

FAIÇAL MASSAD

Eng.º Civil, Escola Politécnica da USP, 1965

Master of Science, Harvard University, 1969

EFEITO DA TEMPERATURA NOS EMPUXOS DE TERRA SOBRE ESCORAMENTOS DE VALAS

Tese apresentada à Escola
Politécnica da USP para a
obtenção do Título de
Doutor em Engenharia.

Orientador: Prof. Dr. Milton Vargas
Professor Catedrático
do Departamento de Es-
truturas e Fundações da
EPUSP.

São Paulo
1978

*Aos meus pais
À minha esposa*

AGRADECIMENTOS

O autor manifesta seus mais sinceros agradecimentos ao Prof. Dr. Milton Vargas, orientador deste trabalho, pelo apoio e incentivo dados na sua iniciação e desenvolvimento na Engenharia de Solos.

Ao Prof. Dr. Carlos de Sousa Pinto, mestre e amigo, expressa os reconhecimentos pelo muito que deve na sua formação como pesquisador e tecnólogo.

Sem o ambiente de liberdade que sempre existiu no Instituto de Pesquisas Tecnológicas, tradicionalmente voltado ao desenvolvimento da técnica, este trabalho não teria vindo à luz. Em particular o autor agradece ao seu Diretor Superintendente Dr. Alberto Pereira de Castro, espírito aberto e compreensivo, pelas oportunidades propiciadas para o desenvolvimento de sua carreira profissional.

Exprime também seu reconhecimento aos engenheiros e técnicos que, de uma forma ou de outra, tomaram parte das atividades ligadas às observações nos trechos experimentais da linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo.

À Cia. do Metropolitano de São Paulo revela sua gratidão pelas condições favoráveis para a realização dos estudos geotécnicos que tornaram possível este trabalho.

O autor deseja também deixar expresso seus agradecimentos ao Eng^o Waldemar Bon Jr. pelas sugestões dadas, bem como à Sra. Hilda Barbosa da Silva Lima pelos serviços de datilografia e à Srta. Lúcia Maria Dias pelo auxílio prestado na impressão do trabalho.

RESUMO

As observações experimentais em trechos ao longo da Linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo revelaram a importância da temperatura nos empuxos sobre escoramentos de valas. A influência é tal que chega a duplicar a resultante das cargas provenientes da pressão de terra e do encunhamento.

A preocupação com o efeito da temperatura é bastante recente, remontando a cerca de 15 anos, e introduz uma nova contingência no dimensionamento de escoramentos. Trata-se da variação dos incrementos de temperatura nas diversas estroncas, em profundidade, que depende do ângulo de incidência dos raios solares, da presença de anteparos ou edificações nas proximidades da vala, das condições de ventilação, entre outros fatores.

Evidências empíricas quanto à linearidade da resposta carga-temperatura levaram à construção de um modelo matemático, que faz recorrência ao Método dos Elementos Finitos, e permitiu não só identificar os fatores condicionantes dos gradientes de carga-temperatura, como também superar a dificuldade colocada pela contingência supra-citada, inerente ao fenômeno em questão.

A fixação dos módulos de deformabilidade foi feita através de retroanálise do comportamento de valas instrumentadas, pois os resultados de ensaios de laboratório conduziram apenas a tendências de variações com a profundidade.

O aspecto contingente do problema foi superado com a introdução do conceito de envoltória dos gradientes máximos, computados dentro de uma faixa experimental de variação dos incrementos relati-

II

vos de temperatura nas estroncas dos diversos níveis.

Embasadas nesta teoria foram estabelecidas fórmulas práticas para o cálculo dos gradientes máximos, aferidos empiricamente, tanto para escoramentos com paredes flexíveis quanto rígidas. Mostra-se como estas fórmulas possibilitam a inclusão do efeito da temperatura no dimensionamento de escoramentos de valas.

Ressalta-se que a obtenção experimental dos diagramas de pressões aparentes precisa ser purificada das parcelas representadas pelo encunhamento e dilatação térmica das estroncas.

Esta depuração foi parcialmente levada a cabo na interpretação das medições em valas da Linha Norte-Sul, tendo-se concluído que, após separação do efeito da temperatura, os diagramas de pressões aparentes para as Argilas Vermelhas e os Solos Variegados da Cidade de São Paulo possuem uma envoltória de forma trapezoidal, com pressão máxima da ordem de 0,1 YH a partir do primeiro nível de estroncas. Este resultado é coerente com os máximos deslocamentos laterais medidos, da ordem de 0,1 % H.

São também tecidas considerações quanto ao alívio das cargas de encunhamento ou de pré-compressão, mostrando-se a sua interação com o efeito da dilatação térmica das estroncas, principalmente para paredes rígidas, onde existe, ademais, o problema da incorporação efetiva das cargas nominais.

SUMMARY

The measurements in full-sized cuts accomplished in the first line of the Subway in São Paulo have shown that, besides the accidental factors such as the local variations in the soil, the constructive details and the extent and uniformity of prestressing, the temperature affects the loads carried by the individual struts. As a matter of fact, these loads were up to or more than three times greater than those originated from the earth pressure and preloading.

The first published work of the temperature effect on strut load seems to have been written fifteen years ago, but it was soon recognized that its contribution was difficult to evaluate.

The contingent aspect of the problem was brought about in this study and is related with sun rays incidence angle, the presence and/or absence of barriers like buildings close to the excavations, the ventilation conditions inside the cuts, and so on. They were responsible for the accidental temperature increment distribution on the strut levels.

A linear response between load and temperature in the braces was found out. This led to the construction of a mathematical model, to simulate the field conditions formulated by means of the Finite Element Method. It allowed the identification of the most relevant parameters that affect the ratio of the increment of load to that of temperature (load-temperature ratio).

The difficulties placed by the contingencies mentioned above were overcome by the introduction of the concept of the

IV

maximum load-temperature ratio, and their envelope, set up by applying the mathematical model to the instrumented cuts and by letting the temperature increments assume values in ranges effectively observed in the field.

Practical formulas were developed to figure up the maximum load-temperature ratio that seem to be well-founded to braced cuts using both flexible walls (piles, lagging and wales) or rigid walls (cast-in-place concrete). The analysis also showed how to make use of these findings to include the temperature effect in the design of braced cuts.

Another achievement of this study refers to the fact that apparent earth pressure diagrams will have to be drawn by correcting the measured loads of the temperature effects. A procedure is proposed to carry out the separation of loads in individual struts in their components, caused by the earth pressure, the preloading or wedging and the temperature effects.

This separation was partly done in the sites investigated in the Subway in São Paulo and induced to a trapezoidal envelope for the apparent earth pressure distribution. The maximum earth pressure value, starting at the first strut level, was figured on $0.14H$, which was in agreement with the measured lateral displacements (smaller than $0.1\% H$).

Some considerations were also made in relation to the wedging or the preloading influences on the loads in other brace levels and their interaction with the temperature effect. Warning measures have to be taken in order to achieve the designed preload in the braces whenever cast-in-place concrete walls are built.

ÍNDICE GERAL

CAPÍTULO I: *INTRODUÇÃO*

1. Generalidades	1
2. Interesse pelo Assunto	2
3. Conceituação básica	3
4. Objetivos	4
5. Revisão Bibliográfica	5
5.1. Metrô de São Paulo - Secção Experimental 1	8
5.2. Metrô de Washington - Corner of 16 th and L. Street	9
5.3. Metrô de Washington - Galery Place Station	12
5.4. Publicações Mais Recentes	14

CAPÍTULO II: *CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS DO METRÔ DE SÃO PAULO*

1. Preliminares	17
2. Sequência de Construção	17
3. Instrumentação Utilizada	19
4. Características Gerais das Diversas Secções Experimentais	19

CAPÍTULO III: *LINEARIDADE DA RESPOSTA CARGA-TEMPERATURA EM ES-TRONCAS*

1. Preliminares	22
2. Evidências Empíricas	22
3. Gradientes de Carga-Temperatura	27

VI

3.1. Conceituação	27
3.2. Valores Observados dos Gradientes nas Secções Experimentais do Metrô de São Paulo.	29
 CAPÍTULO IV: CONSTRUÇÃO DE UM MODELO MATEMÁTICO SIMPLES - IDENTIFICAÇÃO DOS CONDICIONANTES MAIS SIGNIFICATIVOS DO EFEITO DA TEMPERATURA	
1. Hipóteses Simplificadoras	33
2. Formulação Matemática do Problema Através do Método dos Elementos Finitos	35
3. Parâmetros Elásticos mais Significativos do Modelo Matemático	38
4. Avaliação de Erros Inerentes à Aplicação do Método de Cálculo Escolhido	39
5. Resultados da Aplicação do Modelo a Valas Escoradas	41
5.1. Relações Hiperbólicas Entre a Matriz U e η	42
5.2. Heterogeneidade dos Solos	44
5.3. Fatores que mais Condicionam os Valores dos Gradientes	44
6. Envoltórias dos Gradientes Máximos	48
7. Nível de Tensões no Solo Provocado pelas Variações de Temperatura	49
8. Módulos de Deformabilidade dos Solos	51
 CAPÍTULO V: CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DOS SOLOS ESCORADOS	
1. Preliminares	52
2. Conceituação Básica	52

VII

2.1. Parâmetros Elásticos	53
2.2. Fatores Condicionantes da Deformabilidade dos Solos	54
3. Ilustração de Como Obter Uma Relação Entre Módulos de Deformabilidade, o Nível das Tensões Aplicadas e a Relação de Sobre-Adensamento	61
4. Módulos de Deformabilidade dos Solos da Cidade de São Paulo	64
4.1. Argilas Vermelhas (Porosas e Rijas)	65
4.2. Solos Variegados	69
5. Alguns Resultados Sobre a Influência do Tipo de Solicitação Imposto ao Solo	71
6. Súmula: Tendências de Variação dos Módulos E com a Profundidade	73

CAPÍTULO VI: FÓRMULAS PRÁTICAS PARA O CÁLCULO DOS GRADIENTES DE CARGA-TEMPERATURA

1. Fixação dos Módulos de Deformabilidade dos Solos Escorados Através de Retroanálise	76
1.1. Módulos de Deformabilidade Adotados	76
1.2. Avaliação dos Módulos E_s por Retroanálise	77
2. Redefinição do Parâmetro η para Solos Heterogêneos	80
3. Fórmulas Simples para o Cálculo de $\bar{\eta}$	81
4. Fórmulas Práticas para o Cálculo dos Gradientes em final de escavação. Comprovação Empírica	83
4.1. Paredes Flexíveis	83
4.2. Paredes Rígidas	83

VIII

5. Influência da Rigidez da Parede de Escoramento, da Geometria da Vala e do Tipo de Solo nos Gradientes Máximos de Carga-Temperatura	84
6. Fases de Reaterro	87
7. Outras Aplicações do Modelo Matemático Elaborado Anteriormente	89

CAPÍTULO VII: REPARTIÇÃO DAS CARGAS MEDIDAS NAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS COM PAREDES FLEXÍVEIS EM TRÊS PARCELAS: A DE ENCUNHAMENTO; A DE EMPUXO DE TERRA E A DE DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS.

1. Preâmbulo	90
2. Estimativa dos Alívios de Carga Devidos ao Encunhamento	92
2.1. Fundamentos Teóricos	92
2.2. Comprovação Experimental	93
2.3. Limites Superiores das Parcelas de Encunhamento	94
3. Repartição das Cargas Totais Observadas	96
4. Repartição das Cargas Distribuídas nas Estroncas de uma Mesma Vala	98
5. Diagramas de Pressões Aparentes	101

CAPÍTULO VIII: INCLUSÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA NO CÁLCULO DAS CARGAS NAS ESTRONCAS EM ESCORAMENTOS COM PAREDES FLEXÍVEIS

1. Preliminares	102
1.1. Colocação do Problema e Proposição	102
1.2. Resenha Sobre os Métodos de Cálculo do Empuxo	103

IX

2. Cálculo das Cargas Provenientes do Empuxo de Terra	107
2.1. Envoltórias das Pressões Aparentes para as Argilas Vermelhas e os Solos Variegados	107
2.2. Comparação Entre o Empuxo Ativo de Rankine e o ΣC_o	109
2.3. Resumo das Alternativas para o Cálculo das Cargas Resultantes do Empuxo de Terra	111
3. Roteiro de Cálculo das Cargas Provenientes da Dilatação Térmica das Estroncas	111
3.1. 1ª Alternativa	112
3.2. 2ª Alternativa	112
4. Comparações Entre Cargas Calculadas e Observadas	114
4.1. Cargas Totais	114
4.2. Cargas Distribuídas nas Estroncas	115
 <i>CAPÍTULO IX: A PRÉ-COMPRESSÃO DE ESTRONCAS - SUA INFLUÊNCIA NOS RECALQUES DO TERRENO E SUA INTERRELAÇÃO COM O EFEITO DA DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS</i>	
1. Considerações Iniciais	117
2. A Pré-Compressão de Escoras no Caso de Paredes Flexíveis	118
2.1. A sua Função Real	118
2.2. O Efeito da Temperatura	119
2.3. Fontes de Recalques nas Imediações das Valas	120
3. A Incorporação das Cargas nas Estroncas Pré-Comprimidas - Paredes de Escoramento Rígidas	122
3.1. Técnica Usada na Pré-Compressão	122

X

3.2. Alívio de Cargas em Estroncas Vizinhas, Durante a Pré-Compressão	123
3.3. O Efeito da Temperatura na Carga Instalada	124
CAPÍTULO X: CONCLUSÕES	
1. Evidências Empíricas do Efeito da Temperatura	126
2. Resultados Da Aplicação do Modelo Matemático-Envoltórias dos Gradientes Máximos	127
3. Fórmulas Práticas para o Cálculo dos Gradientes	128
4. Recomendações Quanto à Consideração do Efeito da Temperatura Nas Manipulações dos Dados Experimentais e no Dimensionamento de Escoramentos	130
4.1. Paredes de Escoramento Flexíveis	130
4.2. Paredes de Escoramento Rígidas	131
5. Sugestões Para Futuras Observações no Contexto desta Investigação	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134
APÊNDICE A: CONSIDERAÇÕES QUANTO À PRECISÃO DAS CÉLULAS DE CARGA E DOS PARES TERMOELÉTRICOS	
1. Introdução	145
2. Precisão de Medida das Células de Carga de Corda Vibrante	145
2.1. Precisão do Aparelho em Si	145
2.2. Influência da Temperatura no Aparelho de Medida	146
2.3. Influência da Rigidez das Células de Carga	148

3. Precisão nas Medidas da Temperatura	149
3.1. Erros Inerentes à Própria Técnica de Medida	149
3.2. O Que é a Temperatura de Uma Estronca?	150

APÊNDICE B: *DESCRIÇÃO DETALHADA DAS CARACTERÍSTICAS DE SECÇÕES
EXPERIMENTAIS DO METRÔ DE SÃO PAULO*

1. Secção Experimental 1	153
2. Secção Experimental 6	154
3. Secção Experimental 8	156
4. Secção Experimental 2	158
5. Secção Experimental 5	160
6. Secção Experimental do Bloco 17	163
7. Secção Experimental 7	164
8. Secção Experimental 3	166

APÊNDICE C: *FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DAS REGRESSÕES DE QUE TRATA
O CAPÍTULO III*

1. Bases Teóricas	169
2. 'Sensibilidade Inerente' do Sistema de Equações Obtido	172

APÊNDICE D: *PROPRIEDADES DA MATRIZ DOS GRADIENTES BÁSICOS*

1. Propriedades da Matriz U	174
2. Demonstração da Propriedade 3	175
2.1. Matriz U de Ordem 2	175
2.2. Matriz U de Ordem 3	176
2.3. Matriz U Qualquer	176

APÊNDICE E: *DISCUSSÃO DE ALGUMAS HIPÓTESES INCORPORADAS AO MODE-
LO MATEMÁTICO DO CAPÍTULO IV*

1. Vigas de Distribuição Com Rigidez Infinita	178
2. Efeito da Temperatura em Paredes de Sistemas de Escoramentos	180
2.1. Medições de Temperatura em Lajes de Concreto e em Solos	180
2.2. Hipóteses Concernentes à Variação da Temperatura nas Paredes Diafragma	182
2.3. Aplicação do Método dos Elementos Finitos	183
2.4. Resultados Obtidos	185
3. Simulação das Paredes Flexíveis Por Paredes Contínuas	187

APÊNDICE F: *APANhado GERAL SOBRE AS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE SOLOS DA CIDADE DE SÃO PAULO DE INTERESSE A ESTE ES-
TUDO*

1. Preliminares	190
2. Características Gerais de Alguns Solos da Bacia de São Paulo	192
2.1. Argilas Porosas Vermelhas	192
2.2. Argilas Rijas Vermelhas	194
2.3. Solos Variados	195
3. O Problema do Coeficiente de Empuxo Em Repouso dos Solos Terciários Da Cidade de São Paulo	198

NOTAÇÃO E NOMENCLATURA

- B - Matriz que relaciona o Vetor Deformação de um elemento finito com o Vetor dos Deslocamentos Nodais.
- B' - Matriz Transposta de B .
- C - Vetor de Cargas nas estroncas ou, simplesmente, Cargas. Às vezes aparecem os símbolos C_A, C_B , etc., onde os índices A, B , etc. denotam os níveis das estroncas. Outras vezes designa o vetor dos ΔC_i .
- c - Intercepto de coesão.
- c' - Coesão efetiva.
- C_j - Carga atuante na j -ésima estronca, na temperatura máxima; ΣC_j é a carga total associada a uma vala.
- C_E^j - Parcela de carga devida ao encunhamento, na j -ésima estronca; ΣC_E^j é a carga total de encunhamento, associada a uma vala.
- C_o, \bar{C}_o - Cargas observadas nas estroncas das Secções Experimentais, descontados os efeitos da temperatura; $\Sigma \bar{C}_o$ é o somatório das cargas médias observadas, descontados os efeitos da temperatura, associado a uma vala.
- $\bar{C}_{máx}$ - Cargas médias observadas nas temperaturas máximas; $\Sigma \bar{C}_{máx}$ é o seu somatório, associado a uma vala.
- D - Matriz de Elasticidade; ou altura das paredes contínuas de escoramento; ou comprimento das estacas metálicas.
- D', D_1 - Espessuras de camadas de solos.
- E, E_β - Módulos de Deformabilidade dos solos.
- \bar{E}_β - Média ponderada dos módulos E_β de diversas camadas de solo escorado, até a profundidade D .
- E_1 - Módulos de Deformabilidade dos Solos para 1 % de deformação específica axial.

E_{50} - Idem para 50 % de resistência mobilizada.

E_i - Idem tangente inicial.

$E_{0,1}$ - Idem para 0,1 % de deformação específica axial.

E_r - Módulo de Recarga, após repetição cíclica de carga-descarga (Reload Modulus).

E_a - Módulo de Elasticidade do Aço.

E_c - Idem do concreto.

E_p - Módulo de Elasticidade da parede contínua equivalente, no sentido indicado no Ítem 3 do Apêndice E.

E_T - Cargas nas estroncas, oriundas do efeito da temperatura. Às vezes aparecem os símbolos E_T^A , E_T^B , etc., onde A , B , etc. denotam os níveis das estroncas.

E_T^i - Somatório das cargas calculadas como efeito da temperatura, pela 1ª Alternativa, Ítem 3.1. do Capítulo VIII.

E_T^{max} - Idem, pela 2ª Alternativa, Ítem 3.2. do Capítulo VIII.

E_T^* - Somatório das cargas observadas, oriundas do efeito da temperatura.

E_R e E'_R - Empuxos Ativos Totais de Rankine ou simplesmente Empuxos de Rankine, calculados até as profundidades H e H' , respectivamente.

E_j - Carga atuante na j -ésima estronca proveniente da pressão ou empuxo de terra; ΣE_j é o Empuxo de Terra.

e_p , e_1 , e_2 - Espessuras da parede contínua equivalente, no sentido indicado no Ítem 3 do Apêndice E.

e - Índice de vazios de um solo.

F - Força linearmente distribuída.

G , G_j - Gradientes de Carga-Temperatura, isto é, cargas que surgem numa dada estronca, para um incremento unitário de sua temperatura. Às vezes aparecem como G_A , G_B , etc., ou como G_1 , G_2 , etc., onde os índices denotam o nível das estroncas.

\bar{G} - Gradientes de Carga-Temperatura adimensionalizados, isto é, fração de carga numa dada estronca em relação à carga ($E_a S_a^\alpha \cdot \Delta T$) que ocorreria estivessem suas extremidades impedidas de se movimentar, por efeito de incrementos de temperatura ΔT .

$G_{m\acute{a}x}$ - Máximo valor dos Gradientes associado a uma vala, para todas as possíveis combinações do vetor T variando dentro de uma faixa experimental de valores.

$G_i^{m\acute{a}x}$ - Idem na i -ésima estronca.

g_{ij} - Coeficientes da Matriz G dos gradientes de carga-temperatura, definida de tal forma que $g_{ij} = 0$ para $i \neq j$ e $g_{ii} = G_i$.

h - Espessura de Paredes Contínuas de concreto.

H, H' - Profundidade da vala (H) e distância da superfície do terreno até o ponto médio entre a última estronca e o fundo da vala (H').

IP - ndice de Plasticidade de um solo.

J - Momento de Inércia.

J_a - Momento de Inércia da seco transversal das estacas metálicas, em relação ao eixo que passa pelo seu centro de gravidade e é paralelo às linhas das paredes de escoramento.

J_p - Idem da seco da parede contínuas equivalente, no sentido indicado no ítem 3 do Apêndice E.

K - Coeficiente de Mola ou Matriz de Rigidez.

$\bar{K}_s, \bar{K}_p, \bar{K}_b$ - Matrizes de Rigidez a menos de um escalar, onde os índices s, p e b denotam, respectivamente, solo, parede contínuas e barras.

K_o - Coeficiente de Empuxo em Repouso.

l, l' - Comprimentos de estroncas e de Vigas de Distribuo, respectivamente.

L, L_o - Frequências de ressonância de cordas vibrantes.

LL - Limite de Liquidez de um solo.

M - Fator de Rigidez Relativa Parede Rígida-Solo.

n - Número de níveis de estroncas numa vala escorada.

p - Pressão.

p_o - Tensão efetiva média inicial ou de adensamento.

$p_{m\acute{a}x}$ - Máxima tensão efetiva média a que uma amostra de solo esteve submetida anteriormente. Ou máxima pressão aparente de diagramas trapezoidais.

P, \bar{P}, P_i - Cargas. Às vezes P denota um vetor de forças $P_i = E_a S_a \alpha \Delta T$.

r - Relação entre os incrementos relativos de temperatura das estroncas superiores para as inferiores, em valas com 2 níveis de escoras. Às vezes designa o coeficiente de regressões estatísticas.

RSA - Relação de Sobre Adensamento.

S_a - Área da secção transversal de estroncas.

T - Vetor dos incrementos relativos de temperatura ΔT_i .

T_i - Temperatura na i -ésima estronca. Às vezes aparecem os símbolos T_A, T_B , etc., onde A, B , etc., denotam os níveis das estroncas.

T_m - Autovetor de U associado a λ_m .

T_m^j e T_o^j - Temperaturas máxima e mínima, respectivamente, na j -ésima estronca.

T_m^B e T_o^B - Idem, na estronca superior.

T' - Vetor transposto de T . Ou temperatura média de uma estronca.

t - Espaçamento em planta entre estroncas.

t_i - Tem, no Apêndice D, o mesmo sentido que os ΔT_i .

U - Matriz dos Gradientes Básicos.

$u_{i,j}$ - Gradientes básicos de carga-temperatura, isto é, força exercida pela i -ésima estronca contra a parede de escoramento, quando apenas a j -ésima estronca sofre um incremento de temperatura de 1°C . Às vezes aparecem os símbolos $u_g^B, u_i^B = u_g^i$ e u_i^i para designar estes gradientes, onde as letras g e i denotam superior e inferior, respectivamente.

- V - Volume de um elemento finito.
- X - Vetor das forças X_i .
- z, z_i - Profundidades medidas a partir da superfície do terreno.
- α - Coeficiente de dilatação térmica do aço.
- β - Escalar ou Rigidez relativa Solo-Viga de Distribuição.
- γ, γ_n - Densidades naturais dos solos.
- δ - Deslocamento.
- $\delta_{i,j}$ - Deslocamento horizontal do ponto onde a i -ésima estronca toca a parede, se a j -ésima estronca for dado um acréscimo de temperatura de 1°C .
- δ^e - Vetor dos deslocamentos nodais de um elemento finito.
- $\delta_{m\acute{a}x}$ - Máximo deslocamento horizontal observado nas Secções Experimentais, em final de escavação.
- $\Delta\sigma_h$ - Incremento de tensão axial em corpos de prova talhados horizontalmente.
- ΔC_i - Incremento de carga.
- ΔT_i - Incremento Relativo de Temperatura, isto é, incrementos de temperatura nas estroncas dos níveis inferiores ($i > 1$) quando a do nível superior ($i = 1$) sofre um aquecimento de 1°C .
- ΔT - Incremento de temperatura.
- ΔT_m - Máxima variação de temperatura observada nas Secções Experimentais.
- η - Designa o Adimensional $E_a S_a / E_b t l$, isto é, a relação entre a rigidez das estroncas e a do solo.
- $\bar{\eta}$ - Idem, quando o módulo do solo é \bar{E}_b , média ponderada dos módulos das diversas camadas do solo escorado até a profundidade D .
- ϵ - Vetor Deformação de um elemento finito.
- ϵ_1 - Deformação específica axial.
- θ, θ' - Ângulos de atrito em termos de pressões totais e efetivas, respectivamente, acima dos efeitos do pré-adensamento.
- $\theta_\alpha, \theta'_\alpha$ - Idem, abaixo dos efeitos do pré-adensamento.

XVIII

λ - Autovalor da Matriz U . Ou coeficiente angular da linha do estado crítico.

λ_m - Mínimo dos Autovalores de U .

ν - Coeficiente de Poisson.

ξ - Relação entre E_p e E_a

ρ - Relação entre E_p e E_s

σ - Vetor Tensão de um elemento finito.

$\bar{\sigma}_c$ - Pressão de câmara em ensaio triaxial \bar{R} .

$\bar{\sigma}_a$ - Pressão de pré-adensamento.

$\bar{\sigma}_{cm}$ - Máxima pressão a que um elemento de solo foi anteriormente adensado, isotropicamente.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ - Tensões principais maior, intermediária e menor, respectivamente.

$\bar{\sigma}_v$ e $\bar{\sigma}_h$ - Tensões efetivas vertical e horizontal, respectivamente.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{máx}$ - Máximo acréscimo de tensão axial.

$\bar{\sigma}_{vc}$ e $\bar{\sigma}_{hc}$ - Pressão de câmara e tensão axial de adensamento anisotrópico, em corpos de prova talhados horizontalmente (Ensaio Triaxial \bar{R}).

LISTA DE FIGURAS

- II-1: Localização Esquemática das Secções Experimentais. Linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo.
- III-1: Carga em Função da Temperatura - Secção Experimental I - Estágio 5.
- III-2: Temperaturas dos Níveis A e B Em Função do Tempo - Secção Experimental I - Estágio 8. Secção Transversal I.
- III-3: Cargas dos Níveis A e B Em Função do Tempo - Secção Experimental I - Estágio 8. Secção Transversal I.
- III-4: Comparação Entre Valores Observados e Calculados das Cargas nas Estroncas - Secção Experimental I - Estágio 8, Secção Transversal I.
- III-5: Comparação Entre Valores Observados e Calculados das Cargas nas Estroncas - Secção Experimental I - Estágio 8, Média das Secções Transversais I, II e III.
- III-6: Ilustração Gráfica da Afinidade Existente entre as Curvas que Correlacionam T_B com T_A e C_B com C_A . - Secção Experimental I, Estágio 8. Secção Transversal I.
- III-7: Carga em Função da Temperatura - Secção Experimental I - Estágio 9. Secção Transversal I.
- IV-1: Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas.
- IV-2: Discretização da Secção da Vala em Elementos Finitos Planos e de Barras - Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas.
- IV-3: Curvas de Iguais Erros Percentuais nos Valores dos Gradientes Básicos Devidos à Delimitação Geométrica - Secção Experimental do Bloco 17. Paredes Rígidas - $\xi = 1/10$ e $\eta = 2,6$.

- IV-4: Erros Percentuais nos Valores dos Gradientes Básicos u_s^s , $u_s^i = u_i^s$ e u_i^i , Devidos à Delimitação Geométrica - Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas. $\xi = 1/10$ e $\eta = 2,6$.
- IV-5: Influência da Relação dos Módulos de Deformabilidade nos Valores dos Incrementos Relativos de Temperatura, que Geram Iguais Gradientes em Todas as Estroncas. Secção Experimental 8.
- IV-6: Comparação entre Valores Calculados e Observados dos Incrementos Relativos de Temperatura, que Geram Iguais Gradientes. Secção Experimental 2.
- IV-7: Gradientes de Carga-Temperatura em Função de η , ξ e r .
- IV-8: Faixa de Valores Extremos Adotada para os Incrementos Relativos de Temperatura, em Função da Profundidade.
- IV-9: Correlação entre o Máximo Gradiente de Carga-Temperatura na Última Estronca (G_{\max}) e o Parâmetro η .
- IV-10: Variação dos Gradientes Máximos (G_i^{\max}), em Cada Nível de Estroncas, com a Profundidade - Secção Experimental 8.
- IV-11: Limite Superior para o Máximo Gradiente na i -ésima Estronca.
- IV-12: Acrêscimos de Tensões nos Pontos do Plano A-A, Provocados pelo Aquecimento da Estronca Inferior de 1°C - Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas.
- IV-13: Acrêscimos de Tensões nos Pontos do Plano A-A, Provocados pelo Aquecimento da Estronca Superior de 1°C - Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas.
- IV-14: Linha Elástica do Contato Solo-Concreto (Linha A-B) - Secção Experimental do Bloco 17 - Paredes Rígidas.
- V-1: Curvas Tensão-Deformação de Ensaio Triaxiais Rápidos Prê-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente.
- V-2: Desenvolvimento de Pressões Neutras - Ensaio Triaxiais Rápidos Prê-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente.

- V-3: Trajetórias de Tensões Efetivas - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente.
- V-4: Círculos de Mohr na Ruptura, em Termos de Pressões Efetivas - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente.
- V-5: Variação do Módulo de Deformabilidade Secante com o Nível de Tensões, Acima dos Efeitos do Pré-Adensamento.
- V-6: Variação dos Módulos de Deformabilidade com a Pressão $\bar{\sigma}_c$ e com a Relação $\bar{\sigma}_a/\bar{\sigma}_c$ - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente.
- V-7: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_1) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente. Argilas Vermelhas.
- V-8: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_1) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente. Argilas Vermelhas.
- V-9: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_{50}) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente. Argilas Vermelhas.
- V-10: Correlação Linear entre o Módulo de Deformabilidade Tangente Inicial e a Relação $\bar{\sigma}_a/\bar{\sigma}_c$.
- V-11: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_1) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente - Solos Variegados.
- V-12: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_1) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente - Solos Variegados.
- V-13: Faixa de Valores do Módulo de Deformabilidade (E_{50}) - Ensaio Triaxiais Rápidos Pré-Adensados (\bar{R}) Isotropicamente - Solos Variegados.

- V-14: Tendências de Variação, com a Profundidade, dos Módulos de Deformabilidade Iniciais Médios dos Solos Variegados, Calculados Através da Expressão $E_1 / (\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3)_{\text{máx}} = 200$.
- V-15: Ensaio Triaxial Rápido de Compressão e Extensão Axiais, em Corpos de Prova Talhados Horizontalmente e Adensados Anisotropicamente.
- V-16: Ilustração de Ensaio Triaxial Rápido, de Extensão Axial, com Repetição de Carga - Corpos de Prova Talhados Horizontalmente.
- VI-1: Fixação da Rigidez dos Solos Através de Retroanálise - Secções Experimentais 1 e 6.
- VI-2: Fixação da Rigidez dos Solos Através de Retroanálise - Secção Experimental 8.
- VI-3: Fixação da Rigidez dos Solos Através de Retroanálise - Secções Experimentais 6 e 8.
- VI-4: Módulos de Deformabilidade Adotados - Secção Experimental 2.
- VI-5: Abacos para o Cálculo do Gradiente Máximo.
- VI-6: Influência da Área da Secção Transversal das Estroncas (S_a) e do seu Comprimento (l) nos Valores dos Gradientes Máximos - Paredes Flexíveis e Rígidas.
- VII-1: Secção Experimental nº 1. Tempo Decorrido após a Instalação da 1ª Estronca.
- VII-2: Secção Experimental nº 6. Tempo Decorrido após a Instalação da 1ª Estronca.
- VII-3: Secção Experimental nº 8. Tempo Decorrido após a Instalação da 1ª Estronca.
- VII-4: Secção Experimental nº 2. Tempo Decorrido após a Instalação da 1ª Estronca.
- VII-5: Diagramas de Pressões Aparentes - Secção Experimental 8, com Incidência dos Raios Solares, Ventilação, etc. da Secção Experimental

tal 2.

- VII-6: Diagramas de Pressões Aparentes - Secção Experimental 2, Com Incidência dos Raios Solares, Ventilação, etc. da Secção Experimental 8.
- VIII-1: Diagramas de Pressões Aparentes Máximas, Descontado o Efeito da Dilatação Térmica das Estroncas.
- VIII-2: Deslocamentos Horizontais Medidos Com o Inclínometro.
- A-1: Esquema da Célula de Carga de Corda Vibrante.
- A-2: Detalhes da Instalação de Termopar.
- A-3: Detalhes da Instalação de Termopar.
- A-4: Inexistência de Fenômenos de Histerese na Resposta de Células de Carga Maihak, Devido a Variações de Temperatura.
- A-5: Variações da Temperatura em Função do Tempo - Muro de Arrimo, Mosteiro São Bento.
- A-6: Variações da Carga com o Tempo - Muro de Arrimo, Mosteiro São Bento.
- A-7: Medidas de Temperaturas Feitas Num Perfil Duplo 1 12".
- A-8: Medidas de Temperaturas Feitas no Interior de um Perfil Duplo " 1 12", ao Longo de seu Comprimento.
- A-9: Correlação entre a Média das Temperaturas, Medidas em Quatro Pontos no Interior de uma Estronca (2 1 12"), ao Longo de seu Comprimento, e as Temperaturas em Cada um Destes Pontos.
- B-1: Secção Experimental 1 - Localização, Planta e Corte.
- B-2: Secção Experimental 1 - Perfil de Sondagem.
- B-3: Estágios da Escavação - Secção Experimental 1.
- B-4: Secção Experimental 6 - Localização, Planta e Corte.
- B-5: Secção Experimental 6 - Perfis de Sondagens.
- B-6: Estágios da Escavação - Secção Experimental 6.
- B-7: Secção Experimental 8 - Localização, Planta e Corte.

- B-8: Estágios da Escavação - Secção Experimental 8.
- B-9: Secção Experimental 2 - Localização, Planta e Corte.
- B-10: Secção Experimental 2 - Perfil de Sondagem.
- B-11: Estágios da Escavação - Secção Experimental 2.
- B-12: Secção Experimental 5 - Localização, Planta e Corte.
- B-13: Sondagem de Reconhecimento do Subsolo na Área da Secção Experimental 5.
- B-14: Estágios de Escavação - Secção Experimental 5.
- B-15: Secção Experimental do Bloco 17 (Trecho 43) - Planta e Corte.
- B-16: Secção Experimental 7 - Localização, Planta e Corte.
- B-17: Secção Experimental 7 - Perfis de Sondagem.
- B-18: Estágios da Escavação - Secção Experimental 7.
- B-19: Secção Experimental 3 - Localização, Planta e Corte.
- B-20: Secção Experimental 3 - Perfil de Sondagem.
- B-21: Secção Experimental 3 - Datas de Instalação e Retirada das Estroncas.
- E-1: Forças de Reação, no Contato Viga-Base Elástica.
- E-2: Linha Elástica da Parede Diafragma (Ao Longo de \overline{CDE}), Supondo que Somente Ela se Encontra Sob o Efeito da Temperatura - Secção Experimental do Bloco 17, Paredes Rígidas.
- E-3: Incremento de Carga na Estronca Inferior em Função do Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo, Quando só a Parede Contínua de Escoramento Está Sob o Efeito da Temperatura.
- F-1: Curvas Granulométricas das Amostras Estudadas - Argilas Porosas Vermelhas.
- F-2: Posição das Amostras Estudadas na Carta de Plasticidade - Argilas Porosas Vermelhas.
- F-3: Características de Deformabilidade das Argilas Porosas Vermelhas da Cidade de São Paulo, Acima dos Efeitos do Pré-Adensamento.

- F-4: Curvas Granulométricas - Argilas Vermelhas Rijas.
- F-5: Posição das Amostras na Carta de Plasticidade - Argilas Vermelhas Rijas.
- F-6: Curvas Granulométricas das Amostras Estudadas - Solos Variegados.
- F-7: Distribuição dos Solos na Carta de Plasticidade - Solos Variegados.
- F-8: Ensaio Oedométrico em Anel Cintado, do Aparelho "Direct Simple Shear Test". (Corpo de Prova Cilíndrico com $32 \text{ cm}^2 \times 1,7 \text{ cm}$) - Argila Porosa Vermelha.
- F-9: Ensaio no Aparelho de Deformação Plana, com Confinamento Lateral no Plano Horizontal (Adensamento) - (Corpo de Prova Prismático com Dimensões de $8,89 \text{ (Altura)} \times 8,89 \times 3,56 \text{ cm}^3$) - Argila Porosa Vermelha.
- F-10: Valores do Coeficiente de Empuxo em Repouso (K_0) em Função da Relação de Sobre-Adensamento (RSA), em Pré-Carregamentos Induzidos em Laboratório - Argila Porosa Vermelha.

LISTA DE TABELAS

- I-1: Dados Referentes ao Metrô de Washington D.C.
- I-2: Dados Referentes ao Metrô do Rio.
- II-1: Informações Gerais Sobre as Secções Experimentais.
- III-1: Secções Experimentais do Metrô de São Paulo.
- III-2a: Secção Experimental 1 - Correlações.
- III-2b: Secção Experimental 6 - Correlações.
- III-2c: Secção Experimental 2 - Correlações.
- III-3: Secção Experimental 1 - Dados Relativos às Fases de Final de Escavação e Reaterro.
- III-4: Secção Experimental 6 - Dados Relativos às Fases de Final de Escavação e Reaterro.
- III-5: Secção Experimental 8 - Dados Relativos às Fases de Final de Escavação e Reaterro.
- III-6: Secção Experimental 2 - Dados Relativos às Fases de Final de Escavação e Reaterro.
- IV-1: Resultados para a Secção Experimental 1.
- IV-2: Resultados para a Secção do Bloco 17, Parede Flexível.
- IV-3: Resultados para a Secção Experimental 8.
- IV-4: Resultados para a Secção do Bloco 17, Paredes Rígidas.
- IV-5: Secção do Bloco 17, Paredes Rígidas.
- V-1: Características das Amostras Estudadas.
- V-2: Módulos de Deformabilidade - Argilas Vermelhas da Cidade de São Paulo.
- V-3: Argilas Vermelhas da Cidade de São Paulo - Valores da RSA em Função da Profundidade, para Vários Perfis de Subsolo.

- V-4: Módulos de Deformabilidade - Solos Variegados da Cidade de São Paulo.
- V-5: Solos Variegados da Cidade de São Paulo - Valores da RSA em Função da Profundidade para Vários Perfis de Subsolo.
- V-6: Relação entre Módulos de Deformabilidade e a Resistência não Drenada - Solos da Cidade de São Paulo.
- VI-1: Resultados Obtidos com a Aplicação do Modelo Matemático.
- VI-2: Resultados Obtidos com a Aplicação do Modelo Matemático (continuação)
- VI-3: Metrô de São Paulo. Valores dos Gradientes (G) Adimensionalizados, Observados e Calculados pela Fórmula de Chapman (V. Capítulo I).
- VI-4: Transferência de Carga para a Última Estronca Remanescente, nas Fases de Reaterro.
- VI-5: Acrêscimos de Carga em Todas as Estroncas, Exceto as Últimas, nas Fases de Reaterro.
- VII-1: Secção Experimental 3. Alívios de Carga nas Estroncas dos Níveis A, B, C, D e E Quando da Pré-Compressão das Estroncas do Nível F (Em 27/10/72).
- VII-2: Secção Experimental nº 7. Alívio de Carga nas Estroncas do Nível B, Quando as do Nível C Foram Pré-Comprimidas.
- VII-3: Secções Experimentais com Paredes Flexíveis - Cargas de Encunhamento.
- VII-4: Repartição das Cargas Totais Observadas nas Secções Experimentais (SE), em Final de Escavação.
- VII-5: Repartição das Cargas Observadas nas Estroncas das Secções Experimentais.
- VII-6: Progresso da Escavação por Ocasão da Instalação das Estroncas, nas Secções Experimentais.

XXVIII

- VIII-1: Parâmetros dos Solos Relacionados com as Secções Experimentais.
- VIII-2: Cargas, Pressões Aparentes e Deslocamentos Máximos.
- VIII-3: Distribuição das Cargas nas Estroncas - Secções Experimentais Com Paredes Flexíveis.
- IX-1: Cargas Realmente Instaladas em Estroncas Pré-Comprimidas. Secções Experimentais.
- F-1: Valores Médios e Intervalos de Variação de Algumas Características das Argilas Porosas (Retiradas Entre as Cotas 800 e 820).
- F-2: Valores Médios e Intervalos de Variação de Algumas Características das Argilas Porosas (Dados Publicados Por Pichler, 1948).
- F-3: Características Médias das Argilas Rijas Vermelhas.

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

1. GENERALIDADES

Desde a introdução dos conceitos de pressões de terra aparentes e de suas envoltórias, consubstanciados em *teorias semi-empíricas*, as preocupações com medições das cargas em estroncas, de sistemas de escoramentos de valas profundas escavadas a céu aberto, multiplicaram-se no espaço e no tempo.

A procura de *receitas regionais* para o cálculo dos empuxos de terra tornou-se antes uma necessidade em virtude das razões tão bem sintetizadas pelos, se não mentores, propagadores dos citados conceitos: contingência dos processos construtivos de escavação e escoramento; variações locais dos solos escorados; velocidade de escavação e tempo de espera para a instalação das estroncas; e intensidade e uniformidade de pré-carregamentos ou de simples encunhamentos. *In view of these facts, no procedure for designing the bracing should be trusted until its reliability has been demonstrated by the results of measurements in full-sized cuts*, afirmaram *Terzaghi e Peck (1967)*, página 397.

E assim aconteceu nas areias de New York, Berlin e Munique; nas argilas de Chicago e Oslo; e mais recentemente em Washington, São Paulo e Rio de Janeiro, entre tantas outras cidades, durante a construção dos seus metropolitanos.

É bastante nova a preocupação quanto à *influência da dilatação térmica das estroncas* ou, como também é conhecido, o efeito da temperatura nas cargas nelas instaladas. Anteriormente, as referências

a este efeito restringiam-se à sua interferência nos aparelhos de medida das cargas.

Se esta influência puder ser equacionada e seus condicionantes explicitados, então será possível:

- a) separar as cargas observadas nas estroncas em parcelas devidas só ao empuxo de terra, ao encunhamento e, ainda, ao próprio efeito da temperatura; e
- b) levá-la em consideração nos cálculos para o dimensionamento de sistemas de escoramentos de valas a céu aberto.

2. INTERESSE PELO ASSUNTO

A primeira referência de que se tem notícia sobre o assunto foi apresentada nos relatos das medições feitas entre 1955 e 1962 no *Metrô de Oslo*, onde é dito, textualmente, que as leituras das células de carga eram feitas de manhã, bem cedo, antes que os raios solares atin-gissem as estroncas. Procurava-se, assim, eliminar a variável dilatação térmica das estroncas das observações experimentais.

Recentemente, no início desta década, por ocasião da construção de uma linha do *Metrô de Washington D.C.* e, paralelamente, da linha Norte-Sul do *Metrô de São Paulo*, o problema foi focalizado sob novo prisma. Constatou-se que as cargas nas estroncas poderiam até duplicar de valor quando se passava das temperaturas mais baixas para as mais altas, fazendo com que as envoltórias de pressões aparentes fossem referidas a estas últimas; ou às temperaturas mais baixas, desde que se adicionasse o efeito da dilatação térmica das estroncas, calculado de alguma forma.

Daí a razão de terem surgido tentativas de construção

de modelos matemáticos, alguns deles fazendo recorrência ao *Método dos Elementos Finitos*; não só para este cálculo, como também para explicar o fenômeno e os seus condicionantes.

Como o efeito da temperatura depende de fatores como incidência direta dos raios solares, ventilação, diferença entre as temperaturas máximas e mínimas, presença de anteparos, tais como edifícios altos, que projetem sombras nas imediações, uma mesma formação de solo pode induzir empuxos totalmente diferentes em duas valas de características idênticas quanto à geometria (mesma profundidade, largura, níveis de estroncas, espaçamentos entre elas, etc.) e aos processos construtivos, mas situadas em locais diferentes, ou escavadas em épocas distintas ao longo do ano.

3. CONCEITUAÇÃO BÁSICA

O efeito da temperatura é entendido nesta investigação como a influência da dilatação térmica das estroncas metálicas no valor das cargas nelas atuantes, em valas escavadas a céu aberto, sujeitas portanto à ação solar.

Essas valas tanto podem estar escoradas com paredes flexíveis, formadas, por exemplo, por estacas metálicas, pranchões de madeira e vigas de rigidez; ou com paredes rígidas, isto é, paredes diafragmas ou estacas justapostas, de concreto.

As cargas nas estroncas flutuam em função de variações de suas temperaturas. Assim, os *incrementos relativos de temperatura* nas diversas estroncas, isto é, os incrementos de temperatura nas estroncas inferiores quando a estronca superior sofre um aquecimento unitário, são fatores decisivos nesta investigação. Eles afetam sensivelmente

os valores dos *gradientes de carga-temperatura*, isto é, as cargas que surgem numa dada estronca, para um incremento unitário de sua temperatura.

Por outro lado, as cargas nas estroncas já instaladas variam também quando do *encunhamento* de estroncas adjacentes ou situadas em níveis inferiores. Este fenômeno pode ser simulado, de forma aproximada, como efeito de variações fictícias de temperaturas.

4. OBJETIVOS

Os objetivos da presente Investigação são:

- a) identificar os *parâmetros* que mais influem nos valores dos gradientes de carga-temperatura;
- b) propor *fórmulas práticas* para o seu cálculo; e
- c) tentar obter uma *repartição* percentual dos três tipos de carga em estroncas, oriundas do encunhamento, pressão de terra e de sua dilatação térmica, para algumas formações de solos da cidade de São Paulo e para a técnica de escavação usada na construção do seu Metrô.

As metas a que se propôs atingir foram:

- a) *revisão dos estudos* feitos anteriormente sobre o assunto;
- b) apresentação dos *resultados de campo* pertinentes, obtidos através das Seções Experimentais do Metropolitano de São Paulo, instrumentadas e observadas pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas;
- c) construção de um *modelo matemático* simples e aproximado, que permita entender o fenômeno do efeito da temperatura em suas diversas facetas, tanto na identificação dos parâmetros de influência mais significativa, tais como a rigidez do solo e do sistema de escoramento, dos incrementos relativos de temperatura, etc.; quanto na superação das dificuldades referentes à aleatoriedade da variação dos incrementos relativos

- de temperatura e à geometria das valas;
- d) comportamento e *parâmetros dos solos* em função da solicitação cíclica de carga repetida; *retroanálise* dos resultados relativos às Secções Experimentais do Metrô de São Paulo para definir módulos de deformabilidade e sua comparação com os módulos obtidos através de ensaios triaxiais;
 - e) *fórmulas práticas* para o cálculo dos gradientes de carga-temperatura, tanto em final de escavação quanto nas fases de reaterro;
 - f) tentativa de *repartição das cargas* nas estroncas das Secções Experimentais em cargas de encunhamento, de empuxo de terra e do efeito da sua dilatação térmica;
 - g) *inclusão do efeito da temperatura* nos processos usuais de cálculo das cargas nas estroncas; aplicação às Secções Experimentais; e
 - h) interrelação da carga de pré-compressão de estroncas com o efeito da sua dilatação térmica.

5. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A influência da dilatação térmica das estroncas em escoramentos de valas não costuma ser citada em trabalhos técnicos publicados e muito menos é levada em conta em projetos.

Nos trabalhos anteriores a 1970 quase não se encontra nenhuma referência sobre o assunto. Tanto isto é verdade que *Flaate (1966)*, em sua tese de doutoramento, e *Morgenstern e Eisenstein (1970)*, no seu relato geral sobre métodos de cálculo de cargas e deformações em estruturas de arrimo, citam um dos poucos trabalhos que fazem menção ao efeito da temperatura, de autoria de *Endo (1963)*, que observou variações de 10 a 20% da carga máxima nas estroncas, para incrementos de 6 a 9°C na temperatura do ar ambiente. A escavação, em frente ao *Edifício M*, possuía 80m de

comprimento por 60m de largura e 13,7m de profundidade, escorada com 6 níveis de estroncas (perfis H). No subsolo predominava uma argila siltosa, sobreposta a camada de pedregulho. Este autor nipônico chegou a indicar que a obtenção da distribuição da pressão de terra deve ser feita através de medições nas temperaturas mais baixas do dia.

Nos *Technical Reports nºs 1 a 9 da Norwegian Geotechnical Institute (1962)*, que tratam das já citadas medições feitas durante a construção do Metrô de Oslo, encontram-se referências ao efeito da temperatura, principalmente nos de números 4, 7 e 8.

