 \sqrt{f_{ccm,j}} \quad (4.3)$$

onde $E_{com,j}$ e $f_{ccm,j}$ são expressos em N/mm² (quadro 4.10).

Quadro 4.10 - Módulos de deformação longitudinal tangentes na origem

Idade do concreto (dias)	$E_{com,j}$ (N/mm ²)
14	33100
21	34400
28	35000

De acordo com as Recomendações do CEB-FIP/1970 utilizou-se no cálculo teórico o módulo secante de deformação do concreto.

O módulo secante de deformação do concreto a uma idade j foi determinado a partir do módulo de deformação longitudinal tangente na origem, na idade considerada, segundo a recomendação R.12,222 (quadro 4.11).

$$E_{cj} = 0,9 E_{com,j} \quad (4.4)$$

Quadro 4.11 - Módulo secante de deformação do concreto

Idade do concreto (dias)	E_{cj} (N/mm ²)
14	29800
21	30900
28	31500

Foram desprezadas, por não serem significativas, as parcelas que consideram as diminuições de tensões no concreto, ocasionadas pelas perdas na força de protensão, após a aplicação de $\Delta\sigma_{cj}$ neste período de observação.

Na fórmula 4.2 tem-se ainda:

$$\nu = 0,2 \quad (\text{CEB-FIP/1970} - \text{R.12,4})$$

$$\varphi(t - j) = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \beta_5 (t - j) \quad (\text{CEB-FIP/1970} - \text{R.12,31})$$

$$\beta_1 = 2,30 \quad (\text{umidade relativa do ar } 70\%)$$

$$\beta_2 = 1,1 \text{ (para } j = 14 \text{ dias, } T = 27^{\circ}\text{C e } D = 518 \text{ graus-dias)}$$

$$\beta_2 = 1,0 \text{ (para } j = 21 \text{ dias, } T = 26^{\circ}\text{C e } D = 756 \text{ graus-dias)}$$

$$\beta_2 = 0,95 \text{ (para } j = 28 \text{ dias, } T = 27^{\circ}\text{C e } D = 1036 \text{ graus-dias)}$$

Na determinação do coeficiente β_2 foram utilizados os valores da temperatura média de endurecimento do concreto até a idade da aplicação de $\Delta\sigma_{cj}$.

$$\beta_3 = 0,85 \text{ (consumo de cimento = } 520 \text{ kg/m}^3 \text{ e fator água-cimento = } 0,35)$$

$$\beta_4 = 0,70 \text{ (espessura fictícia } h_m = 0,90 \text{ m)}$$

$$\varphi_{\infty} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4$$

j (dias)	φ_{∞}
14	1,51
21	1,37
28	1,30

$$\varphi(t - j) = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \beta_5 (t - j)$$

$(t - j)$ (dias)	$\beta_{5(t-j)} \cdot h_m = 90 \text{ cm}$
30	0,025
60	0,054
100	0,082
150	0,123
200	0,151
360	0,230

As deformações médias instantâneas obtidas experimentalmente foram de -330×10^{-6} na direção longitudinal -350×10^{-6} na direção transversal, enquanto que no cálculo teórico estas foram de -301×10^{-6} nas duas direções.

As principais causas das discordâncias entre as deformações instantâneas medidas e a calculada são:

- Influência dos furos longitudinais e transversais devidas às bainhas não injetadas.
- Imprecisão na avaliação do módulo de deformação longitudinal do concreto, considerado no cálculo teórico.
- Imprecisão na avaliação da fluência do concreto devida aos acréscimos iniciais de tensão, considerada no cálculo teórico.
- Imprecisão na avaliação da força de protensão, considerada no cálculo teórico.

Para o estado plano de tensões aplicado, aproximadamente

igual nas duas direções, a deformação de fluência para cada direção foi ao final de 30, 90 e 360 dias cerca de 18%, 32% e 47%, respectivamente, da deformação inicial. No cálculo teórico, entretanto, obteve-se 4%, 11% e 31%.

Para análise da evolução da fluência do concreto com o tempo traçaram-se os gráficos $\frac{\varphi(t-j), \text{obs}}{\varphi_{\infty}}$ - tempo e $\frac{\epsilon_{cct}}{\epsilon_{cc360}}$ - tempo.