Nestes dois últimos a preocupação está voltada quase que exclusivamente para a sua influência nos aparelhos de medida de carga nas estroncas (web strain gauges e load cells), cujos elementos sensores eram constituídos de cordas vibrantes. É dito, na página 16 do Report nº 7, que *In all load calculations the mean squares of the measured frequencies were corrected ... to bring all measurements to a 0°C temperature datum*. Ademais, com o objetivo de minimizar os efeitos de variações bruscas de temperatura nos aparelhos de medida, foram tomadas as seguintes precauções:

- a) as observações eram feitas de manhã, antes que os raios solares atingissem as estroncas; e
- b) a parte instrumentada da escavação foi protegida da ação do vento.

O *Technical Report nº 4* relata as observações feitas numa escavação de 8,7m de profundidade, 5m de largura, com três níveis de estroncas, em frente ao Edifício do Telégrafo de Oslo. O subsolo apresentava-se com uma argila ressecada sobreposta a camada de *quick clay*. A resistência ao cisalhamento não drenada decrescia de 6 t/m^2 para cerca de 2 t/m^2 , o que leva a crer que a rigidez do subsolo decrescia da camada superior para a inferior na proporção de 3:1. Além do efeito do congelamen

to do solo, foram observadas variações das cargas máximas de até 14%, média de 7%, por influência de aumentos da temperatura do ar dentro da escavação, em torno de 17°C.

Medições da temperatura do ar eram feitas rotineiramente, como lembram *Bjerrum et al (1965)*, a propósito de um relato sobre a instrumentação utilizada nas observações de Oslo. No entanto, atribua-se maior importância à instalação de termopares no perímetro do maciço escorado, com o objetivo de detectar a profundidade de penetração do congelamento, que pode ter influência decisiva na distribuição das cargas em estroncas, conforme também relato de *Dibiagio e Bjerrum (1957)*, em regiões de clima temperado.

J.L. Wilton, citado na resenha feita por *Rémy et al (1974)*, ponderou em trabalho publicado em 1970 que as extremidades das estroncas devem ser consideradas quase fixas e asseverou sobre a necessidade das cargas de pré-compressão serem pequenas quando incorporadas em baixas temperaturas. Ao acerto desta última asserção se contrapõe a vulnerabilidade da primeira, pois, como se verá, os incrementos de carga nas estroncas por efeito da sua dilatação térmica têm sido da ordem de 10 a 40% do valor que ocorreria, fossem as suas extremidades fixas. Finalmente, Wilton teria sugerido regular a temperatura das estroncas, em regiões de clima muito quente, protegendo-as de alguma forma contra a incidência direta dos raios solares.

Ainda segundo *Rémy et al (1974)*, *Y. Lacroix e W. T. Jackson*, em seminário realizado em Ohio em 1972, chegaram a um valor da ordem de 0,8 t/°C para o gradiente de carga-temperatura numa estronca comprimida de um sistema de escoramento de paredes rígidas. E teriam afirmado que o efeito da temperatura em paredes flexíveis é pequeno porque o solo se desloca plasticamente, o que é duplamente falso, pois no Metrô de

São Paulo encontraram-se valores dos gradientes de até 0,6 a 0,7 t/°C , além do que a pulsação das estroncas, ao imprimirem acréscimos de tensões baixíssimos nos maciços escorados, de uma forma cíclica, fazem com que o solo se comporte como meio elástico, a exemplo do que ocorre em certos problemas de dinâmica dos solos.

Foi em 1972 que apareceram as duas primeiras publicações, uma nacional outra alienígena, que consideravam mais a fundo o efeito da temperatura; esta era de autoria de *Chapman, Cording e Schnabel (1972)* e aquela de *Sousa Pinto, Massad e Martins (1972)*.

De lá para cá vários outros trabalhos surgiram, alguns deles trazendo novas informações sobre o problema, outros tentando calcular este efeito, através de modelos simplificados, e outros ainda apontando simplesmente a dificuldade do problema de separar as cargas oriundas somente da dilatação térmica das estroncas.

5.1. Metrô de São Paulo - Secção Experimental 1

Nas medidas realizadas na *Secção Experimental 1 do Metrô de São Paulo*, objeto do trabalho de *Sousa Pinto et al (1972)*, observou-se que as cargas nas estroncas praticamente duplicavam de valor quando a temperatura passava de 13°C para 41°C, máxima observada.

Além disso, constatou-se que:

- a) em períodos em que não havia progressos na escavação, a flutuação da carga com a dilatação térmica das estroncas era tal que ela retornava a valores imperantes anteriormente, na mesma temperatura; por exemplo, no dia 04/02/71, quando só a estronca do nível A estava instalada e sua temperatura era de 20°C, a carga por ela suportada era de 4,8 t; às 13 horas estes valores eram de 40°C e 8,6 t; no dia seguinte, pela manhã, 23°C e 4,7 t;

- b) os acréscimos de carga devidos à temperatura não ultrapassaram cerca de 10% dos acréscimos que ocorreriam, fossem as estroncas impedidas em suas extremidades; e
- c) como não foram separados os efeitos da temperatura do empuxo de terra propriamente dito, os diagramas de pressão aparente foram traçados para as cargas na temperatura de 41°C, isto é, para as máximas cargas observadas.

Um outro resultado desse estudo refere-se à maneira como se mediu a temperatura nas estroncas. A técnica utilizada consistiu na instalação de pares termo-elétricos, também conhecidos por termopares, colocados nas mesas superior e inferior dos perfis metálicos, adotando-se a média dos valores como representativa da temperatura da estronca. Verificou-se que este procedimento poderia conduzir a erros grosseiros quanto à temperatura média da estronca, caso houvesse, por exemplo, um resfriamento brusco de temperatura na mesa superior, causado por um chuvisco ou mesmo pela passagem de uma nuvem, que encobrisse temporariamente o sol. Posteriormente, numa outra Secção Experimental do Metrô de São Paulo, ficou comprovado que o melhor processo consistia em medir-se a temperatura no interior da estronca, em pelo menos três pontos ao longo do seu comprimento, tomando-se a média destes valores como a sua temperatura. Este tema será examinado a fundo no *Capítulo II*, ou, mais especificamente, no *Apêndice A*.

5.2. Metrô de Washington - Corner of 16th and L Street

O trabalho de *Chapman et al (1972)* apresenta observações feitas por ocasião da construção de um trecho do Metrô de Washington D.C., num local em que a escavação atingira 25m de largura, 40m de comprimento e profundidade variando de 12,5 a 15m.

TABELA I-1

DADOS REFERENTES AO METRO DE WASHINGTON D.C.

Local	Z _i (m)	E _a S _a ^α (t/°C)	t (m)	D (m)	H (m)	I (m)	n	Tipo de Escoramento (paredes flexíveis)	Valores obser- vados		Módulos de Deforma- bilidade (t/m ²)		Referência
									G (t/°C)	G/E _a S _a ^α (%)	Inferidos *	De prova de carga **	
Corner of 16th and L. Streets (Washington D.C.)	2,3	3,51	6	14-16,5	12,5-15 25	25	2	Estacas metálicas, pranchões de madei- ra e estroncas (Es ₂ cavações de 40x25 m ² em planta)	1,09	31	14.000	1.500 a 3.500	Chapman et al (1972)
	8,0								1,61	46			
Galery Place Station (Washington D.C.)	0							Estacas metálicas, pranchões de madei- ra e estroncas (Es ₂ cavações de 21,3 x 13,5 m, em planta)					O'Rourke et al (1974-a)
	4,5	2,23							0,27	12	3.500		
	8,0	1,04	4	23	18	21,3	5		0,35	34			
	11,0	1,54							0,64	41	10.500		

Legenda: Z_i - distância vertical entre as estroncas e a superfície do terreno.

E_aS_a^α - força que surgiria numa estronca se ela estivesse bloqueada e se fosse aquecida de 10C.

t - espaçamento, em planta, entre estroncas.

D - comprimento das estacas metálicas ou altura das paredes-diafragma.

H - profundidade da vala, em final de escavação.

* - Inferido do Efeito da Temperatura (Dilatação Térmica das Estroncas).

I - comprimento das estroncas.

n - numero de níveis de estroncamento.

ΔT_i - incremento relativo de temperatura na i-ésima estronca.

G - gradientes de carga-temperatura.

** - Em placas de 30 x 30 cm².

O escoramento usado era flexível e compunha-se de estacas metálicas, pranchões de madeira, vigas de distribuição, estroncas e escoras. O subsolo local consistia de camadas de areias e pedregulhos, medianamente compactas a compactas, areias siltosas e argilas siltosas rijas. Outros dados de interesse foram incluídos na *tabela I-1*.

Os diagramas de pressões aparentes refletiram e absorveram o efeito da temperatura nas estroncas.

Além disso, durante o período compreendido entre os dias 82 e 118, a contar do início das obras, estando a escavação na cota final, em que a única variável era a temperatura, que flutuou de 10 a 50°F, notou-se uma resposta quase elástica da parede de escoramento; convém frisar que a temperatura referida acima era a ambiente.

Ficou comprovado também que, para uma variação de 40°F na temperatura do ar, as cargas nas estroncas superior e inferior sofreram acréscimos de 24 t e 36 t, respectivamente, o que significa, em média, aumentos de 38% em relação à carga que surgiria se elas estivessem com as extremidades bloqueadas. Isto representou incrementos de 20 a 30% nas cargas das estroncas superior e inferior, respectivamente, quando comparadas com as cargas nelas instaladas nas temperaturas mais baixas, em final de escavação.

Com base nos valores médios do incremento de carga (30t) e de deslocamento (1,14mm), medidos para variação de temperatura de 40°F, e recorrendo a uma fórmula simples do tipo da de *Boussinesq*, supondo ser o maciço escorado um espaço semi-infinito, isto é, usando a expressão:

$$E_s = \frac{1,5 H (1 - \nu^2) p}{\delta} \quad (1-1)$$

onde \underline{p} é a pressão média atuante contra a parede, por efeito da dilatação térmica de todas as estroncas; ν o Coeficiente de Poisson; \underline{h} a profundidade da vala e δ o deslocamento da parede, esses autores chegaram a um *módulo de deformabilidade* (E_g) do solo da ordem de 14.000 t/m^2 . Provas de carga em placas revelaram valores iniciais deste módulo da ordem de 1500 a 3500 t/m^2 . Este fato se reveste de grande importância, apesar da análise ser muito simplista, pois mostra que o tipo de solicitação imposta ao solo faz com que este responda com uma rigidez várias vezes maior do que era de se esperar, com os conhecimentos baseados em solicitação de carga estática e vertical.

Finalmente, Chapman e colaboradores idealizaram um modelo matemático bastante simples para o cálculo do efeito da temperatura, supondo que em cada extremidade das estroncas o solo atua como uma mola, cuja rigidez pode ser calculada através da *expressão (I.1)*. Assim, sendo ΔT a variação da temperatura nas estroncas, supostamente iguais para todas elas; E_a , S_a e l o módulo de deformabilidade, a área da secção transversal e o comprimento da estronca, respectivamente; e ΔC o incremento de carga induzido, pode-se escrever:

$$\frac{\Delta C}{\Delta T} = \frac{E_a S_a \alpha}{1 + 2 \frac{E_a S_a}{lK}}$$

onde K é a rigidez das molas, dada por

$$K = \frac{\bar{P}}{\delta}, \quad \text{com } \bar{P} = \frac{p \cdot H \cdot t}{n}$$

Note-se que \bar{P} é a média das cargas nas estroncas, n o número de níveis de estroncamento e t o espaçamento entre elas, em planta. Extraíndo-se \underline{p} da *expressão (I-1)* vem que:

$$K = \frac{1,5 n E_a S_a}{t l E_s}$$

donde:

$$\frac{\Delta C}{\Delta T} = \frac{E_a S_a \alpha}{1 + \frac{3 n E_a S_a}{t l E_s}} \quad (1-2)$$

A aplicação desta fórmula por Chapman ao seu problema conduziu a:

$$\frac{\Delta C}{E_a S_a \alpha \Delta T} = 50 \%$$

e não 38%, valor médio observado. Tal discrepância se deve, a nosso ver:

- a) à simplicidade do modelo, que supôs válida a fórmula de Boussinesq na transmissão de carga da estronca para o solo escorado;
- b) ao fato de se ter desprezado a rigidez da parede que, como se verá no desenvolvimento desta Investigação, desempenha um papel muito importante; e
- c) à hipótese de que os incrementos de temperatura nas diversas estroncas fossem constantes e iguais ao do ar ambiente.

5.3. Metrô de Washington - Galery Place Station

Em 1974 apareceram dois trabalhos de O'Rourke e Cording (1974 a e b), divulgando outros resultados experimentais de observação em escavação do Metrô de Washington D.C.

O primeiro deles, mais rico em informações sobre o efeito da temperatura, refere-se a uma escavação de 18m de profundidade,

feita na *Galery Place Station*. O subsolo apresentava diversas alternâncias de areias com pedregulhos compactos e argilas duras. O escoramento flexível era constituído de estacas metálicas espaçadas de 2 em 2m, pranchões de madeira e estroncas, colocadas em planta de 4 em 4 metros, em 5 níveis. As estroncas dos 4 níveis inferiores foram pré-comprimidas com cerca de 56 toneladas. A *tabela I-1* apresenta estas e outras informações, extraídas do trabalho em análise.

Pela primeira vez, pelo menos até onde chegam os nossos conhecimentos, estes autores corrigiram as cargas medidas dos efeitos da temperatura, apresentando diagramas de pressões aparentes resultantes da carga de pré-compressão mais empuxo de terra.

No entanto, não ficou claro como foi feita a separação das cargas oriundas da dilatação térmica das estroncas. Neste sentido, *Chapman et al (1972)* sugerem que os incrementos de carga devidos a grandes variações de temperatura sejam somados aos valores dos empuxos, extraídos de diagramas de pressões aparentes, desde que estes sejam obtidos em situações de temperatura constante, ou pequenas variações de temperatura.

Dos dados apresentados por *O'Rourke et al (1974-a)* infere-se que os aumentos das cargas instaladas nas estroncas do 2º, 3º, e 4º níveis foram, respectivamente, de cerca de 12%, 34% e 41% do valor que existiria, se elas estivessem impedidas em suas extremidades.

Usando o mesmo modelo de cálculo elaborado por *Chapman et al (1972)*, chegaram a valores do *módulo de deformabilidade* da ordem de 3500 a 10500 t/m², contra 3500 t/m² obtido através de provas de carga em placas.

Finalmente, no segundo trabalho de *O'Rourke e Cording (1974-b)* referente a uma outra escavação com cerca de 25m de profundida-

TABELA 1-2

DADOS REFERENTES AO METRÔ DO RIO

Local	Z _i (m)	E S _a α t/°C	t (m)	D (m)	H (m)	l (m)	n	Tipo de escoramento	Valores médios observados			Módulo de Deformabilidade Inferido do efeito da temperatura em t/m ²
									ΔT _i °C	G (t/°C)	G/E S _a α (%)	
Palácio Monroe (Metrô do Rio)	2,5	3,56						Parede diafragma, com 80 cm de espessura e 3 níveis de estroncas	1	0,66	18,5	30.000
	4,8	7,11	2	19,0	12,0	14	3	ξ = $\frac{l}{10}$	0,91	1,24	17,4	a
	9,0	7,11							0,57	1,12	15,8	40.000

Legenda: Z_i - distância vertical entre as estroncas e a superfície do terreno

E S_a α - força que surgiria numa estronca se ela estivesse bloqueada e se fosse aquecida de 1°C.

t - espaçamento, em planta, entre estroncas.

D - comprimento das estacas metálicas ou altura das paredes-diafragma.

H - profundidade da vala, em final de escavação

l - comprimento das estroncas

n - número de níveis de estroncamento

ΔT_i - incremento relativo de temperatura na i-ésima estronca.

G - gradientes de carga-temperatura.

de, também no Metrô de Washington D.C., é apresentado um gráfico que mostra nitidamente a influência da temperatura nos valores das cargas das estroncas, num período de tempo em que a escavação tinha sido completada. E comentam: *It appears that temperature changes affected the development of loads in all levels, but its contribution in terms of load increase is difficult to evaluate* (página 11).

5.4. Publicações mais recentes

Entre nós, em 1974, surgiram concomitantemente os trabalhos de autoria de *Massad et al* (1974-a, b e c) e *Fujii et al* (1974), que procuravam entender o fenômeno com o recurso do *Método dos Elementos Finitos*, aplicado a secções instrumentadas dos Metrôs de São Paulo e do Rio de Janeiro, respectivamente; e outros, de *Sousa Pinto et al* (1974), que apresentava a síntese das medições levadas a cabo em 3 secções experimentais do Metropolitano de São Paulo e *Rémy et al* (1974), que analisava, de um ponto de vista mais prático, as medições feitas no Metrô do Rio de Janeiro.

Os trabalhos de Fujii e Rémy referem-se à *Secção Experimental junto ao Palácio Monroe*, no Rio de Janeiro, em que o solo, que era constituído basicamente por camadas de areia, foi escorado por paredes diafragmas de 80cm de espessura e 3 níveis de estroncas.

a) As temperaturas foram medidas no interior das estroncas dos 3 níveis, tendo-se observado incrementos de 23°C, 21°C e 13°C, respectivamente, de cima para baixo; os correspondentes incrementos médios de carga foram, na mesma sequência, de 19%, 17% e 16%, em relação aos incrementos de carga que existiriam se as estroncas estivessem impedidas em suas extremidades; numa das estroncas do 1º nível este percentual chegou a 37. A *tabela I-2* resume os valores encontrados e dá outras caracterís-

ticas do sistema de escoramento e da escavação.

- b) Através da aplicação do Método dos Elementos Finitos, esses autores chegaram à conclusão de que o *módulo de deformabilidade* médio dos solos escorados é da ordem de 25.000 a 45.000 t/m², valores considerados bastante elevados quando comparados com aqueles obtidos de ensaios triaxiais \bar{R} . Estes, para pressões de câmara de 1 a 2 kg/cm², revelaram módulos de deformabilidade da ordem de 5.000 t/m² para descarga total, e 15.000 t/m² para o início do descarregamento, já que as variações máximas das tensões impostas ao solo pelas flutuações de temperatura foram da ordem de 4 t/m². Os autores procuram explicar esta discrepância afirmando que o carregamento é cíclico e tenderia a aumentar a rigidez do solo com o aumento do número de repetições de carga.
- c) Experiências do revestimento de uma estronca com isopor mostraram que as suas temperaturas praticamente coincidiram com a do ar ambiente; a proteção com tinta branca revelou-se ineficiente, após alguns dias. Assim, vê-se que o efeito da temperatura, embora atenuado, deve ser considerado, mesmo que se pense em isolar as estroncas da ação direta dos raios solares.
- d) Por último, um outro aspecto interessante refere-se à influência da temperatura nas paredes rígidas que, por estarem, de um lado, em contato com o solo, portanto numa temperatura que varia muito pouco, de outro, em contato com a atmosfera, devem sofrer um processo equivalente a uma flexão composta com compressão ou tração. *Rémy et al (1974)* sugerem que este efeito, que não foi incluído nas análises com o Método dos Elementos Finitos, deve ser acrescentado àquele proveniente da dilatação térmica das estroncas, principalmente para as dos níveis intermediários.

Nos trabalhos de *Massad et al (1974-a, b e c)*, foi visado, em essência, identificar os diversos parâmetros do solo, do sistema

de escoramento e da geometria da vala, que pudessem interferir no fenômeno do efeito da temperatura. Foi, antes de mais nada, *um estudo analítico*, é bem verdade com respaldo nas observações experimentais do comportamento de algumas das *Secções Experimentais do Metrô de São Paulo*. Como as idéias-chave deste estudo foram incorporadas à presente Investigação, extensivamente apresentadas no *Capítulo IV*, deixar-se-ã de mencioná-las nesta revisão bibliográfica.

Finalmente, ao analisarem o comportamento de escavação escorada em argila de sensibilidade elevada da cidade de Oslo, *Karlsruud e Myrvoll (1976)* fazem uma breve menção a flutuações na carga das estroncas dos dois níveis superiores, por efeito de variações de temperatura, sem, no entanto, apresentarem dados quantitativos.

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS DO METRÔ DE SÃO PAULO

1. PRELIMINARES

Durante a construção da Linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas esteve engajado em investigações de campo e de laboratório relacionadas com o comportamento de escavações escoradas.

Nas partes da linha em que as escavações foram a céu aberto e o escoramento constituído de *paredes flexíveis* (estacas metálicas, pranchões de madeira e vigas de rigidez) ou *paredes rígidas* (paredes diafragmas ou estacas justapostas) mais estroncas, foram instrumentados 9 trechos, que foram designados por *Secções Experimentais*. Deste total, 6 referem-se a escoramentos com paredes flexíveis.

Além da rigidez da parede de escoramento, as *Secções Experimentais* diferiam entre si em diversas outras características:

- a) tipo de solo escorado; e
- b) geometria da vala, quer dizer, a profundidade e largura da escavação; espaçamentos vertical e horizontal entre estroncas; ficha; número de níveis de estroncamento e tipos de perfis metálicos.

2. SEQUÊNCIA DE CONSTRUÇÃO

Basicamente, as sequências de construção foram as mes

mas para as diversas Secções Experimentais, diferindo em alguns detalhes, tais como velocidade de escavação e máxima distância permitida, durante as escavações, entre as estroncas e o fundo da vala, em virtude da presença de diferentes empreiteiras.

Em geral, eram desenvolvidas as seguintes operações para o caso de paredes flexíveis:

- a) cravação das estacas metálicas com fichas de 2 a 2,5m, medidas abaixo da cota final de escavação; em alguns locais foi necessário fazer pré-furos para a colocação destas estacas;
- b) à medida em que o solo entre as duas linhas de estacas ia sendo escavado, eram colocados os pranchões de madeira, as vigas de rigidez e as estroncas encunhadas com cunhas metálicas;
- c) a seguir, construía-se a base de concreto do túnel, colocavam-se cunhas entre ela e as estacas metálicas e retirava-se o último nível de estroncas;
- d) após a construção do túnel o espaço vazio entre as suas paredes laterais e as do escoramento era preenchido com pedrisco ou solo compactado; retirava-se mais um nível de estroncas; e
- e) procedia-se ao reaterro da vala e à retirada das estroncas superiores, até atingir o nível original do terreno. As estacas metálicas eram posteriormente recuperadas.

Para as paredes rígidas o procedimento era análogo, exceto no que se refere ao ítem (a), que consistia, obviamente, na escavação de painéis com lama bentonítica, no caso de paredes diafragmas, ou na execução de estacas justapostas.

Em algumas Secções Experimentais foi possível observar o comportamento da vala em estágios intermediários da escavação. Mas, em geral, as medidas referem-se mais a períodos correspondentes às fases

de final de escavação e de reaterro.

3. INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA

Invariavelmente, foram utilizados os seguintes instrumentos de medida:

- a) *células de carga Maihak* (transmitter MDS 63-b), de cordas vibrantes, com carcaça à prova de choques mecânicos, de pingos de água e com coeficiente de dilatação térmica idêntica à da corda vibrante, para medir a carga das estroncas; as células eram colocadas em *berços* especiais entre as estroncas, envolvidas por caixas para proteção contra a incidência direta dos raios solares; e
- b) *pares termoeletricos* nas mesas inferiores e superiores, algumas vezes na alma dos perfis metálicos que serviam de estroncas; ou no seu interior, pois eram, em geral, soldados, formando perfis duplos.

Em algumas Secções Experimentais, com paredes de escoramentos flexíveis, foram instalados também tubos de inclinômetros, para a medida dos deslocamentos laterais da parede; e também marcos superficiais de recalques.

No *Apêndice A* são feitas considerações relativas ao problema de precisão de alguns dos aparelhos de medida utilizados, bem como é desenvolvida uma discussão sobre o conceito de *temperatura de uma estronca*.

4. CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS DIVERSAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS

Uma descrição detalhada das características das diversas Secções Experimentais, inclusive quanto à instrumentação instala-

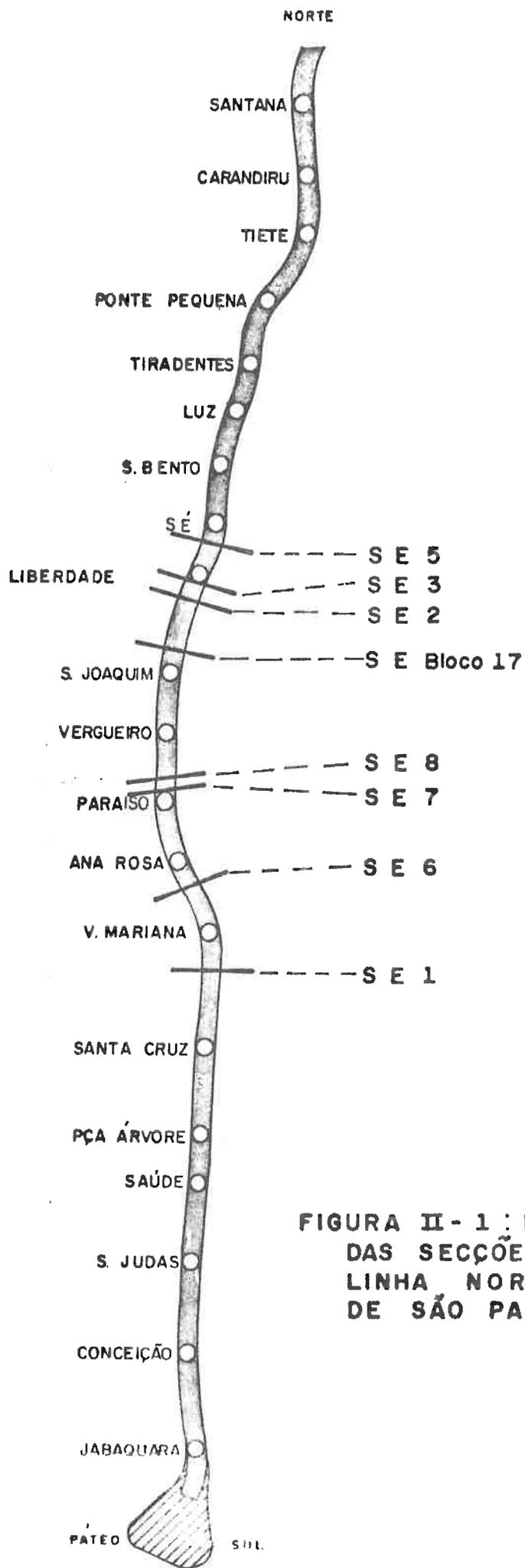


FIGURA II - 1 : LOCALIZAÇÃO ESQUEMÁTICA DAS SEÇÕES EXPERIMENTAIS (SE) LINHA NORTE - SUL DO METRO DE SÃO PAULO.

TABELA 11-1

INFORMAÇÕES GERAIS SOBRE AS SECÇÕES EXPERIMENTAIS

(PARA MAIORES DETALHES, VIDE APÊNDICE B)

S.E.	LOCALIZAÇÃO	SUBSOLO	PERÍODO DAS OBSERVAÇÕES	NÚMERO DE		INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA				INDICAÇÃO DAS FIGURAS COM DADOS DAS S.E.	
				NÍVEIS DE ESTRONCAS	SECÇÕES TRANSVERSAS INSTRUMENTADAS	I.W.	C.M.	P.T.	OUTROS		
Paredes Flexíveis	1	Av. Jabaquara 2065 Trecho 6	Argila Porosa vermelha	01/12/1970 a 04/10/1971	2	3	1	6	Nas abas superior e inferior, no meio das 6 estroncas	Referência na cabeça de uma das estacas	Figuras B-1 B-2 e B-3
	6	R. Vergueiro, próximo à Concelção Veloso Trecho 6	Argila Porosa vermelha, sobrejacente a Argila Riça Variegada	15/11/1971 a 11/10/1972	3	2	2	6	Nas abas superior e inferior e no interior das estroncas	Medida da temperatura no interior das estroncas (Termômetro)	Figuras B-4 B-5 e B-6
	8	R. Vergueiro 1018 Trecho 5	Argilas vermelhas, sobrejacentes a solos variegados	05/09/1972 a 06/04/1973	4	2	-	8	No interior, em três posições de uma estronca	-	Figuras B-7 e B-8
	2	Av. Liberdade próx. à R. Tomaz Gonzaga Trecho 4	Argila Porosa vermelha, sobreposta a solos variegados	06/03/1972 a 18/05/1973	5	3	2	14	Nas abas superior e inferior, e no interior das estroncas	-	Figuras B-9, B-10 e B-11
	5	Lgo. 7 de Setembro Trecho 4	Argila Porosa vermelha Solos variegados	22/03/1973 a 02/01/1975	6	2	2 (no terreno)	16	Idem	1) Marcos superficiais, 4 de cada lado 2) 2 R.N. 3) 4 Piez.	Figuras B-12 B-13 e B-14
	Bloco 17	Liberdade Trecho 43	Solos variegados	03/02/1972 a 24/03/1972	3	2	-	2	No interior das estroncas	-	Figura B-15
Paredes Rígidas	Bloco 17	Liberdade Trecho 43	Solos variegados	03/02/1972 a 24/03/1972	2	2	-	2	Idem	-	Figura B-15
	7	R. Vergueiro Trecho 5	Argila Porosa vermelha sobre solos variegados	17/08/1972 a 11/04/1973	4	2	-	8	No interior e em 3 posições de uma mesma estronca	-	Figuras B-16, B-17 e B-18
	3	Av. Liberdade, prox. à Rua Américo Campos Trecho 4	Solos variegados	24/06/1972 a 14/06/1973	6	2	-	13	No interior e nas abas superior e inferior	-	Figuras B-19 B-20 e B-21

LEGENDA: I.W. - Inclínômetros Wilson.
 C.M. - Células Malhak para medida de carga em estroncas.
 P.T. - Paras Termo-elétricos para a medida da temperatura.
 S.E. - Secção Experimental.
 R.N. - Referência de Nível.
 Piez. - Piezômetro Casagrande.

da, encontra-se no *Apêndice B*.

De um modo geral, as observações eram iniciadas com as primeiras leituras dos inclinômetros, quando estes existiam, antes do início das escavações. Os demais instrumentos eram instalados à medida em que o andamento da obra permitia e observados com periodicidade variável. Em um ou dois dias por semana eram feitas leituras das cargas e temperaturas nas estroncas, em diversos intervalos de tempo no transcorrer do dia. Nas mesmas datas os deslocamentos das estacas eram medidos através do inclinômetro.

A *tabela II-1* reúne informações gerais sobre cada uma das Secções Experimentais, de interesse a esta Investigação. A *figura II-1* indica, esquematicamente, a localização das Secções Experimentais ao longo da linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo.

Vê-se que, entre as Secções Experimentais com paredes flexíveis, as de nº 1 e 6 foram escavadas em Argila Vermelha; nas demais, inclusive aquelas com paredes rígidas, predominaram os solos variegados.

A aparelhagem era instalada nas estroncas e estacas metálicas de um mesmo plano, perpendicular ao eixo da vala, constituindo o conjunto uma *Secção Transversal* Instrumentada, cujo número, por *Secção Experimental*, era de 2 ou 3. Como se verá adiante, os efeitos tridimensionais foram bastante acentuados, o que justifica o aumento do número destas secções transversais em observações futuras; via de regra, a sua limitação se prende aos custos envolvidos em instrumentos e nos trabalhos de campo. Cabe lembrar que nas observações dos Metrôs de Oslo e Washington foram instrumentadas três destas secções transversais, em cada local ou *Secção Experimental*.

Em geral, o tempo de observação foi de 8 a 12 meses, constituindo-se em exceções as Secções Experimentais 5 e do Bloco 17, em

que as medições duraram 22 e 2 meses, respectivamente.

Na última coluna da *tabela II-1* estão indicadas as figuras, enumeradas de B-1 a B-21, que contêm dados complementares sobre as diversas Secções Experimentais.

CAPÍTULO III

LINEARIDADE DA RESPOSTA CARGA-TEMPERATURA EM ESTRONCAS

1. PRELIMINARES

Desde o início do programa de observação das Secções Experimentais constatou-se a inexistência de *fenômenos de histerese*, isto é, num mesmo estágio de escavação, em ciclos sucessivos de variações, para as mesmas temperaturas mediam-se as mesmas cargas. Ademais, os incrementos de tensões impostos ao solo escorado pela dilatação térmica das estroncas eram baixos e adicionavam-se às tensões que, num dado estágio da escavação, geravam o empuxo de terra contra a parede de escoramento. Em outras palavras, as cargas incorporadas às estroncas pelos empuxos de terra ou pela pré-compressão podiam ser tomadas como cargas iniciais.

O que foi dito sugere a possibilidade de se admitir o solo como um *meio linearmente elástico*, em que o módulo de deformabilidade deve corresponder a um carregamento cíclico repetido, face à própria natureza do fenômeno em estudo.

2. EVIDÊNCIAS EMPÍRICAS

Para comprovação apresentam-se nas *figuras III-1, III-4 e III-7* variações das cargas nas estroncas da Secção Experimental 1, respectivamente, nos estágios 5 (um só nível de estroncas instaladas); 8 (dois níveis) e 9 (um nível, mais o encunhamento na caixa de concreto), em função da temperatura medida no nível A (superior). Ver também *figura III-3*.

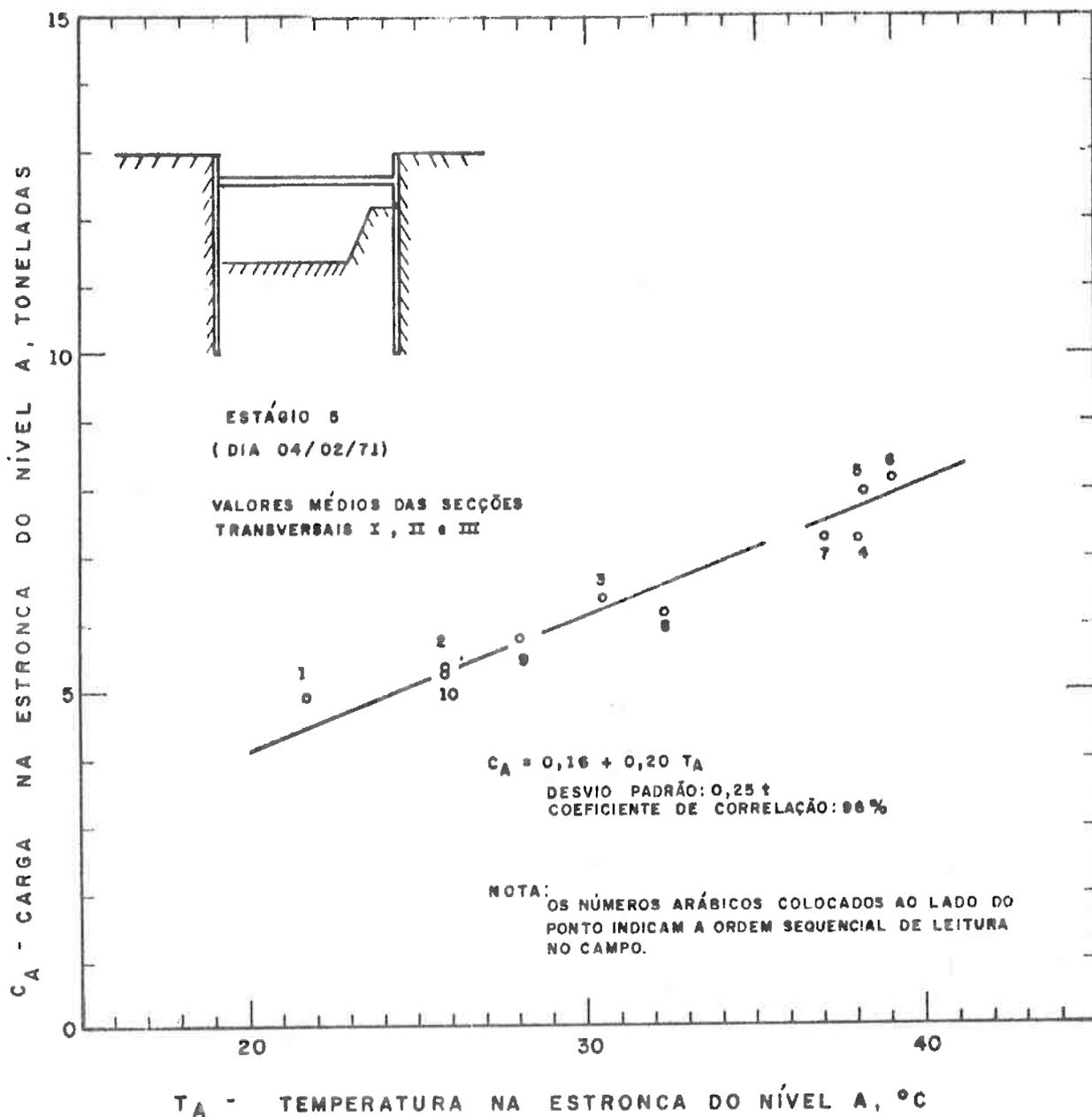
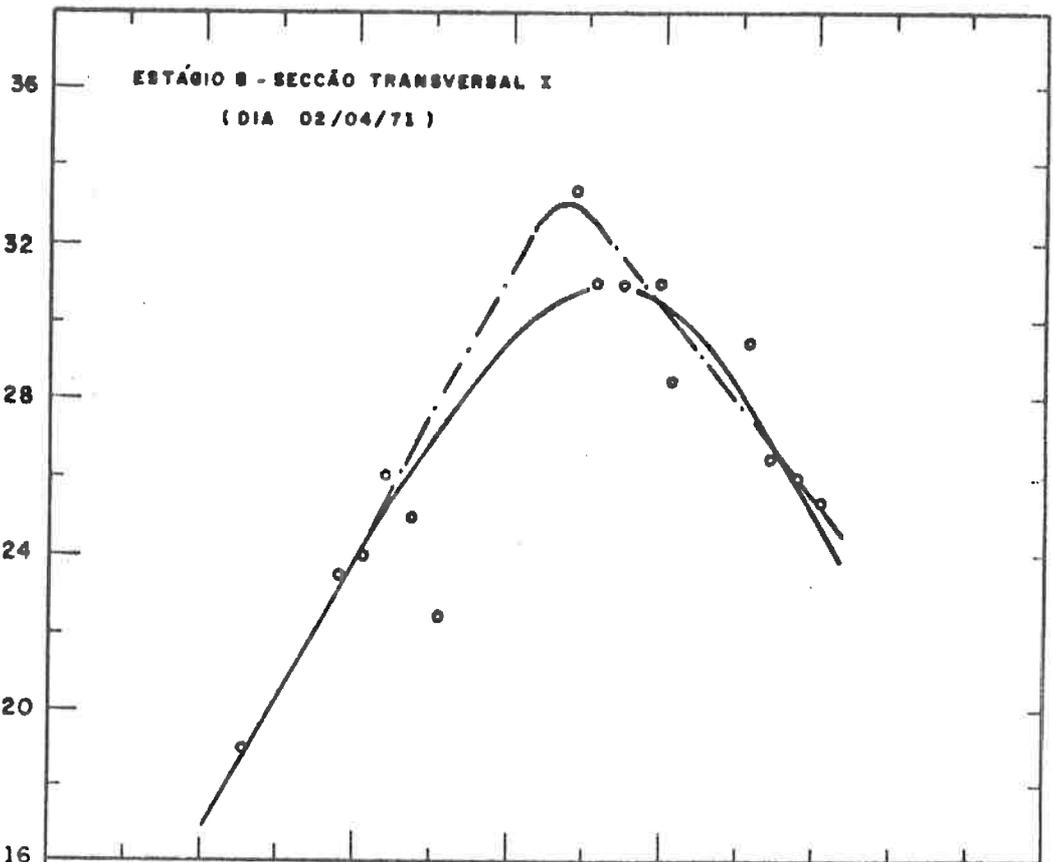


FIGURA III - 1: CARGA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA
SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

T_B - TEMPERATURA NO NÍVEL B DE ESTRONCAS
(°C)



T_A - TEMPERATURA NO NÍVEL A DE ESTRONCAS
(°C)

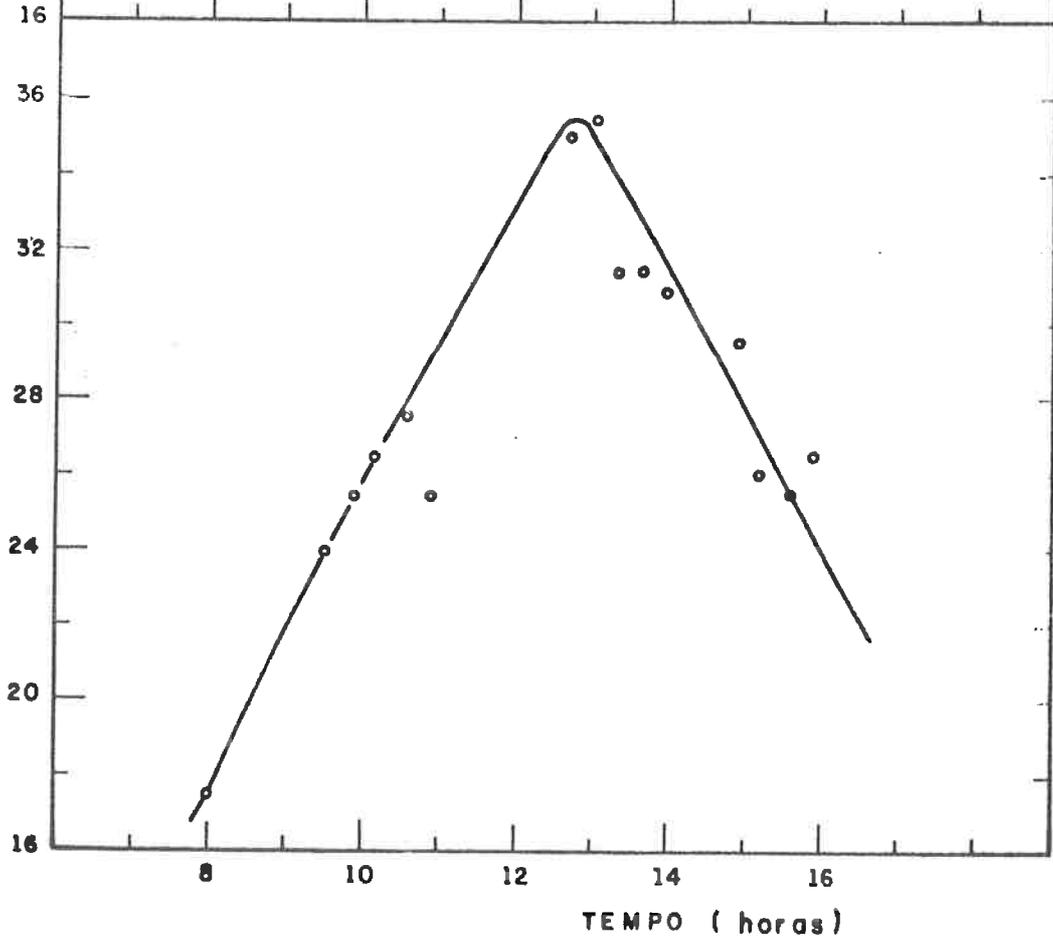


FIGURA III - 2 : TEMPERATURAS DOS NÍVEIS A E B
EM FUNÇÃO DO TEMPO - SECCÃO
EXPERIMENTAL 1

Havendo uma só estronca, a curva de resposta carga-temperatura é linear, com pequena dispersão. Aparentemente, esta linearidade não existe no caso de dois níveis de estroncas, ou de um só nível, mas com encunhamento na caixa de concreto. No entanto, é possível provar que o tipo de curva indicado nas *figuras III-4 e III-7* ocorre mesmo se for admitido que o conjunto solo-sistema de escoramento é linearmente elástico, para valas com dois ou mais níveis de estroncas.

De fato, considere-se uma vala escorada por paredes contínuas e n níveis de estroncas. Seja ΔC_i a força que a i -ésima estronca exerce contra a parede em consequência de acréscimos de temperatura ΔT_j na j -ésima estronca, com $j = 1, 2, \dots, n$. A hipótese de sistema linearmente elástico permite escrever:

$$C = U \cdot T \quad (III-1)$$

em que C e T são os vetores dos ΔC_i e ΔT_i , com n termos cada um; $U = \|u_{ij}\|$, onde u_{ij} é o *gradiente básico de carga-temperatura*, isto é, a força exercida pela i -ésima estronca contra a parede, quando apenas a j -ésima estronca sofre um incremento de temperatura de 1°C .

Note-se que u_{ij} , para $i \neq j$, pode ser negativo, significando um alívio das forças iniciais na i -ésima estronca que, por hipótese, está sujeita a esforços de pré-compressão ou de empuxos de terra, devidos às escavações.

Os gradientes básicos podem ser calculados se se conhecer os valores dos δ_{ij} (deslocamento do ponto onde a i -ésima estronca toca a parede, se à j -ésima for dado um acréscimo de temperatura de 1°C) e δ_{ji} (deslocamento do ponto onde a j -ésima estronca toca a parede, se à i -ésima estronca for dado um acréscimo de temperatura de 1°C), através das seguintes expressões:

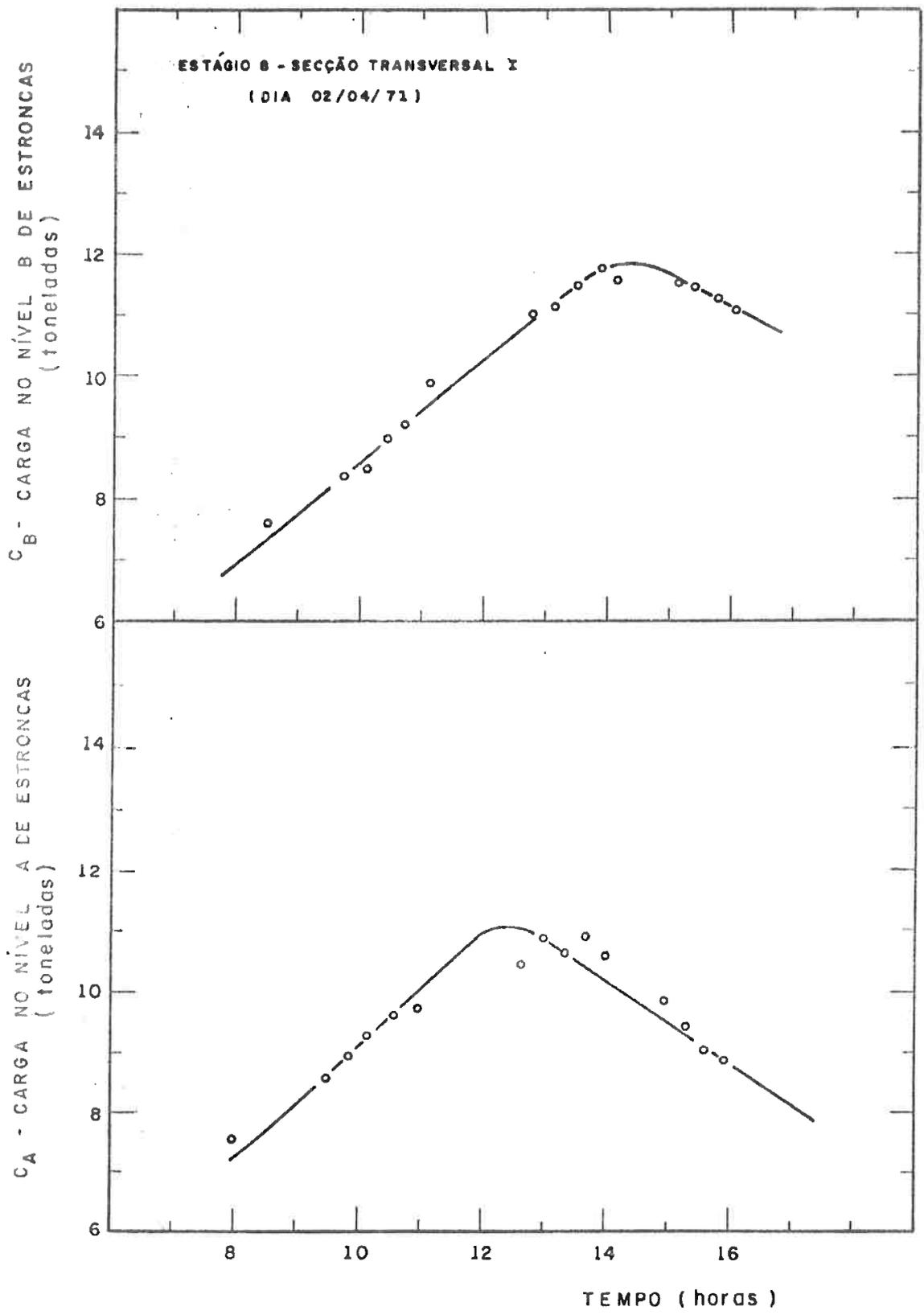


FIGURA III - 3: CARGAS DOS NÍVEIS A E B EM FUNÇÃO DO TEMPO - SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

$$u_{ij} = - \frac{2 E_a S_a}{\ell} \cdot \delta_{ij} \quad (i \neq j)$$

(III-2)

$$u_{ii} = \frac{2 E_a S_a}{\ell} \cdot \left(\frac{\alpha \ell}{2} - \delta_{ii} \right)$$

onde ℓ , S_a , E_a e α são o comprimento, a área da secção transversal das estrocas, o módulo de deformabilidade e o coeficiente de dilatação térmica do aço, respectivamente. Os δ_{ij} são deslocamentos horizontais.

A aplicação do *Teorema de Betti ou da Reciprocidade* (vide *Langendonck, 1959*, página 109 do Vol. I), permite escrever:

$$P_i \delta_{ij} = P_j \delta_{ji}$$

onde $P_i = P_j = E_a S_a \alpha$ (Vide *expressão (IV-4)* e seu enfoque, pág. 35).

Daí conclui-se que:

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$

e, portanto,

$$u_{ij} = u_{ji}$$

isto é, a matriz U é simétrica.

É interessante observar que da segunda das *expressões (III-2)* pode-se deduzir:

$$\frac{u_{ii}}{E_a S_a \alpha} = 1 - \frac{2 \cdot \delta_{ii}}{\alpha \cdot \ell} \quad (III-3)$$

isto é, a carga que surge na i -ésima estroca quando ela é aquecida de

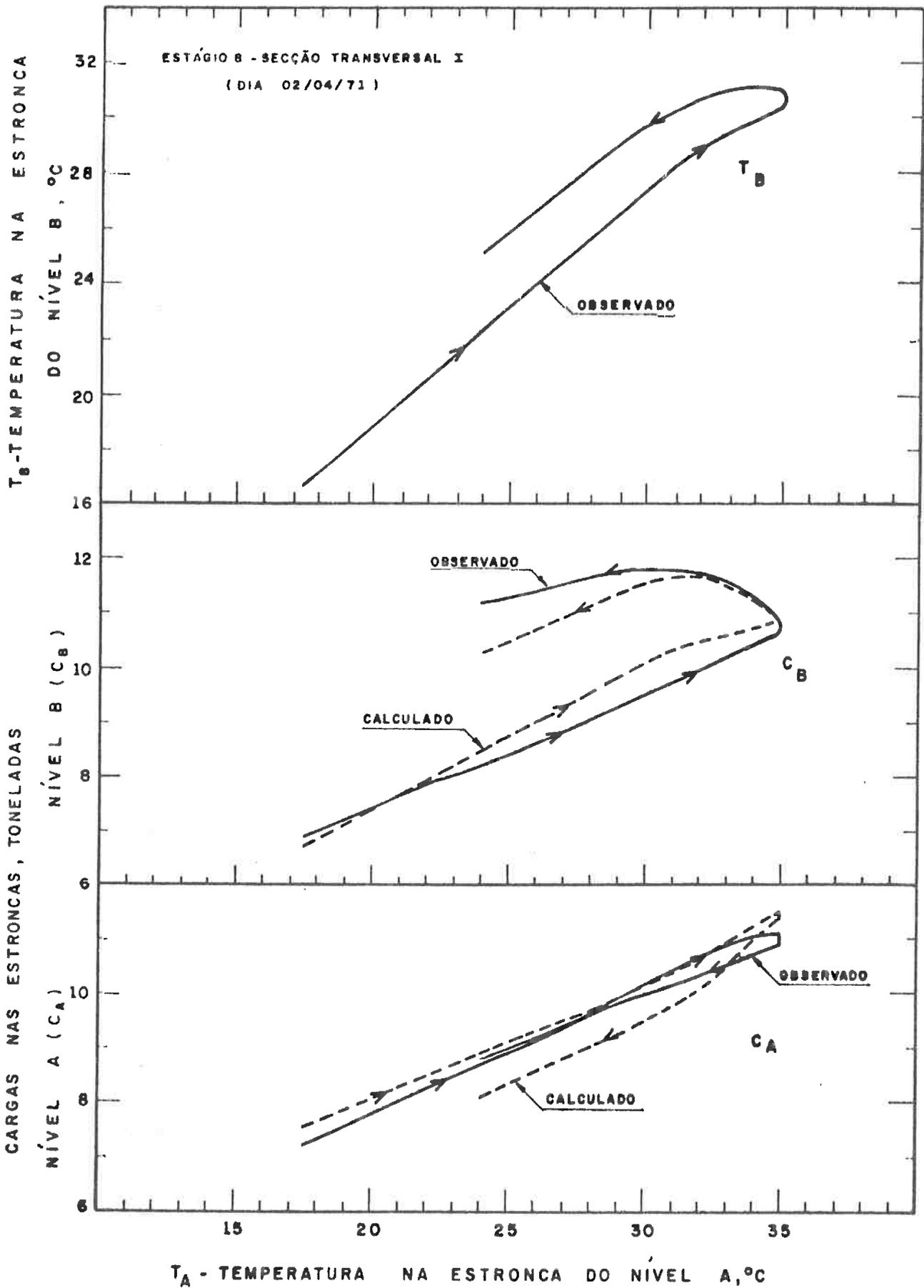


FIGURA III - 4 : COMPARAÇÃO ENTRE VALORES OBSERVADOS E CALCULADOS DAS CARGAS NAS ESTRONCAS SECÇÃO EXPERIMENTAL I

$l^{\circ}C$ é o complemento de l do encurtamento da estroca, se a carga e o deslocamento forem referidos aos seus correspondentes valores máximos, isto é, estroca impedida e livre em suas extremidades, respectivamente. Dito de outra forma, se o gradiente for da ordem de 10% da carga que surgiria na estroca se ela estivesse impedida nas extremidades, então os deslocamentos serão de 90% do valor que existiria, se ela fosse livre nas extremidades.

Voltando-se à *figura III-4* ou mais precisamente às *figuras III-2 e III-3*, é possível correlacionar, pelo método dos mínimos quadrados (ver *Apêndice C*), as cargas C_A e C_B das estrocas dos níveis A e B com as correspondentes temperaturas T_A e T_B , permitindo a determinação dos coeficientes da Matriz U.

Encontrou-se o seguinte resultado:

$$\begin{pmatrix} C_A \\ C_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 4,42 \\ 0,77 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} 0,441 & -0,273 \\ -0,273 & 0,639 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} T_A \\ T_B \end{pmatrix} \quad (III-4)$$

que tem a forma da *expressão (III-1)* e está representado graficamente na *figura III-4*, pelas linhas tracejadas (valores calculados), o que é uma prova de que o sistema solo-escoramento é linearmente elástico.

Note-se que a simetria da matriz do segundo membro da expressão acima foi imposta, segundo desenvolvimento apresentado no *Apêndice C*. Ademais, o desvio padrão e o coeficiente de correlação obtidos foram, para as estrocas do nível A, 0,44 t e 95%, e, para as do nível B, 0,47 t e 97%, respectivamente.

A *expressão (III-4)* pode ser reescrita do seguinte modo:

$$\begin{cases} C_A + 0,273 T_B = 4,42 + 0,441 T_A \\ 0,639 T_B - C_B = -0,77 + 0,273 T_A \end{cases}$$

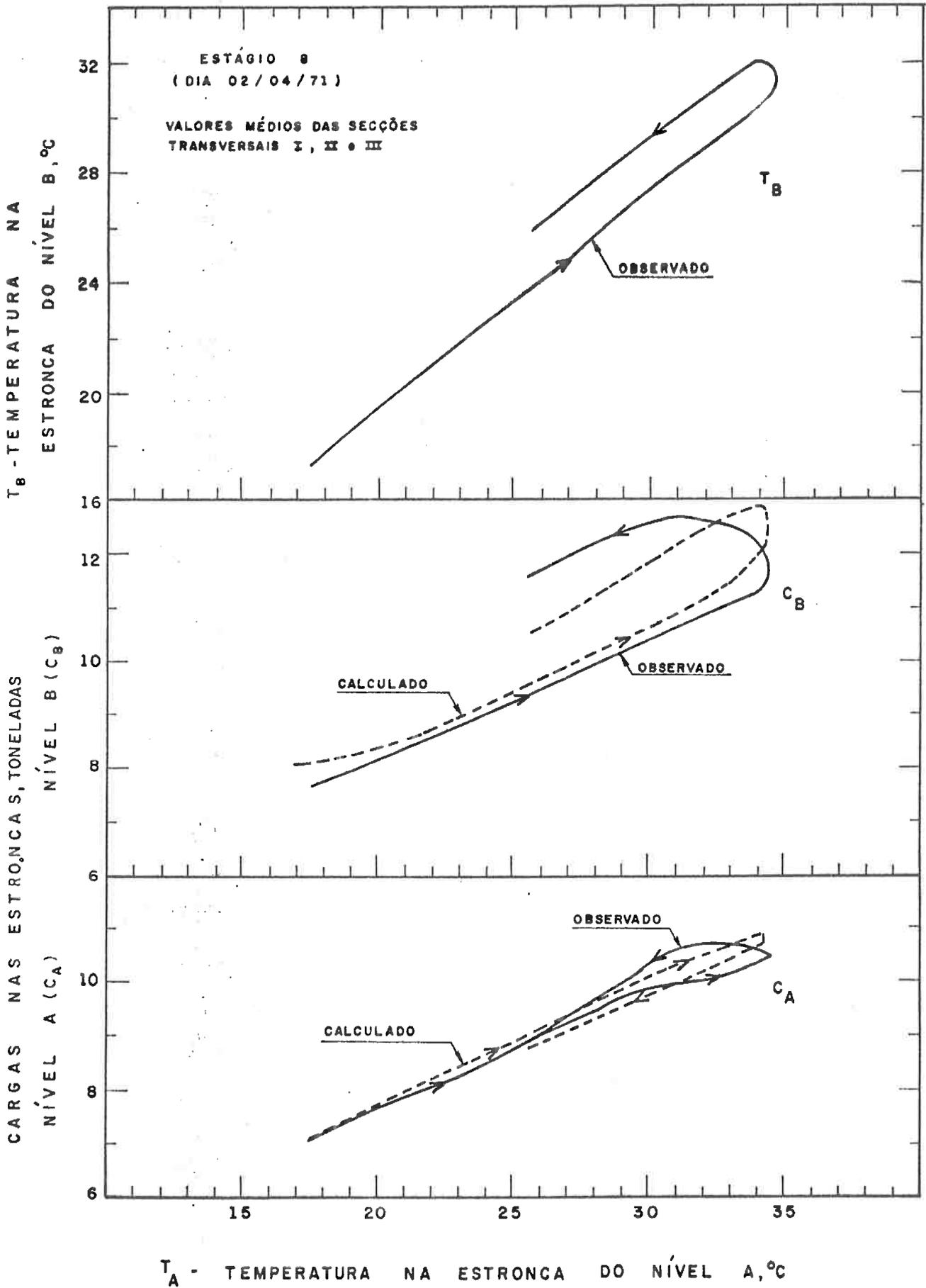


FIGURA III - 5 : COMPARAÇÃO ENTRE VALORES OBSERVADOS E CALCULADOS DAS CARGAS NAS ESTRONCAS SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

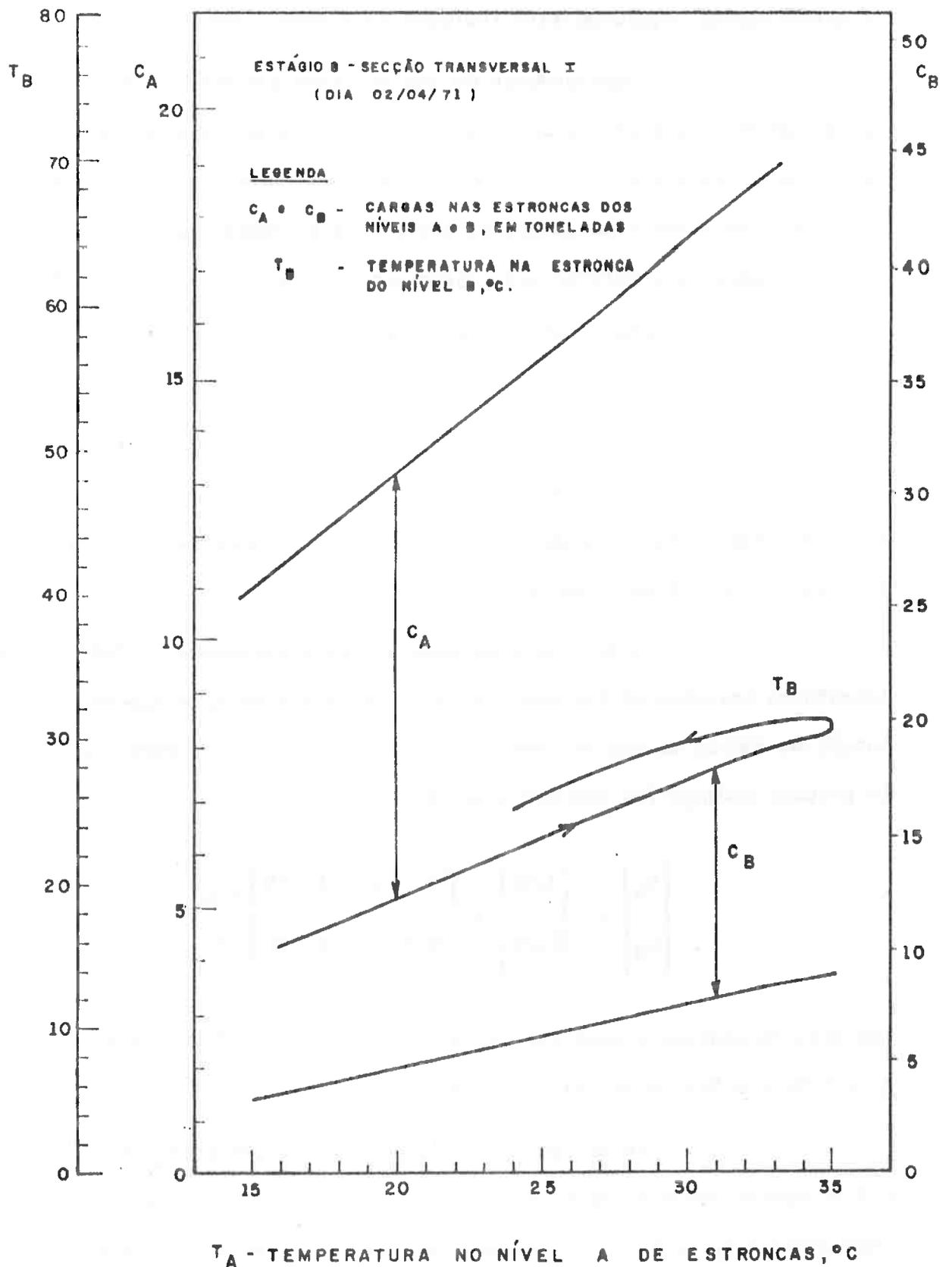


FIGURA III - 6 : ILUSTRAÇÃO GRÁFICA DA AFINIDADE EXISTENTE ENTRE AS CURVAS QUE CORRELACIONAM T_B COM T_A E C_B COM C_A - SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

ou graficamente, conforme está indicado na *figura III-6*.

Depreende-se do que foi dito que a forma das curvas carga-temperatura é afim à da curva que relaciona as temperaturas dos dois níveis. Esta última não é necessariamente linear, isto é, os seus picos podem não serem simultâneos e, ademais, a estronca superior pode aquecer mais depressa e esfriar mais lentamente do que a inferior, o que imprime um caráter apenas aparente de histerese nas relações de carga-temperatura.

Com relação ao estágio 9 da Secção Experimental I, os resultados indicados na *figura III-7* se justificam porque a laje de concreto da base do túnel também sofre os efeitos da temperatura, dilatando-se e contraindo-se ao longo do tempo.

É de interesse mostrar que a *expressão (III-4)* se transforma bastante se for admitida a curva interrompida mista de T_A em função do tempo, em vez da curva contínua, indicadas na *figura III-2*. Esta pequena mudança faz com que a correlação seja:

$$\begin{pmatrix} C_A \\ C_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3,95 \\ 2,22 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} 0,599 & -0,415 \\ -0,415 & 0,772 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} T_A \\ T_B \end{pmatrix} \quad (III-5)$$

com desvios padrões e coeficientes de correlação de 0,52 t e 93% (nível A) e 0,59 t e 96% (nível B), respectivamente.

Se se tomar para as cargas e temperaturas dos níveis A e B as médias dos correspondentes valores observados nas três secções transversais I, II e III da Secção Experimental I, aquela correlação passa a ser:

$$\begin{pmatrix} C_A \\ C_B \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 3,55 \\ 2,07 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} 0,318 & -0,114 \\ -0,114 & 0,446 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} T_A \\ T_B \end{pmatrix} \quad (III-6)$$

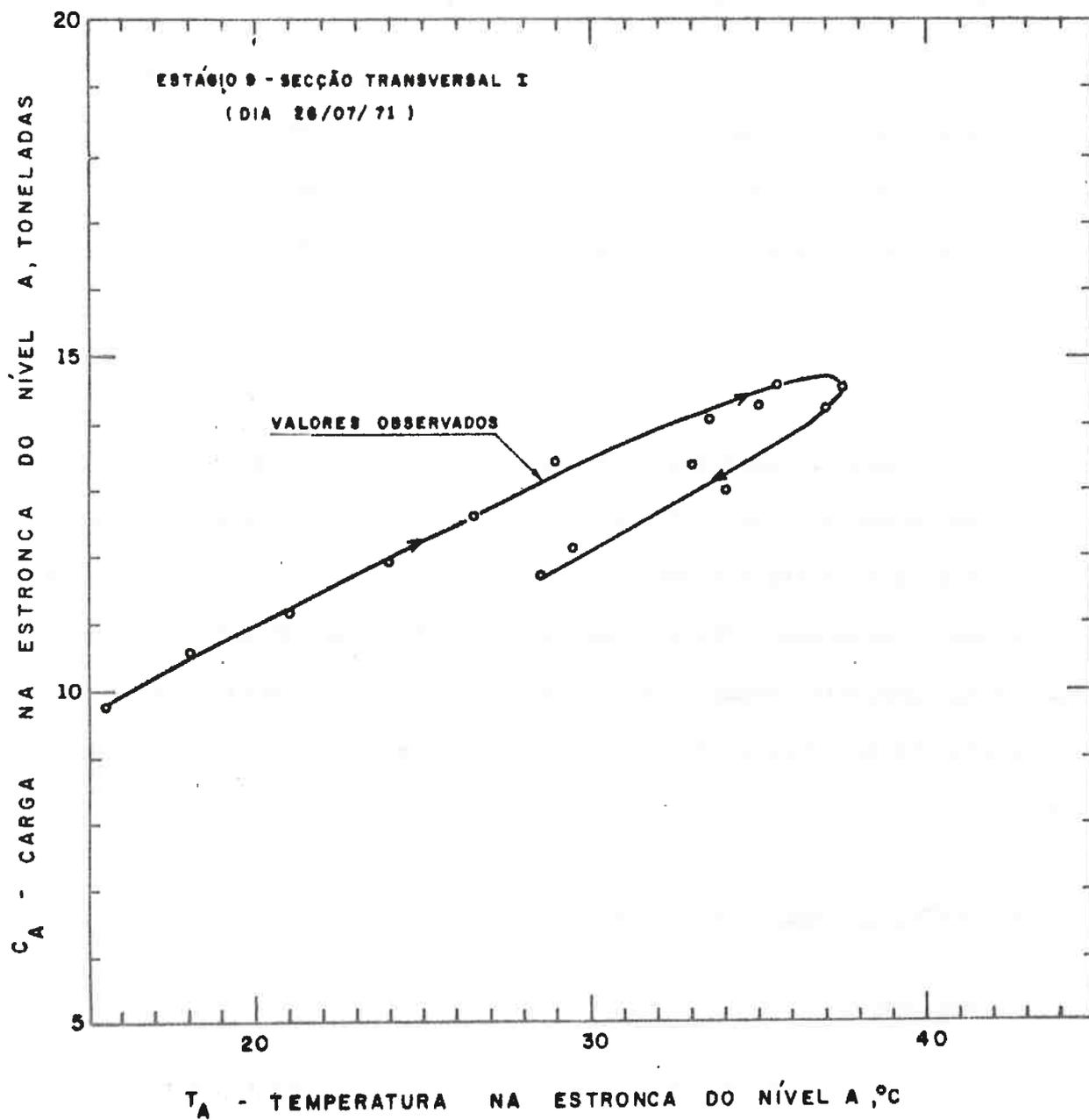


FIGURA III - 7 : CARGA EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA
SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

com desvios padrões e coeficientes de correlação de 0,52 t e 92 % (nível A) e 0,68 t e 94 % (nível B). A *figura III-5* permite confrontar os resultados assim calculados com aqueles observados.

A grande variação que se constata nos coeficientes da matriz dos gradientes básicos, segundos membros das *expressões (III-4) e (III-5)*, não é acidental. E isto porque T_A e T_B não são variáveis independentes, isto é, através de uma regressão pode-se estabelecer a equação:

$$T_B = 3,63 + 0,82 T_A$$

onde T_A e T_B são as temperaturas médias nos níveis A e B de estroncamento; o desvio padrão é de 1,19°C e o coeficiente de correlação da ordem de 97 %. Este valor é próximo dos 100 %, dependência total, o que faz com que o sistema de equações lineares, que permite determinar os coeficientes da Matriz U, apresente instabilidade numérica ou, numa palavra, seja mal condicionado. No *Apêndice C* encontra-se uma análise mais profunda desta questão.

3. GRADIENTES DE CARGA-TEMPERATURA

3.1. Conceituação :

Na sequência das investigações, pretendeu-se estabelecer, através das regressões fundamentadas no *Apêndice C*, os coeficientes da matriz U da *expressão (III-1)*, para as várias secções instrumentadas. Cedo verificou-se a impossibilidade deste projeto, pelas razões expostas acima.

Em trabalho já citado, *Sousa Pinto, Massad e Martins (1972)* haviam introduzido o conceito de *gradiente de carga-temperatura*, ou simplesmente *gradiente*, cuja determinação é simples e precisa, e permite

atingir os objetivos fixados na Introdução desta Investigação.

Retomando a vala com n níveis de escoramento, o acréscimo de força ΔC_i que a i -ésima estronca exerce contra a parede, dividido pelo correspondente acréscimo de temperatura ΔT_i é, por definição, o gradiente de carga-temperatura ou gradiente; isto é,

$$G_i = \frac{\Delta C_i}{\Delta T_i} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \quad (III-7)$$

Se for introduzida a matriz quadrada G com todos os termos nulos, menos os da diagonal principal, que são tomados iguais aos gradientes G_i , isto é:

$$G = \|g_{ij}\| \text{ com } g_{ii} = G_i$$

$$\text{e } g_{ij} = 0, \text{ para } i \neq j$$

então, pode-se escrever,

$$C = G \cdot T \quad (III-8)$$

Substituindo-se esta expressão em (III-1) vem:

$$G \cdot T = U \cdot T \quad (III-9)$$

ou,

$$(U - G) \cdot T = 0 \quad (III-9a)$$

o que implica, obrigatoriamente, na anulação do determinante da matriz $(U - G)$. Para dois níveis de estroncas tem-se:

$$\begin{vmatrix} u_{11} - G_1 & u_{12} \\ u_{21} & u_{22} - G_2 \end{vmatrix} = 0$$

ou,

$$(G_1 - u_{11}) \cdot (G_2 - u_{22}) = (u_{21})^2 = (u_{12})^2 \quad (\text{III-9b})$$

relação hiperbólica entre os gradientes, que tinha sido obtida anteriormente em trabalho já citado (*Massad et al, 1974-a*).

Se os gradientes fossem todos iguais entre si,

$$G_i = \lambda$$

para qualquer i , então a expressão (III-9a) se transformaria em:

$$(U - \lambda I) T = 0 \quad (\text{III-10})$$

onde I é a matriz identidade. Matematicamente, como se sabe, λ é denominada o autovalor da matriz U , e os correspondentes vetores T dos incrementos de temperatura, seus autovetores.

No Apêndice D são enunciadas algumas propriedades da Matriz U dos Gradientes Básicos, que interessam ao desenvolvimento desta Investigação. A mais importante delas é que o menor dos autovalores de U é o único a estar associado a um autovetor com todos os termos positivos. A qualquer outro autovalor corresponde um autovetor com pelo menos um dos ΔT_i negativos, o que é incomum, pela própria definição destes incrementos relativos de temperatura.

3.2. Valores Observados dos Gradientes nas Secções Experimentais do Metrô de São Paulo.

A tabela III-1 mostra valores médios e máximos dos gradientes observados, relativos às diversas Secções Experimentais, que diferem entre si pelo menos num dos seguintes itens:

a) rigidez da parede de escoramento;

TABELA III-1

SEÇÕES EXPERIMENTAIS DO METRO DE SÃO PAULO

Tipo de parede	Características das Estroncas e da Vala						Parede de Escoramento		ΔT_i observado	$T_{máx}$ e $T_{mín}$	Gradientes observados ($t/^\circ C$)			$\bar{\eta}$	Gradiente calculado ($t/^\circ C$)		
	SE	Z_i (m)	Tipos de perfis	S_a (cm^2)	t (%)	D (%)	H (%)	I (%)			n	Tipo	E_a/E_p			Final de Escavação	
																médios	máximos
Paredes Flexíveis	1	1,50 5,64	2112"	154	2,50	12,1	8,9	12,9	-2	Estacas metálicas (perfis 2112") e pranchões de madeira.	600	0,21 0,29	0,27 0,32	0,29 0,32	0,19 0,31	2,37	0,19 0,31
	6	2,50 7,00 12,20	2112"	154	2,0	18,0	15,4	13,3	3	Estacas metálicas (perfis 2112") e pranchões de madeira.	735	0,21 0,41 0,55	0,29 0,46 0,58	0,29 0,56 0,58	0,21 0,33 0,48	1,34	0,21 0,33 0,48
	8	2,05 6,23 9,68 13,16	2112"	154	2,0	19,6	16,7	12,3	4	Estacas metálicas (perfis 2112") e pranchões de madeira.	735	0,12 0,20 0,27 0,43	0,12 0,23 0,32 0,44	0,21 0,40 0,39 0,44	0,13 0,25 0,35 0,46	1,40	0,13 0,25 0,35 0,46
	2	0,92 4,22 7,15 10,20 13,85	2112" (2115")	154 (161)	1,88	20,0	18,0	14,2	5	Estacas metálicas (perfis 2115") e pranchões de madeira.	-	0,19 0,19 0,19 0,19	0,19 0,25 0,29 0,29	0,28 0,38 0,34 0,42	0,21 0,30 0,39 0,47 0,58	0,97	0,21 0,30 0,39 0,47 0,58
	5	1,70 4,25 7,30 10,90 14,60 19,00	2112"	154	2,00	24,0	22,6	21,1 (± 2)	6 (7)	Estacas metálicas (de um lado 2118" e do outro 118") e pranchões de madeira. (No centro: perfis 2115")	-	0,13 0,16 0,30 0,20 0,46 0,30	0,21 0,19 0,35 0,36 0,67 0,64 0,44	0,66 0,53 0,94 0,67 0,64 0,44	0,31 0,39 0,48 0,59 0,70 0,83	0,58	0,31 0,39 0,48 0,59 0,70 0,83
	Bloco 17	1,30 3,10 7,00	2112"	154	2,5	13,0	10,0	13,2	3	Estacas metálicas (2112") e pranchões de madeira.	1000	-	-	-	0,40 0,45 0,56	1,08	0,40 0,45 0,56
	Bloco 17	3,00 7,00	2112"	154	2,00	13,0	10,0	12,0	2	Parede Diafragma de 1m de largura e estacas justapostas ($\bar{\mu} = 80$ cm).	5 10	-	-	-	1,00	1,00	1,00
	7	2,20 5,20 8,90 12,70	2112" 2115"	154 161	1,43	18,9	15,9	12,0	4	Parede Diafragma, com painéis de 9x0,80 m ² , interligados.	14	0,07 0,61 0,82 0,78	0,10 0,71 0,90 0,85	0,10 1,21 1,00 0,85	0,85	2,29	0,85
	3	3,35 6,50 9,00 11,20 14,25 16,90	2112" 2118" H350 H350 2120" H500	200 300	1,50	21	18,9	11,8	6	Parede Diafragma de 1m de largura e estacas justapostas ($\bar{\mu} = 80$ cm).	14	0,58 0,41 0,77 0,49	0,73 0,44 0,77 0,66	0,88 0,79 1,10 0,83	1,85 1,15 1,41	2,78	1,85 1,15 1,41

LEGENDA: Z_i : Distância da superfície do terreno até a i-ésima estronca.

S_a e I : Área da seção transversal e comprimento de uma estronca.

H : Profundidade da vala, em fase final de escavação.

D : Comprimento das estacas ou altura das paredes diafragmas.

t : Espaçamento entre estroncas.

n : Número de níveis de estroncas.

ΔT_i : Incremento relativo de temperatura na i-ésima estronca, final de escavação.

E_a : Módulo de elasticidade do aço.

E_p : Módulo de elasticidade da parede equivalente de 1m de espessura.

E_s : Módulo de elasticidade médio do solo, em toda a profundidade D .

$T_{máx}$ e $T_{mín}$: Máxima e mínima temperatura na estronca superior.

$\bar{\eta}$: Relação entre a rigidez das estroncas e a do solo ($\bar{\eta} = \frac{E_a S_a / I}{E_s t}$)

TABELA III-2a

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1

a) Correlações entre valores observados de Carga e Temperatura.

Fase	Estágio	Nível da estronca	Secção	Correlação	Desvio Padrão (t)	Correlação de correlação (%)
Final de escavação	8 11/03/71 a 20/05/71 (45)*	A	I	$C=3,73 + 0,206 T$	0,45	90
			II	$C=4,08 + 0,163 T$	0,48	91
			III	$C=2,23 + 0,271 T$	0,76	82
			Média	$C=3,42 + 0,210 T$	0,51	90
		B	I	$C=3,33 + 0,267 T$	0,95	77
			II	$C=4,40 + 0,320 T$	0,98	82
			III	$C=2,25 + 0,298 T$	0,72	89
			Média	$C=3,35 + 0,294 T$	0,79	86
Reaterro	9 17/06/71 a 18/10/71 (152)*	A	I	$C=5,14 + 0,264 T$	0,94	86
			II	$C=5,15 + 0,268 T$	1,13	85
			III	$C=5,16 + 0,291 T$	1,35	82
			Média	$C=5,15 + 0,269 T$	1,05	84

b) Correlações entre valores observados da temperatura da estronca do nível B(T_B) com a do nível A(T_A).

Fase	Estágio	Secção	Correlação	Desvio Padrão (°C)	Coefficiente de correlação (%)
Final de escavação	8 11/03/71 a 20/05/71 (45)*	I	$T_B=2,44 + 0,888 T_A$	2,43	89
		II	$T_B=5,34 + 0,745 T_A$	1,49	94
		III	$T_B=4,81 + 0,768 T_A$	1,83	92
		Média	$T_B=3,72 + 0,820 T_A$	0,47	95

* - Número de pares de valores usados nas correlações.

TABELA III-2b

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

a) Correlações entre valores observados de Carga (C) e Temperatura (T)

Fase	Estágio	Nível da estronca	Secção Transversal	Correlação	Desvio padrão (t)	Coefficiente de correlação (%)
Final de Escavação	8 (104)*	A	I	$C = 4,18 + 0,121 T$	0,28	89
			II	$C = 3,33 + 0,283 T$	0,25	98
			Média	$C = 3,77 + 0,201 T$	0,22	97
		B	I	$C = 0,44 + 0,467 T$	0,47	95
			II	$C = 6,36 + 0,363 T$	0,63	86
			Média	$C = 3,40 + 0,415 T$	0,51	92
		C	I	$C = -8,17 + 0,511 T$	0,60	87
			II	$C = -6,78 + 0,575 T$	0,45	94
			Média	$C = -7,49 + 0,543 T$	0,42	94
Reaterro	9 (71)*	A	I	$C = 2,48 + 0,211 T$	0,61	82
			II	$C = 4,48 + 0,255 T$	0,52	90
			Média	$C = 3,47 + 0,233 T$	0,47	90
		B	I	$C = 0,50 + 0,511 T$	1,04	87
			II	$C = 3,55 + 0,564 T$	0,93	91
			Média	$C = 2,01 + 0,538 T$	0,87	91

b) Correlações entre valores observados da Temperatura das estroncas dos níveis B (T_B) e C (T_C) com a do nível A (T_A).

Fase	Estágio	Secção Transversal	Correlação	Desvio Padrão (°C)	Coefficiente de correlação (%)	
Final de escavação	8 (104)*	I	$T_B = 4,64 + 0,712 T_A$	1,19	91	
			II	$T_B = 4,42 + 0,720 T_A$	1,19	91
			Média	$T_B = 4,51 + 0,717 T_A$	1,19	91
		II	I	$T_C = 11,39 + 0,434 T_A$	0,92	90
			II	$T_C = 11,07 + 0,444 T_A$	0,91	90
			Média	$T_C = 11,20 + 0,440 T_A$	0,90	90
Reaterro	9 (71)*	I	$T_B = 2,97 + 0,786 T_A$	1,47	91	
			II	$T_B = 2,95 + 0,786 T_A$	1,49	91
			Média	$T_B = 2,96 + 0,786 T_A$	1,48	91

* Nº de pares de valores usados nas correlações.

TABELA III-2c

SECÇÃO EXPERIMENTAL 2

a) Correlações entre valores observados de Carga e Temperatura

Fase	Estágio	Nível da estronca	Secção	Correlação	Desvio Padrão (t)	Coefficiente de correlação (%)
Final de Escavação	6 De 27/07/72 a 03/08/72 (25) *	A	I	$C=2,01 + 0,116 T$	0,61	81
			II	$C=0,20 + 0,188 T$	0,49	94
			III	-	-	-
			Média	$C=1,10 + 0,152 T$	0,60	87
		B	I	$C=3,76 + 0,216 T$	0,91	73
			II	$C=5,44 + 0,106 T$	0,90	51
			III	$C=1,09 + 0,231 T$	1,16	67
			Média	$C=3,44 + 0,185 T$	1,45	53
		C	I	$C=9,10 + 0,159 T$	0,78	59
			II	$C=10,48 + 0,075 T$	0,80	45
			III	$C=7,78 + 0,254 T$	0,93	70
			Média	$C=9,12 + 0,163 T$	0,86	60
		D	I	$C=7,06 + 0,191 T$	0,77	64
			II	$C=7,25 + 0,096 T$	0,80	45
			III	$C=3,53 + 0,293 T$	0,92	72
			Média	$C=5,95 + 0,193 T$	1,17	53
		E	I	$C=9,59 + 0,288 T$	0,79	77
			II	$C=9,83 + 0,241 T$	0,93	65
			III	$C=11,81 + 0,160 T$	0,85	62
			Média	$C=10,41 + 0,230 T$	0,89	71

b) Correlações entre valores observados da temperatura das estroncas dos níveis B(T_B), C(T_C), D(T_D) e E(T_E) com a do nível A(T_A).

Fase	Estágio	Correlação	Desvio Padrão (°C)	Coefficiente de Correlação (%)
Final de Escavação	6 De 27/07/72 a 03/08/72	$T_B=1,82 + 0,691 T_A$	2,31	92
		$T_C=5,12 + 0,502 T_A$	2,56	83
		$T_D=9,53 + 0,270 T_A$	2,30	72
		$T_E=9,41 + 0,249 T_A$	1,96	74

* - Número de pares de valores usados nas correlações.

- b) número de níveis de estroncas;
- c) espaçamentos vertical e horizontal entre estroncas;
- d) profundidade e largura da vala; e
- e) tipo de solo escorado.

Antes de tecer alguns comentários sobre o seu conteúdo, convém que se detenha na sua gênese. A título de ilustração, as *tabelas III-2a, III-2b e III-2c*, mostram correlações obtidas para algumas das Secções Experimentais, em vários estágios de escavação, tanto entre cargas e temperaturas observadas na mesma estronca, quanto entre as temperaturas dos outros níveis e a do nível A. São dadas também indicações quanto ao desvio-padrão, coeficiente de correlação e tamanho do universo. As *tabelas III-3 a III-6* reúnem informações mais completas sobre as Secções Experimentais 1, 6, 8 e 2, respectivamente, que serão utilizadas no decorrer desta Investigação. Da análise destes resultados pode-se concluir que:

- a) existe um efeito tridimensional numa mesma Secção Experimental, que se reflete em diferentes valores dos gradientes num mesmo nível de estroncamento, em secções transversais diferentes; e
- b) os desvios-padrão são relativamente baixos, situando-se em geral na faixa de 0,2 a 1 tonelada, para as correlações carga-temperatura, e 1 a 2°C para as correlações entre as temperaturas dos diversos níveis com a do 1º nível de estroncas.

Possíveis explicações para as dispersões encontradas são a não simultaneidade das medições das cargas e temperaturas, relativas às diversas estroncas; e o aquecimento desuniforme das mesmas, em função do ângulo de incidência dos raios solares, o que torna problemática a definição das suas temperaturas médias. O *Apêndice A* apresenta uma discussão desta questão, com base em dados experimentais.

TABELA III-3

SEÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1 - DADOS RELATIVOS ÀS FASES DE FINAL DE ESCAVAÇÃO E REATERRO

Fase	Estágio nº	Nível da estronca	Cargas observadas, na máxima temperatura, em toneladas			Gradientes observados, em t/°C		
			Secção I	Secção II	Secção III	Secção I	Secção II	Secção III
Fase Final de Escavação	8	A	12,6	11,9	12,8	0,21	0,16	0,27
		B	15,0	17,0	14,6	0,27	0,32	0,30
Reaterro	9	A	16,2	16,3	17,0	0,26	0,27	0,29

TABELA III-4

SEÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6 - DADOS RELATIVOS ÀS FASES DE FINAL DE ESCAVAÇÃO E REATERRO

Fase	Estágio nº	Nível da estronca	Cargas observadas na máxima temperatura, em toneladas		Gradientes observados, em t/°C	
			Secção I	Secção II	Secção I	Secção II
Fase Final de Escavação	8	A	9,1	15,0	0,121	0,283
		B	15,9	18,4	0,467	0,363
		C	6,8	10,1	0,511	0,575
Reaterro	9	A	11,1	14,9	0,211	0,255
		B	16,9	22,2	0,511	0,564

TABELA III-5

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8 - DADOS RELATIVOS ÀS FASES DE FINAL DE ESCAVAÇÃO E REATERRO

Fase	Estágio nº	Nível da estronca	Cargas observadas na máxima temperatura, em toneladas		Gradientes observados, em t/°C	
			Secção I	Secção II	Secção I	Secção II
Final de escavação	1	A	14,0	14,4	0,119	0,114
		B	11,8	14,1	0,173	0,236
		C	13,4	8,2	0,318	0,222
		D	15,2	14,6	0,418	0,442
Reaterro	2	A	15,6	15,4	0,197	0,201
		B	12,6	16,0	0,262	0,367
		C	18,4	14,8	0,391	0,381
	3	A	16,0	15,2	0,208	0,177
		B	13,6	17,2	0,249	0,401

O exame dos resultados apresentados na *tabela III-1*

mostra que:

- a) para todas as Secções Experimentais, com exceção da de nº 2, os gradientes médios observados crescem com a profundidade em que as estroncas estão instaladas; e
- b) para uma mesma vala, os gradientes médios observados numa mesma estronca são maiores nas fases de reaterro, comparados com a fase de final de escavação.

Esta última constatação é consequência, qualitativamente, do aumento da rigidez do sistema de escoramento, com o avançar do reaterro. É interessante mencionar que os resultados das medições em frente ao Palácio Monroe no Rio de Janeiro, apresentados por *Rémy et al (1974)*, mostraram uma diminuição dos gradientes à medida em que as escavações progrediam. Quanto maior a altura da parede engastada (ficha), maior a rigidez do escoramento.

Para a Secção Experimental 2, os gradientes de carga-temperatura, observados nas três secções transversais em final de escavação, diferem entre si, para o mesmo nível de estroncamento, como se pode ver na *tabela III-6*; por exemplo, para o nível B de estroncas obteve-se 0,22; 0,11 e 0,23 t/°C. Ademais, como os espaçamentos em planta entre as estroncas das secções transversais I e II, de um lado, e II e III, de outro, eram de 1,74 m e 2,16 m, respectivamente (*vide figura B-9*), resolveu-se trabalhar com os gradientes médios por nível de estroncamento. Assim, obteve-se 0,15; 0,19; 0,16; 0,19 e 0,23 t/°C, respectivamente, para os níveis A, B, C, D e E, valores estes muito próximos de 0,19 t/°C, que foi adotado para todas as estroncas, conforme *tabela III-1*.

O que importa frisar é que os gradientes são função não somente da rigidez, tanto do solo, da parede de escoramento, quanto

TABELA 111-6

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2 - DADOS RELATIVOS ÀS FASES DE FINAL DE ESCAVAÇÃO E REATERRO

Fase	Estágio n.º	Nível da estronca	Cargas observadas na máxima Temperatura, em toneladas			Gradientes observados, em t/ºC		
			Secção I	Secção II	Secção III	Secção I	Secção II	Secção III
Final de escavação	6	A	7,6	9,3	-	0,116	0,188	-
		B	11,4	9,2	9,2	0,216	0,106	0,231
		C	13,8	12,7	15,2	0,159	0,075	0,254
		D	11,4	9,4	10,2	0,191	0,096	0,293
		E	15,8	15,0	15,3	0,288	0,241	0,160
Reaterro	7	A	9,5	10,7	-	0,206	0,232	-
		B	12,2	9,8	10,3	0,254	0,189	0,282
		C	14,3	13,4	16,2	0,230	0,175	0,314
		D	17,6	15,4	15,8	0,416	0,351	0,415
Reaterro	8	A	9,9	10,3	-	0,244	0,239	-
		B	11,1	8,7	9,1	0,294	0,196	0,191
		C	18,3	17,0	19,4	0,310	0,248	0,335
Reaterro	9	A	9,2	10,6	-	0,204	0,228	-
		B	15,2	12,9	11,7	0,380	0,348	0,182
Reaterro	10	A	12,7	11,4	-	0,282	0,243	-

das estroncas, como também dos incrementos de temperatura, como mostra a expressão (III-9). Assim, pode-se afirmar que se a vala da *Secção Experimental 2* tivesse sido escavada no local da *Secção Experimental 8*, por exemplo, as cargas nas estroncas teriam sido completamente diferentes. É o que se vai provar com o auxílio de um modelo matemático simples.

CAPÍTULO IV

CONSTRUÇÃO DE UM MODELO MATEMÁTICO SIMPLES-IDENTIFICAÇÃO DOS CON- DICIONANTES MAIS SIGNIFICATIVOS DO EFEITO DA TEMPERATURA

A fim de compreender melhor a influência dos diversos fatores na problemática da resposta carga-temperatura, *um modelo matemático* relativamente simples, que faz recorrência ao *Método dos Elementos Finitos*, foi construído e publicado em três artigos, de autoria de Massad, Bon, Muller e Benvenuto, citados anteriormente.

1. HIPÓTESES SIMPLIFICADORAS

As hipóteses adotadas e incorporadas ao modelo foram:

- a) *meios isotrópicos e linearmente elásticos*, como foi justificado no *Capítulo III*, sem movimentos relativos no contato entre a parede de escoramento e o solo, pois as estruturas de arrimo já suportavam o empuxo de terra;
- b) paredes de escoramento, tanto as flexíveis quanto as rígidas, simuladas através de *paredes contínuas equivalentes*, isto é, com mesma rigidez à flexão; uma discussão sobre o assunto encontra-se no *item 3 do Apêndice E*;
- c) estroncas assimiladas a *elementos de barra*, articuladas nas extremidades e solicitadas apenas por forças axiais de compressão ou tração;
- d) *vigas de distribuição*, dispostas horizontalmente entre as estroncas e as paredes de escoramento, com rigidez infinita; e
- e) problema bidimensional, isto é, *estado plano de deformação*, sendo nu-

las as deformações na direção do eixo da vala.

O pressuposto das estroncas trabalharem como barras articuladas e solicitadas por forças axiais baseia-se no fato das cargas realmente instaladas serem uma fração da carga admissível, mesmo para os perfis de 2 I 12", os mais esbeltos dos que foram empregados, graças à existência de barras de travejamento ao longo do eixo da vala, articulando os centros das estroncas, como está ilustrado na planta de escavação da *figura B-1*. Assim, por exemplo, pequenas excentricidades de células de carga poderiam provocar flexão, composta com a compressão das escoras, mas de somenos importância à presente investigação.

A questão da *rigidez das vigas de distribuição* encontrou subsídios em problema análogo referente ao comportamento de trilhos submetidos a carregamentos estáticos. Conforme se mostra no Ítem 1 do *Apêndice E*; quando o espaçamento em planta entre estroncas não supera a 2,5 m, a carga linearmente distribuída pelas vigas desvia-se do seu valor médio de $\pm 10\%$. Em outras palavras, as vigas de distribuição nestas condições podem ser consideradas como infinitamente rígidas. Nesta investigação elas são às vezes designadas por *vigas de rigidez*.

Finalmente, não se levou em conta o efeito da temperatura na parede de escoramento que, se for rígida, pode introduzir acréscimos de carga nas estroncas de até 16 % dos valores que surgiriam só por efeito da sua dilatação térmica. O *Apêndice E (item 2)* mostra este fato e mais, que os incrementos desta origem, para paredes contínuas flexíveis, são desprezíveis. Assim, em primeira aproximação e por simplicidade, ignorou-se este efeito no modelo matemático; no *Capítulo VI* mostrar-se-á como incorporá-lo, de uma forma simples e indireta, para as redes rígidas.

2. FORMULAÇÃO MATEMÁTICA DO PROBLEMA ATRAVÉS DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A *formulação matemática* do problema assim colocado foi feita através do Método dos Elementos Finitos, para uma vala escorada com n níveis de estroncas.

O efeito da variação da temperatura (ΔT_i) na i -ésima estronca pode ser levado em conta imaginando-se inicialmente que as suas extremidades estão impedidas, implicando na sua sollicitação através da força normal:

$$P_i = E_a S_a \alpha \cdot \Delta T_i \quad (IV-1)$$

onde E_a , S_a e α são, respectivamente, o módulo de elasticidade, a área da secção transversal, e o coeficiente de dilatação térmica das estroncas metálicas. A seguir, libera-se as extremidades da estronca, do que resulta a aplicação da força P_i nos pontos em que ela toca as paredes de escoramento. Parte desta força X_i é absorvida pela estronca; e o restante $(P_i - X_i)/t$ é aplicado ao conjunto solo-paredes de escoramento, sendo t o espaçamento entre estroncas, em planta; lembra-se aqui que as vigas de distribuição têm, por hipótese, rigidez infinita.

A aplicação do *princípio dos trabalhos virtuais* ao conjunto solo-paredes de escoramento, já discretizado em elementos finitos, permite escrever:

$$\int B^T \cdot \sigma \cdot dV = \frac{P - X}{t} \quad (IV-2)$$

onde B é a matriz que relaciona o vetor deformação ϵ de um elemento com o vetor dos deslocamentos nodais δ^e ; isto é:

$$\varepsilon = B \cdot \delta^e \quad (IV-3)$$

σ é o vetor tensão de um elemento; e $\frac{P - X}{t}$ é o vetor das forças aplicadas.

A matriz B é função do tipo de elemento finito usado e sua obtenção, para o quadrilátero e o triângulo, pode ser encontrada, entre outros, no livro de *Zienkiewicz (1972)*.

A *Lei de Hooke* generalizada permite que se escreva:

$$\sigma = D \cdot \varepsilon \quad (IV-4)$$

onde D é a matriz de elasticidade correspondente ao estado plano de deformação.

Substituindo-se a expressão (IV-3) em (IV-4) e a expressão resultante em (IV-2), tem-se:

$$\Sigma (B^t \cdot D \cdot B \cdot V \cdot \delta^e) = \frac{P - X}{t}$$

onde o somatório se estende a todos os elementos finitos do conjunto solo-paredes contínuas; V é o volume de um elemento.

Reconhece-se no produto (B^t.D.B.V) a matriz de rigidez do conjunto solo-parede de escoramento que, convenientemente expandida, permite substituir a última expressão por esta outra:

$$K \cdot \delta = \frac{P - X}{t}$$

onde δ contém os deslocamentos de todos os pontos nodais, inclusive os das barras (estroncas). Além disso, esta matriz de rigidez pode ser

decomposta em:

$$K = E_s \cdot \bar{K}_s + E_p \cdot \bar{K}_p$$

onde E designa o Módulo de Young, e os índices s e p , o solo e a parede contínua, respectivamente.

Tem-se finalmente:

$$(E_s \cdot t \cdot \bar{K}_s + E_p \cdot t \cdot \bar{K}_p) \cdot \delta = P - X \quad (IV-5)$$

Por outro lado, pode-se escrever para as barras:

$$\frac{E_a S_a}{l} \cdot \bar{K}_b \cdot \delta = X \quad (IV-6)$$

onde δ refere-se aos deslocamentos de todos os pontos nodais, inclusive os do conjunto solo-paredes contínuas, e \bar{K}_b é a matriz de rigidez das barras, a menos de um escalar, convenientemente expandida.

Eliminando X das expressões (IV-5) e (IV-6) e, tendo-se em conta a expressão (IV-1), chega-se, após algumas transformações, a:

$$(\bar{K}_s + \rho \bar{K}_p + \eta \bar{K}_b) \cdot \delta = \eta \cdot \alpha \cdot l \cdot T \quad (IV-7)$$

onde $\rho = E_p/E_s$ é a relação entre os módulos de elasticidade da parede contínua e do solo; e $\eta = (E_a S_a / l E_s t)$ é a relação entre a rigidez das estroncas e a rigidez do solo escorado, tomada como sendo $E_s t$.

Por conveniência, foi introduzido um terceiro parâmetro adimensional, definido por $\xi = E_p/E_a$, relação entre os módulos de elasticidade da parede contínua e das estroncas.