O primeiro gráfico foi obtido a partir das diversas curvas de fluência do concreto (experimentais) e do coeficiente de fluência $\varphi_{\infty} = 1,51$ calculado no item 4.7 (CEB-FIP/1970). Ou seja, para cada curva determinou-se a relação $\frac{\epsilon_{cct, \text{obs}}/\epsilon_{ci, \text{obs}}}{\varphi_{\infty}}$ em diferentes idades. A figura 4.69 contém a representação da variação do coeficiente $\frac{\varphi(t-j), \text{obs}}{\varphi_{\infty}}$ em função do tempo podendo ser comparada à curva β_5 - tempo encontrada em R.12,31 (6) nas Recomendações do CEB-FIP/1970.

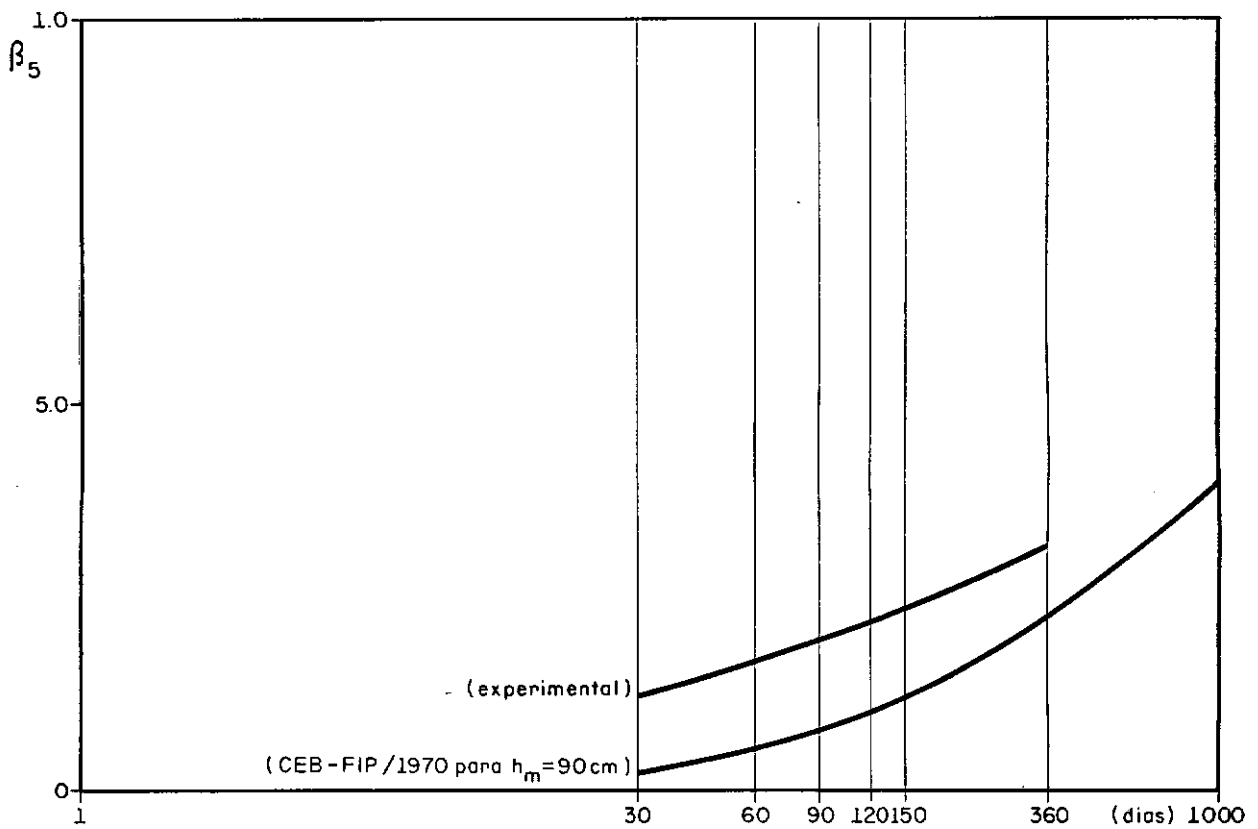
No gráfico da figura 4.70 são apresentadas as curvas $\frac{\epsilon_{cct}}{\epsilon_{cc360}}$ - tempo experimental e a obtida utilizando-se a recomendação R.12,31.

Observa-se pela curva experimental da figura 4.69 que esta é análoga à fornecida pelas Recomendações do CEB-FIP/1970 e que o fenômeno de fluência se apresentará ainda por algum tempo.

Dos resultados obtidos conclui-se que a fluência do concreto é bem mais sensível nos dias iniciais (figura 4.70) em comparação com a calculada pela recomendação R.12,31 do CEB-FIP/1970.