O roteiro para o cálculo dos gradientes de carga-temperatura pode ser resumido da seguinte forma:

- a) determina-se, através do Método dos Elementos Finitos, os valores dos deslocamentos δ ;
- b) através das expressões (III-2) forma-se a matriz U dos gradientes básicos;
- c) as forças C que as estroscas exercem contra a parede de escoramento são calculadas através da expressão (III-1); e
- d) por meio da expressão (III-7) tem-se os valores dos gradientes de carga-temperatura procurados.

3. PARÂMETROS ELÁSTICOS MAIS SIGNIFICATIVOS DO MODELO MATEMÁTICO

A importância do módulo de deformabilidade dos solos se destaca pela simples análise da expressão (IV-7), através do adimensional η .

A influência do *Coefficiente de Poisson* não pode ser avaliada de uma forma direta, pois ele está implícito nas matrizes \bar{K}_s e \bar{K}_p . Para o concreto adotou-se um valor de 0,2 para este parâmetro. Quanto ao solo, a fim de verificar o grau de sua importância no cálculo dos gradientes, tomou-se o caso simples de vala escorada por parede diafragma (figura IV-1), em que os dimensionais ρ e η valiam, respectivamente, 210 e 1,5 e o *Coefficiente de Poisson* ν foi tomado igual a 0,30 e 0,45. Os resultados obtidos para os gradientes básicos foram:

$$\begin{array}{l} \text{para } \nu = 0,30 \quad U = \begin{bmatrix} 812 & -699 \\ -699 & 1331 \end{bmatrix} \\ \text{e para } \nu = 0,45 \quad U = \begin{bmatrix} 880 & -701 \\ -701 & 1308 \end{bmatrix} \end{array}$$

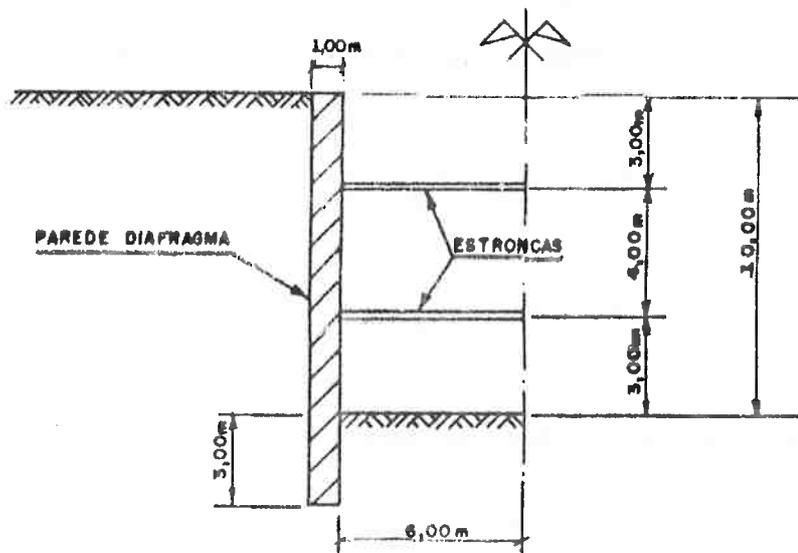


FIGURA IV-1: SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17
- PAREDES RIGIDAS.

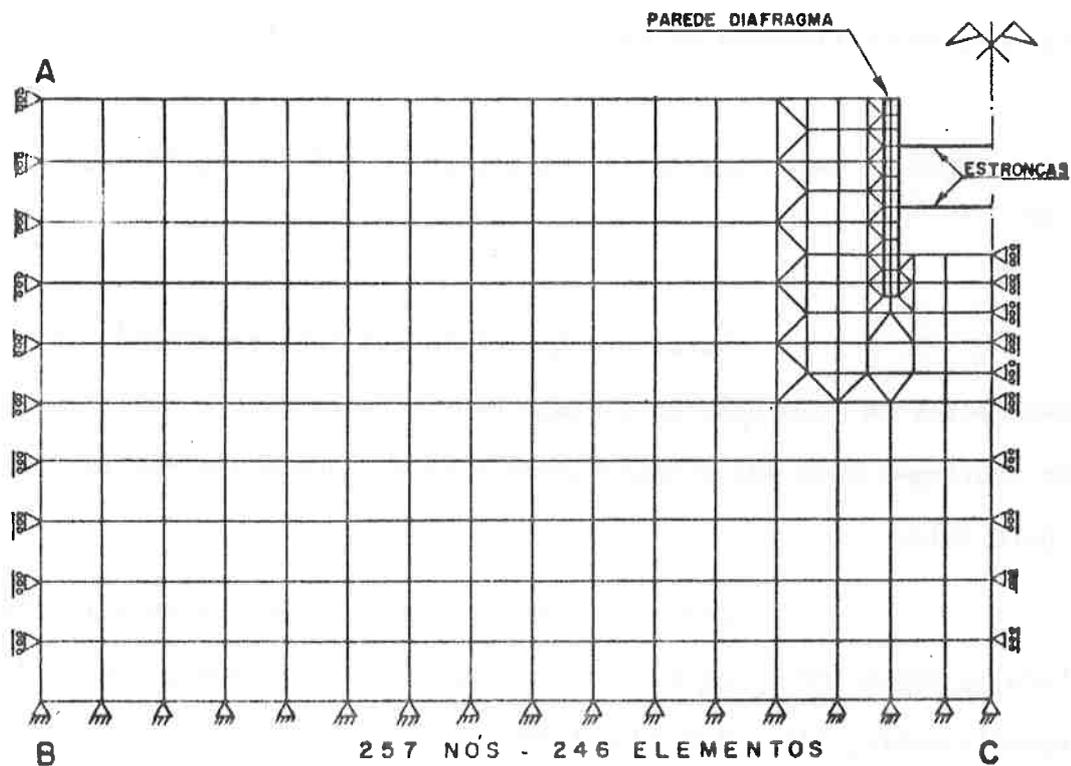


FIGURA IV-2: DISCRETIZAÇÃO DA SECÇÃO DA VALA EM
ELEMENTOS FINITOS PLANOS E DE BARRAS -
SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 -
PAREDES RIGIDAS.

Usando-se a expressão (III-9), pode-se calcular os gradientes de carga-temperatura através das fórmulas:

$$\begin{aligned} G_1 &= u_{11} + \frac{\Delta T_2}{\Delta T_1} \cdot u_{12} \\ G_2 &= u_{22} + \frac{\Delta T_1}{\Delta T_2} \cdot u_{21} \end{aligned} \quad (IV-8)$$

onde os u_{ij} são os coeficientes da Matriz U.

Como os coeficientes $u_{12} = u_{21}$ são pouco afetados pelo Coeficiente de Poisson, as variações nos gradientes são consequência das que ocorrem em u_{11} e u_{22} que, para a estronca superior, são da ordem de $0,07 \text{ t/}^\circ\text{C}$ e para a inferior de $0,02 \text{ t/}^\circ\text{C}$. Em primeira aproximação, estes valores são de pequena monta, razão pela qual não se deu muita importância ao Coeficiente de Poisson, no desenvolvimento deste estudo.

4. AVALIAÇÃO DE ERROS INERENTES À APLICAÇÃO DO MÉTODO DE CÁLCULO ESCOLHIDO

Foram enviados esforços para se avaliar os erros provenientes da resolução do sistema de equações, da discretização da parede diafragma e da delimitação geométrica do espaço semi-infinito, ocupado pelo solo.

Conduziram-se estes estudos ainda para a vala indicada na *figura IV-1*, para o caso em que os adimensionais p e η valiam, respectivamente, 210 e 2,6 ($\xi = 1/10$).

a) Constatou-se o bom condicionamento dos sistemas de equações lineares tomando-se o de maior número de equações (456) e resolvendo-o tanto em simples precisão (7 algarismos significativos) quanto em dupla precisão (15 algarismos significativos). O erro percentual relativo máxi-

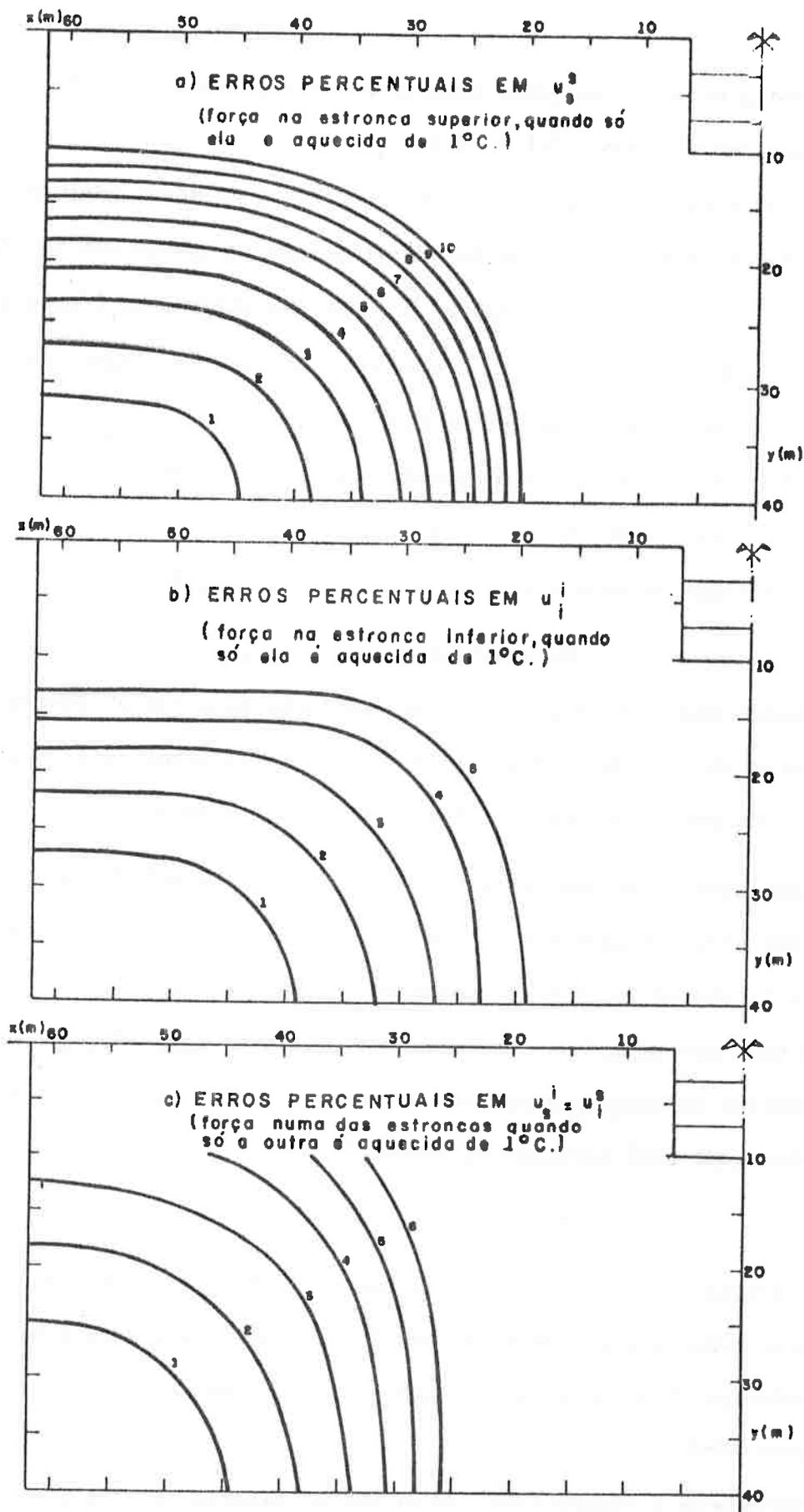


FIGURA IV-3: CURVAS DE IGUAIS ERROS PERCENTUAIS NOS VALORES DOS GRADIENTES BÁSICOS DEVIDOS A DELIMITAÇÃO GEOMÉTRICA - SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 PAREDES RIGIDAS - $\phi = 1/10$ • $\eta = 2,6$.

mo nos gradientes básicos, considerando-se os resultados de dupla precisão como corretos, foi de 0,3 %.

- b) O erro percentual relativo nos valores dos gradientes básicos, proveniente da discretização da parede-diafragma em apenas uma fileira de elementos finitos, foi inferior a ± 1 %, relativamente à subdivisão maior, com duas fileiras de elementos, indicada na *figura IV-2*. Esta discretização foi a adotada em todo o estudo.
- c) A influência da delimitação geométrica exigiu um maior número de processamentos. Foram abordadas seis delimitações, que diferiam entre si pela posição da base rígida \overline{BC} e da linha limite \overline{AB} , da *figura IV-2*.

Os resultados relativos ao caso de maior área foram tomados como referência para uma avaliação de erros percentuais nos gradientes básicos das outras delimitações. Estes erros relativos foram manipulados por *Massad et al (1972-a)* da seguinte forma:

- a) a cada ponto B de uma certa delimitação foram associados os correspondentes erros percentuais e, com isto, foram traçadas, por interpolação, curvas de igual erro, conforme a *figura IV-3*; e
- b) com base nestas curvas, foi possível aquilatar separadamente as influências da largura e da profundidade da delimitação nos erros percentuais, como está indicado na *figura IV-4*.

A inspeção destas figuras revela que:

- a) os valores de u_s^s , isto é, das forças que surgem na estronca superior, quando somente ela é aquecida de 1°C , são mais sensíveis à delimitação geométrica. O erro percentual pode ser da ordem de 10 %, como se vê na *figura IV-3*;
- b) referindo-se à *figura IV-4* vê-se que os valores de u_s^i e u_i^s , isto é, das forças que surgem numa das estroncas quando só a outra é aquecida de 1°C , são mais afetados pelas variações da largura do que da profun-

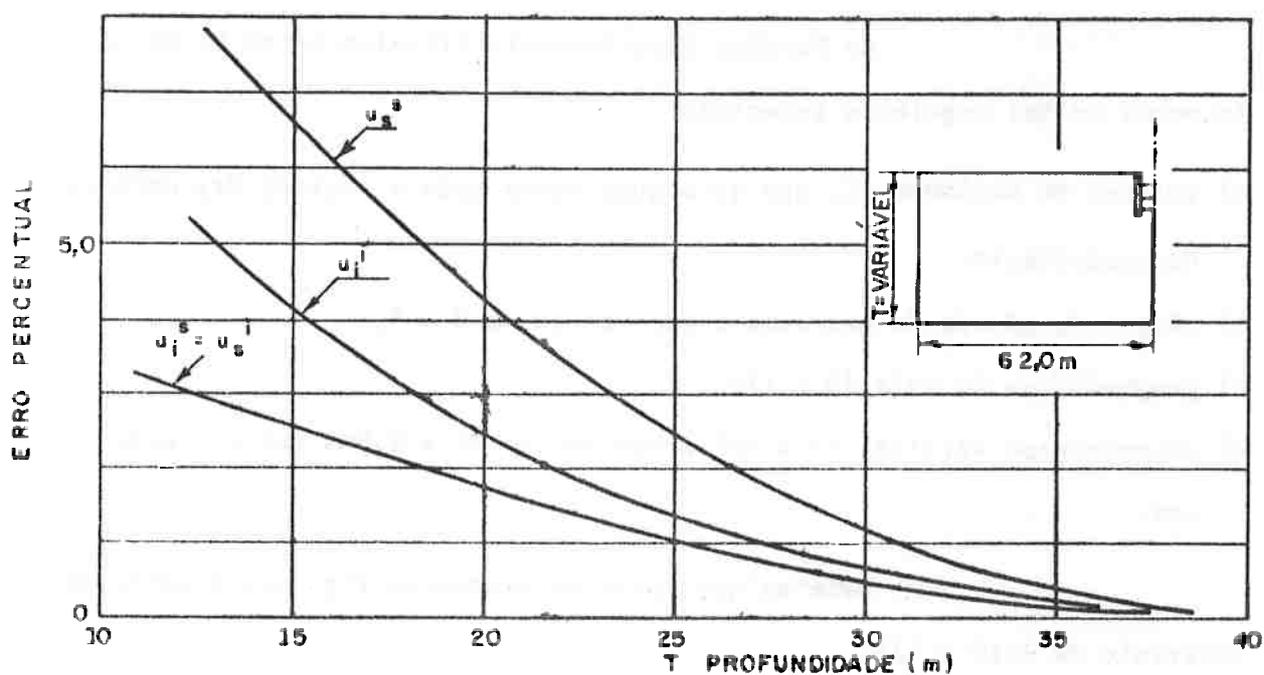
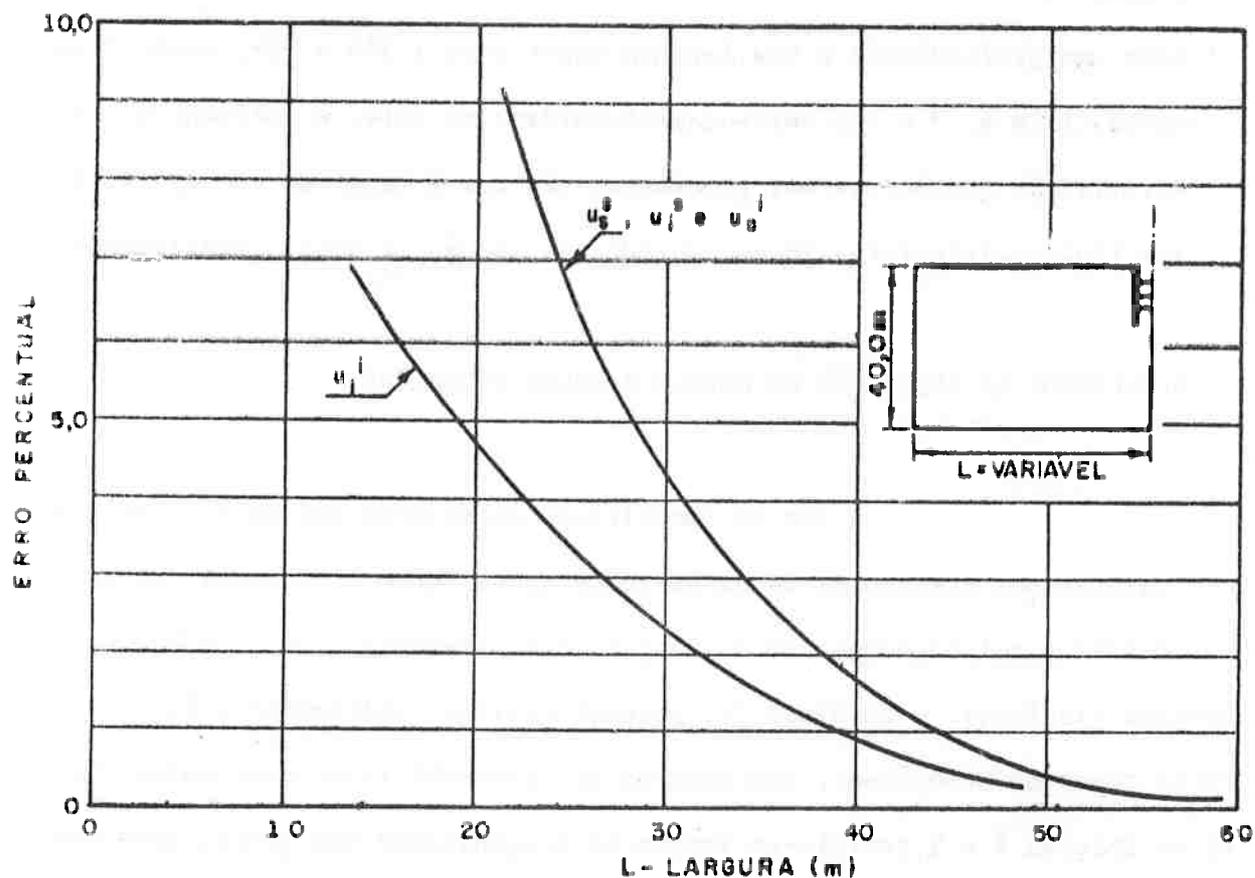


FIGURA IV-4: ERROS PERCENTUAIS NOS VALORES DOS GRADIENTES BÁSICOS $u_s^s, u_s^i = u_s^s \bullet u_s^i$, DEVIDOS À DELIMITAÇÃO GEOMÉTRICA - SEÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 - PAREDES RIGIDAS. $\psi = 1/10 \bullet \eta = 2,6$

didade; e

- c) para uma profundidade e uma largura superiores a 32m e 45m, respectivamente, isto é, 3 e 4,5 vezes a profundidade da vala, a influência da delimitação geométrica nos gradientes básicos é menor do que 1,0 %. Estes limites inferiores foram adotados na sequência desta Investigação.

5. RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MODELO A VALAS ESCORADAS

A fim de identificar os fatores que mais influem nos valores dos gradientes de carga-temperatura foram conduzidos *estudos paramétricos* relacionados com as Secções Experimentais 1, 8, 2 e Bloco 17, paredes flexíveis, e do Bloco 17, paredes rígidas. Inicialmente os solos foram supostos homogêneos, com Módulos de Deformabilidade constantes. Para as Secções 8 e 2 admitiu-se também heterogeneidade dos solos, para avaliar a sua influência nos gradientes de carga-temperatura.

As Secções Experimentais diferiam entre si em pelo menos um dos seguintes aspectos:

- a) valores do *parâmetro* ξ , que de alguma forma mede a rigidez das paredes de escoramento;
- b) *número de níveis* de estroncas, que variou de 2 a 4;
- c) *profundidade* da vala (9 a 17m); e
- d) *espaçamentos* vertical (2 a 4m) e horizontal (2 a 2,5m) entre estroncas.

Note-se que, para escoramentos rígidos, ξ varia no intervalo de 1/10 a 1/5.

Por outro lado, para paredes flexíveis pode-se escrever, tendo em vista a *expressão (E-9) do Apêndice E*, resultante do conceito de equivalência implícito na hipótese simplificadora do item 1.b

TABELA IV-1

RESULTADOS PARA A SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

ξ	η	MATRIZ U (kg/°C)	λ_m (kg/°C)	T_m	$\frac{G_i^{m\acute{a}x}}{E_a S_a^\alpha}$
$\frac{1}{400}$	0,5	898 -407 -407 1297	644	1 0,63	0,179 0,257
	1,0	575 -328 -328 888	368	1 0,63	0,102 0,162
	2,5	297 -212 -212 498	163	1 0,63	0,044 0,083
$\frac{1}{600}$	0,5	867 -382 -382 1249	631	1 0,62	0,175 0,250
	1,0	552 -305 -305 847	361	1 0,63	0,099 0,155
	2,5	283 -193 -193 466	161	1 0,63	0,044 0,078
$\frac{1}{1200}$	0,5	812 -340 -340 1161	604	1 0,61	0,168 0,237
	1,0	513 -268 -268 779	347	1 0,62	0,095 0,147
	2,5	260 -166 -166 420	156	1 0,63	0,042 0,073

LEGENDA: ξ - Relação entre o Módulo de Elasticidade do material da Parede Contínua Equivalente e a do aço.

η - Relação entre a Rigidez das Estroncas e a do Solo.

U - Matriz dos Gradientes Básicos.

λ_m e T_m - Mínimo Autovalor e Correspondente Autovetor da Matriz U .

$G_i^{m\acute{a}x}$ - Máximo Gradiente de Carga-Temperatura, para todas as combinações possíveis de Incrementos Relativos de Temperatura (T) dentro de faixas de valores observados no campo, em diversas Secções Experimentais.

$E_a S_a^\alpha$ - Força que se instalaria numa estronca se ela estivesse bloqueada e após aquecimento de 1°C.

TABELA IV-2

RESULTADOS PARA A SECÇÃO DO BLOCO 17, PAREDE FLEXÍVEL

ξ	η	MATRIZ U (kg/°C)	λ_m (kg/°C)	T_m	$\frac{G_i^{m\acute{a}x}}{E_a S_a^{\infty}}$
1/1000	0,5	866 -456 -124	407	1	0,133
		-456 1056 -218		0,87	0,142
		-124 -218 1038		0,50	0,217
	1	661 -441 -81	235	1	0,084
		-441 859 -209		0,87	0,090
		-81 -209 761		0,50	0,151
	2,5	436 -362 -24	105	1	0,044
		-362 615 -172		0,88	0,048
		-24 -172 451		0,51	0,086

LEGENDA: ξ - Relação entre o Módulo de Elasticidade do material da Parede Contínua Equivalente e a do aço.

η - Relação entre a Rigidez das Estroncas e a do Solo.

U- Matriz dos Gradientes Básicos.

λ_m e T_m - Mínimo Autovalor e Correspondente Autovetor da Matriz U .

$G_i^{m\acute{a}x}$ - Máximo Gradiente de Carga-Temperatura, para todas as combinações possíveis de Incrementos Relativos de Temperatura (T) dentro de faixas de valores observados no campo, em diversas Secções Experimentais.

$E_a S_a^{\infty}$ - Força que se instalaria numa estronca se ela estivesse bloqueada e após aquecimento de 1°C.

TABELA IV-3

RESULTADOS PARA A SECÇÃO EXPERIMENTAL 8

ξ	η	MATRIZ U (kg/°C)	λ_m (kg/°C)	T_m	$\frac{G_i^{m\acute{a}x}}{E_a S_a \alpha}$
$\frac{1}{735}$	0,25	981 -292 -147 -74	622	1	0,206
		1254 -259 -121		0,81	0,243
		1344 -226		0,63	0,286
		1308		0,46	0,306
	0,5	728 -296 -122 -55	378	1	0,136
		1019 -277 -109		0,83	0,173
		1090 -253		0,64	0,216
		1046		0,47	0,235
	1,25	439 -241 -68 -27	175	1	0,071
		699 -248 -68		0,84	0,101
		748 -238		0,68	0,139
		691		0,48	0,159

LEGENDA: ξ - Relação entre o Módulo de Elasticidade do material da pa rede contínua equivalente e a do aço.

η - Relação entre a Rigidez das Estroncas e a do Solo.

U - Matriz dos Gradientes Básicos.

λ_m e T_m - Mínimo Autovalor e Correspoñdente Autovetor da Matriz U .

$G_i^{m\acute{a}x}$ - Máximo Gradiente de Carga-Temperatura, para todas as com binações possíveis de Incrementos Relativos de Temperatu ra (T) dentro de faixas de valores observados no campo, em diversas Secções Experimentais.

$E_a S_a \alpha$ - Força que se instalaria numa estronca se ela estivesse bloqueada e após aquecimento de 1°C.

deste Capítulo:

$$\xi = \frac{E_p}{E_a} = \frac{J_a}{J_p} = \frac{J_a}{\frac{t \cdot e_p^3}{12}} \quad (IV-9)$$

Nesta expressão E_p , J_p e e_p são, respectivamente, o módulo de elasticidade, o momento de inércia e a espessura da parede contínua equivalente, esta última fixada arbitrariamente em 1m; t é o espaçamento, em planta, entre estroncas; e E_a e J_a o módulo de elasticidade do aço e o momento de inércia das estacas, respectivamente. Se as estacas fossem todas formadas por perfis duplo I de 12", em que $J_a = 22600 \times 10^{-8} \text{ m}^4$, ter-se-ia, para $t = 1,5\text{m}$, $1/\xi = 550$; para $t = 2\text{m}$, $1/\xi = 735$ e para $t = 2,5\text{m}$, $1/\xi = 919$, razão pela qual, no estudo paramétrico, fixou-se ξ no intervalo $1/1200$ e $1/400$, para as paredes flexíveis.

Para a Secção Experimental do Bloco 17, paredes rígidas, variou-se verticalmente a posição da estronca inferior, o que permitirá tirar algumas conclusões importantes, como se verá adiante.

5.1. Relações hiperbólicas entre a Matriz U e η .

O vetor dos incrementos relativos de temperatura (T_m) que gera iguais valores (λ_m) dos gradientes de carga-temperatura são invariantes em relação aos parâmetros ξ e η , conforme se depreende da análise de qualquer uma das tabelas IV-1 a IV-4, referentes aos casos de solos homogêneos. No entanto, ele depende fortemente da geometria da Secção Experimental, fato este que resulta da comparação dos dados contidos nestas tabelas e na tabela IV-5.

A invariância que se acaba de citar sugere a existência de uma função racional, para cada Secção Experimental, ligando U e η , conseqüência da Propriedade 4 da Matriz U , enunciada no Apêndice D. Em

TABELA IV-4

RESULTADOS PARA A SECÇÃO DO BLOCO 17, PAREDES RÍGIDAS

ξ	η	MATRIZ U (kg/°C)	λ_m (kg/°C)	T_m	$\frac{G_i^{máx}}{E_a S_a \alpha}$
$\frac{1}{10}$	1,0	1022 -794	497	1	0,148
		1611		0,69	0,236
	1,5	812 -699	326	1	0,105
1331		0,69		0,182	
2,5	588	-533	204	1	0,071
		999		0,69	0,134
$\frac{1}{7}$	0,5	1428 -906	806	1	0,245
		2127		0,68	0,352
	1,0	1049 -846	468	1	0,146
		1700		0,68	0,246
1,5	852	-756	330	1	0,106
		1426		0,70	0,193
2,5	627	-610	206	1	0,068
		1089		0,70	0,138
$\frac{1}{5}$	1,0	1055 -912	428	1	0,136
		1754		0,68	0,243
	1,5	885	-811	329	1
1513			0,68		0,203
2,5	660	-667	203	1	0,067
		1175		0,68	0,147

LEGENDA: ξ - Relação entre o Módulo de Elasticidade do concreto (parede de diafragma) e o do aço.

η - Relação entre a Rigidez das Estroncas e a do solo.

U - Matriz dos Gradientes Básicos.

λ_m e T_m - Mínimo Autovalor e Correspondente Autovetor da Matriz U.

$G_i^{máx}$ - Máximo Gradiente de Carga-Temperatura, para todas as combinações possíveis de Incrementos Relativos de Temperatura (T) dentro de faixas de valores observados no campo, em diversas Secções Experimentais.

$E_a S_a \alpha$ - Força que se instalaria numa estronca se ela estivesse bloqueada e após aquecimento de 1°C.

TABELA IV-5

SECÇÃO DO BLOCO 17, PAREDES RÍGIDAS

ξ	η	d/H	MATRIZ U (kg/°C)	λ_m (kg/°C)	T_m	$\frac{G_i^{m\acute{a}x}}{E_a S_a^\alpha}$
1/10	1,5	0,6	991 -889 -889 1445	300	1 0,78	0,122 0,160
		0,7	812 -699 -699 1331	326	1 0,70	0,105 0,182
		0,8	688 -558 -558 1273	350	1 0,61	0,095 0,206

LEGENDA: d - Distância da estronca do 2º nível até a superfície do terreno.

H - Profundidade da vala.

ξ - Relação entre o Módulo de Elasticidade do concreto - (parede diafragma) e o do aço.

η - Relação entre a Rigidez das Estroncas e a do solo.

U - Matriz dos Gradientes Básicos.

λ_m e T_m - Mínimo Autovalor e Correspondente Autovetor da Matriz U .

$G_i^{m\acute{a}x}$ - Máximo Gradiente de Carga-Temperatura, para todas as combinações possíveis de Incrementos Relativos de Temperatura (T) dentro de faixas de valores observados no campo, em diversas Secções Experimentais.

$E_a S_a^\alpha$ - Força que se instalaria numa estronca se ela estivesse bloqueada e após aquecimento de 1°C.

trabalho apresentado por *Massad et al (1974-c)* foi mostrado como construir tal função através da ajustagem de Polinômios de Chebyshev.

Como se verificou mais tarde, este tipo de função é de pouca valia para fins práticos. Muito mais interessantes são *relações hiperbólicas*, como a que segue a título de ilustração, válida para a Secção Experimental 1 e para $0,5 \leq \eta \leq 2,5$ e $400 \leq 1/\xi \leq 1200$, com erro inferior a $\pm 5\%$:

$$\frac{E_a S_a^\alpha}{u_{11}} = 2 + 4,1 \eta$$

$$\frac{E_a S_a^\alpha}{u_{22}} = 1,8 + 2,2 \eta$$

$$\frac{E_a S_a^\alpha}{u_{12}} = 7,0 + (5,4 + 3,5 \log \xi) \eta$$

Estas correlações foram obtidas com os dados contidos na *tabela IV-1*, onde se vê que o vetor T_m tem coeficientes valendo 1 e 0,62, em média, independentemente de ξ e η .

Este tipo de correlação não é, de certa forma, fortuito. De fato, considere-se uma barra de comprimento l , módulo de elasticidade E_a e área da secção transversal S_a , tendo em suas duas extremidades molas de rigidez K . A um acréscimo unitário de temperatura da barra, a porcentagem de força (G) absorvida por qualquer uma das molas será:

$$\frac{E_a S_a^\alpha}{G} = 1 + 2 \cdot \left(\frac{E_a S_a}{lK} \right)$$

onde α é o coeficiente de dilatação térmica do aço. Vê-se que, nesta análise, K , G e o termo entre parênteses fazem as vezes da rigidez do solo

SECÇÃO EXPERIMENTAL 8

ΔT - INCREMENTO RELATIVO DE TEMPERATURA, °C

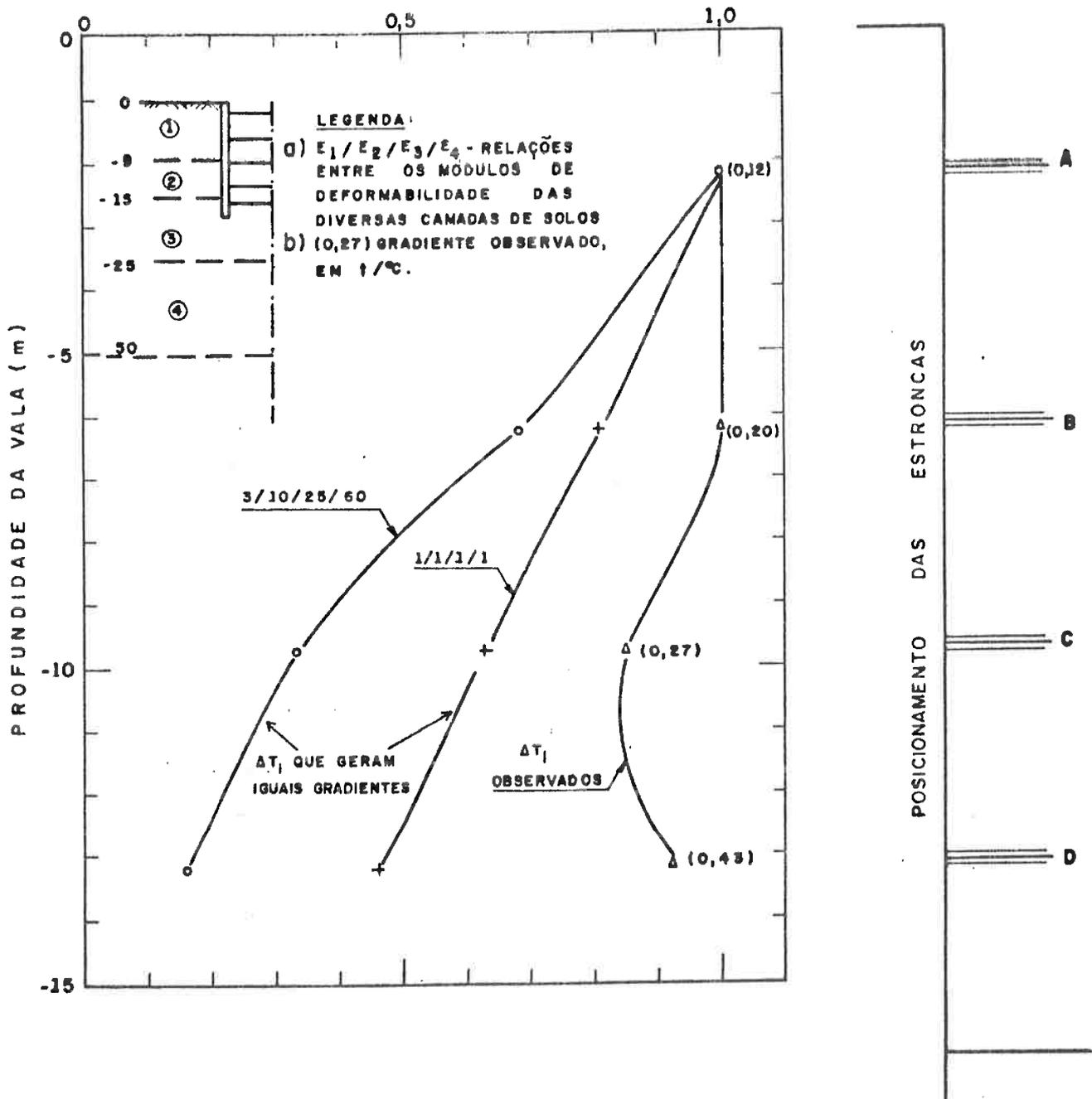


FIGURA IV - 5: INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE NOS VALORES DOS INCREMENTOS RELATIVOS DE TEMPERATURA, QUE GERAM IGUAIS GRADIENTES EM TODAS AS ESTRONCAS.

($E_s t$), do gradiente e de η , respectivamente.

5.2. Heterogeneidade dos Solos

Além da geometria do conjunto vala-sistema de escoamento, a *heterogeneidade dos solos* afeta significativamente o vetor dos incrementos relativos de temperatura (T_m) que geram iguais gradientes (λ_m).

A *figura IV-5* mostra variações dos T_m em função das relações entre os Módulos de Deformabilidade dos solos envolvidos, corroborando a asserção feita. O número entre parênteses é o gradiente de carga-temperatura realmente observado; nota-se que ele cresce com a profundidade de instalação das estroncas.

No mesmo sentido, a *figura IV-6* apresenta resultados relativos à Secção Experimental 2, onde, como já foi enfatizado, observou-se um gradiente praticamente constante e igual a $0,19 \text{ t/}^\circ\text{C}$ para todos os níveis de estroncas. A proximidade da curva observada com a calculada é digna de nota, deixando-se por enquanto entre parênteses as razões da escolha das relações entre módulos, indicadas na mesma figura.

Conclui-se também que, mesmo que a rigidez dos solos aumente com a profundidade, o que é razoável supor para a Cidade de São Paulo, os gradientes podem não seguir esta tendência; ou, dito de outra forma, *tivesse a Secção Experimental 2 sido escavada em outro local, por exemplo, o da Secção Experimental 8, as cargas nas estroncas teriam sido completamente diferentes*, afirmação feita anteriormente, no final do *Capítulo III*, que agora é comprovada através do modelo matemático.

5.3. Fatores que mais condicionam os valores dos gradientes

O modelo matemático proposto permite identificar - os fatores que mais influem nos valores dos gradientes de carga-temperatu

SECÇÃO EXPERIMENTAL 2

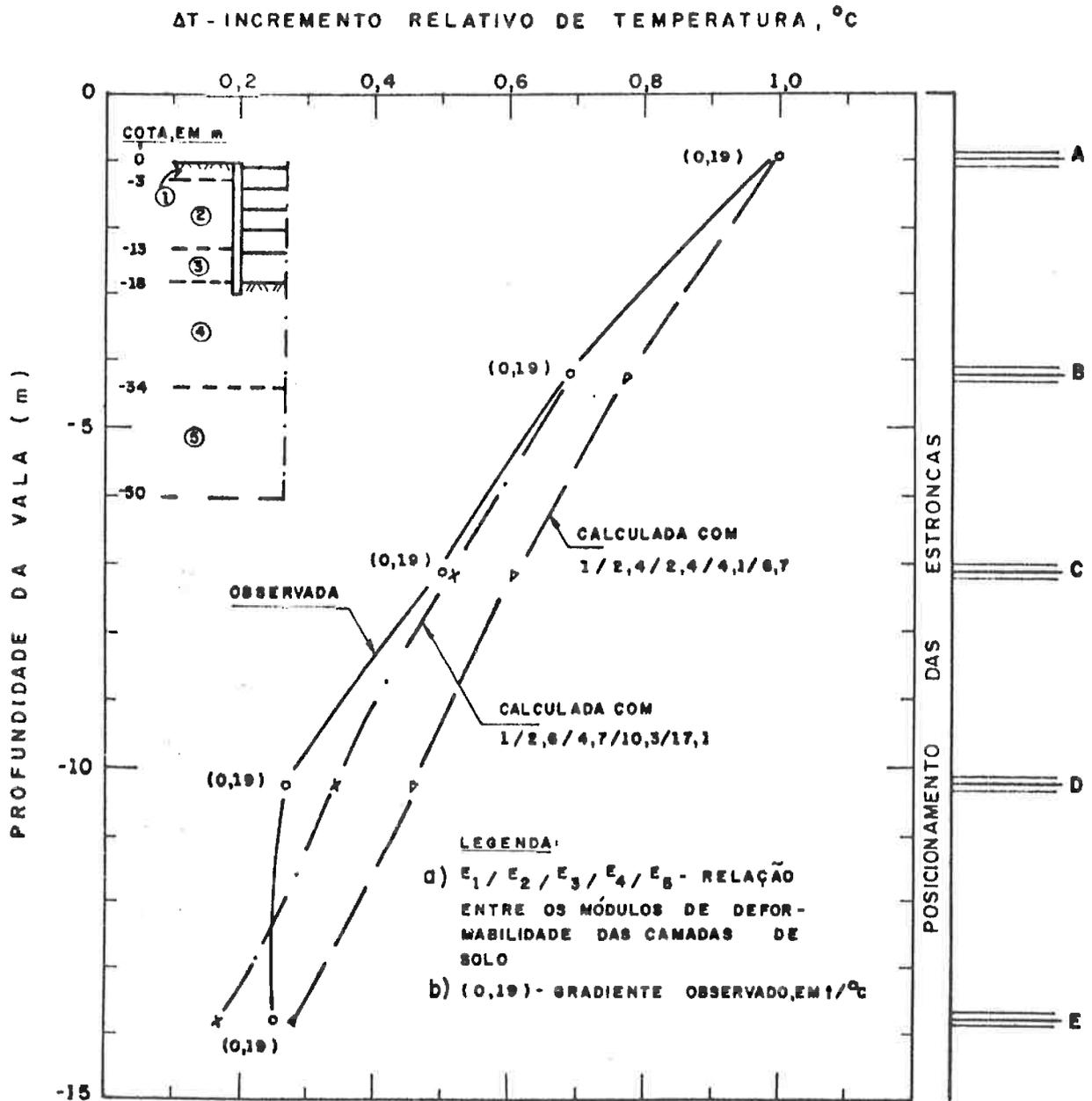
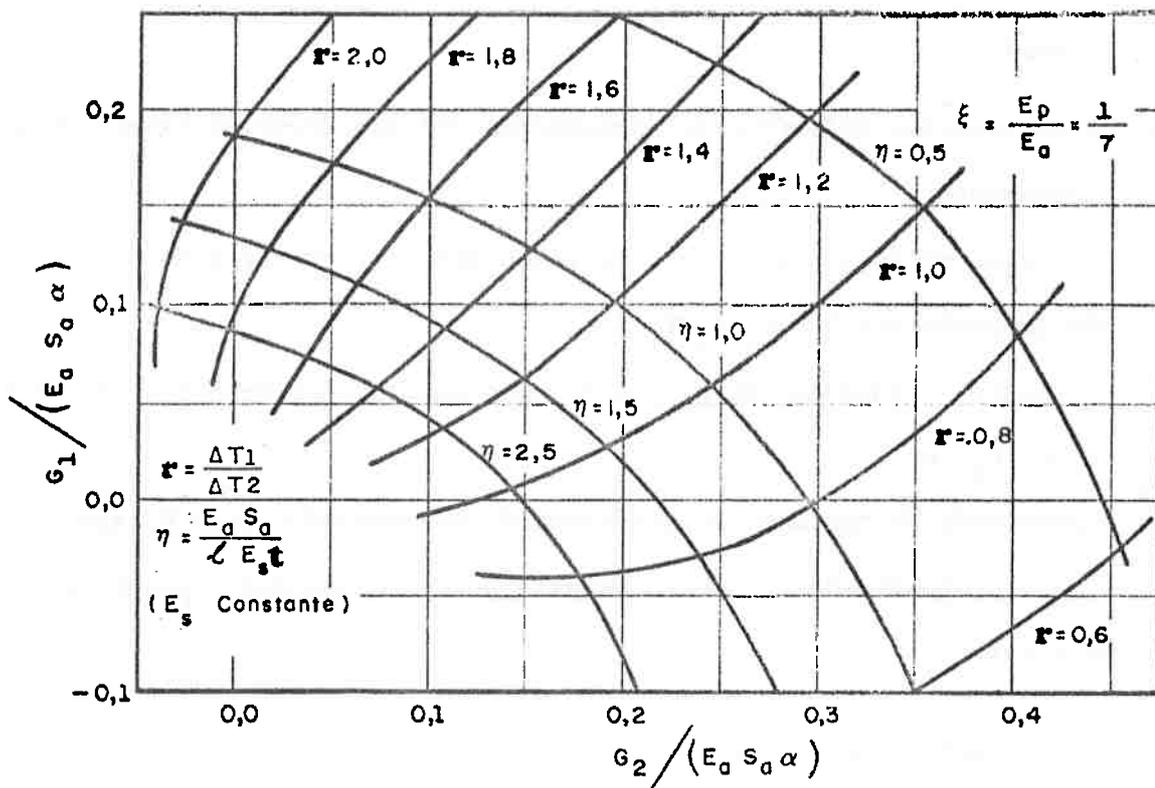


FIGURA IV - 6 : COMPARAÇÃO ENTRE VALORES CALCULADOS E OBSERVADOS DOS INCREMENTOS RELATIVOS DE TEMPERATURA, QUE GERAM IGUAIS GRADIENTES.

a) SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 - PAREDES RIGIDAS



b) SECÇÃO EXPERIMENTAL 1

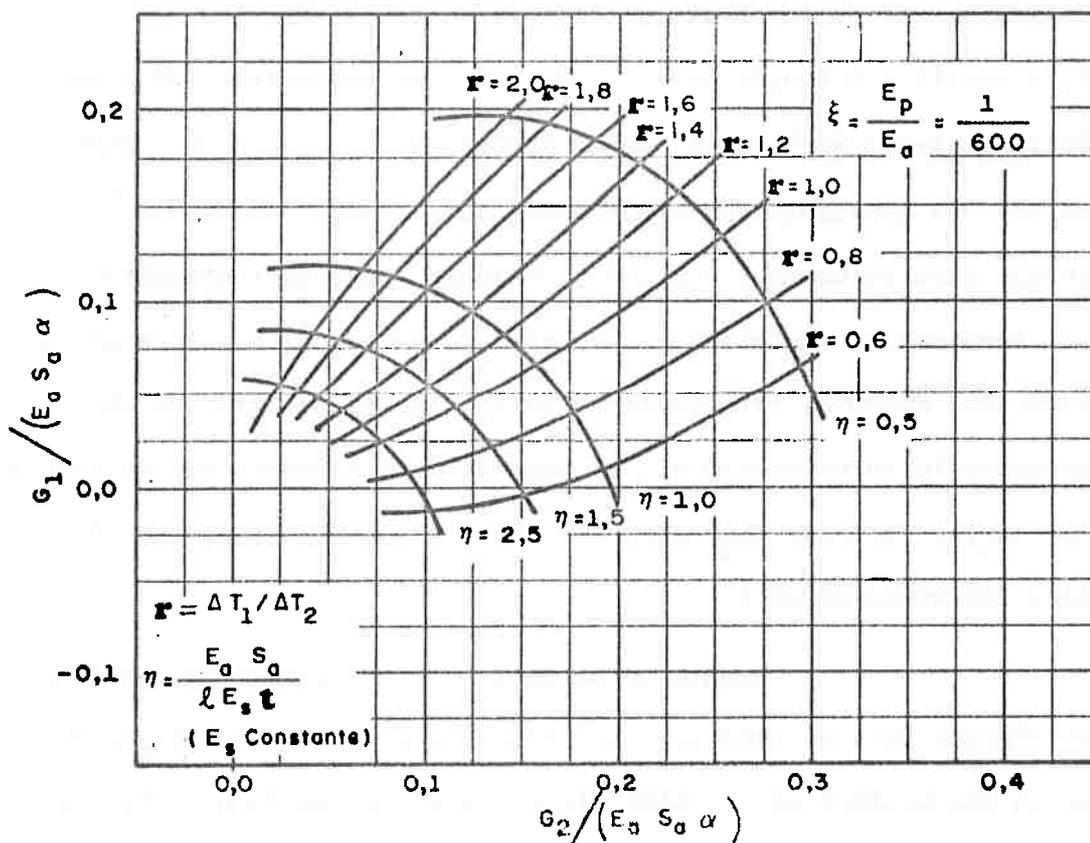


FIGURA IV-7: GRADIENTES DE CARGA-TEMPERATURA EM FUNÇÃO DE η , ξ e r (G_1 e G_2 SÃO OS GRADIENTES NAS ESTRONCAS SUPERIOR E INFERIOR, RESPECTIVAMENTE)

ra, a saber:

- a) os *incrementos relativos de temperatura* (T) nos diversos níveis de estroncamento;
- b) a relação entre a rigidez a compressão das estroncas e a do solo, através do *parâmetro* $\eta = E_a S_a / E_s t l$;
- c) a rigidez relativa da parede de escoramento, por meio do *parâmetro* $\xi = E_p / E_a$; e
- d) a *geometria do conjunto vala-sistema de escoramento*, isto é, sua largura e profundidade, o número de estroncas e o seu posicionamento na vertical.

5.3.1. Influência de T, η e ξ

A dependência dos gradientes em relação aos incrementos relativos de temperatura (T) é evidente na *expressão (III-9)*; ademais, a matriz U é função de η e ξ . Para se ter uma melhor idéia da influência destes três fatores, foram preparados os *âbacos da figura IV-7*. As curvas $\eta = \text{constante}$ são *hipérbolas*, consequência da *expressão (III-9b)*. Vê-se que para um mesmo $r = \Delta T_1 / \Delta T_2$, relação entre os incrementos relativos de temperatura das estroncas superior e inferior, à medida em que η diminui, por exemplo, através de um enrijecimento do solo, ou um aumento no espaçamento entre estroncas, em planta, os gradientes nas estroncas superior (G_1) e inferior (G_2) aumentam. Para um mesmo η , G_1 cresce e G_2 de crece, com aumentos de r.

Quanto ao *parâmetro* ξ , quando se passa das paredes rígidas para as flexíveis a influência é relativamente grande, mas menor do que as de T ou η . Além disto, para ξ variando no intervalo 1/10 a 1/5, os gradientes diferem muito pouco entre si, o mesmo sucedendo no intervalo 1/1200 a 1/400. Estes achados justificam a dicotomia *paredes*

flexíveis - paredes rígidas, a ser mantida de ora em diante nesta investigação, com a conseqüente eliminação da variável ξ .

No caso de paredes rígidas, a invariância dos gradientes em relação a ξ pode ter uma interpretação interessante.

Considere-se duas paredes de concreto com espessuras e_1 e e_2 e módulos de elasticidade E_{c1} e E_{c2} , respectivamente. Fazendo abstração do Coeficiente de Poisson, elas terão o mesmo comportamento na flexão se $E_{c1}J_1 = E_{c2}J_2$, onde J_1 e J_2 são os correspondentes momentos de inércia. Esta igualdade pode ser escrita:

$$E_{c1} \frac{t e_1^3}{12} = E_{c2} \frac{t e_2^3}{12}$$

onde t é o espaçamento entre estroncas, em planta.

Daí, se deduz que:

$$E_{c2} = E_{c1} \left(\frac{e_1}{e_2} \right)^3 \quad (IV-10)$$

isto é, a variação da espessura da parede-diafragma, de e_1 para e_2 , pode ser simulada alterando-se o módulo de elasticidade de E_{c1} para E_{c2} , convenientemente.

Dividindo-se ambos os membros da expressão (IV-10) por E_a , módulo de elasticidade do aço, tem-se:

$$\frac{E_{c2}}{E_a} = \frac{E_{c1}}{E_a} \left(\frac{e_1}{e_2} \right)^3$$

ou

$$\xi_2 = \xi_1 \left(\frac{e_1}{e_2} \right)^3$$

ou

$$\frac{e_2}{e_1} = \sqrt[3]{\frac{\xi_1}{\xi_2}}$$

Na presente Investigação, todos os resultados são válidos para $e_1 = 1m$. Portanto, a expressão acima pode ser escrita:

$$e_2 = \sqrt[3]{\frac{\xi_1}{\xi_2}} \quad (IV-11)$$

Ademais, foi visto que os gradientes de carga-temperatura independem de ξ , dentro do intervalo 1/10 a 1/5. Isto é, ξ_1 e ξ_2 podem assumir valores de 0,1 a 0,2.

Isto significa, retomando-se a expressão (IV-11), que, se a parede de concreto tiver espessuras variando de $\sqrt[3]{0,1/0,2} = 0,80m$ até $\sqrt[3]{0,2/0,1} = 1,25m$, os resultados já obtidos continuam válidos.

Voltando-se à figura IV-7, constata-se ainda que para incrementos de temperatura superiores aos correspondentes coeficientes do autovetor T_m , o que significa ter, para a Secção Experimental 1, $r \leq 1/0,62 = 1,61$, e para o Bloco 17, paredes rígidas, a $r \leq 1/0,69 = 1,45$, mantidos ξ e η constantes, os gradientes máximos ocorrem no nível inferior de estroncas.

5.3.2. Influência da geometria da Secção - Dificuldades analíticas encontradas e cálculo dos Gradientes Máximos

A importância da geometria do sistema vala-escoramento é patente nos elementos apresentados na tabela IV-5, que mostra a influência do posicionamento da estronca inferior nos valores dos gradientes. Ela também está implícita nos outros resultados, citados anteriormente.

ΔT_i - INCREMENTOS RELATIVOS DE TEMPERATURA, °C

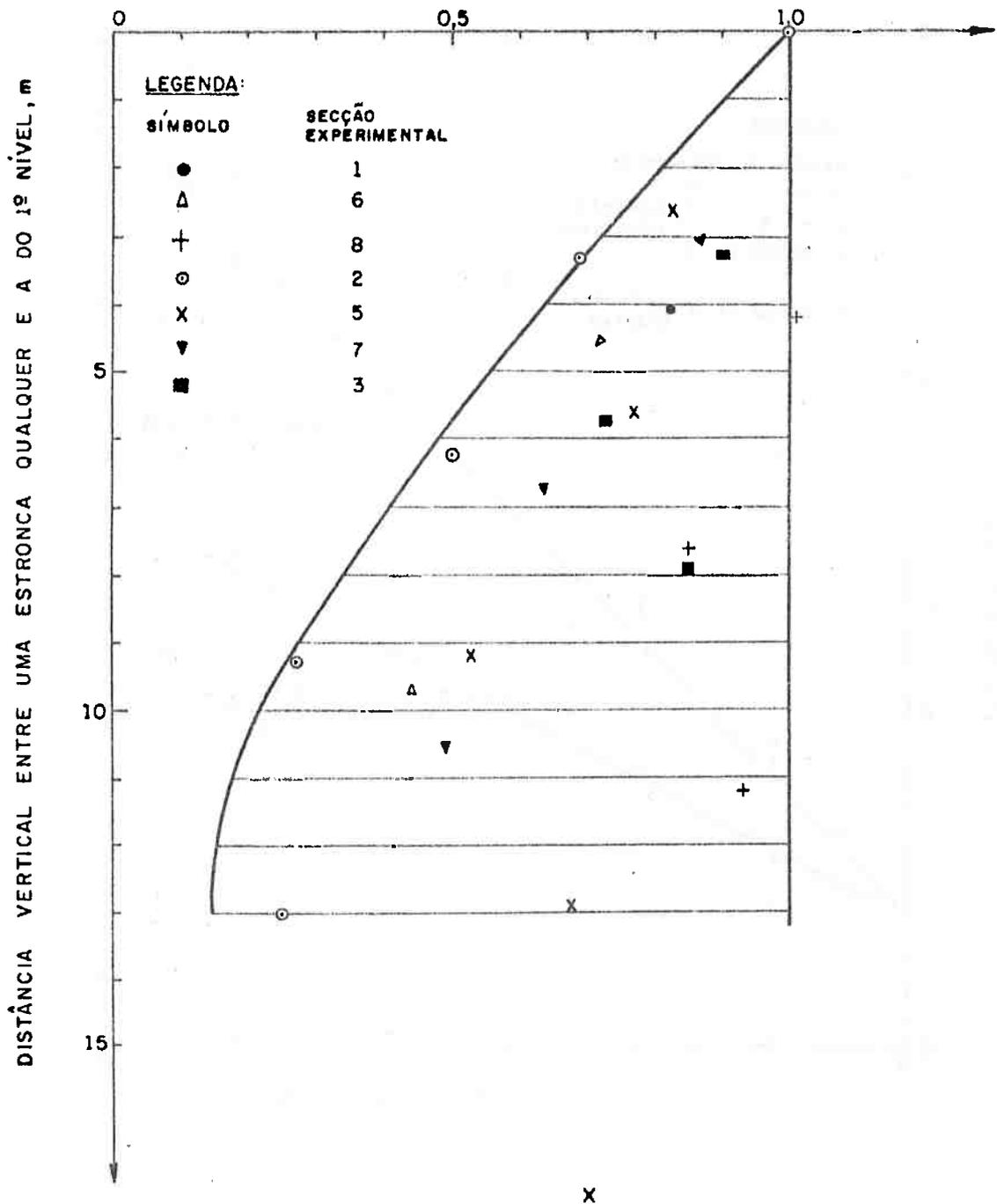


FIGURA IV - 8: FAIXA DE VALORES EXTREMOS ADOTADA PARA OS INCREMENTOS RELATIVOS DE TEMPERATURA, EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE

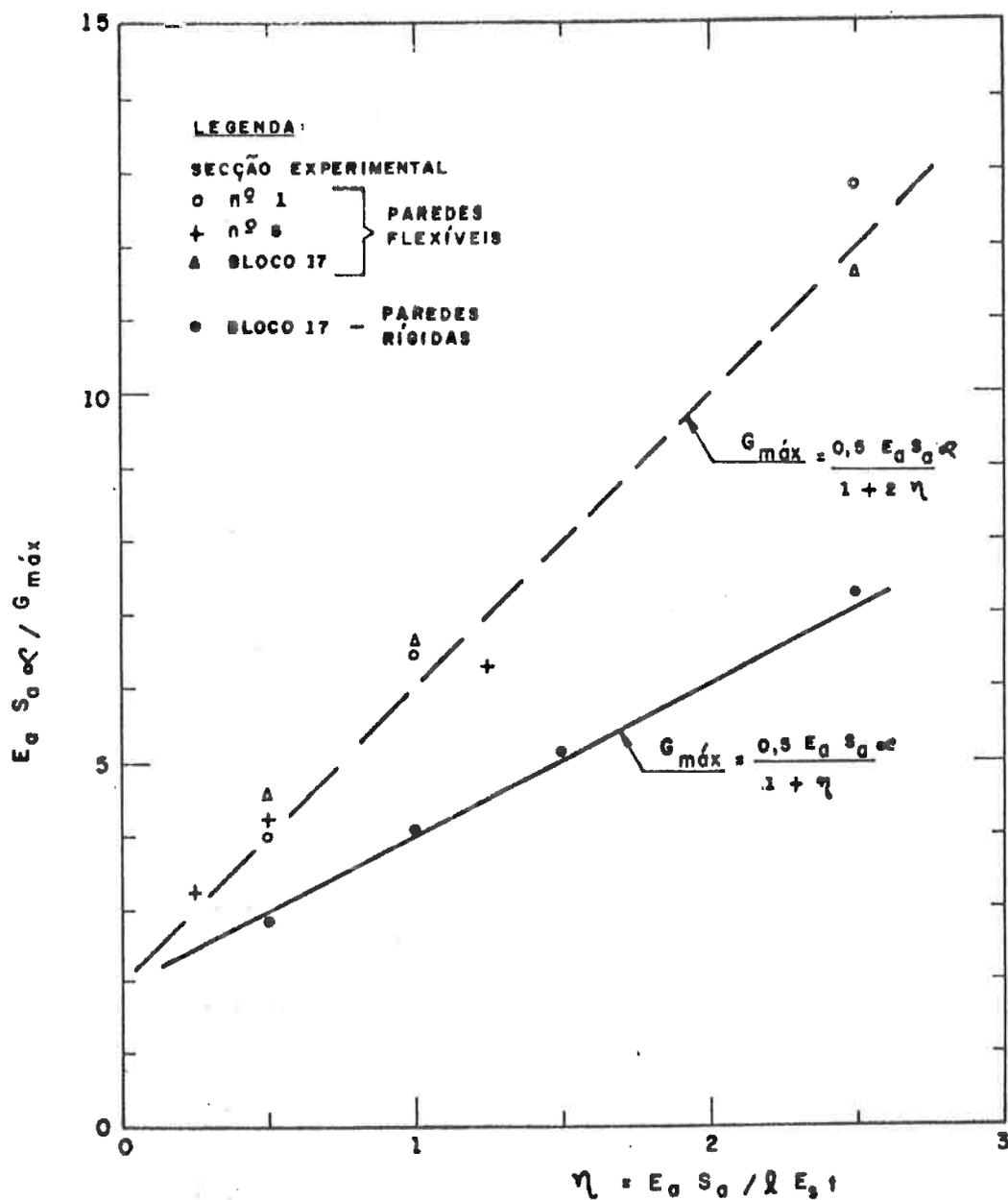


FIGURA IV - 9 : CORRELAÇÃO ENTRE O MÁXIMO GRADIENTE DE CARGA-TEMPERATURA NA ÚLTIMA ESTRONCA ($G_{m\acute{a}x}$) E O PARÂMETRO η .

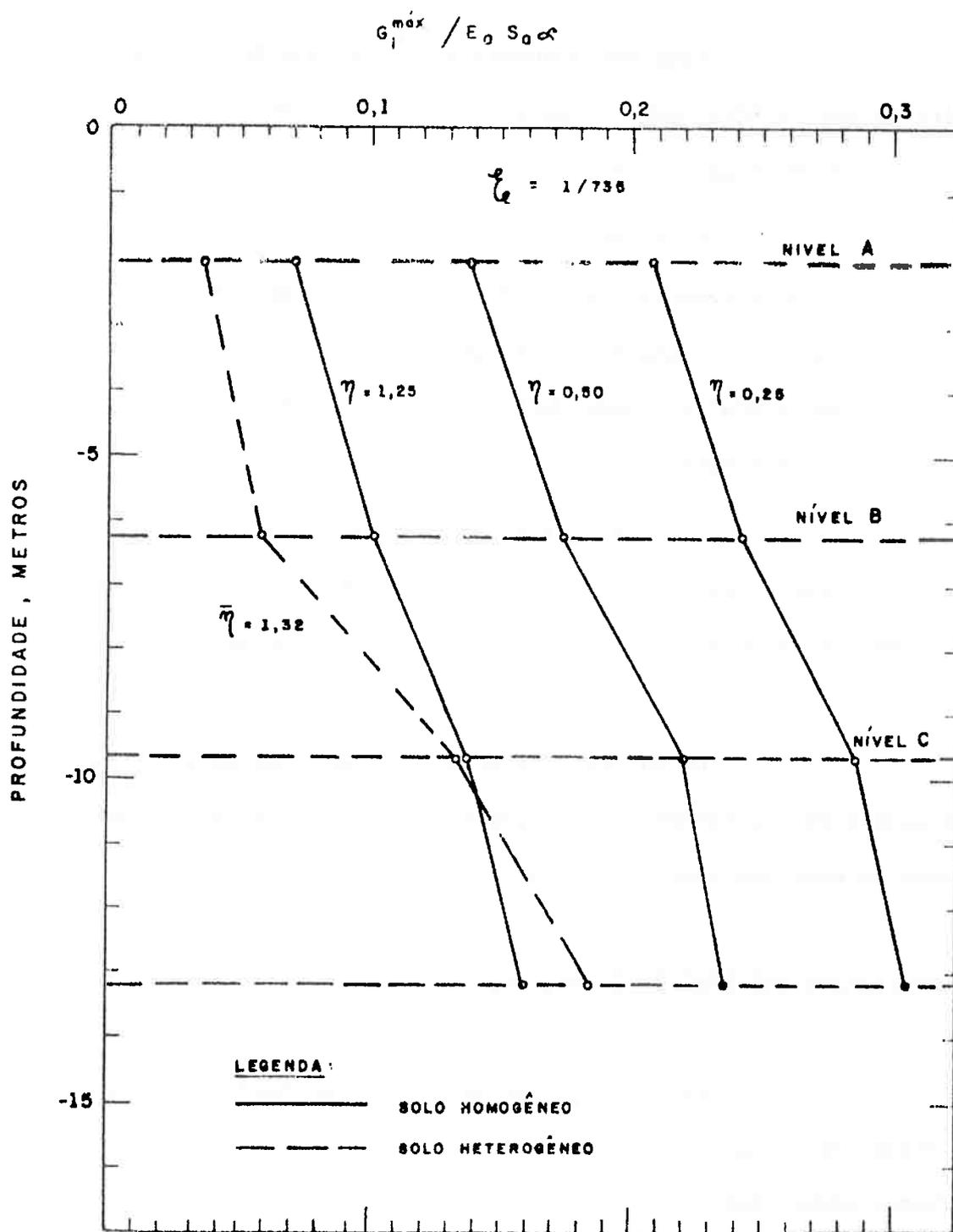


FIGURA IV - 10: VARIAÇÃO DOS GRADIENTES MÁXIMOS ($G_i^{m\acute{a}x}$), EM CADA NÍVEL DE ESTRONCAS, COM A PROFUNDIDADE - SECÇÃO EXPERIMENTAL 8.

Cedo verificou-se a dificuldade de interpretação analítica destes resultados, superada, para fins práticos, com a introdução do conceito de *gradientes máximos* de uma vala escorada.

Estes vêm a ser os máximos valores dos gradientes, em cada nível de estroncas, calculados através da *expressão (III-9)*, para todas as possíveis combinações do vetor T (vetor dos incrementos relativos de temperatura) variando dentro da *área hachurada da figura IV-8*, obtida experimentalmente.

Como se verá adiante, estes gradientes e as suas envoltórias são a base para o desenvolvimento de *fórmulas práticas* para a inclusão da parcela do efeito da temperatura nas cargas de projeto das estroncas.

Os valores assim obtidos dos gradientes máximos, para cada nível de estroncas e Secção Experimental, estão indicados nas últimas colunas das *tabelas IV-1 a IV-5* e nas *figuras IV-9 a IV-11*.

6. ENVOLTÓRIAS DOS GRADIENTES MÁXIMOS

Para atingir os objetivos manifestados no ítem 5.3.2, foi preparada a *figura IV-9*, correlacionando os *gradientes máximos adimensionalizados*, que ocorrem nas estroncas do último nível, com o parâmetro η , para as Secções Experimentais 1, 8 e do Bloco 17, paredes flexíveis, e para a do Bloco 17, paredes rígidas. A forma hiperbólica adveio do resultado apresentado no ítem 5.1.

Vê-se que se pode tomar, com uma certa margem de segurança, a seguinte expressão para *paredes flexíveis*:

$$G_{\text{máx}} = \frac{0,5 E_a S_a^\alpha}{1 + 2\eta} \quad (\text{IV-12a})$$

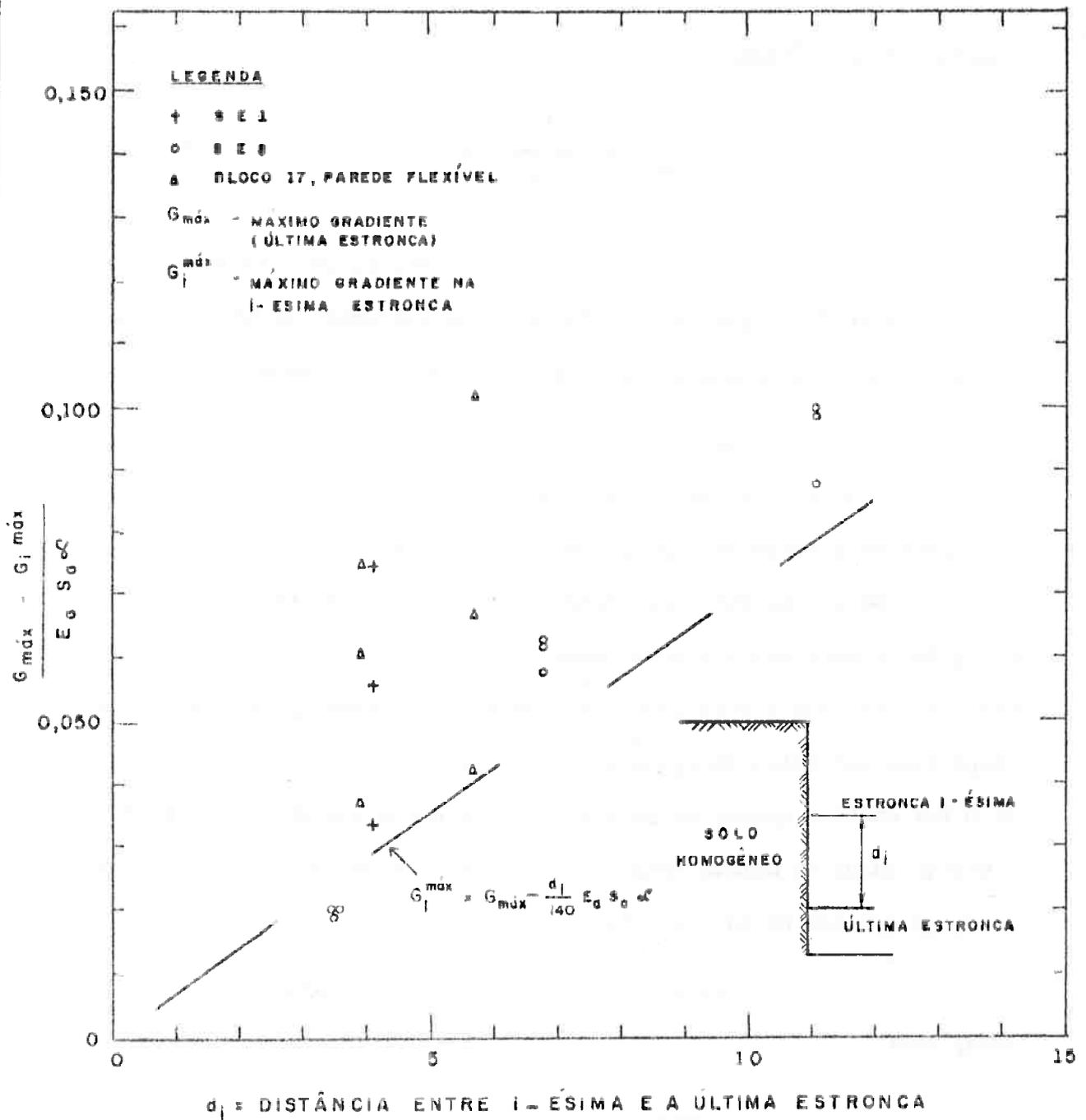


FIGURA IX-11: LIMITE SUPERIOR PARA O MÁXIMO GRADIENTE NA I-ÉSIMA ESTRONCA.

e para paredes rígidas:

$$G_{\text{máx}} = \frac{0,5 E_a S_a^\alpha}{1 + \eta} \quad (\text{IV-12b})$$

A figura IV-10 mostra como os gradientes máximos variam com a profundidade, para cada nível de estroncas da Secção Experimental 8. Observa-se que o crescimento com a profundidade é quase linear.

Este fato sugeriu a construção do gráfico da *figu-ra* IV-11, onde a reta que passa pela origem representa um limite superior para os gradientes máximos na *i*-ésima estronca, situada a uma distância d_i da última estronca. Para o caso de solos heterogêneos, em que a rigidez cresce com a profundidade, é de se esperar que os gradientes nas estroncas dos níveis superiores sejam relativamente menores, quando comparados com solos homogêneos, como está ilustrado na *figura* IV-10, onde $\bar{\eta}$ foi obtido tomando-se para E_s a média ponderada dos módulos em toda a profundidade da estaca metálica. Esta maneira de definir o parâmetro η será discutida no *Capítulo* VI.

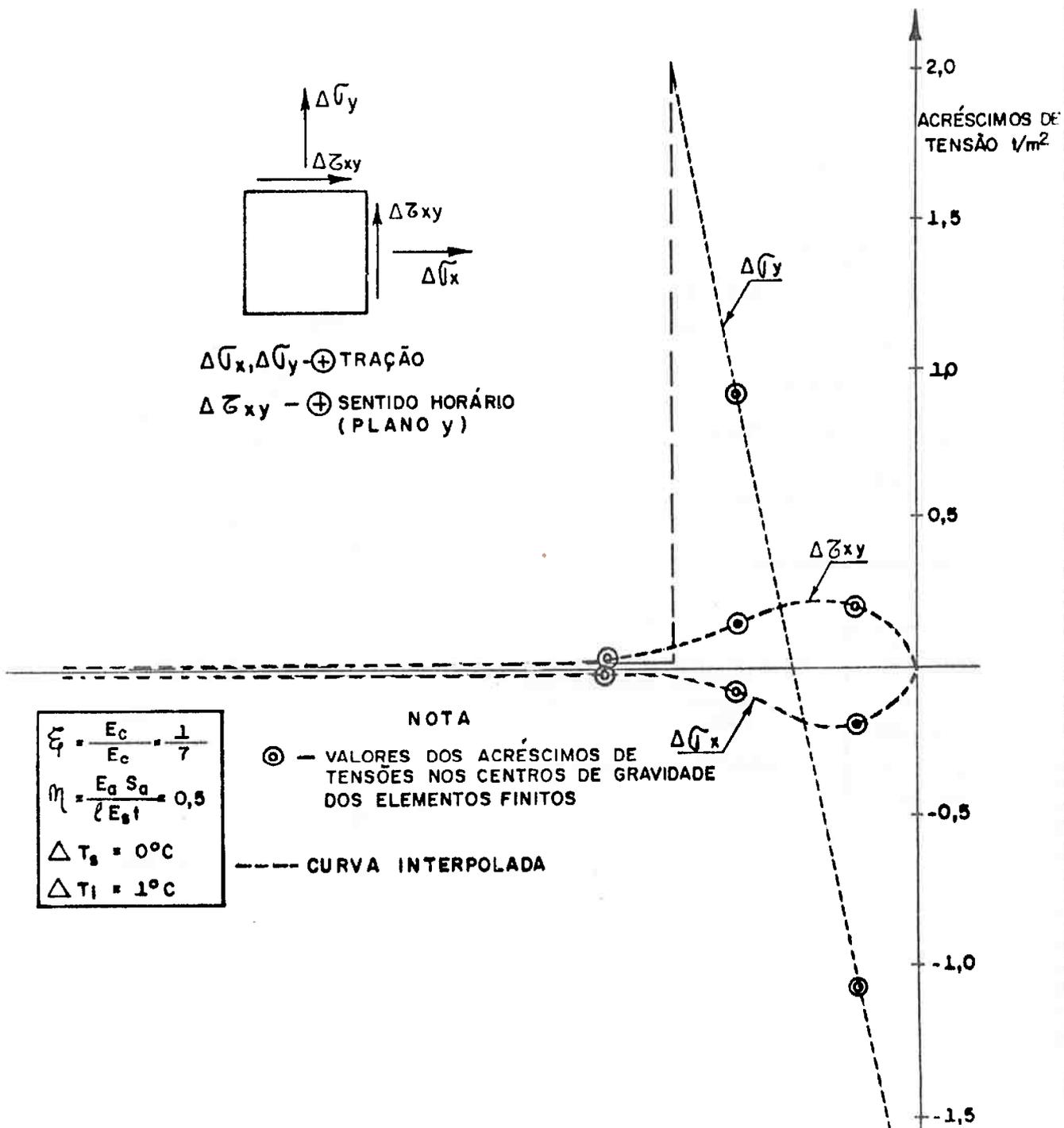
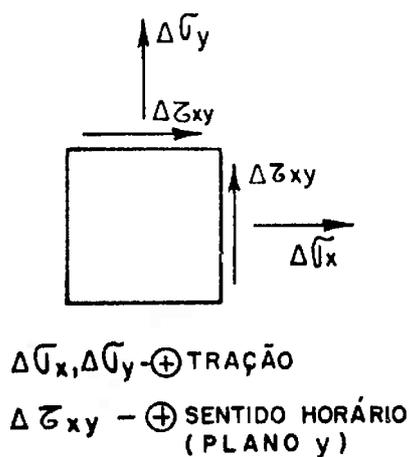
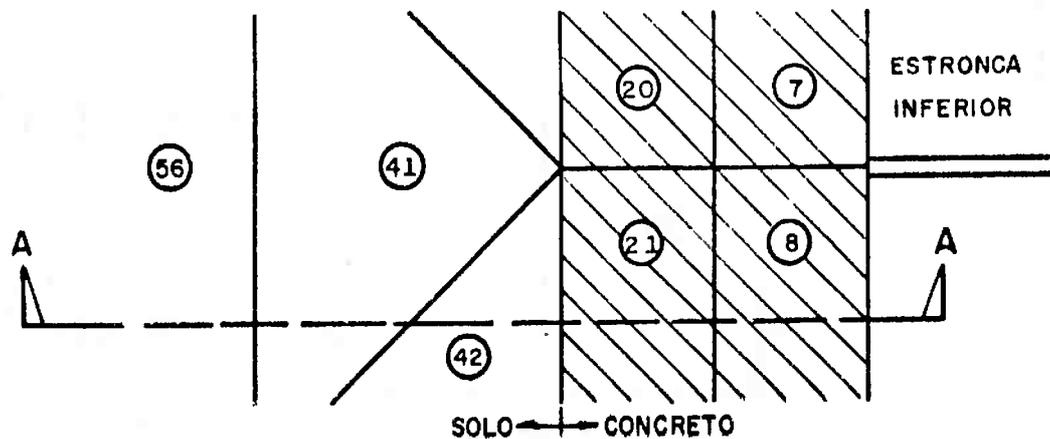
Deste modo, pode-se escrever, para *paredes flexi-veis*, que:

$$G_i^{\text{máx}} = G_{\text{máx}} - \frac{d_i}{140} E_a S_a^\alpha \quad (\text{IV-13})$$

onde $G_i^{\text{máx}}$ é o *gradiente máximo na i-ésima estronca*, distante d_i da última delas, que apresenta um gradiente máximo igual a $G_{\text{máx}}$.

7. NÍVEL DE TENSÕES NO SOLO PROVOCADO PELAS VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

Foi dito anteriormente que o *nível de tensões no so-lo*, provocado pelas dilatações das estroncas, é muito baixo. Pretende-



$$\xi = \frac{E_c}{E_c} = \frac{1}{7}$$

$$\eta = \frac{E_a S_a}{l E_s t} = 0,5$$

$\Delta T_s = 0^\circ\text{C}$
 $\Delta T_l = 1^\circ\text{C}$

FIGURA IV-12: ACRÉSCIMOS DE TENSÕES NOS PONTOS DO PLANO A-A, PROVOCADOS PELO AQUECIMENTO DA ESTRONCA INFERIOR DE 1°C - SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 - PAREDES RIGIDAS

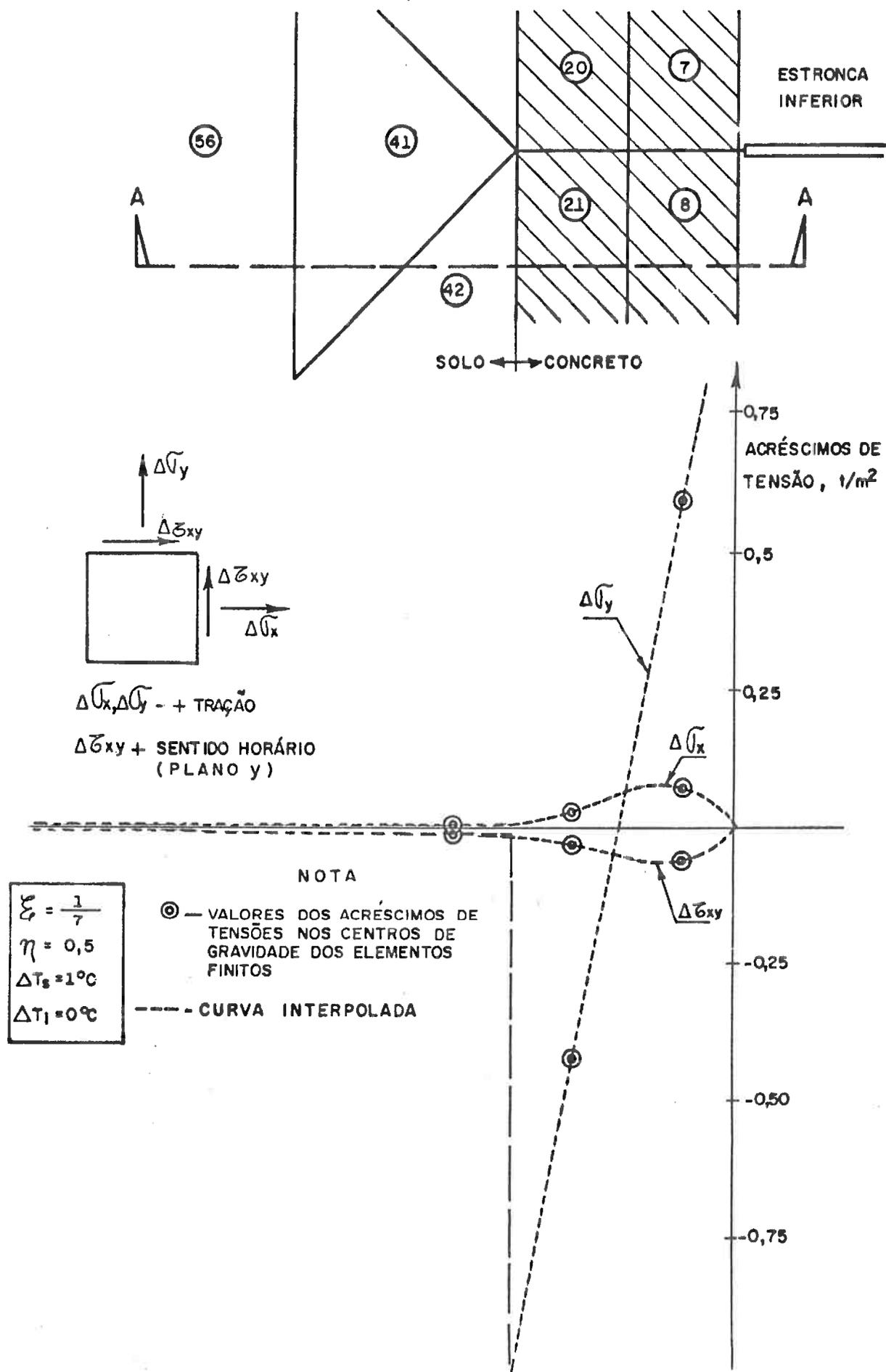


FIGURA IV-13: ACRÉSCIMOS DE TENSÕES NOS PONTOS DO PLANO A-A, PROVOCADOS PELO AQUECIMENTO DA ESTRONCA SUPERIOR DE $1^\circ C$ - SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17 - PAREDES RIGIDAS.

se demonstrar esta asserção através da análise de resultados obtidos para o caso da Secção Experimental do Bloco 17, paredes rígidas.

As *figuras IV-12 e IV-13* apresentam variações dos acréscimos (ou decréscimos) de tensões, em planos horizontais e verticais, que passam por pontos situados ao longo do corte \overline{AA} , imediatamente abaixo do nível inferior de estroncas. Os resultados indicados na *figura IV-12* referem-se ao aquecimento de 1°C da estronca superior; a *figura IV-13* corresponde ao aquecimento da estronca inferior, do mesmo valor de 1°C .

Como não podia deixar de ser, os acréscimos da tensão normal horizontal e da tensão de cisalhamento são contínuos ao longo do contato solo-concreto; o mesmo não ocorre com relação aos acréscimos da tensão normal vertical. Esta situação é análoga àquela encontrada na distribuição de tensões em pavimentos flexíveis apoiados em camada de solo, em que os módulos de elasticidade decrescem com a profundidade.

Os acréscimos de tensões transmitidos ao solo tendem assintoticamente a zero, à medida em que o ponto se afasta da parede diafragma, ao longo da linha \overline{AA} , que praticamente coincide com a linha dos níveis inferiores de estroncas e aonde ocorrem os acréscimos de tensões máximos.

Quando a estronca inferior é aquecida de 1°C , os acréscimos de tensão normal horizontal nunca ultrapassam o valor $8 \times 10^{-2} \text{ t/m}^2$ (compressão); quando isto se passa só com a superior, tem-se $2 \times 10^{-2} \text{ t/m}^2$ (tração). Assim, supondo um aquecimento de 40°C das duas estroncas, simultaneamente, os acréscimos de tensão no solo serão inferiores ou iguais a $40 \times (8 - 2) \times 10^{-2} \text{ t/m}^2 = 2,4 \text{ t/m}^2$.

A *figura IV-14* apresenta as linhas elásticas na interface solo-concreto, ora aquecendo-se somente a estronca superior, ora

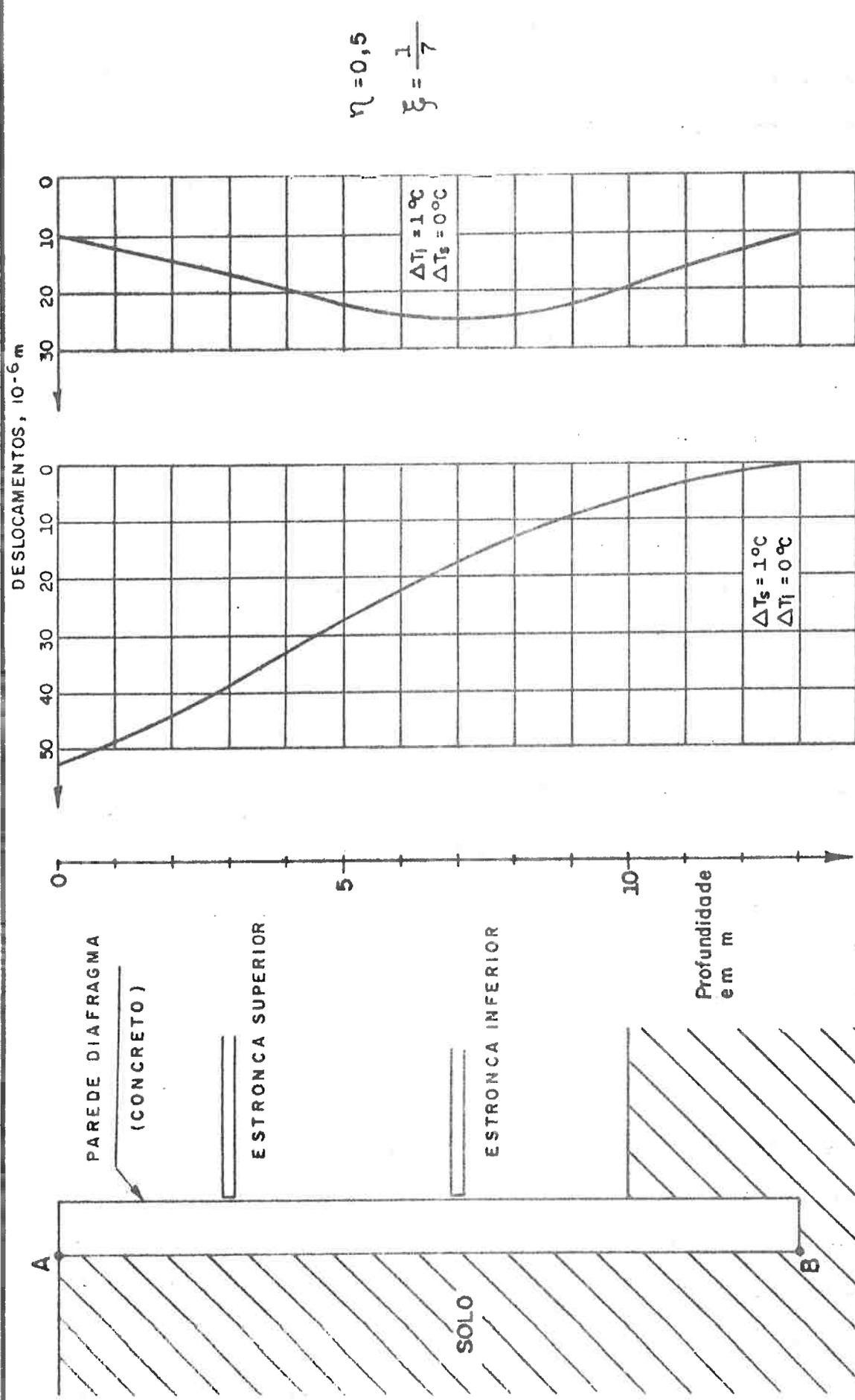


FIGURA IV - 14 : LINHA ELÁSTICA DO CONTATO SOLO-CONCRETO
 (LINHA A-B) - SECÇÃO EXPERIMENTAL DO
 BLOCO 17 - PAREDES RIGIDAS.

somente a inferior. Para a situação em que as duas estroncas são aquecidas ao mesmo tempo de 40°C , os deslocamentos na altura das estroncas superior e inferior são, respectivamente, 2,2 mm e 1,7 mm, calculados por superposição.

8. MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DOS SOLOS

Até agora foram apresentados resultados de caráter teórico da aplicação do modelo matemático, com parâmetros adimensionalizados. A consideração das características reais de deformabilidade dos solos escorados exigirá uma incursão no domínio das propriedades dos solos de interesse a esta Investigação, valendo-se inicialmente dos dados disponíveis de ensaios de laboratório.

Como se supôs que a vala já está escavada quando intervém o efeito da temperatura, um elemento de solo escorado é solicitado através de esforços repetitivos, após eventual alívio da tensão lateral de repouso. Assim, está-se trabalhando numa faixa de recompressão do solo e mais, com incrementos de tensões baixíssimos.

É interessante notar o paralelismo existente entre o problema da influência da temperatura, aqui em foco, e aquele abordado pela Dinâmica dos Solos, em que o nível das tensões aplicadas é baixo e o solo é tratado como material elástico.

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DOS SOLOS ESCORADOS

1. PRELIMINARES

Os solos escorados, de interesse ao estudo das Seções Experimentais do Metrô de São Paulo, consistiam de *Argilas Porosas Vermelhas*, sobrepostas às *Argilas Rijas Vermelhas* ou aos *Solos Variados*. Às vezes, como na Seção Experimental I, predominava um único tipo de solo em toda a profundidade da vala, no caso as *Argilas Porosas Vermelhas*; outras vezes, havia a ocorrência das três formações, como está indicado na *tabela II-1*.

A caracterização destes solos típicos da cidade de São Paulo, com ênfase na sua origem geológica e propriedades geotécnicas em geral, está apresentada no *Apêndice F*.

Na sequência desta Investigação, enveredou-se por um estudo de suas características de deformabilidade, procurando-se trazer à luz subsídios para a aplicação do modelo matemático, apresentado no *Capítulo IV*, aos casos de solos heterogêneos.

2. CONCEITUAÇÃO BÁSICA

Os solos, *materiais não-elásticos*, em geral anisotrópicos, são considerados como *elásticos* em algumas situações, como por exemplo quando existem solicitações dinâmicas, ou quando se trata de argilas altamente pré-adensadas, como as de Londres, que, segundo *Henkel*

(1972), apresentam trecho inicial da curva tensão-deformação essencial - mente linear e reversível.

Normalmente, no entanto, quando se impõe uma carga a um solo, ocorre uma deformação instantânea, elástica, seguida de uma deformação lenta, irreversível, que depende da intensidade da carga e do tempo de sua aplicação. Se ela é aplicada e retirada várias vezes, chega-se a estabelecer uma reversibilidade linear entre tensão e deformação, podendo-se pois falar em Módulo de Young ou de Elasticidade do Solo, mas que, diferentemente de alguns outros materiais usados na Engenharia Civil, não é uma de suas propriedades intrínsecas. É pelo fato de as deformações não serem necessariamente reversíveis que será usado o nome *Módulo de Deformabilidade*.

Antes de abordar o comportamento desses solos típicos da Cidade de São Paulo será feita uma *revisão bibliográfica sucinta*, pondo em relevo *conceitos básicos e fatores condicionantes* da sua deformabilidade, e a complexibilidade do problema em foco.

2.1. Parâmetros elásticos

Se for suposto que um certo solo tem comportamento elástico e isotrópico, bastam dois parâmetros para defini-lo, a saber, o Módulo de Deformabilidade e o Coeficiente de Poisson. Nos ensaios convencionais de laboratório as deformações são medidas depois da aplicação da pressão confinante e são o resultado exclusivo do acréscimo das tensões axiais. Assim sendo, a relação

$$E = \frac{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)}{\epsilon_1} \quad (V-1)$$

obtida com os dados do ensaio, fornece o *Módulo de Deformabilidade Secan*

te (E) do solo sob o aumento da tensão principal maior para uma pressão confinante constante. Esta constância torna-o independente do *Coefficiente de Poisson*, cuja determinação só pode ser feita através da medida da variação volumétrica do corpo de prova, durante o ensaio.

Via de regra, em função da sua origem geológica, os solos apresentam-se estratificados, com *anisotropia transversal*, isto é, as suas propriedades são idênticas em qualquer direção de planos horizontais. Como exemplo citam-se os casos de solos sedimentares, com ocorrência de microestratificações, ou de solos simplesmente sobre-adensados.

Nestas condições, existem cinco parâmetros elásticos independentes que caracterizam o seu comportamento em termos de tensão-deformação; veja-se, por exemplo, *Pieckering (1970) ou Henkel (1972)*, onde também se encontram as *Leis de Hooke* generalizadas, aplicáveis ao caso.

É interessante realçar a influência da anisotropia nos Módulos de Deformabilidade, tal como foi apresentada por *Henkel (1972)*, em trabalho publicado recentemente, sobre Argila de Londres.

Resultados de ensaios triaxiais rápidos pré-adensados (\bar{R}), em corpos de prova talhados verticalmente, mostraram que esta argila é mais rija horizontalmente, pois exige um maior valor do incremento da pressão de câmara efetiva para provocar uma certa distorção. O enrijecimento tende a aumentar para ensaios em corpos de prova talhados horizontalmente, tendo sido constatado que a relação entre os Módulos Efetivos Horizontal e Vertical é de 1,6. Em termos de tensões totais, esta relação variou no intervalo de 1,2 a 2,4, com média de 1,6.

2.2. Fatores Condicionantes da Deformabilidade dos Solos

Vários são os fatores que influem nas características de deformabilidade dos solos, entre os quais incluem-se:

- a) o estado de tensões a que esteve submetido anteriormente;
- b) a trajetória das tensões, isto é, o tipo de solicitação imposta e as condições de drenagem; e
- c) o nível de tensões ou deformações aplicadas.

Mesmo que um solo normalmente adensado seja considerado *isotrópico* nos seus parâmetros de resistência e de pressão neutra, se houver uma rotação de 90° na direção das tensões principais, o que implica em trajetórias de tensões diferentes, a curva tensão-deformação, adimensionalizada em relação à tensão total vertical, será diferente daquela em que tal mudança não ocorra (Duncan e Seed, 1966). Esta diferença se acentua quando se trata de solos *anisotrópicos* (Lambe e Whitman, 1969 e Duncan e Seed, 1966).

Ademais, adensando-se anisotropicamente diversos solos com as tensões $\bar{\sigma}_{1c}$ e $\bar{\sigma}_{3c}$, Ladd (1964-b) mostrou que $E/\bar{\sigma}_{1c}$ é função do tipo de carregamento (compressão ou extensão axial) em ensaios triaxiais do tipo \bar{R} . De novo a direção da tensão principal maior aplicada ao corpo de prova é relevante; o mesmo ocorre com o valor da tensão intermediária imposta ao solo. Ademais, quando se passa de compressão axial ($\sigma_2 = \sigma_3$) para extensão axial ($\sigma_1 = \sigma_2$) os Módulos E crescem. Daí ter concluído que os Módulos E de ensaios de compressão triaxial devem ser menores do que os de deformação plana.

Esta conclusão foi confirmada experimentalmente por Henkel (1972) para Argila de Londres. Comparando os Módulos de Deformabilidade não drenados de ensaios de deformação plana e ensaios triaxiais \bar{R} , em corpos de prova talhados verticalmente, este autor chegou a uma relação de 1,3 a 1,5, contra 1,4 obtido teoricamente com a aplicação

da *Lei de Hooke* generalizada, supondo anisotropia transversal.

Uma vez fixada certa trajetória de tensões, como por exemplo a de ensaios triaxiais com pressão de câmara constante, é fato conhecido que o Módulo de Deformabilidade \underline{E} aumenta com o *nível das tensões efetivas aplicadas* e com a *relação de sobre-adensamento* (RSA). Foi o que mostraram *Ladd (1964-b)*, experimentalmente, e, mais recentemente, *Wroth (1972-b)*, com base teórico-experimental.

Partindo do *Conceito de Estado Crítico*, válido para solos preparados em laboratório, e de uma função exponencial ajustada pelo próprio *Wroth e Basset (1965)* a curvas experimentais tensão-deformação, aquele autor provou que existe uma relação linear entre E/p_o e o logaritmo da RSA, sendo \underline{E} o Módulo de Deformabilidade Inicial ou para pequenas deformações, até mesmo 1 %. Note-se que:

$$p_o = \frac{\bar{\sigma}_1^o + 2 \bar{\sigma}_3^o}{3} \quad (V-2)$$

é a tensão efetiva média de adensamento; e

$$RSA = \frac{p_{m\acute{a}x}}{p_o} \quad (V-3)$$

é a relação de sobre-adensamento, onde $p_{m\acute{a}x}$ é a máxima tensão efetiva média a que o solo esteve submetido anteriormente. A validade desta relação linear foi verificada por *Wroth* ao reinterpretar resultados de ensaios feitos em Argila de Londres por outros pesquisadores ingleses.

Argumentando que a determinação de $p_{m\acute{a}x}$ está sujeita a erros, *Wroth* introduziu um novo parâmetro dado por

$$e \lambda_o = e_o + \lambda \log_e p_o \quad (V-4)$$

(onde e_0 é o índice de vazios associado a p_0 e λ é o *coeficiente angular da linha do estado crítico*), que se correlaciona linearmente com E/p_0 . Em outras palavras, no gráfico e - $\log p_0$ a relação E/p_0 é constante ao longo de retas com coeficiente angular $(-\lambda)$. Finalmente *Wroth* pode estabelecer que E varia linearmente com a profundidade z , para um perfil de subsolo da cidade de Londres.

Num outro contexto, para contornar esta dificuldade, o mesmo *Wroth (1972-b)* valeu-se da relação de sobre-adensamento comumente usada:

$$RSA = \frac{\bar{\sigma}_{vm\acute{a}x}}{\sigma_v} \quad (V-5)$$

onde v subentende *vertical*. Nas suas palavras, cada amostra extraída de uma certa profundidade z sofreu uma diferente e desconhecida sobrecarga p_0 durante o seu adensamento, fenômeno que pode ter sido complicado com cargas e descargas repetidas ciclicamente, por exemplo.