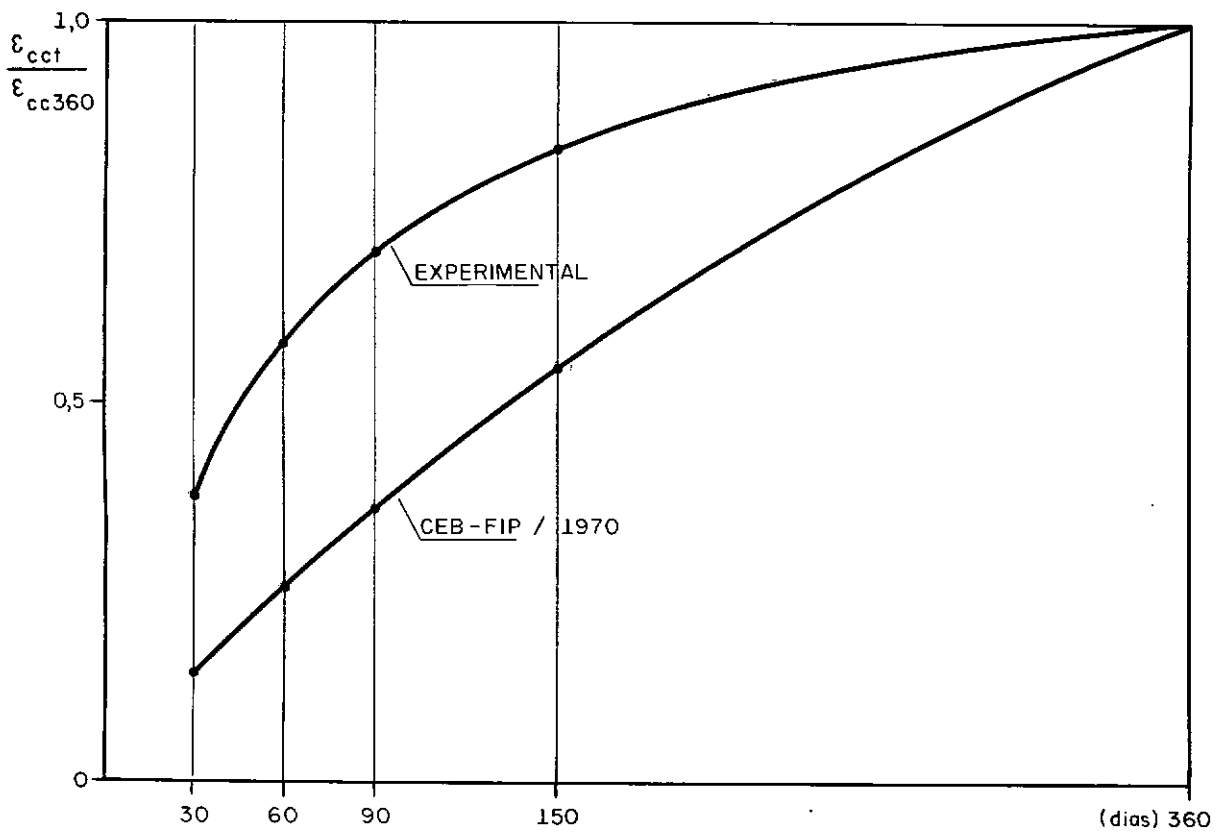
4.8 - Coeficiente de Poisson do concreto

A instalação no interior da massa de concreto da placa



COMPARAÇÃO ENTRE AS CURVAS DE β_5 (CEB-FIP/1970) E $\frac{\varphi_{(t-j)}}{\varphi_{\infty}}$ EXPERIMENTAL

Figura 4.69



EVOLUÇÃO DA FLUÊNCIA DO CONCRETO

Figura 4.70

de reação de rosetas de três extensômetros normais entre si, se gundo as direções principais, possibilitou a determinação do Coeficiente de Poisson do concreto.

O objetivo foi o de constatar experimentalmente a hipótese que considera constante com o decorrer do tempo o Coeficiente de Poisson relativo às deformações que sofrem o fenômeno de fluência.