Trabalhando num campo puramente *experimental* e antecedendo as *conclusões de Wroth, Ladd (1964-b)* mostrou que para diversos tipos de solos saturados, alguns indeformados e outros amolgados, existe uma relação unívoca *não linear* entre $E/\bar{\sigma}_c$ e a RSA, sendo $\bar{\sigma}_c$ a pressão de câmara em que o solo foi ensaiado em compressão triaxial \bar{R} ; E , o Módulo de Deformabilidade Secante; e RSA, a relação de sobre-adensamento, definida por:

$$RSA = \frac{\bar{\sigma}_{cm}}{\bar{\sigma}_c} \quad (V-6)$$

Nesta expressão $\bar{\sigma}_{cm}$ é a máxima pressão a que o solo foi anteriormente adensado isotropicamente. A tendência é de $E/\bar{\sigma}_c$ crescer com a RSA até um

certo ponto, a partir do qual a variação não é bem definida. Mostrou tam**be**m que $E/\bar{\sigma}_c$ decresce com aumentos da resistência mobilizada, isto é, com a relação entre o acréscimo de tensão axial, no ponto em que se es**t**á definindo E, e o mesmo acréscimo no pico da curva tensão-deformação.

Um outro aspecto digno de nota refere-se à razão entre E_1 , Módulo de Deformabilidade Secante para 1 % de deformação, e a *resistência não drenada do solo*. Wroth (1972-b) chegou a deduzir, para Argila de Londres, o valor de 150 para a relação:

$$\frac{E_1}{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}} \quad (V-7)$$

contra 140, obtido experimentalmente por *Skempton e Henkel*.

Relações deste tipo já tinham sido sugeridas por outros autores. Assim é que *Bjerrum*, citado por *Ladd (1964b)*, chegou a valores no intervalo 250 a 500, para as argilas normalmente adensadas da Noruega; no mesmo sentido, *Hanna e Adams (1968)* obtiveram relações de 100 a 400 para uma argila de Ontário. Obviamente ela depende do tipo de solo e nível de tensão ou deformação em que é definido o Módulo de Deformabilidade.

Há quem prefira trabalhar com Módulos de Deformabilidade obtidos em ensaios triaxiais após repetição estática de ciclos de carga-descarga, até estabilização, definindo o *Módulo de Recarga* (Reload Modulus): terminado o adensamento, é aplicada uma tensão axial inicial (*carga morta*) que depois é aumentada e diminuída de um certo valor (*carga viva*). A sua adoção depende do tipo de problema a enfrentar, mas há evidências de que é a melhor maneira de se obter um Módulo E para a estimativa de recalques de sapatas (Veja-se *Perloff 1975* e *Soderman et al 1968*). Assim, para Argilas de Londres, os dados de *Ward et al (1959)* conduzem a

relação dada pela expressão (V-7) a valores de 200 para o módulo inicial e 300 para o módulo após segunda recarga, que, portanto, é 1,5 vezes maior do que o inicial. Ainda segundo *Ward*, a relação entre os módulos de carga e os de descarga, após dois ciclos de repetição, é da ordem de 70 %, para corpos de prova talhados de blocos indeformados. Finalmente, *Wilson e Dietrich (1960)*, entre outros, mostraram que os Módulos de Deformabilidade dinâmicos podem ser obtidos através de ensaios estáticos, com repetição rápida de ciclos de carga-descarga, e que estes módulos correlacionam-se muito bem com a resistência não drenada, de uma forma não linear. Os seus dados levam à conclusão de que para as argilas ensaiadas, a expressão (V-7) varia no intervalo 350-700.

Outros fatores condicionantes dos Módulos de Deformabilidade são decorrentes das técnicas de amostragem e de ensaio.

É fato muito conhecido que as perturbações em amostras tidas como indeformadas influem enormemente no Módulo E, em ensaios não drenados, tendendo a diminuí-lo, consequência de um aumento de pressão neutra desenvolvida durante o ensaio. Este efeito é compreensivelmente maior em ensaios triaxiais rápidos (\bar{Q}) do que em ensaios rápidos pré-adensados (\bar{R}) (Veja-se *Ladd, 1964-b*, e *Bjerrum, 1973*). Ademais, o mesmo *Ladd (1964-b)* e *Ward et al (1959)* mostraram que este efeito prejudicial é muito mais acentuado quando se usa amostradores ao invés de se talhar blocos indeformados nas paredes de poços. Para as argilas fissuradas de Londres, trabalhando-se com corpos de prova talhados de blocos e de tubos, foi verificada uma relação entre módulos de 4 (módulo inicial) ou 2 (módulo de recarga). O fato deste último valor ser menor não é surpreendente, pois deve ter ocorrido um fechamento das fissuras, após a aplicação da carga morta, enrijecendo o solo; aliás, a minimização dos efeitos nocivos da perturbação de amostras é um dos argumentos usados por aqueles

que defendem o uso do *Módulo de Recarga* (Perloff, 1975).

Vários autores mostraram a importância que a *velocidade de deformação* tem nos valores do Módulo E, em particular, e nas relações tensão-deformação, em geral, obtidos através de ensaios não drenados, entre os quais citam-se: *Casagrande e Shannon (1948)*; *Casagrande e Wilson (1961)*; *Bjerrum et al (1958)*; *Richardson e Whitman (1964)* e *Ladd (1964-b)*. *Richart et al (1970)* assinalam que a relação dos módulos obtidos de ensaios mais rápidos (por exemplo, 1 % de deformação por minuto) para aqueles mais lentos (1 % em 500 minutos) varia de 1,1 a 3, mas alerta para o fato de que estes aumentos foram medidos para grandes deformações, acima de 1/3 da resistência não drenada. *Lambe e Whitman (1969)* sugerem uma relação variando entre 1,5 e 2, entre o E dinâmico e o E estático. O grande problema nos ensaios mais lentos reside no fato do aumento da pressão neutra no corpo de prova ser, pelo menos em parte, consequência da percolação de água através da membrana (*Bjerrum et al, 1958 e Poulos, 1964*), ou da migração de água nos vazios do solo, mercê da distribuição não uniforme das tensões e deformações no corpo de prova (*Richardson e Whitman, 1964*).

As condições de drenagem também afetam significativamente os Módulos de Deformabilidade. Por exemplo, *Wroth (1972-b)* concluiu que em ensaios triaxiais convencionais, em corpos de prova talhados verticalmente em Argila de Londres, a relação teórica entre os Módulos E não drenados e drenados vale 1,34 ou 1,62, se for suposto isotropia ou anisotropia, respectivamente.

Sobre este último aspecto, *Lambe e Whitman (1969)* chegaram a uma relação também teórica de 1,15, supondo solo saturado e isotrópico. Mas afirmam que para as argilas normalmente adensadas pode-se atingir valores da ordem de 3 a 4.

TABELA V-1
CARACTERÍSTICAS DAS AMOSTRAS ESTUDADAS

Tipo	Nº da Amostra e Local	Descrição	Profundidade (m)	LL (%)	IP (%)	δ g/cm ³	Granulometria				Características de adensamento			Índices físicos médios			Parâmetros de Resistência em ensaios R			
							% ≤ 2 μ	Argila (%)	Silte (%)	Areia		e ₀	C _c	σ̄ _a	h (%)	δ _n (t/m ³)	S (%)	C _s kg/cm ²	φ'	φ'
										Fina (%)	Média (%)									
Argilas Vermelhas	Amostra 2-SE3-	Argila Porosa vermelha	4,30	98	59	2,77	75	78	7	15	0	1,626	0,61	1,75	36	1,37	57	0,3	23,0	27,5
	Amostra 3-SE3	Argila Porosa vermelha	7,00	93	53	2,77	68	71	21	8	0	1,666	0,62	1,60	37	1,49	66	0,3	25,3	28,5
	Amostra 4-Av. Paulista T 337	Argila Rija vermelha	15,0	94	48	2,80	64	68	16	13	3	1,18	0,51	9,80	40	1,80	95			
Solos Variegados	Praça da Liberdade	Argila Variegada	7,0	75	41	2,71	44	47	9	20	24	0,777	0,33	5,00	23	1,93	37	1,1	16°	22,5°
	Amostra 2-SE2	Areia Fina e Média, Argilosa	8,15	56	30	2,69	25	26	6	28	40	0,656	0,61	2,90	16	1,80	60	0,35	26,0	28,4
	Amostra 3-SE2	Areia Média e Fina, Argilosa	14,85	57	37	2,63	25	26	0	29	45	0,669	0,61	2,90	15	1,84	62	0,25	28,4	30,5
	Amostra 3-SE5	Argila Arenosa	9,30	83	46	2,89	50	56	6	30	8	1,015	0,33	5,80	28	1,80	78	0,7	23,3	28,0
	Amostra 7-SE3	Areia Fina e Média, Argilosa	16,80	32	16	2,64	20	25	0	40	35	0,696	0,64	3,82	16	1,87	65	0,25	29,5	32,5
	Amostra 5-SE3	Areia Fina, argilosa	9,50	42	23	2,66	30	30	5	60	5	0,639	0,19	2,40	17	1,85	66	0,3	29,0	34,4
	Amostra 1-Bloco G17-8-Paraiso	Argila Variegada	6,00	93	39	2,66	80	81	5	11	3	1,140	0,38	7,2	43	1,74	96	0,8	19,0	-

LEGENDA: σ̄_a - Pressão de pré-adensamento, em kg/cm²

C_s e φ' - Parâmetros de resistência, abaixo dos efeitos do pré-adensamento.

φ' - Ângulo de atrito interno acima dos efeitos de pré-adensamento.

Para os solos *parcialmente saturados*, acredita-se que os princípios expostos acima sejam, em geral, válidos. Para incrementos de carga iniciais, o solo sofre compressões acentuadas até que o grau de saturação atinja cerca de 85 %, quando então a água passa a receber parte da carga (*Lambe e Whitman, 1969, pág. 435 e s*). Com aumentos desta, o ar dos vazios vai se dissolvendo na água até a saturação total. Assim, nas fases iniciais, mesmo em ensaios não drenados, ocorrem obviamente variações de volume, tornando mais complicadas análises teóricas - do efeito da anisotropia nos valores dos Módulos de Deformabilidade.

3. ILUSTRAÇÃO DE COMO OBTER UMA RELAÇÃO ENTRE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE, O NÍVEL DAS TENSÕES APLICADAS E A RELAÇÃO DE SOBRE-ADENSAMENTO

A carência de dados, quer em quantidade suficiente para análises estatísticas, quer no que se refere às diversas modalidades de ensaios, relatados na breve revisão bibliográfica que se acabou de apresentar, impede um estudo, em todas as suas facetas, do comportamento dos solos da Cidade de São Paulo, em termos de deformabilidade.

No entanto, será mostrado como se pode obter informações valiosas, se bem que incompletas, para uma amostra de solo. Trata-se de uma *argila variegada arenosa*, de cores amarela, laranja e rosa, proveniente da Praça da Liberdade, retirada a 7 m de profundidade, na forma de um bloco indeformado. A *tabela V-1* contém um resumo das suas principais características e propriedades geotécnicas.

Os corpos de prova foram talhados com 5 cm de diâmetro e 12 cm de altura. O carregamento axial foi feito com deformação controlada, com a velocidade de 0,15 mm/min. Durante o carregamento mediram-se as pressões neutras, as variações no defletômetro e a carga no di

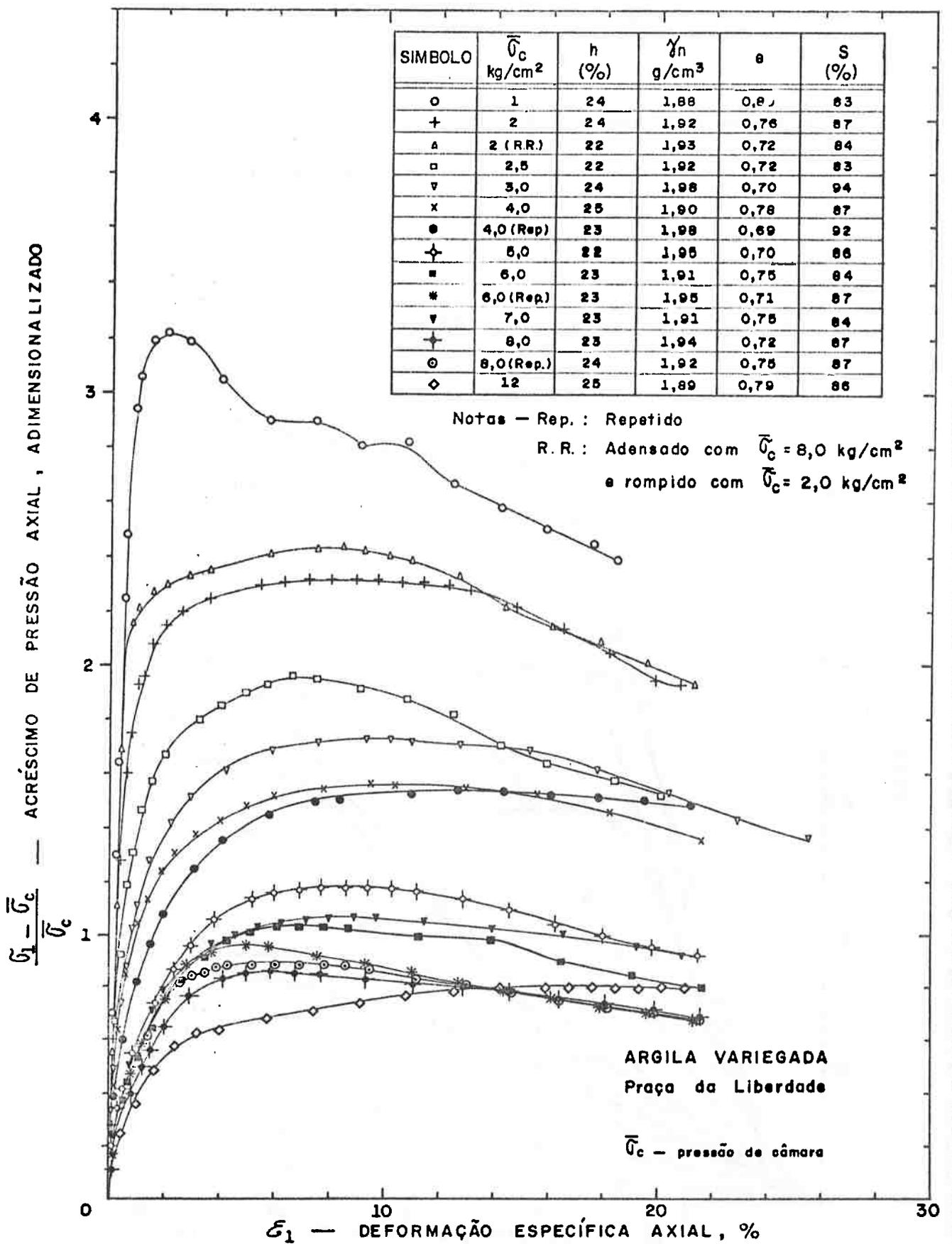


FIGURA V-1: CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS ($\bar{\sigma}$) ISOTROPICAMENTE.

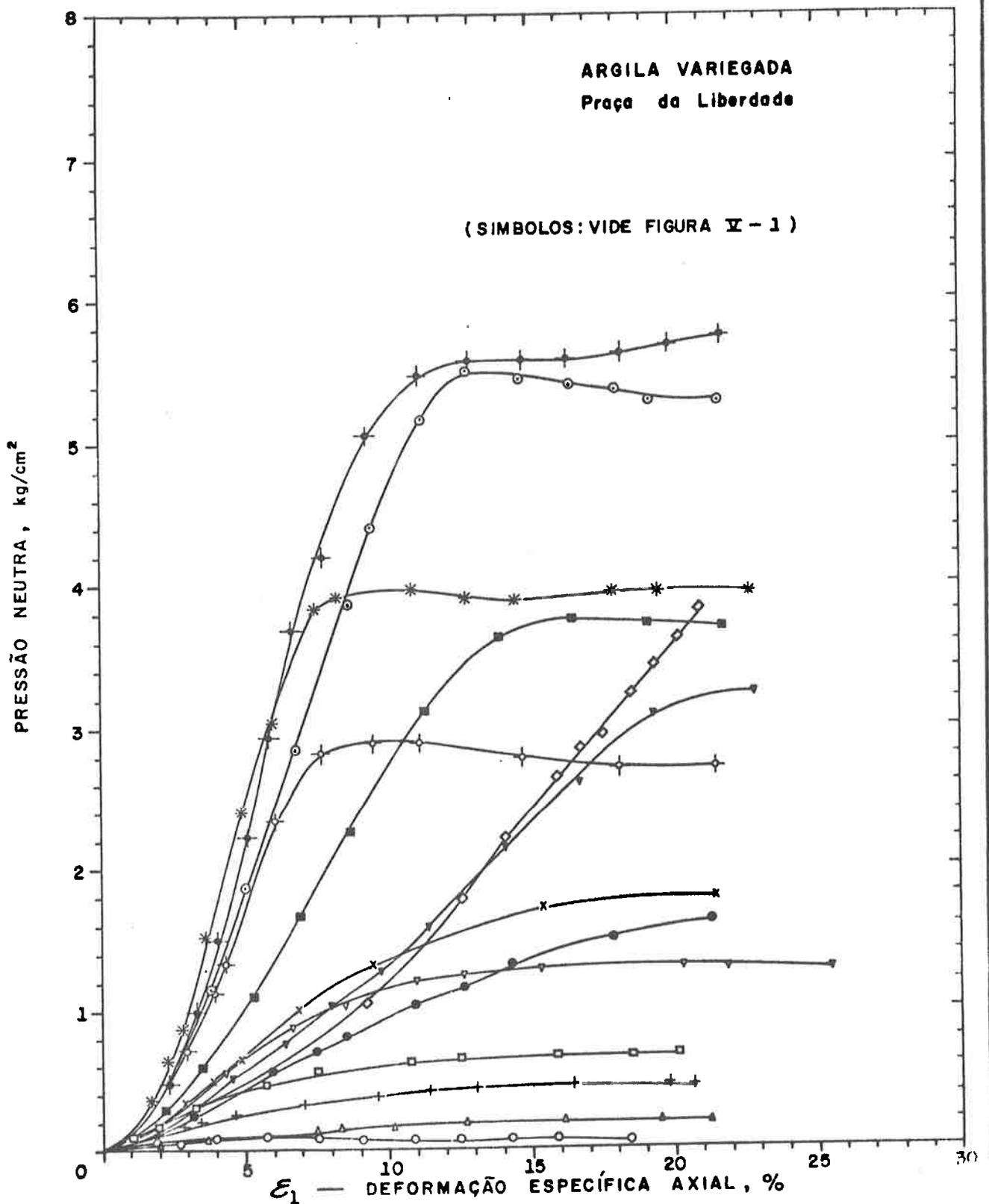


FIGURA V - 2 : DESENVOLVIMENTO DE PRESSÕES NEUTRAS —
ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ - ADENSADOS (\bar{R})
ISOTROPICAMENTE .

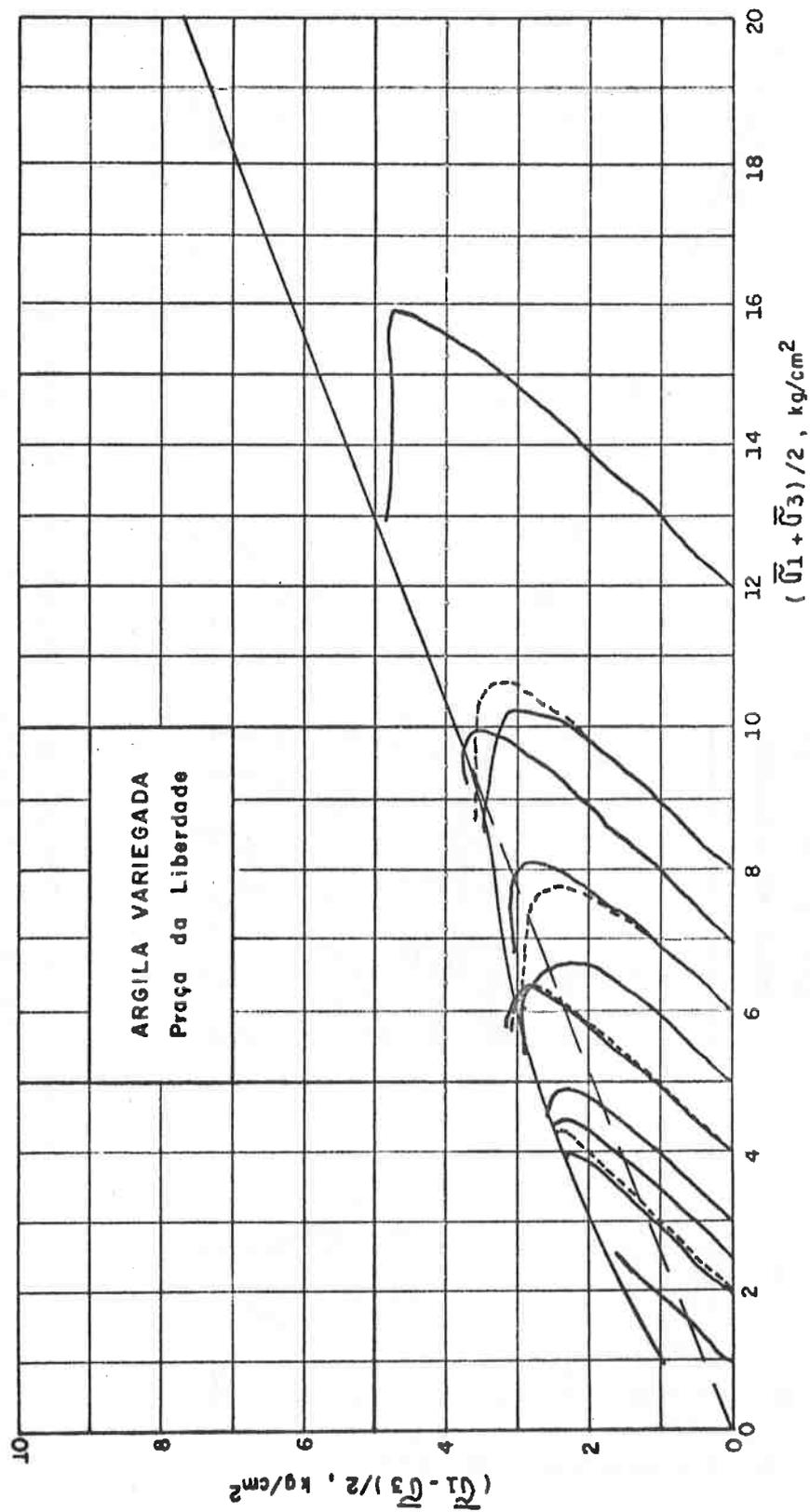


FIGURA V - 3 : TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ - ADENSADOS (\bar{R}) ISOTROPICAMENTE .

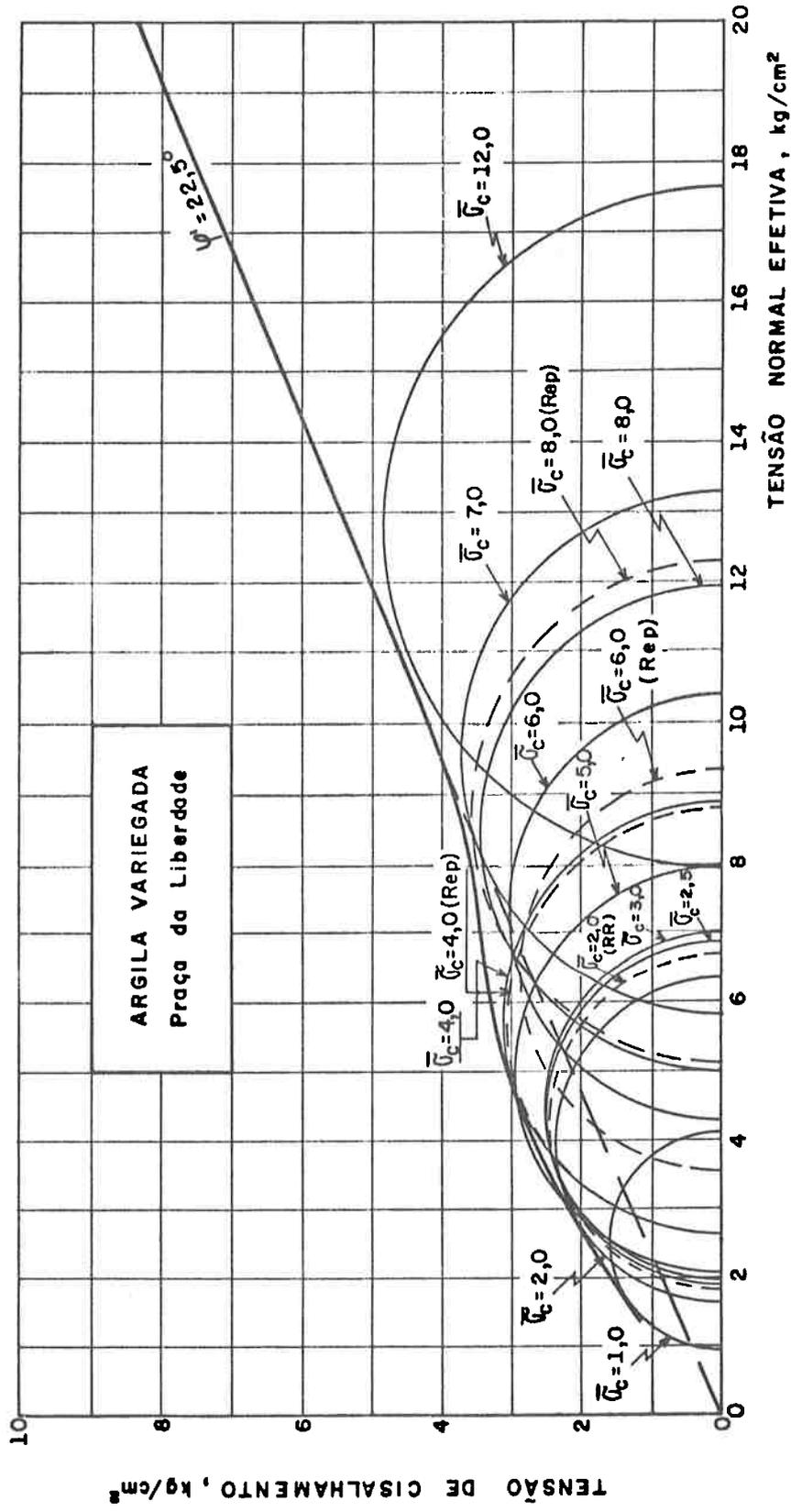


FIGURA V - 4 : CÍRCULOS DE MOHR NA RUPTURA, EM TERMOS DE PRESSÕES EFETIVAS — ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS (\bar{R}) ISOTROPICAMENTE.

namômetro, podendo-se, pois, traçar as curvas tensão-deformação axial; pressão neutra-deformação axial e trajetórias de tensões efetivas, mostradas nas *figuras V-1 a V-4*.

O grande número de ensaios se justificou pela heterogeneidade do bloco (vide Índices físicos iniciais dos corpos de prova apresentados na *figura V-1*) e pela necessidade de se cobrir um intervalo de pressões confinantes de grande amplitude, tanto acima quanto abaixo dos efeitos do pré-adensamento. O ensaio com a pressão de câmara ($\bar{\sigma}_c$) de 12 kg/cm^2 foi feito para definir com mais exatidão a envoltória de Mohr-Coulomb. Já o ensaio indicado por $\bar{\sigma}_c = 2(\text{RR})$ foi executado adensando-se o corpo de prova com $\bar{\sigma}_c = 8 \text{ kg/cm}^2$, portanto acima da pressão de pré-adensamento de 5 kg/cm^2 ; a seguir, a pressão de câmara foi reduzida para 2 kg/cm^2 e, após a estabilização de deformações, iniciou-se o ensaio de cisalhamento propriamente dito; note-se que, neste caso, a relação de sobre-adensamento era igual a 4.

Um aspecto interessante refere-se à *envoltória de Mohr-Coulomb* em termos de tensões efetivas, *figura V-3*, onde se nota que os efeitos do pré-adensamento são muito acentuados. Pensou-se na possibilidade de uma cimentação entre as partículas do solo que, uma vez rompida, tenderia a apresentar, comparativamente, valores mais baixos de resistência. Essa hipótese, no entanto, foi descartada face ao resultado obtido para o ensaio indicado por $\bar{\sigma}_c = 2(\text{RR})$, mencionado acima, pois, a ser válida a hipótese, o adensamento prévio com 8 kg/cm^2 de pressão de câmara teria provocado a quebra nos pontos de cimentação, o que não se verificou.

Foram determinados três módulos de deformabilidade, a saber:

E_1 - Módulo de Deformabilidade Secante para 1 % de deformação;

E_{50} - *Módulo de Deformabilidade Secante para 50 % da resistência mobilizada;*

E_i - *Módulo de Deformabilidade Inicial*, definido como sendo o coeficiente angular da reta ajustada aos três primeiros pontos da curva tensão-deformação; invariavelmente, o terceiro ponto correspondia a uma deformação de cerca de 0,1 %.

É razoável supor que E_i representa melhor o Módulo de Deformabilidade dos solos escorados das Seções Experimentais com paredes flexíveis, em final de escavação, face à grandeza, de pequena monta, dos deslocamentos horizontais medidos nas paredes de escoramentos, como será mostrado no *Capítulo IX*. Esta é a razão pela qual se deu mais ênfase a este Módulo, na sequência desta Investigação.

Acima dos efeitos do pré-adensamento, o módulo E_{50} apresentou os seguintes valores:

$\bar{\sigma}_c$ (kg/cm ²)	E_{50} (t/m ²)	$E_{50}/\bar{\sigma}_c$
5	2.700	54
6	3.100	52
6 (Repetido)	3.300	55
7	4.000	57
8	3.850	48
8 (Repetido)	5.200	65
12	4.800	40

Aos módulos adimensionalizados, indicados na última coluna, estão associados um valor médio de 53 e um desvio padrão de 8; as dispersões podem ser atribuídas à heterogeneidade do solo. Tal fato se estende a outros valores da resistência mobilizada, o que permitiu traçar a curva indica-

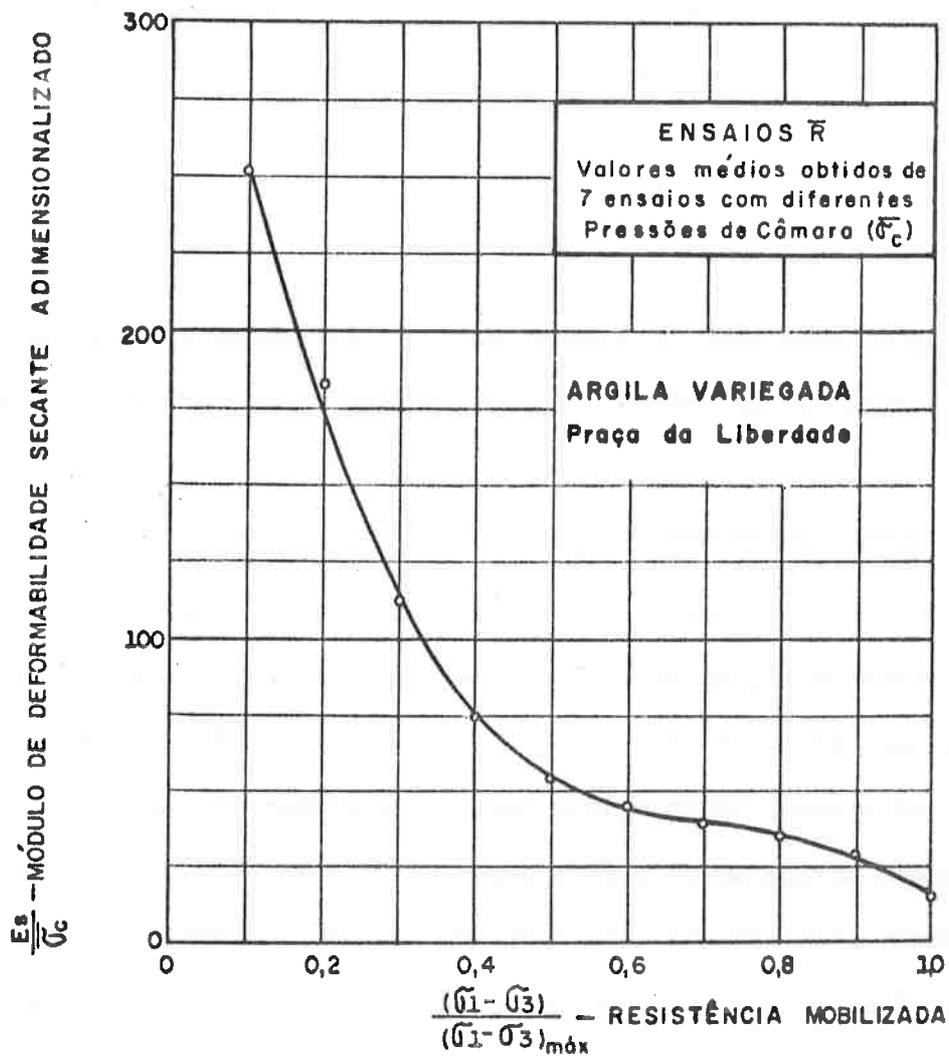


FIGURA V - 5 : VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE SECANTE COM O NÍVEL DE TENSÕES , ACIMA DOS EFEITOS DO PRÉ-ADENSAMENTO.

da na *figura V-5*, que realça a sua grande influência nos valores dos Módulos de Deformabilidade.

Na *figura V-6* os três Módulos de Deformabilidade estão correlacionados linearmente com o logarítmo da relação de sobre-
adensamento, tomada como sendo:

$$RSA = \frac{\sigma_1}{\sigma_c} \quad (V-8)$$

isto é, como a razão entre a pressão de pré-adensamento e a pressão de câmara. Verifica-se, de início, uma confirmação das *conclusões de Wroth (1972-b)*, relatadas anteriormente. No entanto, não se obteve tal linearidade para o conjunto de amostras de solos analisadas mais adiante.

É curioso observar, reportando-se ainda à *figura V-6*, que o fato do E_{50} aproximar-se do E_1 para valores elevados da RSA e, para baixos valores desta relação, coincidir com o E_1 , não é fortuito. No primeiro caso, sendo o solo bastante pré-adensado, a curva tensão-deformação atinge um pico para pequenas deformações, sendo o seu trecho ascendente praticamente retilíneo. No segundo, o caráter normalmente adensado faz com que a tensão máxima ocorra para deformações mais altas, além do que o trecho inicial da relação tensão-deformação é curvo.

4. MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DE SOLOS DA CIDADE DE SÃO PAULO

Isto posto, procurou-se definir as características de deformabilidade das Argilas Vermelhas (tanto as porosas quanto as rijas) e dos Solos Variegados, *através de ensaios triaxiais \bar{R}* , executados, em geral, em corpos de prova de 9 cm de altura e 10 cm² de área da base, talhados invariavelmente de blocos de solos indeformados.

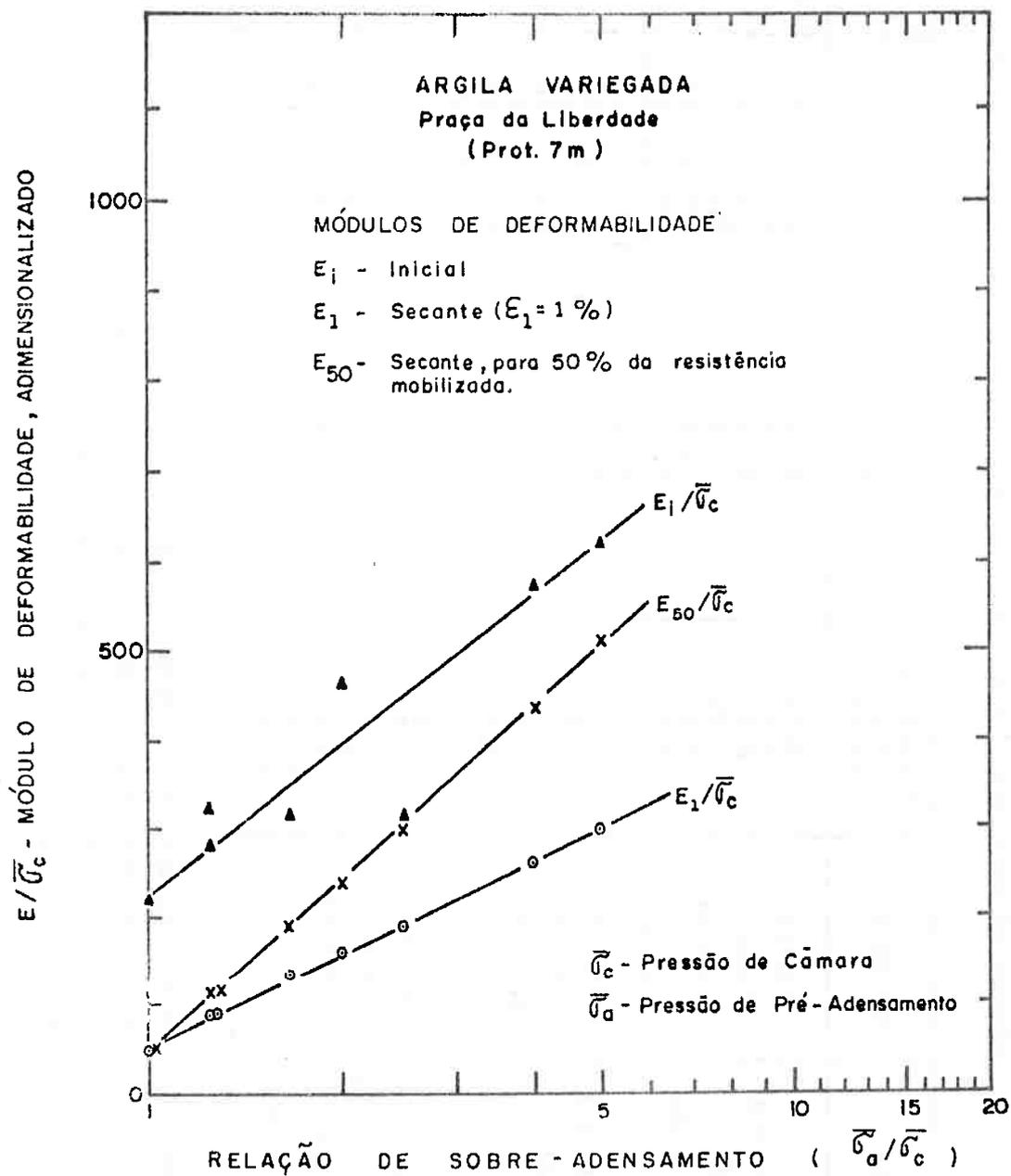


FIGURA V - 6: VARIAÇÃO DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE COM A PRESSÃO $\bar{\sigma}_c$ E COM A RELAÇÃO $\bar{\sigma}_a/\bar{\sigma}_c$ - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS(\bar{R}) ISOTROPICAMENTE.

TABELA V-2

MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE - ARGILAS VERMELHAS DA CIDADE DE SÃO PAULO

Local	Tipo de solo	Pressão de câmara (kg/cm ²)	Relação de sobre-adensamento	$E_1/\bar{\sigma}_c$	$E_1/\bar{\sigma}_c$	$E_{50}/\bar{\sigma}_c$
Amostra 2 SE3 Prof. 4,30m	Argila Porosa Vermelha	0,25	7,00	1530	280	1532
		0,50	3,50	807	202	495
		0,75	2,30	504	145	310
		1,00	1,75	346	76	43
		2,00	1,00	200	47	30
		4,00	1,00	104	19	12
Amostra 3 SE3 Prof. 7,00m	Argila Porosa Vermelha	0,25	6,40	1804	263	1207
		0,50	3,20	800	150	398
		0,75	2,10	589	92	262
		1,00	1,60	310	75	65
		2,00	1,00	417	100	179
		4,00	1,00	212	60	41
Amostra 4 Av. Paulista T 337 Prof. 15 m	Argila Rija Vermelha	0,50	20,00	2850	684	2750
		1,00	10,00	1554	400	1170
		1,50	6,70	760	330	740
		2,00	5,00	816	245	816
		4,00	2,50	438	154	375
		6,00	1,70	316	117	316
		12,00	1,00	147	45	48
		15,00	1,00	157	64	42

LEGENDA: E_1 - Módulo de deformabilidade Inicial.

E_1 - Módulo de deformabilidade secante para 1% de deformação.

E_{50} - Módulo de deformabilidade secante para 50 % de resistência mobilizada.

$\bar{\sigma}_c$ - Pressão de câmara.

4.1. Argilas Vermelhas (Porosas e Rijas)

A *tabela V-2* mostra os valores obtidos para os Módulos, para duas amostras de Argila Porosa Vermelha e uma de Argila Rijas Vermelha, cujas características estão indicadas na *tabela V-1*.

Nas *figuras V-7, V-8 e V-9* mostram-se faixas de variação dos tres Módulos adimensionalizados, em função do logarítmo da relação de sobre-adensamento, definida pela *expressão (V-8)*. Vê-se que, para os Módulos E_1 e E_{50} , esta faixa é relativamente estreita, o mesmo não ocorrendo para o E_1 , razão pela qual separou-se as Argilas Porosas das Argilas Rijas Vermelhas, na *figura V-7*. Em todos os casos as relações são *não lineares*, coincidindo neste sentido com os resultados experimentais obtidos por *Ladd (1964-b)*, em trabalho comentado no *item 2.2.* acima.

Diante deste fato, e na tentativa de simplificar o problema, obteve-se para as Argilas Porosas Vermelhas uma boa *correlação linear* entre $E_1/\bar{\sigma}_c$ e a RSA, ambas em *escalas aritméticas*, conforme está ilustrado na *figura V-10*.

Correlações do tipo:

$$\frac{E_1}{\bar{\sigma}_v} = K \cdot \text{RSA}$$

onde K é uma constante e $\bar{\sigma}_v$ a tensão vertical efetiva a que o solo esteve submetido, implicam nas seguintes conclusões, supondo tratar-se de um solo homogêneo, com pressão de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) constante em toda a profundidade (z):

a) *abaixo dos efeitos do pré-adensamento*

$$\text{RSA} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_v} \quad \text{com} \quad \bar{\sigma}_v = \gamma \cdot z$$

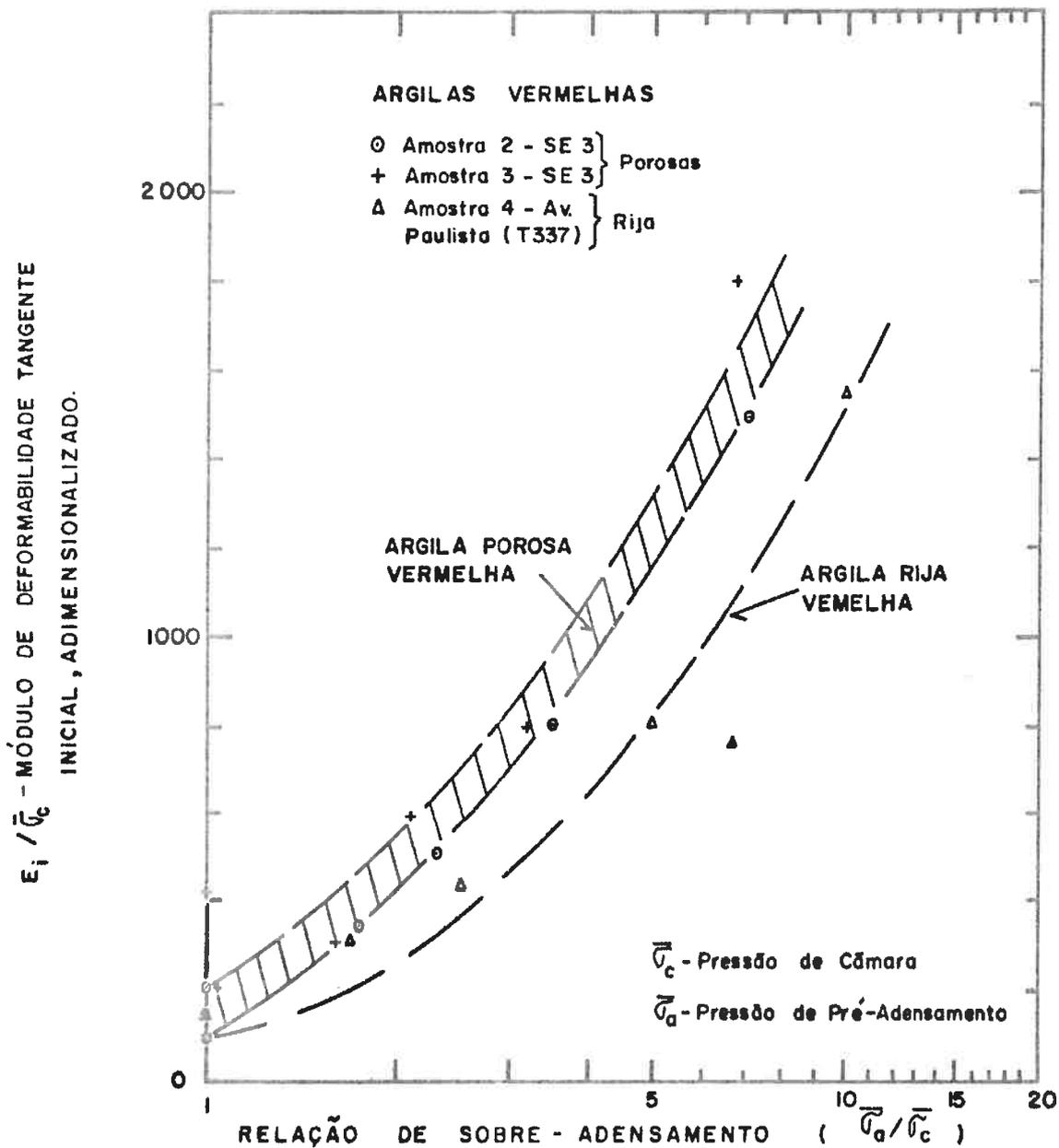


FIGURA V - 7 : FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS ($\bar{\sigma}$) ISOTROPICAMENTE.

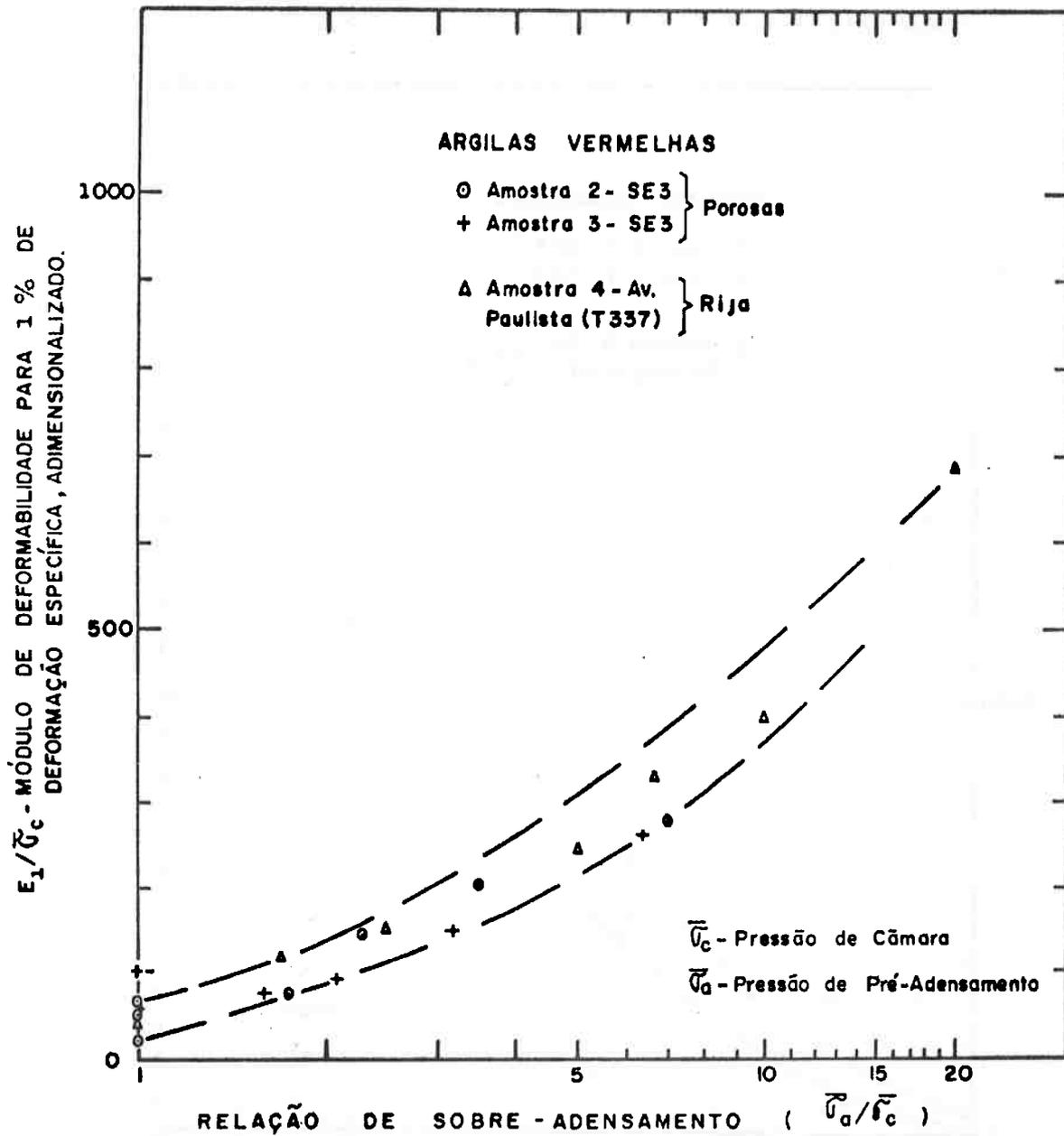


FIGURA V - 8: FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS (\bar{R}) ISOTROPICAMENTE.

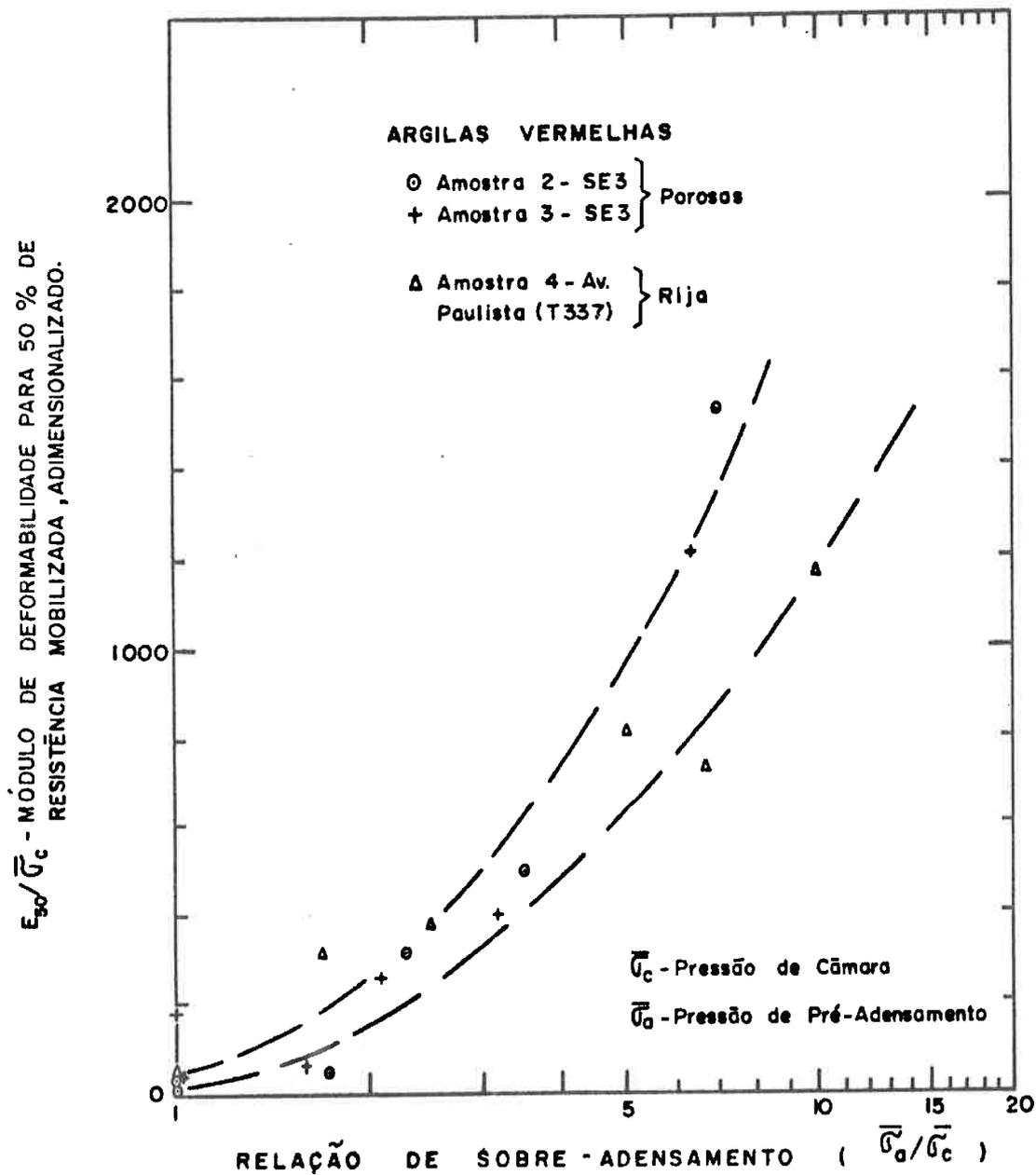


FIGURA 9 - 9 : FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS ($\bar{\sigma}$) ISOTROPICAMENTE.

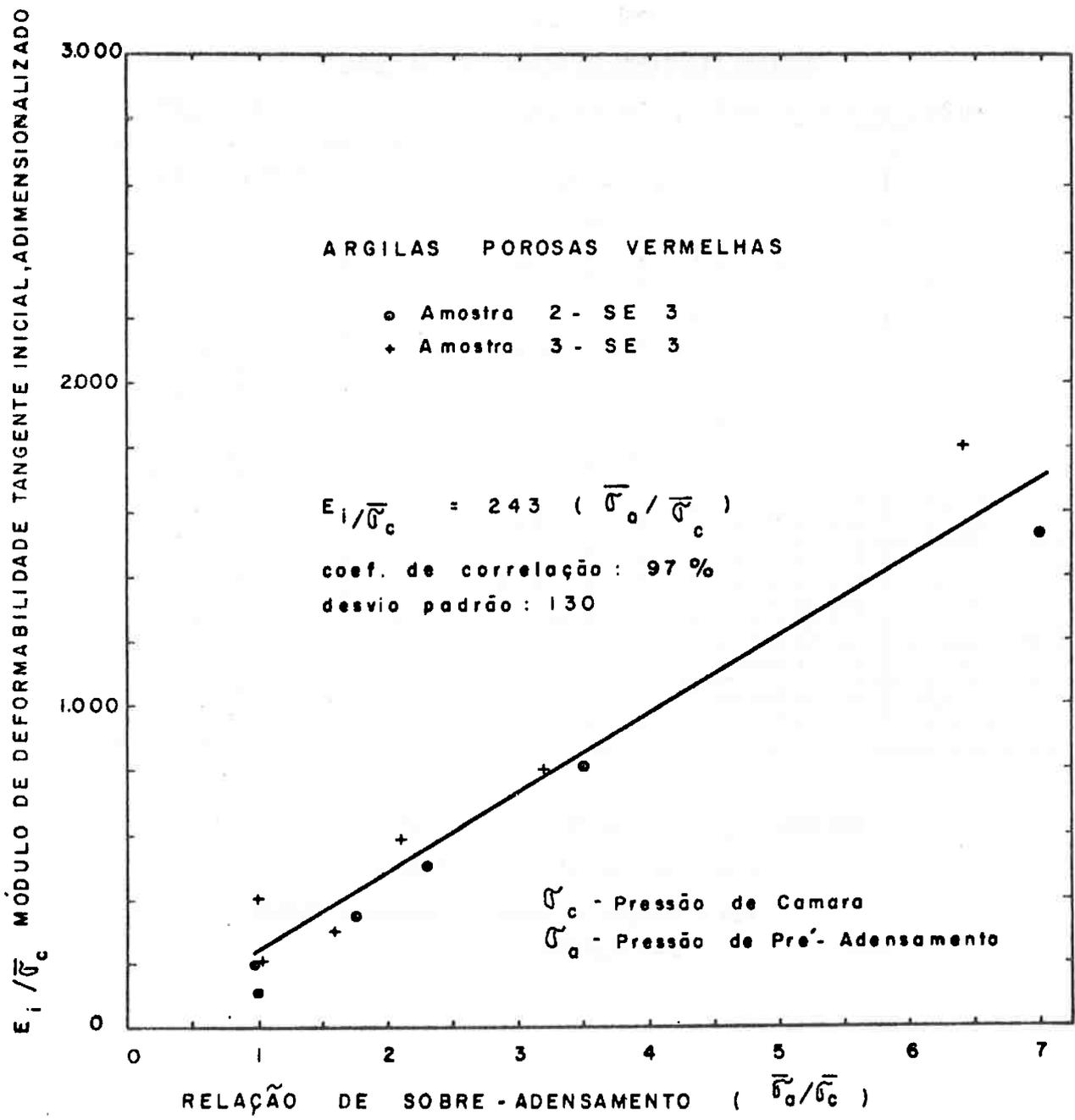


FIGURA V - 10 : CORRELAÇÃO LINEAR ENTRE O MÓDULO DE DEFORMABILIDADE TANGENTE INICIAL E A RELAÇÃO $\bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_c$

TABELA V-3

ARGILAS VERMELHAS DA CIDADE DE SÃO PAULO

VALORES DA RSA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA VÁRIOS PERFIS DE SUBSOLO

Local	Tipo de Solo	Amostra nº	Profundidade (m)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)	$\Sigma \gamma z$ (t/m ²)	RSA
Center 3	Argila Porosa	1	3,5	2,2	5,6	3,9
	Argila Porosa	2	6,5	1,4	10,4	1,4
	Argila Porosa	3	10,8	1,7	17,3	1,0
	Argila Rija	4	13,8	5,2	22,1	2,4
	Argila Rija	5	16,0	6,6	25,6	2,6
Poço 106 Pamplona	Argila Porosa	1	5,0	1,3	8,0	1,6
	Argila Porosa	2	8,0	3,8	12,8	3,0
	Argila Porosa	3	11,0	2,6	17,6	1,5
	Argila Rija	4	14,0	5,6	23,0	2,4
T 337 Brigadeiro	Argila Rija	2	10,0	4,5	16,0	2,8
	Argila Rija	3	12,5	5,1	20,5	2,5
	Argila Rija	4	15,0	9,8	25,0	3,9
35-T3	Argila Rija	1	16,1	9,0	27,0	3,3
333-T3	Argila Rija	1	17,6	7,4	30,0	2,5
119-T2	Argila Rija	1	14,4	7,2	24,0	3,0
R.Vergueiro (SE6)	Argila Porosa	91	6,7	1,1	10,5	1,1
	Argila Porosa	92	9,0	2,1	14,0	1,5
Estação Paraíso	Argila Porosa	101	6,7	2,1	10,5	2,0
	Argila Porosa	102	8,7	2,1	15,0	1,4

LEGENDA: $\bar{\sigma}_a$ - Pressão de pré-adensamento $\Sigma \gamma z$ - Peso de terra na profundidade z .RSA - Relação de sobre-adensamento, tomada como $\bar{\sigma}_a / \Sigma \gamma z$.

donde $E_i = K \cdot \bar{\sigma}_a$, isto é, o Módulo E_i é constante nas partes mais superficiais da camada; e

b) acima dos efeitos do pré-adensamento tem-se:

$$RSA = 1$$

donde:

$$E_i = K \cdot \gamma z$$

isto é, o Módulo E_i cresce linearmente com a profundidade para as partes mais profundas da camada.

É bom lembrar aliás que *Terzaghi (1955)* propôs uma expressão semelhante para o Módulo E de areias, em condições de solicitação horizontal, onde a constante que multiplica o peso efetivo de terra assumia valores médios de 200, 600 e 1500, conforme a sua compacidade fosse fofa, medianamente compacta ou densa, respectivamente. Para as Areias Basais da Cidade de São Paulo, *Vargas (1961)* calculou, através de uma análise retroativa a partir de recalques medidos em prédios de mais de 20 andares, um valor de 1.000 para esta constante.

Na verdade, os solos da Cidade de São Paulo em geral, e as Argilas Porosas Vermelhas em particular, não são homogêneos, pelos motivos expostos no *Apêndice F*, razão pela qual foram tomados perfis de subsolo de vários locais, como está indicado na *tabela V-3*. As amostras indeformadas foram retiradas na forma de blocos, de poços abertos para este fim. Na mesma tabela mostra-se também os valores da pressão de pré-adensamento e da RSA, que apresenta uma média de 1,8 (desvio padrão de 0,9).

Entrando-se com este valor médio no gráfico da *figura V-10* tira-se, para as *Argilas Porosas Vermelhas*:

$$E_i / \bar{\sigma}_c = 440 \quad (V-9)$$

Será adotado para $\bar{\sigma}_c$ o valor do peso de terra efetivo, pois os esforços impostos ao solo escorado, pela dilatação térmica das estroncas, é horizontal. Tacitamente, estão sendo admitidas duas simplificações. Em primeiro lugar, os ensaios de que se está tratando foram feitos em corpos de prova talhados verticalmente dos blocos indeformados, ignorando-se assim efeitos de anisotropia, isto é, foi admitida isotropia. Segundo, não se considerou o efeito da tensão principal intermediária, que como se viu no *item 2.2. deste Capítulo*, influi nos valores dos Módulos de Deformabilidade.

Estas simplificações se justificam, nesta etapa da presente Investigação, para tornar possível, pelo menos, a determinação das *tendências de variação do Módulo E_i com a profundidade*.

Voltando-se às Argilas Porosas Vermelhas e tendo em mente as conclusões acima sobre camadas superficiais de solos pré-adensados, será admitido que o módulo E_i é constante em toda a sua espessura D , valendo:

$$E_i = 440 \times \gamma \times \frac{D}{2} \quad (V-10)$$

Assim, para uma camada de 10 m de profundidade tem-se um valor da ordem de 3500 t/m² para este Módulo.

Seguindo um raciocínio análogo para as *Argilas Rijas Vermelhas*, chega-se à expressão:

$$\frac{E_i}{\bar{\sigma}_c} = 150 \text{ RSA}$$

com um coeficiente de correlação de 99 % e desvio padrão de 120. Com os dados da *tabela V-3*, obtêm-se para RSA um valor médio de 2,8 (desvio padrão de 0,50), o que tem como consequência:

$$\frac{E_1}{\sigma_c} = 420 \quad (V-11)$$

Novamente, supondo que a camada de Argila Rija Vermelha esteja entre as profundidades 10 e 15 m, tem-se como média o valor constante em toda a sua espessura:

$$E_1 = 420 \times 1,72 \times 12,5 \approx 9000 \text{ t/m}^2 \quad (V-12)$$

As dispersões em torno dos valores médios da RSA devem-se em primeiro lugar, à heterogeneidade dos solos de um mesmo bloco indeformado, que ocorria com certa frequência; também às imprecisões na determinação da pressão de pré-adensamento que, a rigor, deveria ser obtida através de pelo menos dois ensaios numa mesma amostra. Em geral, isto não é possível, por motivos ligados à disponibilidade de equipamentos e ao tempo necessário para a execução dos ensaios de adensamento.

A *tabela V-6* mostra valores da relação entre os Módulos de Deformabilidade e a resistência não drenada. Para as amostras de Argila Rija Vermelha a dispersão é menor quando comparada com as de Argila Porosa Vermelha, no que se refere ao E_1 ; já os valores médios são bastante próximos entre si, para os três tipos de módulos definidos no *item 3 deste Capítulo*. Além disso, ainda em termos de valores médios, os E_1 são ligeiramente superiores aos E_{50} e ambos bem maiores do que o E_1 ; a relação E_1/E_1 é da ordem de 5 para as Argilas Porosas Vermelhas, indi-

TABELA V-4

MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE

SOLOS VARIEGADOS DA CIDADE DE SÃO PAULO

Local	Tipo de Solo	Pressão de câmara kg/cm ²	Relação de sobre- adensamento	$E_1/\bar{\sigma}_c$	$E_1/\bar{\sigma}_c$	$\bar{E}_{50}/\bar{\sigma}_c$
Amostra 3 SE5 METRO Prof. 9,30 m	Argila Siltosa Arenosa	0,25	23,2	2142	670	1800
		0,50	11,6	1400	316	1270
		1,00	5,8	670	386	532
		4,00	1,45	200	90	100
		6,00	1,00	90	61	50
Pça. da Liberdade Prof. 7 m	Argila Arenosa	1,0	5,00	621	300	510
		2,0	2,50	321	192	300
		2,0(RR)	4,00	574	262	433
		2,5	2,00	469	161	240
		3,0	1,67	314	134	190
		4,0	1,25	321	89	115
		4,0(REP)	1,25	281	89	115
		5,6,6(REP),7,8 8 (REP) e 12	1	213(45)*	50	50
Amostra 3 SE2 METRO Prof. 14,85m	Areia média e fina Argilosa	0,25	11,60	803	392	333
		0,50	5,80	491	333	470
		0,75	3,87	400	281	413
		1,00	2,90	405	190	271
		2,00	1,45	370	166	274
		4,00	1,00	233	107	110
Amostra 2 SE2 METRO Prof. 8,15 m	Areia fina e média Argilosa	0,25	11,60	1080	316	958
		0,50	5,80	690	233	395
		0,75	3,87	726	257	479
		1,00	2,90	620	154	365
		2,00	1,45	320	112	185
		4,00	1,00	150	47	31
Amostra 5 SE3 METRO Prof. 9,5 m	Areia fina e média Argilosa	0,25	9,60	1015	308	607
		0,50	4,80	683	138	287
		0,75	3,20	505	126	41
		1,00	2,40	517	137	215
		2,00	1,20	279	70	43
		4,00	1,00	100	40	23
Amostra 7 SE3 METRO Prof. 16,8m	Areia fina e média Argilosa	0,25	15,28	1160	442	947
		0,50	7,64	704	340	510
		0,75	5,09	777	270	702
		1,00	3,82	565	190	330
		2,00	1,91	353	165	245
		4,00	1,00	402	120	193
Amostra 1 Bloco 17-B 6m de prof. Estação Paraíso METRO	Argila varie- gada	0,25	28,8	2100	720	1920
		0,50	14,4	1460	580	1460
		0,75	9,6	800	550	800
		1,00	7,2	1050	370	910
		2,00	3,6	405	205	400
		4,00	1,8	290	130	290

* Número entre parêntesis é o desvio padrão.

LEGENDA: Idêntica à da Tabela V-2

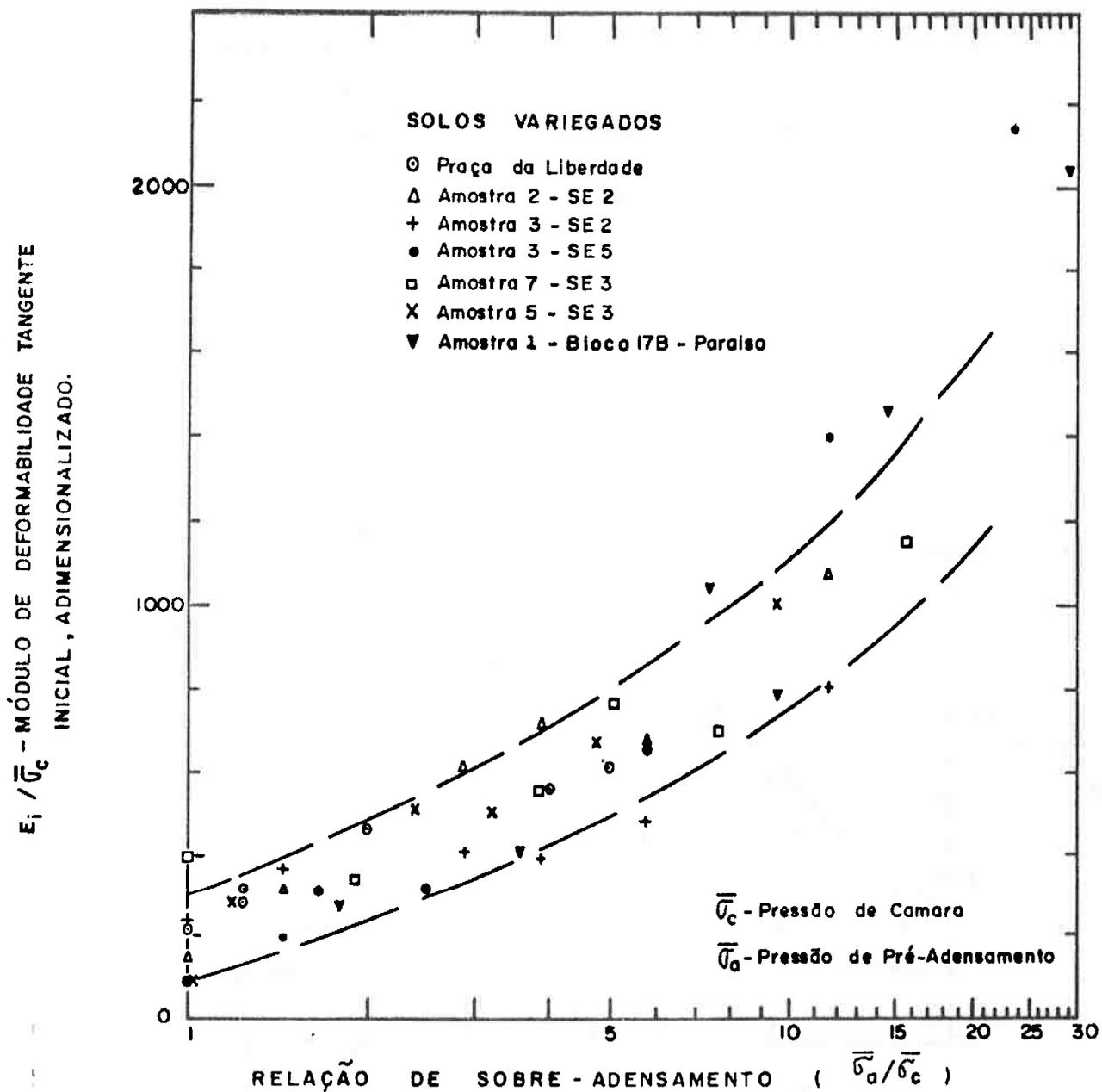


FIGURA X - II : FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS (\bar{r}) ISOTROPICAMENTE.

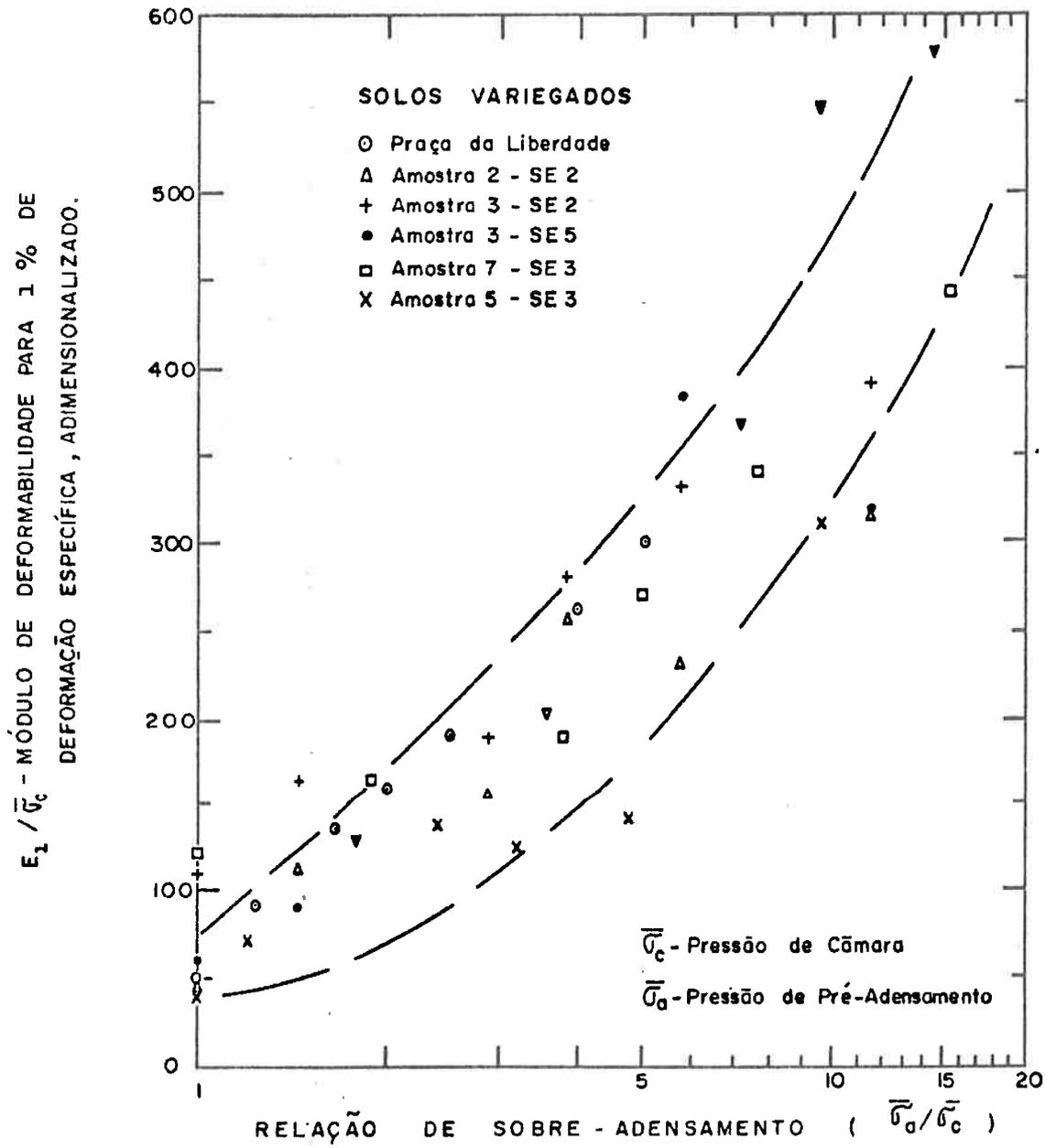


FIGURA V - 12: FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS (\bar{r}) ISOTROPICAMENTE.

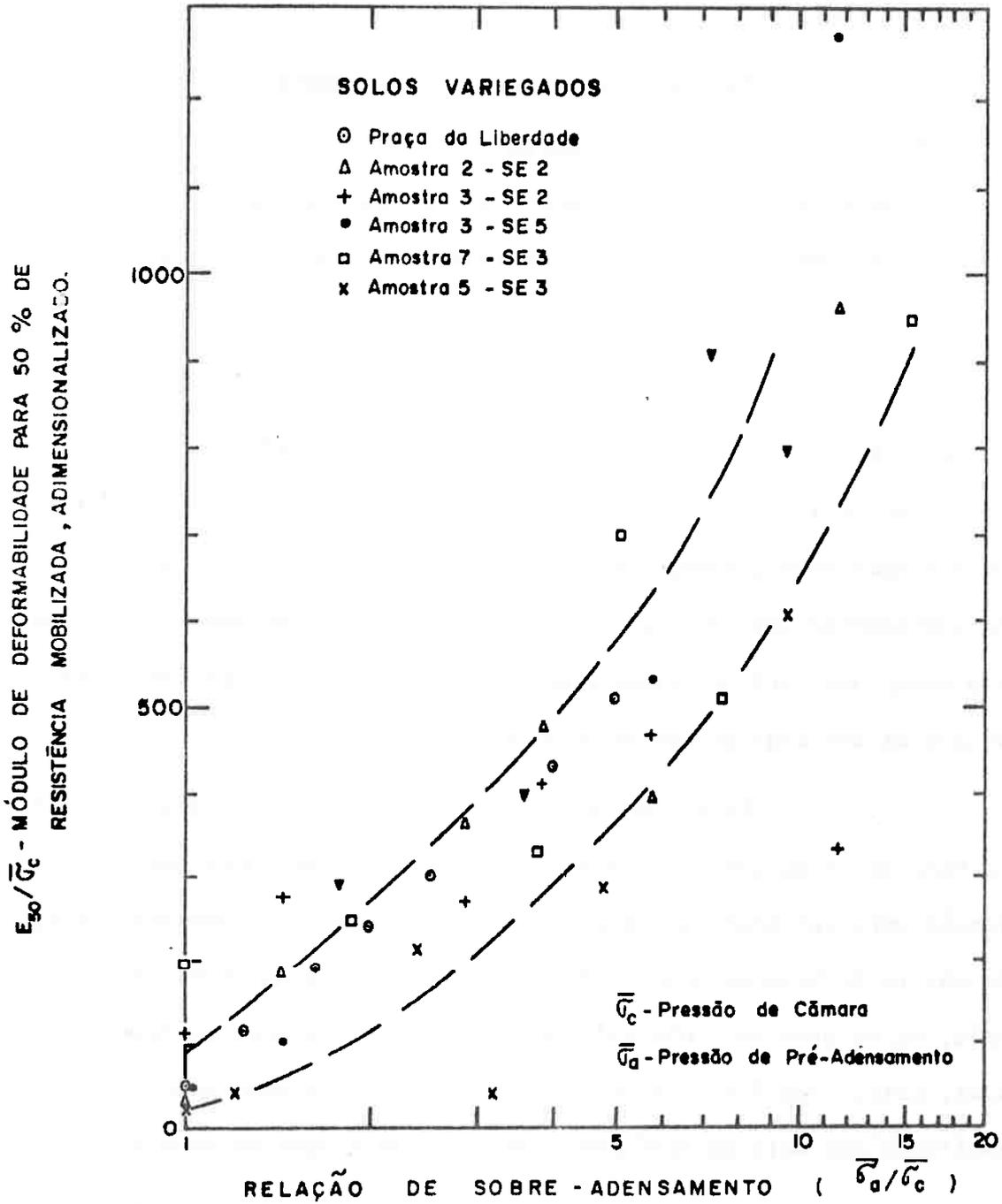


FIGURA X - 13: FAIXA DE VALORES DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE - ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS PRÉ-ADENSADOS ($\bar{\sigma}$) ISOTROPICAMENTE.

cando a existência de uma cimentação entre partículas de solo (vide *Apêndice F*) quebrada à medida em que as deformações aumentam.

4.2. Solos Variados

Para aplicar o mesmo procedimento aos Solos Variados foram tomadas as amostras indicadas na *tabela V-1*, para as quais estavam disponíveis ensaios triaxiais \bar{R} em várias pressões confinantes, a fim de correlacionar os Módulos de Deformabilidade com a relação de sobre-adensamento.

A *tabela V-4* mostra os valores obtidos para os Módulos E_i , E_1 e E_{50} , que estão apresentados em forma gráfica em função da RSA, definida pela *expressão (V-8)*, nas *figuras V-11, V-12 e V-13*. Vê-se que a dispersão é grande, quer porque é difícil de definir a pressão de pré-adensamento com precisão, quer porque os solos de cada bloco indeformado eram, não raro, heterogêneos. Além disso não foi possível separar as areias das argilas, em dois universos distintos.

Para fins de ilustração, a *tabela V-5* mostra valores da RSA, definida como a relação entre a pressão de pré-adensamento e a tensão vertical efetiva (peso efetivo de terra), para amostras de diversos perfis de Solo Variado. Vê-se que além de variar numa faixa muito ampla, os valores mais elevados da RSA estão associados às Argilas Variadas, pois, como é discutido no *Apêndice F*, o pré-adensamento pode ser explicado por meio de fenômenos que envolvem o teor de argila.

Uma maneira de estimar-se os Módulos de Deformabilidade Inicial seria valer-se da correlação da *figura V-11*. De fato, para cada RSA ter-se-ia um valor de $E_i/\bar{\sigma}_c$, e como $\bar{\sigma}_c$ pode ser aproximada à tensão correspondente ao peso efetivo de terra, com as objeções explicitadas acima, seria então possível determinar-se os E_i . No entanto, além

TABELA V-5

SOLOS VARIEGADOS DA CIDADE DE SÃO PAULO

VALORES DA RSA EM FUNÇÃO DA PROFUNDIDADE PARA VÁRIOS PERFIS DE SUBSOLO

Local	Amostra	A (%)	Profundidade (m)	$\Sigma\gamma_z$ (t/m ²)	$\bar{\sigma}_a$ (t/m ²)	RSA
SE5 METRO	1	58	5,8	9,2	85,0	9,2
	2	49	6,8	11,1	65,0	5,9
	3	56	9,3	15,3	58,0	3,8
	4	25	11,2	18,8	42,0	2,2
	5	20	16,2	28,2	19,0	1,0
	6	75	18,2	32,0	90,0	2,8
	7	68	18,3	32,0	72,0	2,3
	8	15	19,3	33,8	36,0	1,0
SE3 METRO	4	50	7,0	10,2	48,5	4,8
	5	30	9,5	14,9	24,0	1,6
	7	25	16,8	28,6	38,2	1,3
SE2 METRO	2	27	8,2	14,2	29,0	2,0
	3	27	14,9	26,4	29,0	1,1
SE6		60	13,5	23,0	76,0	3,3
PRÓX. A SE8		60	14,2	25,0	115,0	4,6
		60	16,4	28,0	115,0	4,1
PÇA. DA LIBERDADE		47	7,0	13,5	50,0	3,7

LEGENDA: $\bar{\sigma}_a$ - Pressão de pré-adensamento

$\Sigma\gamma_z$ - Peso de terra na profundidade z .

RSA - Relação de sobre-adensamento, tomada como $\bar{\sigma}_a / \Sigma\gamma_z$.

A - Teor de Argila (% < 5 μ).

da dispersão implícita na *figura V-11*, já comentada, esta determinação ficaria na dependência do resultado de um único ensaio de adensamento.

A alternativa que resta é voltar aos resultados apresentados na *tabela V-6*, que revelam um comportamento dos Solos Variados análogo ao das Argilas Vermelhas, mas com dispersões bem menores, e de onde se pode extrair a expressão:

$$\frac{E_i}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}} = 200 \quad (V-13)$$

para o cálculo aproximado dos E_i médios. Basta que se conheça as *envoltórias de Mohr-Coulomb*, em termos de pressões totais, isto é:

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}}{2} = c \cos \vartheta + \frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2} \cdot \text{sen } \vartheta$$

onde c e ϑ são os *parâmetros de resistência*. Notando-se que:

$$\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} + \bar{\sigma}_c$$

pois nos ensaios \bar{R} a pressão confinante é mantida constante, tem-se, após algumas transformações:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = \frac{2 \cos \vartheta}{1 - \text{sen } \vartheta} \cdot c + \frac{2 \text{sen } \vartheta}{1 - \text{sen } \vartheta} \cdot \bar{\sigma}_c$$

que, substituída na *expressão (V-13)*, resulta em:

$$E_i = \frac{400 \cos \vartheta}{1 - \text{sen } \vartheta} \cdot c + \frac{400 \text{sen } \vartheta}{1 - \text{sen } \vartheta} \cdot \bar{\sigma}_c$$

Tal como foi feito para a *expressão (V-9)*, $\bar{\sigma}_c$ será

TABELA V-6

RELAÇÃO ENTRE MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE E A RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - SOLOS DA CIDADE DE SÃO PAULO

Tipo de Solo	E_1 $\frac{E_1}{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}}$			E_1 $\frac{E_1}{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}}$			E_{50} $\frac{E_{50}}{1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}}$		
	Intervalo de variação	Média	Desvio padrão	Intervalo de variação	Média	Desvio padrão	Intervalo de variação	Média	Desvio padrão
Argila Porosa Vermelha	300	600	280	80	120	40	200	480	260
	a			a			a		
	1000			160			1000		
Argila Rija Vermelha	340	520	140	100	170	30	120	420	220
	a			a			a		
	740			200			600		
Solos Variados	300	400	110	120	154	36	140	290	126
	a			a			a		
	600			200			600		

LEGENDA: E_1 - Módulo de Deformabilidade Tangente Inicial.

E_1 - Módulo de Deformabilidade Secante, a 1% de deformação.

E_{50} - Módulo de Deformabilidade Secante, correspondente a 50% da resistência mobilizada.

$1/2 \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}}$ - Resistência não drenada (ensaios triaxiais \bar{R}).

tomada como a tensão vertical associada ao peso de terra efetivo, mantidas as ressalvas quanto às simplificações admitidas então. Assim, chega-se finalmente a:

$$E_i = \frac{400 \cos \beta}{1 - \sin \beta} c + \frac{400 \sin \beta}{1 - \sin \beta} \gamma_n \cdot z \quad (V-14)$$

Recorrendo-se a diversas amostras de Solos Variegados, não são aquelas apresentadas na *tabela V-5* como também outras analisadas por *Sousa Pinto e Massad (1972)*, com disponibilidade de envoltórias de resistência de ensaios triaxiais R, e com base na *expressão V-14*, foi possível construir os gráficos da *figura V-14*. Como se anteviu por ocasião do exame da *tabela V-5*, foi necessário e possível separar os Solos Variegados em Areias e Argilas. Para tanto, usou-se como critério:

- a) a classificação tátil-visual das amostras; e
- b) o teor de argila, de tal forma que se fosse inferior a 25 % incluía-se os solos no universo das Areias e, se superior a 40 %, no universo das Argilas.

A conclusão é que para as Areias Variegadas, em que a RSA se aproxima de 1, e nas camadas mais profundas das Argilas, os E_i tendem a crescer linearmente com a profundidade. Para as camadas mais superficiais das Argilas nota-se uma tendência dos módulos permanecerem constantes, o que aliás vem de encontro aos resultados antecipados no *item 4.1. deste Capítulo*.

5. ALGUNS RESULTADOS SOBRE A INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLICITAÇÃO IMPOSTO AO SOLO

Os ensaios que melhor simulam o comportamento dos solos escorados, para o problema em foco, são os de extensão lateral em

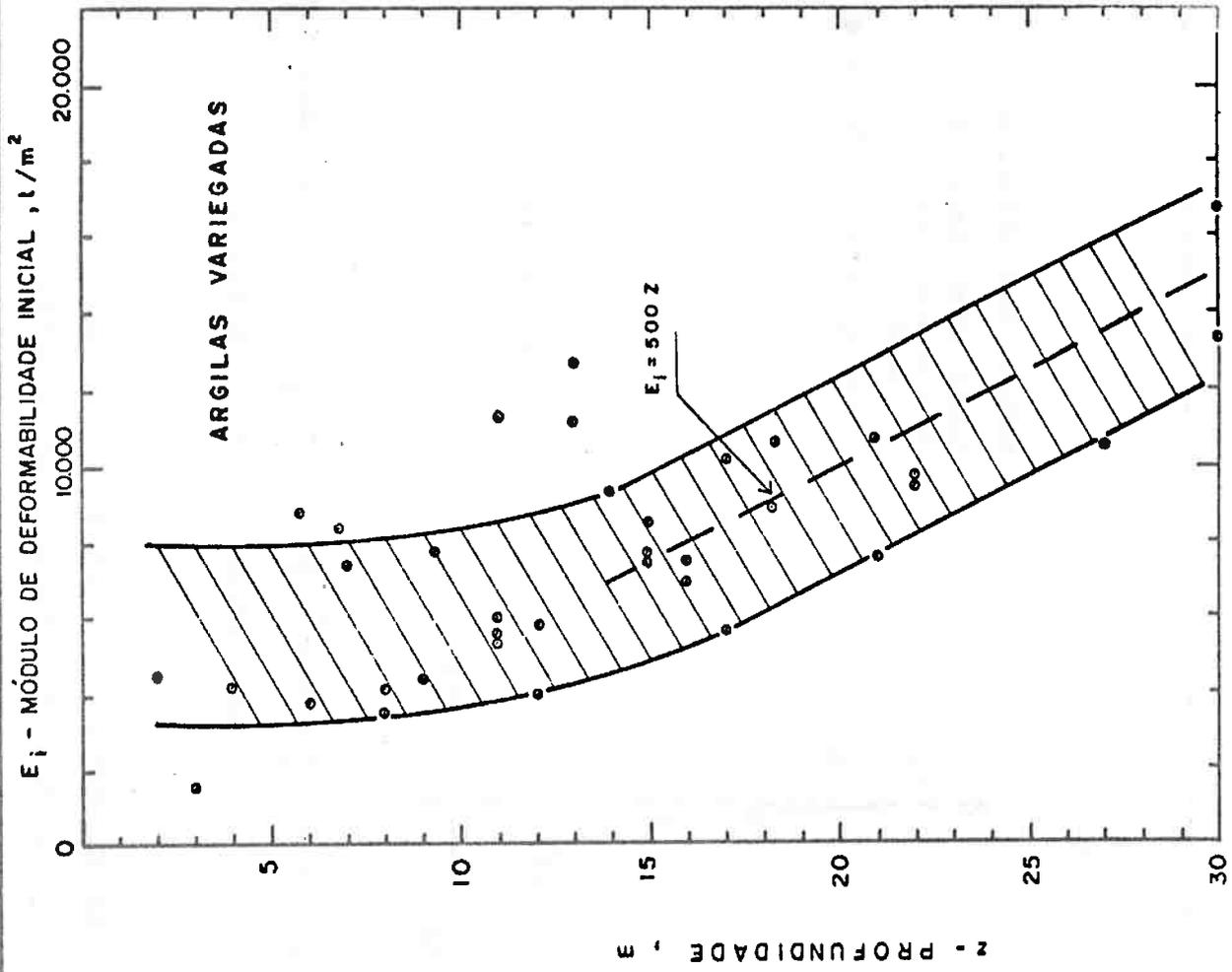
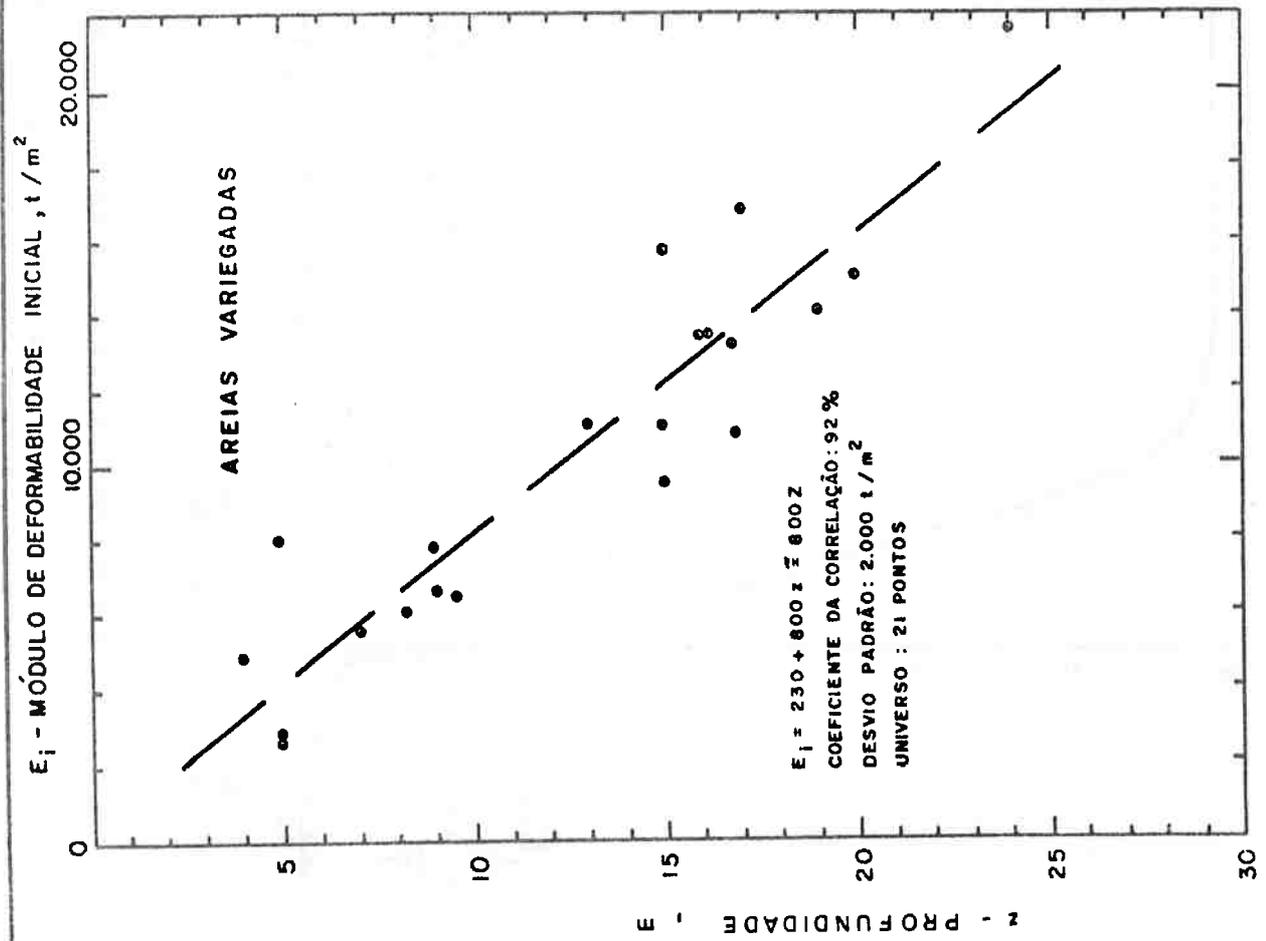
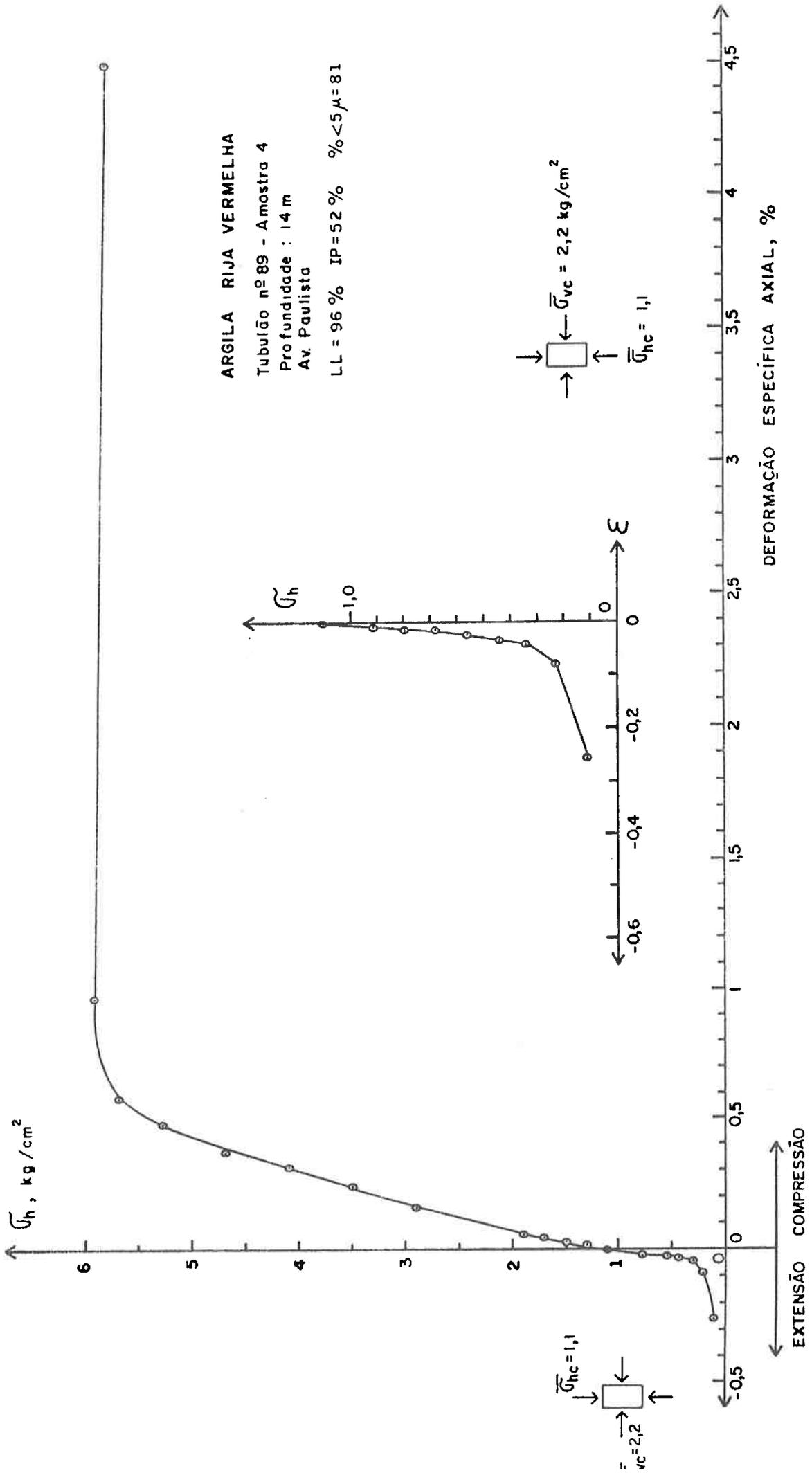


FIGURA V - 14 : TENDÊNCIAS DE VARIAÇÃO, COM A PROFUNDIDADE, DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE INICIAIS MÉDIOS DOS SOLOS VARIEGADOS, CALCULADOS ATRAVÉS DA EXPRESSÃO $E_i / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{máx}} = 200$



ARGILA RIJA VERMELHA
 Tubulão nº 89 - Amostra 4
 Profundidade : 14 m
 Av. Paulista
 LL = 96 % IP = 52 % $\% < 5 \mu = 81$

FIGURA V - 15: ENSAIOS TRIAXIAIS RÁPIDOS DE COMPRESSÃO E EXTENSÃO AXIAIS, EM CORPOS DE PROVA TALHADOS HORIZONTALMENTE, E ADENSADOS ANISOTROPICAMENTE.

aparelhos de deformação plana, com o que é possível levar em conta os efeitos da tensão principal intermediária; a tensão principal maior, que coincide com a tensão vertical (peso de terra) se o coeficiente de empuxo em repouso é inferior a 1, é mantida constante.

Quando não se dispõe destes aparelhos costuma-se recorrer aos *ensaios triaxiais de extensão axial*, de preferência em corpos de prova talhados horizontalmente, isto é, com seu eixo de simetria na direção horizontal do bloco, perpendicularmente ao eixo da vala, para levar em conta eventuais efeitos anisotrópicos.

Tanto a tensão principal intermediária quanto a modalidade de ensaio e a anisotropia dos solos têm influência acentuada nos seus parâmetros elásticos, como foi realçado no *item 2 deste Capítulo*.