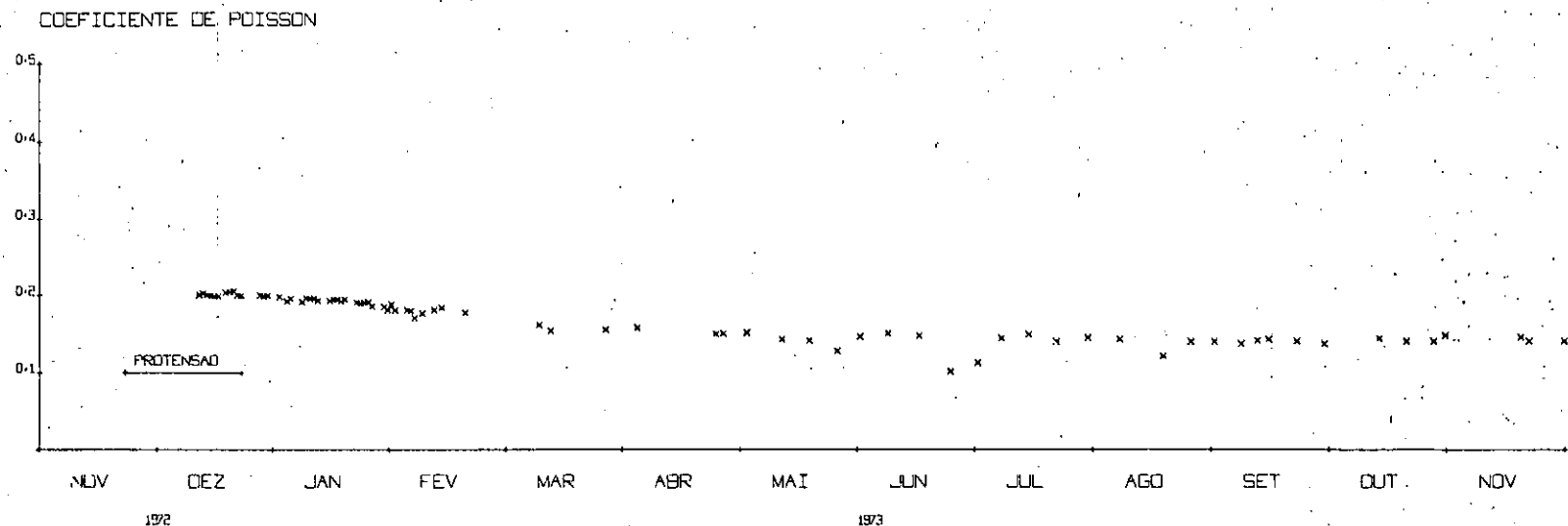
O Coeficiente de Poisson foi determinado a partir das deformações medidas, deduzidas as parcelas devido às variações de volume do concreto.

Estando a peça submetida a um estado plano de tensões, admitindo-se o Coeficiente de Poisson constante com o tempo e o mesmo para qualquer direção, pode-se estabelecer para um determinado instante:

$$\nu = \frac{-\epsilon_{c3,obs}}{\epsilon_{c1,obs} + \epsilon_{c2,obs} - \epsilon_{c3,obs}} \quad (4.5)$$

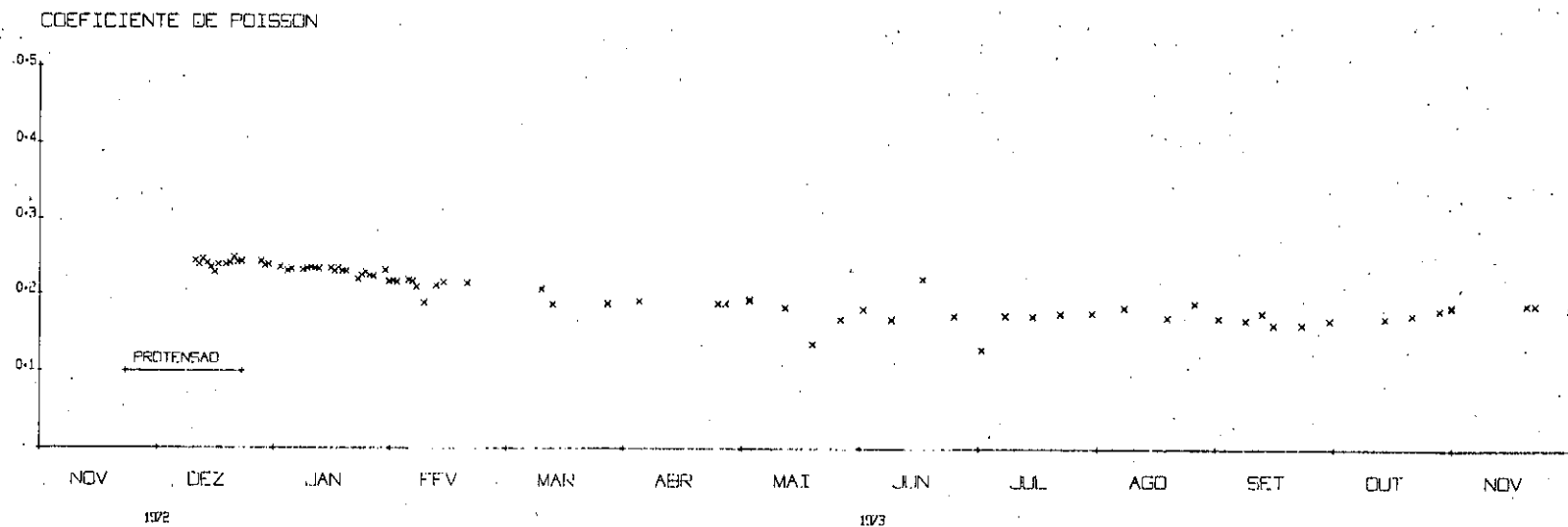
O Coeficiente de Poisson relativo as deformações medidas pelas rosetas dos extensômetros E6, E17 e E23 e E24, E25 e E26, de acordo com as figuras 4.71 e 4.72, apresentou uma pequena variação durante os cinco primeiros meses e posteriormente manteve-se constante com valores iguais a 0,14 e 0,18, respectivamente.

O Coeficiente de Poisson correspondente às deformações instantâneas medidas pelas rosetas E6, E17 e E23 e E24, E25 e E26, assumiu valores iguais a 0,20 e 0,24, respectivamente. Segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970 em R.12,4, o Coeficiente de Poisson relativo às deformações elásticas sob tensões normais de utilização ($\sigma_{cj} < 0,40 f_{ccm,j}$) é tomado em média igual a 0,20.



VARIAÇÃO DO COEFICIENTE DE POISSON DE CONCRETO COM O TEMPO (E 6, E 17 e E 23)

FIGURA 4.71



VARIACÃO DO COEFICIENTE DE POISSON DO CONCRETO COM O TEMPO (E 24, E 25 e E 26)

FIGURA 4.72

CAPÍTULO V

C O N C L U S Õ E S

1. As relações $\frac{f_{ccm,j}}{f_{ccm,28}}$ obtidas experimentalmente se aproximam daquelas fornecidas pelas Recomendações do CEB-FIP/1970 para concreto executado com cimento de alta resistência inicial, como mostra o quadro 5.1.

Quadro 5.1 - Relações $\frac{f_{ccm,j}}{f_{ccm,28}}$ do CEB-FIP/1970 e experimental

			$f_{ccm,j}/f_{ccm,28}$							
Idade do concreto (dias)			3	7	28	60	90	180	270	360
CEB-FIP 1970	Cimento Portland	normal	0,40	0,65	1,00	1,14	1,20	1,30	1,33	1,35
		alta resistência inicial	0,55	0,75	1,00	1,11	1,15	1,19	1,20	1,20
EXPERIMENTAL			0,55	0,73	1,00	1,06	1,08	1,08	1,12	1,07

2. Tendo sido achado para a relação $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ valor inferior ao indicado pelas Recomendações do CEB-FIP/1970 (quadro 5.2), sugere-se que sejam realizados ensaios para comprovação do valor da recomendação ou determinação de uma relação mais conveniente para concretos correntes.

Quadro 5.2 - Relação $\frac{E_{com,j}}{\sqrt{f_{ccm,j}}}$ do CEB-FIP/1970 e experimental

	CEB-FIP/1970	EXPERIMENTAL	$\frac{CEB-FIP/1970}{EXPERIMENTAL}$
$\frac{E_{com,j} \text{ (N/mm}^2\text{)}}{\sqrt{f_{ccm,j} \text{ (N/mm}^2\text{)}}}$	6600	5500	1,20

3. O valor médio da temperatura máxima do concreto durante a fase de pega foi na placa de reação 63°C e no bloco compensador 77°C . Na placa de reação, a evolução da temperatura nesta fase esteve influenciada pela circulação de água no interior das bainhas cujo objetivo era evitar temperaturas elevadas durante a fase de hidratação do cimento.

4. A temperatura no interior do concreto da placa de reação se manteve aproximadamente constante, em torno de um valor médio das variações da temperatura ambiente, durante o ano da observação.

5. O coeficiente de dilatação térmica do concreto determinado experimentalmente, $k_m = 10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, situa-se entre os valores $7 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ e $13 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$ indicados na recomendação R.12,5 do CEB-FIP/1970.

6. A retração observada no centro da massa de concreto do bloco compensador se aproxima da calculada segundo a recomendação R.12,32 do CEB-FIP/1970 (figuras 4.62, 4.64).

7. A fluência obtida através dos resultados experimentais se desenvolve mais rapidamente do que a calculada segundo as Recomendações do CEB-FIP/1970 em R.12,31, no período da obser

vação realizada (quadro 5.3).

Quadro 5.3 - Evolução da fluência do concreto

	$\epsilon_{cct}/\epsilon_{cc360}$	
	CEB-FIP/1970	EXPERIMENTAL
t = 30 dias	0,14	0,37
t = 60 dias	0,25	0,58
t = 90 dias	0,37	0,70
t = 150 dias	0,54	0,83
t = 360 dias	1,00	1,00

8. O Coeficiente de Poisson instantâneo do concreto na placa de reação foi em média 0,22. O Coeficiente de Poisson diferido durante o primeiro ano da observação apresentou uma pequena redução nos 5 meses iniciais após os quais manteve-se aproximadamente constante em um valor médio de 0,16.

9. A placa de reação resiste, atendendo as condições de utilização, a sistemas de forças verticais auto-equilibradas, que satisfaçam às seguintes limitações:

- valores extremos de momento fletor devido aos sistemas de forças auto-equilibradas.

$$M = \pm 804 \text{ kN.m/m}$$

- valores extremos de forças auto-equilibradas por furo de ancoragem.

$$F = \pm 500 \text{ kN}$$

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

1. CARNEIRO, F.L.L.B. - Dosagem de concretos. Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1943.
2. CARNEIRO, F.L.L.B. - Dados técnicos sobre a placa de reação do laboratório de estruturas do Centro de Tecnologia. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1974.
3. CARNEIRO, F.L.L.B. - Efeitos estruturais do comportamento reológico do concreto. Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1973. (Seminário de estruturas)
4. COMITÉ Européen du Béton - Structural effects of time dependent behaviour of concrete. s. l., february 1972. (Bulletin d'information n. 80)
5. COMITÉ Européen du Béton - Notations - Terminologie. s.l., octobre 1973. (Bulletin d'information, n. 96)
6. COMITÉ Européen du Béton - Bending and compression. s.l., march 1972. (Bulletin d'information, n. 82)
7. COMITÉ Européen du Béton - Fédération Internationale de la Précontrainte - Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton. Londres, Cement and Concrete Association, 1970.
8. DIAZ, B.E. - Flexão simples e composta. Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1973. (Seminário de estruturas)

9. DREUX, G. - Mésures du fluage - retrait sous précontrainte de la dalle d'essai de l'Iraba. Paris, Société de Diffusion des Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, octobre 1961 (n. 166) octobre 1962 (n. 178) juillet - août 1963 (n. 187 - 188)
10. FEDERATION Internationale de la Précontrainte - Association Française du Béton - 7^e Congrès de la Fédération Internationale de la Précontrainte. Paris, Science et Industrie, 1974.
11. JORDAAN, I.J.; ILLSTON, J.M. - The creep of sealed concrete under multiaxial compressive stresses. London, Magazine of Concrete Research, december 1969 (v. 21 n. 69)
12. KYOWA - Instruction manual "Strain gage instrumentation". Tokyo, Kyowa Electronic Instruments Co. Ltda, 1973.
13. LABORATÓRIO Nacional de Engenharia Civil - Instruções para o uso da aparelhagem de observação de barragens. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, outubro 1963.
14. LEONHARDT, F. - Prestressed concrete design and construction. Berlin, Munich, Wilhelm Ernst & Sohn, 1964.
15. NEVILLE, A.M. - Creep of concrete: plain, reinforced and prestressed. Amsterdam, North-Holland Publishing Company, 1970.
16. YAMAGATA, N. - Peças curtas e esbeltas: uso do computador. Rio de Janeiro, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 1973. (Seminário de estruturas).
17. MARINHO, J.A.P. - Dimensionamento de concreto protendido. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ, 1973. Tese de Mestrado.

18. RILEM - Symposium on the observation of structures. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1955 (v. 2)
19. SERAFIM, J.L.; GUERREIRO, M. - Autogenous and hygrometric expansion of mass concrete. Journal of the American Concrete Institute, september 1963 (v. 66)

A P Ê N D I C E

FOTOGRAFIAS



Foto 1 - Roseta de 3 extensômetros Carlson (base de medida = 25cm)

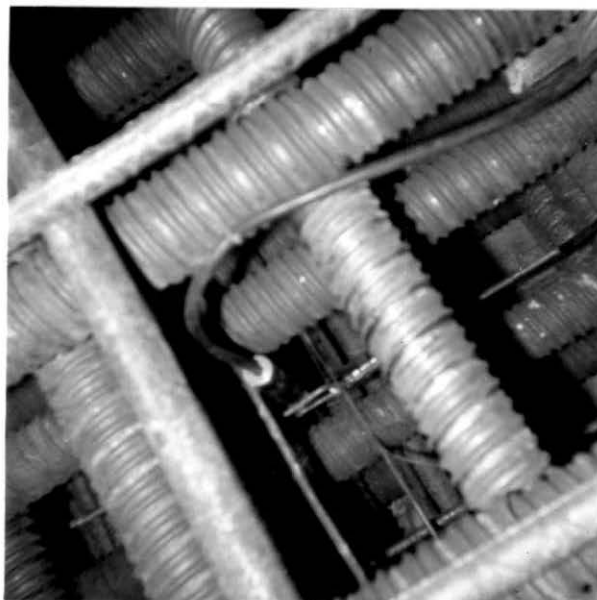


Foto 2 - Roseta de 3 extensômetros Carlson (base de medida = 10cm)

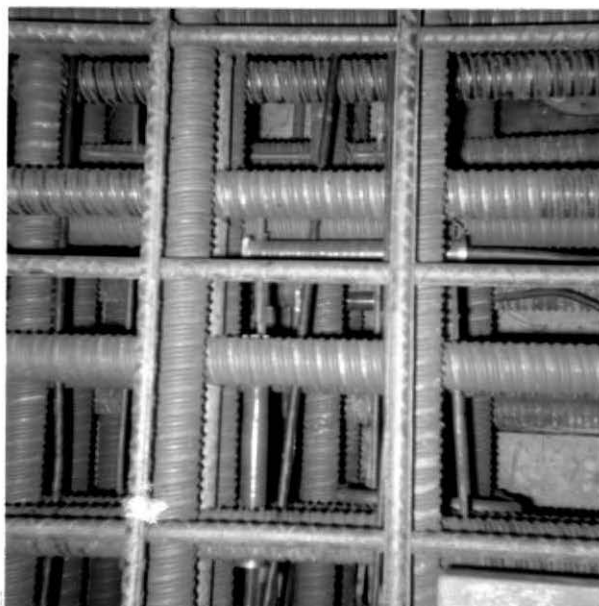


Foto 3 - Extensômetros Carlson em duas direções (base de medida = 25 cm)

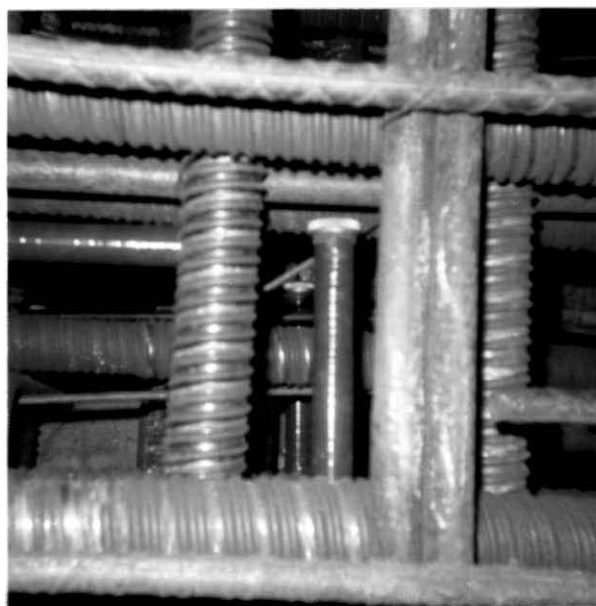


Foto 4 - Extensômetros Carlson em duas direções (base de medida = 25 cm)

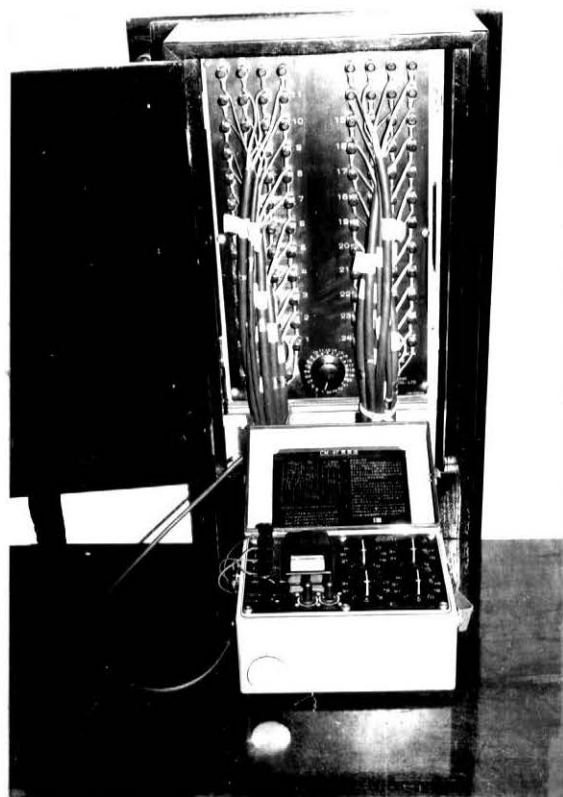


Foto 6 - Quadro contendo os terminais
ligado ao aparelho de leitura

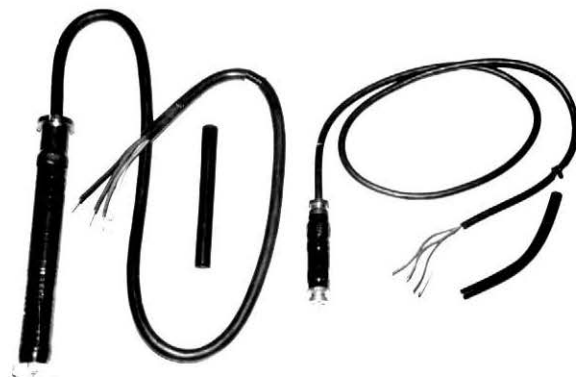


Foto 5 - Extensômetros Carlson

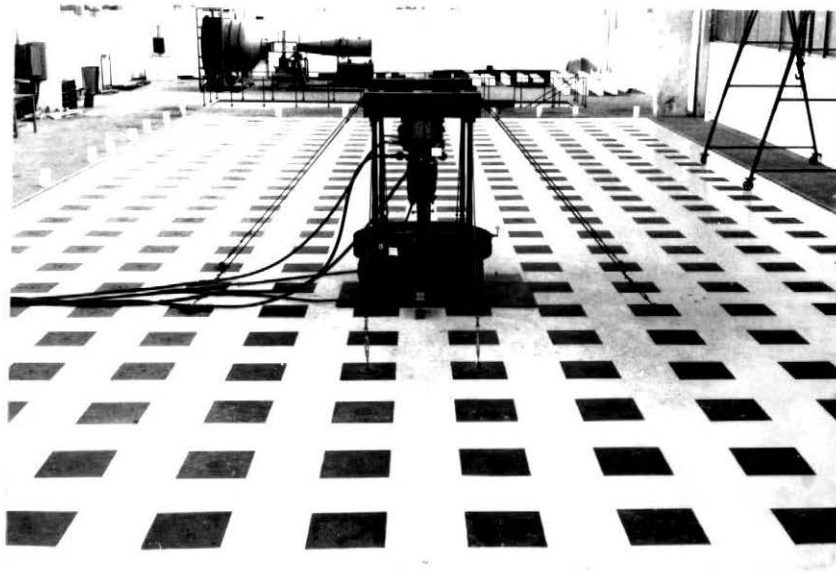


Foto 8 - Vista superior da placa de reação
quadro de ensaios

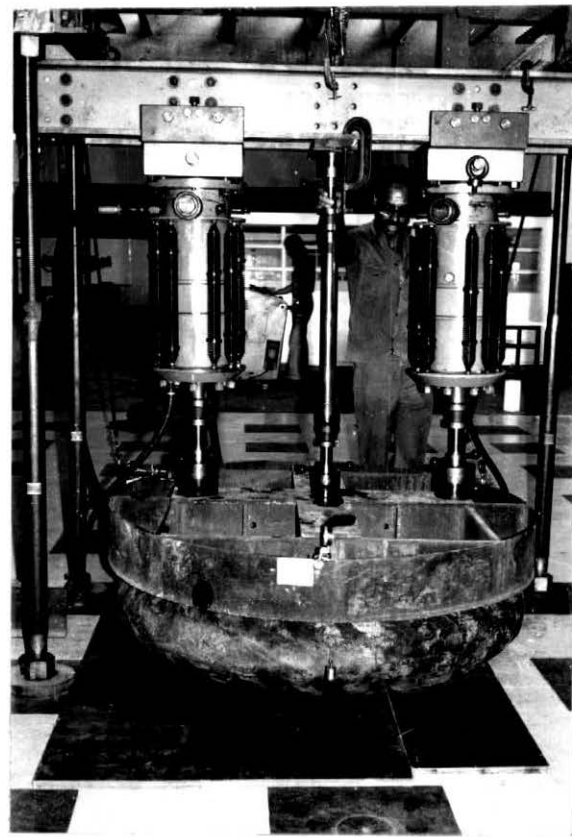


Foto 7 - Montagem de um ensaio

ANEXOS

PÁGINAS

102 a 115

117 a 143

158 a 163

165 a 168

175

191 a 192