Um obstáculo anteposto a este tipo de empreitada refere-se ao desconhecimento do *coeficiente de empuxo em repouso*, necessário para adensar prévia e anisotropicamente o corpo de prova. Para os solos da Cidade de São Paulo há indicações de que o pré-adensamento é função do teor de argila, não se correlacionando nem com a cota e nem com a profundidade de extração da amostra ensaiada. Como já foi dito, o *Apêndice F* apresenta discussão sobre o assunto e a conjectura de que o coeficiente de empuxo em repouso só poderá ser determinado através de ensaios *in situ*.

A *figura V-15* mostra, a título de ilustração, resultados de *ensaios de compressão e extensão axiais*, feitos em corpos de prova talhados horizontalmente e adensados anisotropicamente, em uma amostra de Argila Rija Vermelha. Adotou-se, arbitrariamente, o valor 0,5 para o coeficiente de empuxo em repouso. Em extensão axial obteve-se:

$$\frac{E_1}{\bar{\sigma}_{vc}} = 1000 \quad \text{e} \quad \frac{E_{0,1}}{\bar{\sigma}_{vc}} = 410 \quad (V-15)$$

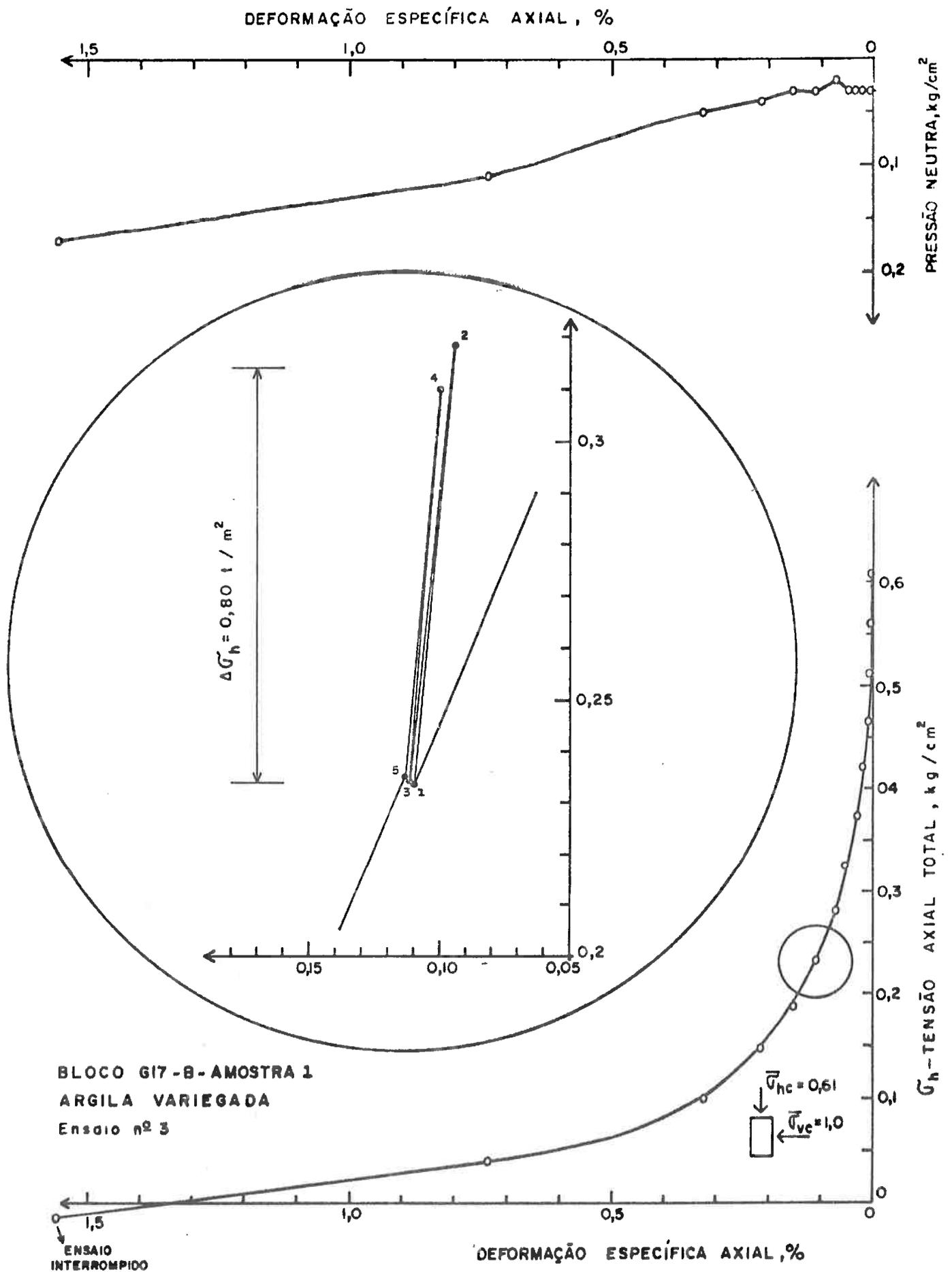


FIGURA V - 16: ILUSTRAÇÃO DE ENSAIO TRIAXIAL RÁPIDO, DE EXTENSÃO AXIAL, COM REPETIÇÃO DE CARGA-CORPOS DE PROVA TALHADOS HORIZONTALMENTE

onde $E_{0,1}$ corresponde ao Módulo de Deformabilidade para 0,1 % de deformação específica, que, adimensionalizado, é da ordem de grandeza do valor indicado pela expressão (V-11). Se esta última reflete o comportamento de solos escorados por paredes flexíveis, a primeira das fórmulas apresentadas em (V-15) se aplica, grosso modo, a paredes rígidas. A relação entre E_1 e $E_{0,1}$ é de cerca de 2,5.

Finalmente, executaram-se alguns ensaios de extensão axial, em corpos de prova talhados horizontalmente, como aqueles indicados na figura V-16, em que, ao atingir-se uma deformação de cerca de 0,1 %, retirava-se e reaplicava-se um incremento de tensão $\Delta\sigma_h$. Com isto tentou-se avaliar o efeito da repetição do carregamento, numa simulação simples do tipo de sollicitação que ocorre numa vala escorada, em virtude da dilatação e contração térmicas das estroncas. Foram realizados 6 ensaios, diferindo entre si no incremento $\Delta\sigma_h$ que, ao variar de 0,8 a 3 t/m², fez com que a relação entre o Módulo de Recarga (após dois ciclos) e o Módulo Secante (no ponto em que houve aplicação de carga repetida) decrescesse de cerca de 2,0 a 1,2, confirmando resultados obtidos por Baguelin e Jezequel (1973) em ensaios pressiométricos, e também estão, de um modo geral, em concordância com os experimentos de Ward, citados no item 2.2. deste Capítulo.

6. SÔMULA: TENDÊNCIAS DE VARIAÇÃO DOS MÓDULOS E COM A PROFUNDIDADE

Há uma gama enorme de fatores que tornam bastante complexa a fixação, com base em resultados de ensaios de laboratório, dos Módulos E de interesse para a continuação desta Investigação.

Entre eles destacam-se a heterogeneidade dos solos e o desconhecimento do estado de tensões a que ele esteve submetido ante

riormente, mercê do estágio atual dos conhecimentos relativos à bacia sedimentar da Cidade de São Paulo.

Como consequência deste fato e da aleatoriedade do processo de escavação da vala e da construção de seu sistema de escoramento, ignora-se também a trajetória de tensões no maciço terroso escorado, em final de escavação.

É, pois, patente a dificuldade de reprodução em laboratório da solicitação de campo. A rigor, deveria ser utilizado equipamento de deformação plana, em corpos de prova talhados horizontalmente, para se levar em conta a anisotropia dos solos.

No entanto, apesar destes obstáculos, foi possível estabelecer tendências de variação dos Módulos de Deformabilidade das Argilas Vermelhas e dos Solos Variegados da Cidade de São Paulo.

Para carregamentos estáticos, os módulos E_i tendem a assumir:

- a) valores *constantes* para as Argilas Porosas Vermelhas e as Argilas Rijas Vermelhas; e
- b) valores *linearmente crescentes* com a profundidade para os Solos Variegados, exceto para as Argilas Variegadas que afloram na superfície, quando podem ser também *constantes*.

A aplicação de ciclos de carga e descarga provocam aumentos dos Módulos de Deformabilidade Secantes em cerca de 1,2 a 2 vezes, para incrementos de tensões variando na faixa de 1 a $3,0 \text{ t/m}^2$; estes fatores de amplificação tendem a diminuir com o aumento da amplitude da tensão aplicada.

Assim, por exemplo, para as Areias Variegadas é de se esperar Módulos E_r de Deformabilidade Inicial, com Repetição de Carga

Horizontal, crescendo linearmente com a profundidade (z) segundo a expressão: $E_p = (960 \text{ a } 1600) z$. E isto sem levar em conta possíveis efeitos anisotrópicos dos solos e a influência da tensão principal intermediária.

Para paredes rígidas, supondo indeformabilidade do solo escorado, pode-se, em primeira aproximação, usar módulos duas ou três vezes maiores do que aqueles relativos às paredes flexíveis.

A fim de superar este estado de coisas procurou-se, através de *retroanálise*, ajustar os Módulos E por tentativa, com a aplicação do modelo matemático exposto no *Capítulo IV* e comparação com os valores realmente observados dos gradientes de carga-temperatura, nas medições de campo levadas a cabo nas Secções Experimentais do Metropolitan de São Paulo.

CAPÍTULO VI

FÓRMULAS PRÁTICAS PARA O CÁLCULO DOS GRADIENTES DE CARGA-TEMPERATURA

1. FIXAÇÃO DOS MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE DOS SOLOS ESCORADOS ATRAVÉS DE RETROANÁLISE

Em trabalho apresentado por *Massad et al (1974-b)* foram feitas comparações entre valores calculados e observados dos gradientes de carga-temperatura, para algumas das Secções Experimentais do Metrô de São Paulo. A análise feita naquela ocasião será retomada com aplicação do modelo matemático à Secção Experimental 2.

1.1. Módulos de Deformabilidade adotados

Com base em algumas informações sobre os solos escorados, tinha-se adotado a seguinte expressão para a estimativa dos Módulos de Deformabilidade das *Argilas Porosas Vermelhas*:

$$E_s = 450 \bar{\sigma}_c$$

Conseqüentemente, como $\bar{\sigma}_c = \gamma_n z$ e $\gamma_n = 1,56 \text{ g/cm}^3$, pois o nível de água estava rebaixado, resultava, para uma camada de espessura D' , um Módulo médio constante igual a:

$$E_s = 350 D' \quad (\text{VI-1})$$

Exemplificando, para a Secção Experimental 1, em que a espessura da camada de Argila Porosa Vermelha era de cerca de 12 m, encontrou-se um Mõ-

TABELA VI-1

RESULTADOS OBTIDOS COM A APLICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO

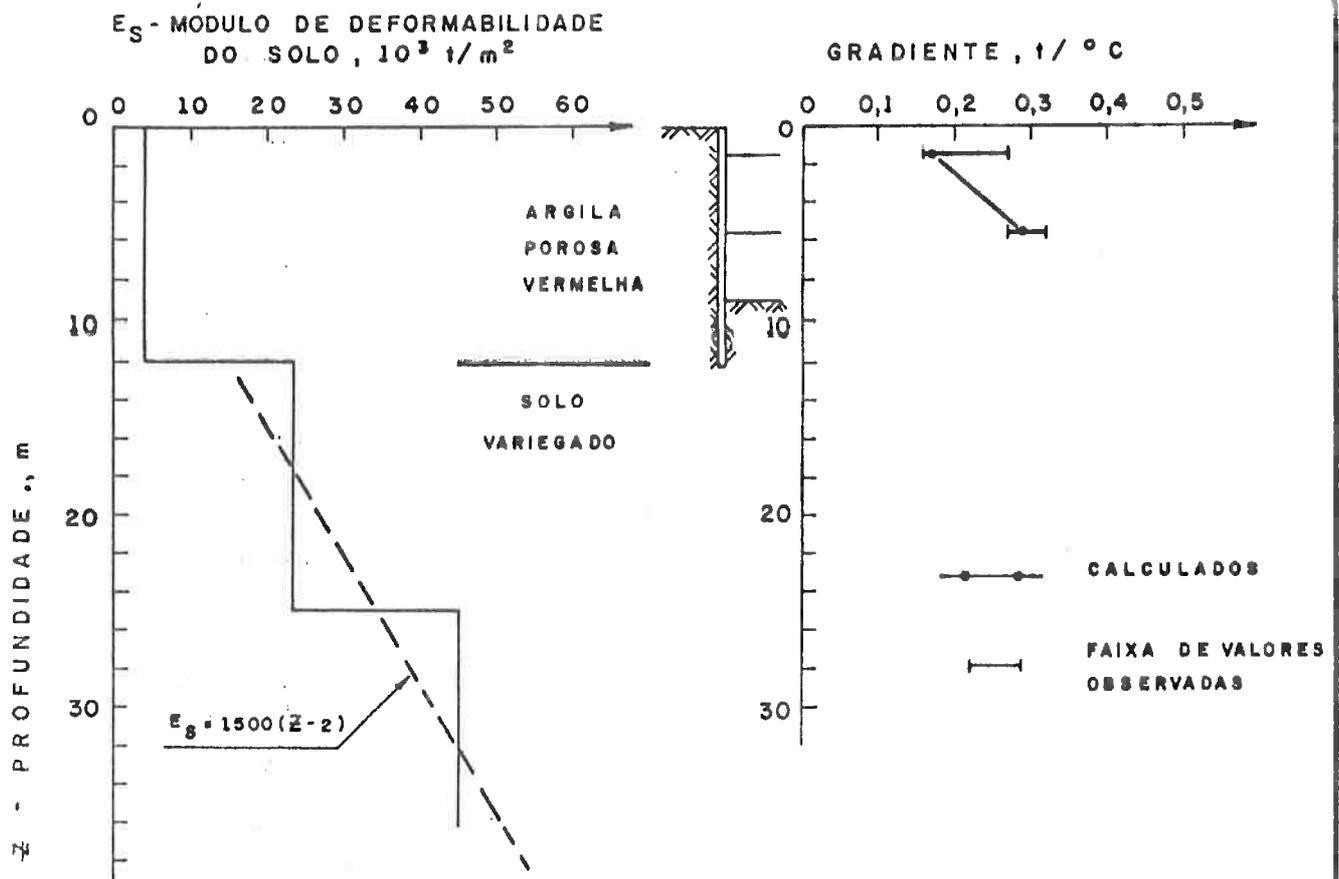
Seção Experimental	$\xi = \frac{E_p}{E_a}$	e_p (m)	E_s (t/m ²)	Matrizes dos gradientes básicos (kg/C)	Nível da estroica	ΔT (°C)	Gradientes de Carga Temperatura (t/°C)	
							Calculados	Observados (médios)
Bloco 17 (paredes rígidas)	1/7	1,00	15.000	1.100 -860 -860 1.780	A	1,00	≤ 0,7	0,85
			20.000	1.270 -910 -910 1.950	B	(0,64 a 0,80)*	≤ 0,8	0,85
1	1/115	0,50	(ver figura VI-1a)	296 -158 -158 478	A	1,00	0,17	0,21
			(ver figura VI-1b)	238 -134 -134 511 -28 -153 827	B	0,82	0,29	0,29
6	1/735	1,00	(ver figura VI-2a)	214 -129 -129 397 -20 -169 624 -216 -12 -24 -216 755	A	1,00	0,12	0,21
			(ver figura VI-2a)	214 -129 -129 397 -20 -169 624 -216 -12 -24 -216 755	B	0,80	0,24	0,41
8	1/735	1,00	(ver figura VI-2a)	214 -129 -129 397 -20 -169 624 -216 -12 -24 -216 755	C	0,57	0,56	0,55
			(ver figura VI-2a)	214 -129 -129 397 -20 -169 624 -216 -12 -24 -216 755	D	0,93	0,06	0,12

LEGENDA: E_p , E_a e E_s - Módulos de Deformabilidade do material da parede contfua, do aço e do solo, respectivamente.

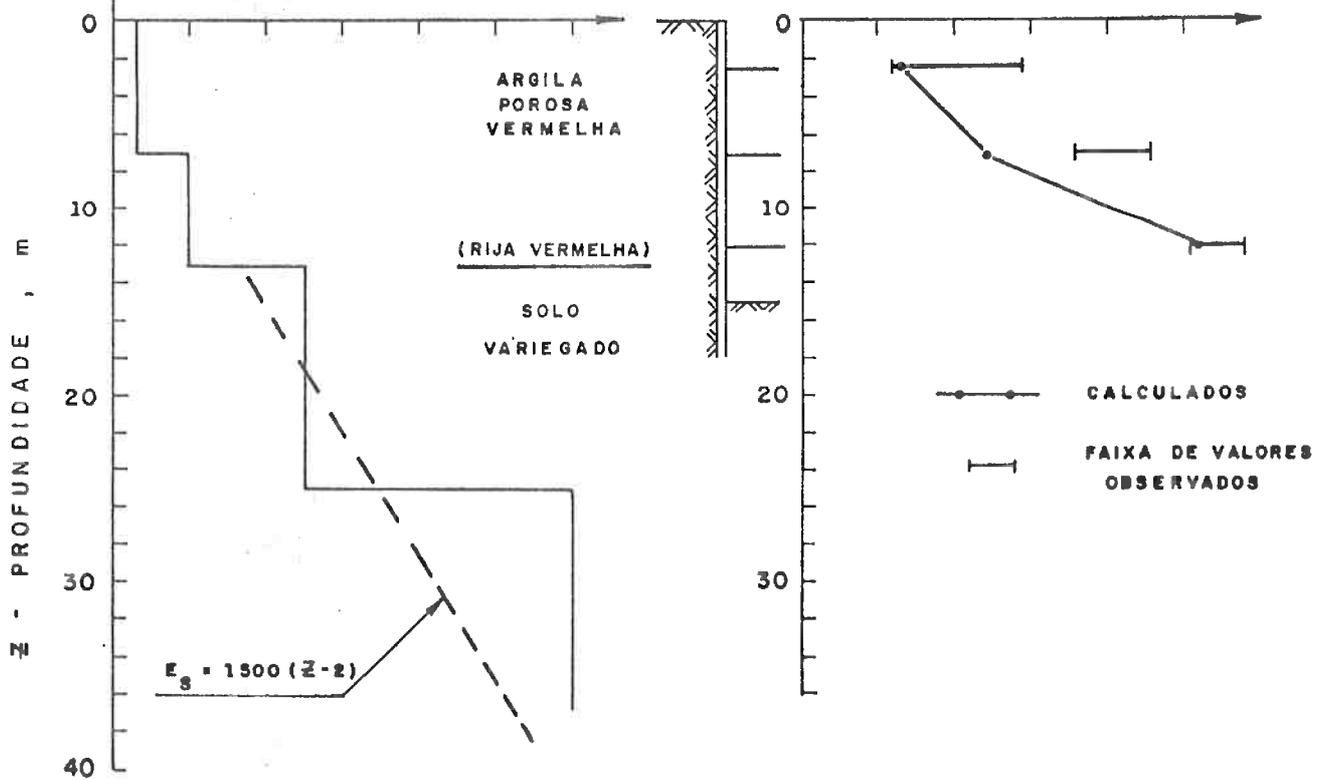
e_p - Espessura da parede contfua equivalente.

ΔT - Incrementos relativos de temperatura.

* - Faixa de valores adotada

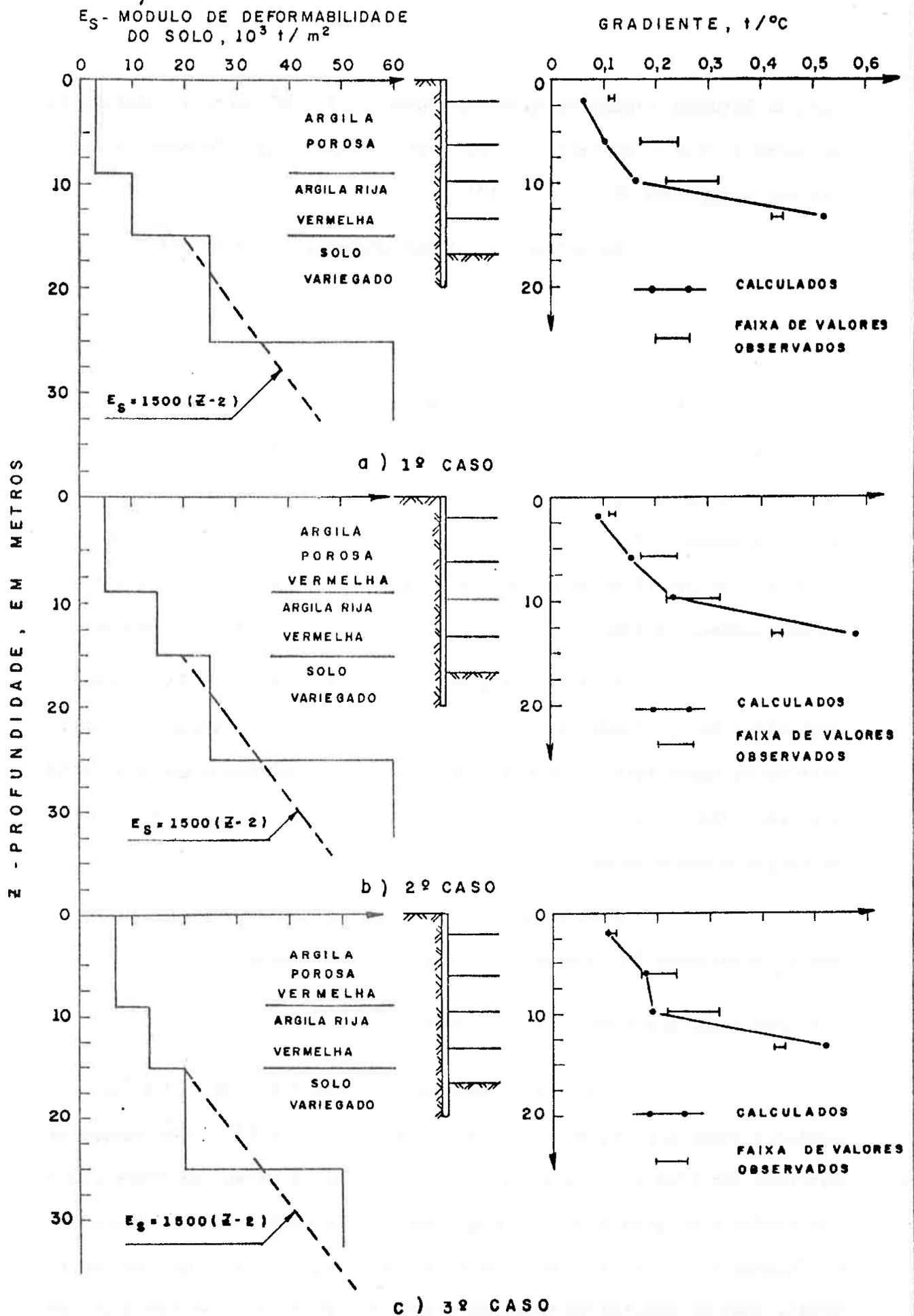


a) SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1



b) SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

FIGURA VI - 1: FIXAÇÃO DA RIGIDEZ DOS SOLOS ATRAVÉS DE RETROANÁLISE



SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8

FIGURA VI-2 : FIXAÇÃO DA RIGIDEZ DOS SOLOS ATRAVÉS DE RETROANÁLISE

dulo de Deformabilidade de aproximadamente 4000 t/m^2 ; para as Secções Experimentais 6 e 8, de cerca de 3000 t/m^2 . Note-se a proximidade de valores das expressões (VI-1) e (V-10).

Quanto aos Solos Variados partira-se de:

$$E_s = 1500 (z - 2) \quad (\text{VI-2})$$

em que E_s é o Módulo de Deformabilidade do solo em t/m^2 e z a profundidade em metros. Vê-se também que, pelo menos para as Areias Variadas, há uma concordância com as conclusões do Capítulo V. Camadas espessas de Solos Variados eram divididas em subcamadas, em função da profundidade da vala e do perfil de sondagem. Para cada uma destas subcamadas o módulo era suposto constante e z era igual à profundidade de seu plano médio.

Estendeu-se a validade da expressão (VI-2) a grandes profundidades ignorando-se, em primeira aproximação, a redução no peso efetivo de terra face à submersão do solo. E isto porque a parte do solo escorado, dentro da zona de influência da escavação, é a que mais influi na resposta carga-temperatura.

Para as Argilas Rijas Vermelhas adotou-se a média dos E_s associados às camadas sobrejacente e subjacente.

1.2. Avaliação dos Módulos E_s por Retroanálise

A aplicação do modelo matemático do Capítulo IV conduziu então aos resultados apresentados na tabela VI-1, que contém as matrizes dos gradientes básicos, os incrementos relativos de temperatura observados e os gradientes de carga-temperatura observados e calculados. As figuras VI-1 e VI-2a completam estas informações e mostram, em particular, como os Módulos de Deformabilidade adotados variaram com a profun

didade.

A análise destes resultados revela, para as estroncas dos dois níveis da Secção Experimental 1 e as do último nível das Secções 6 e 8, uma boa concordância entre os valores dos gradientes calculados e observados.

A Secção do Bloco 17, com paredes rígidas, merece alguns comentários adicionais, em virtude dos incrementos relativos de temperatura (ΔT) terem sido adotados em função dos valores observados nas Secções Experimentais 6, 8 e 7 a saber, 1 e 0,83 para as estroncas superiores e inferiores, respectivamente.

Com a emergência dos novos dados das outras Secções Experimentais constatou-se que a variação dos ΔT com a profundidade ocorria em faixas mais ou menos amplas, conforme está ilustrado na *figura IV-8*; assim, ter-se-ia incrementos relativos de temperatura oscilando no intervalo de 0,64 a 1,00. Por outro lado, as medidas de temperatura, feitas somente no interior das estroncas do segundo nível (ver *item 6 do Apêndice B*), acusaram valores no intervalo de 20 a 32°C. Como as temperaturas máximas nas estroncas dos níveis superiores das outras Secções Experimentais foram maiores do que cerca de 40°C, resolveu-se fixar o intervalo dos ΔT em 0,64 a 0,80.

Feitos os cálculos chegou-se aos limites superiores dos gradientes assinalados na *tabela VI-1*. Constata-se que o Módulo E_s do Solo Variegado, escorado com paredes rígidas, deve ser da ordem de 20.000 t/m², o dobro do valor médio de 10.000 t/m², obtido da *expressão VI-2*. Este resultado vem de encontro a uma das conclusões do *Capítulo V*.

O caso da Secção Experimental 2, apresentado na *tabela VI-2*, que já tinha sido discutido no *item 5.2. do Capítulo IV*, é

TABELA VI-2

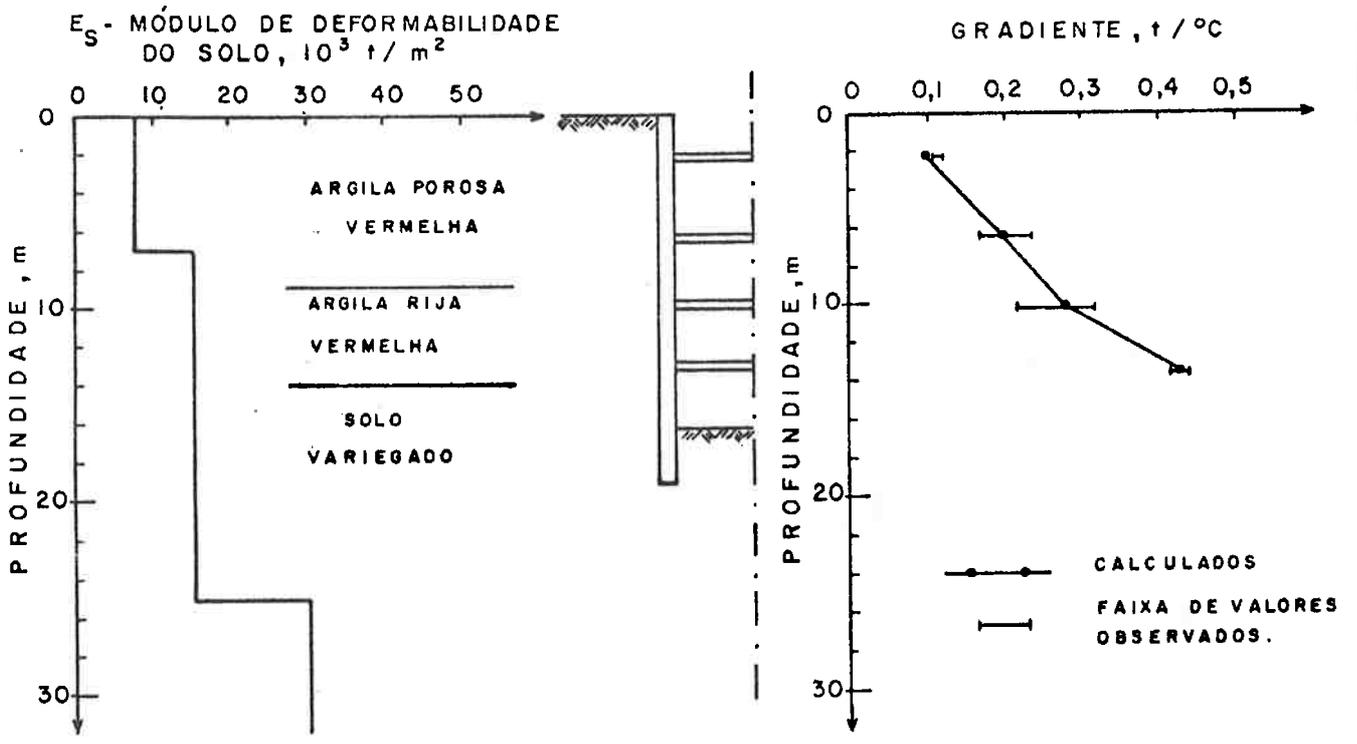
RESULTADOS OBTIDOS COM A APLICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO (CONTINUAÇÃO)

Secção Experimental	$\xi = \frac{E_p}{E_a}$	e_p (m)	E_s	Matrizes dos Gradientes Básicos (kg/°C)	Nível da estroaca	ΔT (°C)	Gradientes de Carga-Temperatura (t/°C)	
							Calculados	Médios observados
6	1/735	1,00	Ver figura VI-3b	388 -204 -52 -204 669 -194 -52 -194 816	A	1,00	0,22	0,21
					B			0,41
					C			0,55
8	1/735	1,00	Ver figura VI-2b	301 -164 -40 -18 -164 518 -195 -43 -40 -195 763 -238 -18 -43 -238 866	A	1,00	0,09	0,12
					B			0,20
					C			0,27
					D			0,43
8	1/735	1,00	Ver figura VI-2c	366 -192 -50 -22 -192 600 -216 -52 -50 -216 760 -232 -22 -52 -232 811	A	1,00	0,11	0,12
					B			0,20
					C			0,27
					D			0,43
8	1/735	1,00	Ver figura VI-3a	372 -202 -58 -23 -202 668 -248 -68 -58 -248 842 -256 -23 -68 -256 819	A	1,00	0,10	0,12
					B			0,20
					C			0,27
					D			0,43
2	1/693	1,00	Ver figura VI-4	323 -241 0 -16 -11 -241 847 -437 -24 -32 0 -437 1001 -387 -33 -16 -24 -387 971 -297 -11 -32 -33 -297 1065	A	1,00	0,15	0,19
					B			0,19
					C			0,19
					D			0,19
					E			0,19

LEGENDA: E_p , E_a e E_s - Módulos de Deformabilidade do material da parede contínua, do aço e do solo, respectivamente.

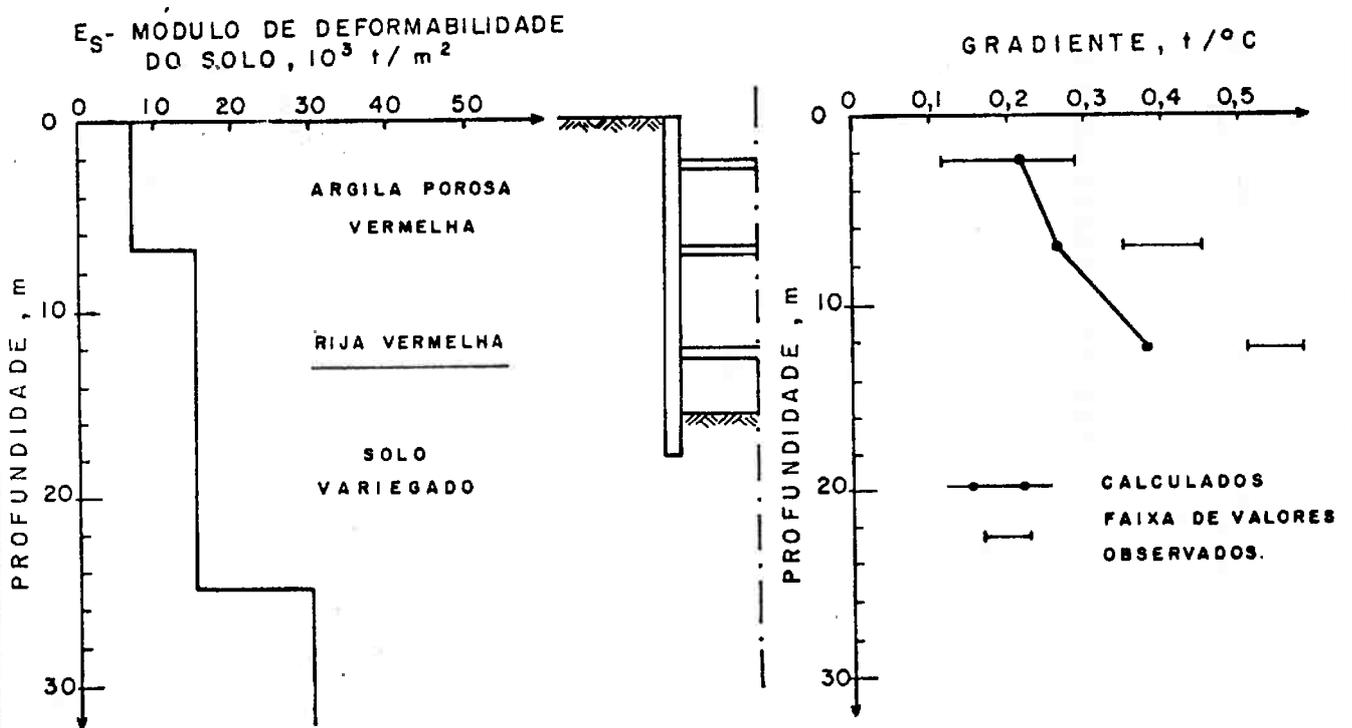
e_p - Espessura da parede contínua equivalente.

ΔT - Incrementos relativos de temperatura.



4º CASO

a) SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8



b) SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

FIGURA VI - 3 : FIXAÇÃO DA RIGIDEZ DOS SOLOS ATRAVÉS DE RETROANÁLISE

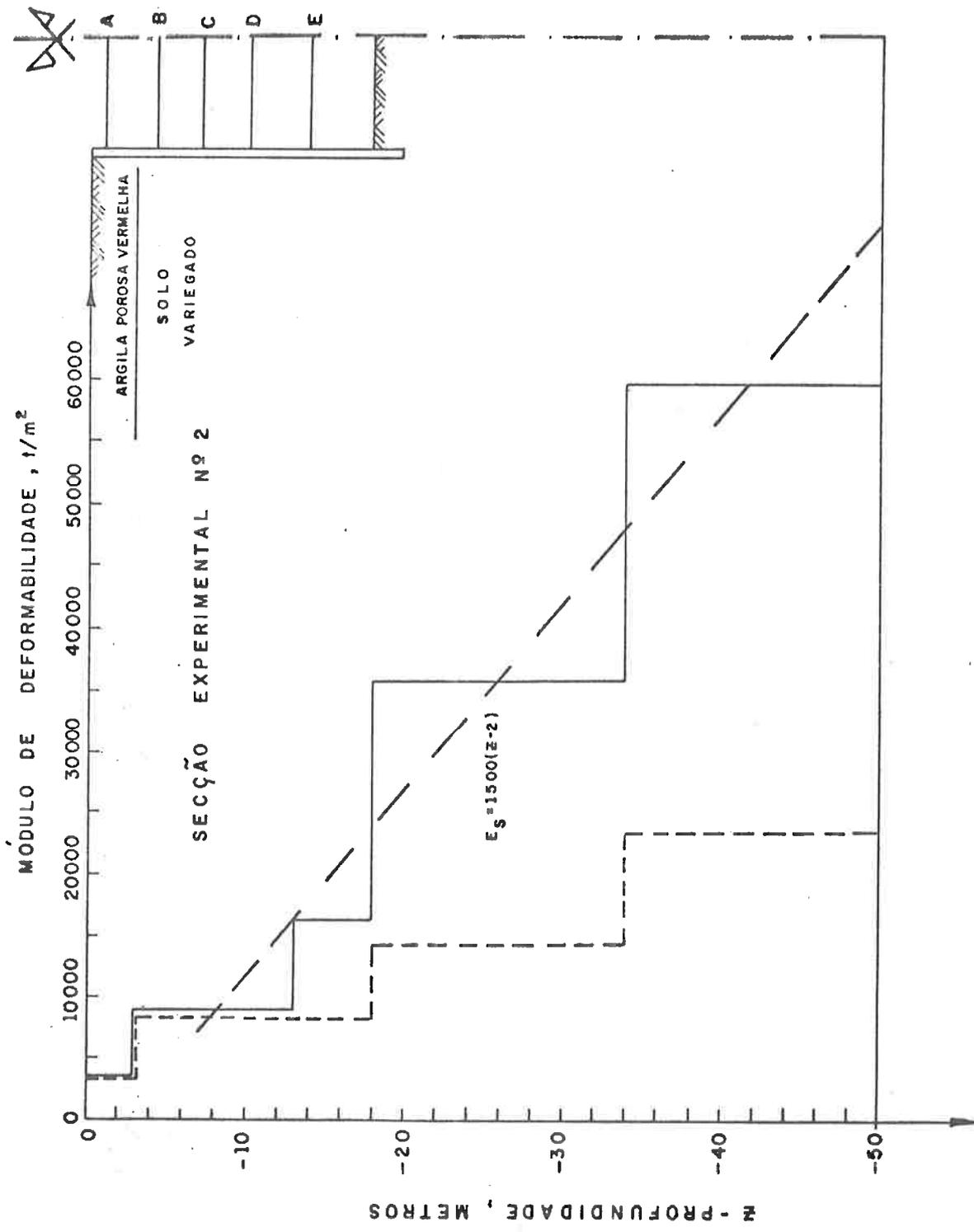


FIGURA VI - 4 : MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE ADOTADOS

uma novidade. Note-se que o valor assinalado como gradiente calculado é o menor dos autovalores (λ_m) da matriz dos gradientes básicos, uma vez que os incrementos de temperatura observados aproximam-se bem dos coeficientes do autovetor associado a λ_m (ver *figura IV-6*). Os Módulos E_s utilizados estão desenhados com linhas cheias na *figura VI-4*. Os valores correspondentes às linhas tracejadas conduziram a gradientes de $0,12 \text{ t/}^\circ\text{C}$ para todos os níveis de estroncas contra $0,19 \text{ t/}^\circ\text{C}$, observados experimentalmente. Ainda que a diferença entre gradientes seja de $0,07 \text{ t/}^\circ\text{C}$, ordem de grandeza da precisão do modelo matemático, a proximidade entre as curvas teórica e experimental, indicadas na *figura IV-6*, atesta a validade da *expressão VI-2* para o cálculo de E_s .

As Secções Experimentais 6 e 8 apresentaram resultados de cálculo diferentes dos medidos no campo, nas estroncas dos níveis mais elevados, fato este atribuído à heterogeneidade dos solos envolvidos que, por isso mesmo, dificilmente poderiam ser enquadrados em critérios gerais e simples para a determinação dos seus Módulos de Deformabilidade. Além disso, desconhece-se os valores reais dos Coeficientes de Poisson, que podem introduzir desvios de até $0,07 \text{ t/}^\circ\text{C}$ nos gradientes.

Foram feitas outras tentativas de ajustagem dos gradientes calculados aos observados, para estas duas Secções Experimentais, consistindo principalmente no aumento da rigidez dos solos das camadas mais superiores. Os resultados obtidos estão apresentados na *tabela VI-2* e nas *figuras VI-2b, VI-2c, VI-3a e VI-3b*. Verifica-se que houve uma melhor aproximação para as soluções indicadas nas *figuras VI-2b e VI-3a*, relativas à Secção Experimental 8.

No entanto, preferiu-se deixar de lado este refinamento, em virtude dos gradientes calculados no último nível de estroncas praticamente coincidirem com os observados. E, como se verá adiante,

eles são a base para a determinação dos gradientes através de *fórmulas práticas* que, outrossim, somente poderão ser estabelecidas valendo-se de critérios simples para a estimativa dos Módulos de Deformabilidade.

2. REDEFINIÇÃO DO PARÂMETRO η PARA SOLOS HETEROGÊNEOS

Para o estabelecimento destas *fórmulas práticas* utilizar-se-á o conceito de envoltórias dos gradientes máximos (*item 6 do Capítulo IV*), estendendo a validade das *expressões (IV-12) e (IV-13)* a valas escoradas em solos heterogêneos.

Tal extensão terá que ser obrigatoriamente evitada de empirismo, não só na redefinição do adimensional η para solos heterogêneos, como também, e principalmente, para se ter uma garantia quanto ao seu uso.

Nos casos em que o perfil de subsolo é constituído de várias camadas, no parâmetro dado por $E_a S_a / E_s t l$, que mede a relação entre a rigidez à compressão das estroncas e a rigidez do solo, é razoável tomar para E_s o valor médio dos Módulos de Deformabilidade em toda a profundidade D , altura das paredes de escoramento. Tal parâmetro será designado, daqui por diante, por $\bar{\eta}$ e o Módulo, \bar{E}_s .

Retomando-se a Secção Experimental 8, pode-se extrair das *figuras VI-2 e VI-3a* os seguintes valores de \bar{E}_s e, consequentemente, dos parâmetros $\bar{\eta}$ a eles associados:

- a) $\bar{E}_s = 10.600 \text{ t/m}^2$ e $\bar{\eta} = 1,24$ para o 1º caso; e
- b) $\bar{E}_s = 12.200 \text{ t/m}^2$ e $\bar{\eta} = 1,08$ para os 2º, 3º e 4º casos.

Admitindo-se que o Módulo de Deformabilidade varie segundo as *expressões (VI-1) e (VI-2)*, esta última simplificada a favor

da segurança para:

$$E_s = 1.500 z \quad (VI-2a)$$

o valor médio \bar{E}_s será dado por:

$$\bar{E}_s = 750 D \left[1 - 0,533 \left(\frac{D_1}{D} \right)^2 \right] \quad (VI-3)$$

onde D_1 , espessura da camada de Argila Porosa, e D valem, respectivamente, 9 m e 19,6 m, para a Secção Experimental 8. Feitos os cálculos, chega-se a $\bar{E}_s = 13.400$ e $\bar{\eta} = 1,0$.

Vê-se, pois, que é perfeitamente válido trabalhar com as expressões (VI-1) e (VI-2a) para estimar $\bar{\eta}$. É o que se fará, através de fórmulas simples.

3. FÓRMULAS SIMPLES PARA O CÁLCULO DE $\bar{\eta}$

Para as *Argilas Porosas Vermelhas*, partindo-se da expressão (VI-1), com $D' = D$, chega-se facilmente a:

$$\bar{\eta} = 6 \cdot \frac{S_a}{Dt\ell}$$

onde S_a deve ser tomado em cm^2 , D , t e ℓ em m. Relembra-se que S_a e ℓ são, respectivamente, a área da secção transversal e o comprimento das estroncas; t o espaçamento entre elas, em planta; e D a altura das paredes de escoramento.

De (VI-2a) pode-se deduzir:

$$\bar{\eta} = 3 \cdot \frac{S_a}{Dt\ell}$$

a ser aplicada aos *Solos Variiegados*.

Quanto às *Argilas Rijas Vermelhas*, sugere-se a adoção de:

$$\bar{\eta} = 4,5 \frac{S_a}{D t \ell}$$

ou, como a sua ocorrência é em camadas relativamente pouco espessas, pode-se incorporá-las às *Argilas Porosas* (posição otimista) ou aos *Solos Variiegados* (posição conservadora).

Em geral e resumindo:

$$\bar{\eta} = \beta \cdot \frac{S_a}{D t \ell} \quad (VI-4)$$

com S_a em cm^2 ; D , t e ℓ em m , e $\beta = 6$ para as *Argilas Porosas Vermelhas* e $\beta = 3$ para os *Solos Variiegados*.

No caso de subsolos compostos de camadas de *Argilas Porosas Vermelhas* e *Solos Variiegados*, pode-se calcular β através de:

$$\beta = \frac{2,80}{1 - 0,533 \left(\frac{D_1}{D}\right)^2} \quad (VI-5)$$

obtida da expressão (VI-3). Uma alternativa seria tomar para β a média dos valores indicados acima, ponderada em função de suas espessuras em toda a altura D das paredes de escoramento. Assim procedendo, em detrimento da expressão (VI-5), chega-se a desvios, para menos, nos valores dos gradientes de carga-temperatura, inferiores a 20 %; e isto quando D_1/D é da ordem de 50 %. Em virtude da sua simplicidade, optou-se pela média ponderada na sequência desta investigação.

TABELA VI-3

METRÔ DE SÃO PAULO

VALORES DOS GRADIENTES (G) ADIMENSIONALIZADOS, OBSERVADOS E CALCULADOS PELA FÓRMULA DE CHAPMAN (V.CAPÍTULO I)

Secção Experimental	Nível da estronca	$G/(E_a S_a^{\alpha}) , \%$	
		Máximos observados em final de escavação	Calculados pela fórmula de Chapman
1	A	7,6	6,3
	B	9,0	
6	A	8,2	8,0
	B	12,9	
	C	16,3	
8	A	3,4	5,6
	B	6,5	
	C	9,0	
	D	12,4	
2	A	5,3	6,3
	B	6,5	
	C	7,0	
	D	8,2	
	E	8,2	
5	A	5,9	8,7
	B	5,3	
	C	9,8	
	D	10,1	
	E	18,8	
	F	12,4	

LEGENDA: G - Gradiente de Carga-Temperatura.

$E_a S_a^{\alpha}$ - Carga que surgiria numa estronca bloqueada em suas extremidades, se ela sofresse um aquecimento de 1°C.

4. FÓRMULAS PRÁTICAS PARA O CÁLCULO DOS GRADIENTES EM FINAL DE ESCAVAÇÃO. COMPROVAÇÃO EMPÍRICA.

4.1. Paredes Flexíveis

O cálculo dos gradientes máximos através das expressões (IV-12a) e (IV-13), isto é:

$$G_{\text{máx}} = \frac{0,5 E_a S_a^\alpha}{1 + 2 \bar{\eta}} \quad (\text{VI-6a})$$

e

$$G_i^{\text{máx}} = G_{\text{máx}} - \frac{d_i}{140} E_a S_a^\alpha \quad (\text{VI-6b})$$

onde $\bar{\eta}$ é dado pela expressão (VI-4), conduziu aos valores indicados nas duas últimas colunas da tabela III-1, para as Secções Experimentais com paredes flexíveis.

Vê-se que existe uma boa concordância com os máximos observados em final de escavação, o que justifica o emprego destas fórmulas práticas para paredes flexíveis. Excetua-se a Secção Experimental 2, pelos motivos expostos nos Capítulos III (item 3.2) e IV (item 5.2).

Para fins de comparação, a tabela VI-3 apresenta os gradientes adimensionalizados observados em final de escavação e calculados pelas expressões (I-1) e (I-2) de Chapman (vide Capítulo I). Observa-se que, além de não diferenciar a posição da estronca, em corte, os valores calculados chegam a ser até a metade dos máximos observados, em cada Secção Experimental.

4.2. Paredes Rígidas

O mesmo não sucede com a expressão (IV-12b), para

paredes rígidas, como foi enfatizado no *item 1 deste Capítulo*. A explicação é relativamente simples; de fato, as paredes diafragmas são construídas para impedir ou restringir movimentos laterais do solo, isto é, o maciço terroso deve continuar em estado próximo ao de repouso, o que implica em Módulos de Deformabilidade maiores. Ademais, a construção de paredes rígidas em trechos com prédios de porte é outro fator a considerar neste raciocínio, situação que implica num aumento do *peso efetivo de terra* ou de $\bar{\sigma}_c$.

A duplicação do Módulo de Deformabilidade pode ser levada em conta alterando-se a *expressão (IV-12b)* para:

$$G_{\text{máx}} = \frac{0,5 E_a S_a}{1 + 0,5 \bar{\eta}} \quad (\text{VI-7})$$

aplicável ao último nível de estroncas. Este procedimento é preferível, à alternativa de propor separadamente expressões de $\bar{\eta}$, umas válidas para paredes flexíveis, outras para paredes rígidas.

Quanto aos outros níveis de estroncas recomenda-se o uso da mesma fórmula visando a consideração do efeito da dilatação térmica das paredes de concreto que, como foi indicado no *Capítulo IV* e demonstrado no *item 3 do Apêndice E*, pode induzir acréscimos nos valores dos gradientes de carga-temperatura das escoras.

A aplicação da *expressão (VI-7)* às Seções Experimentais com paredes rígidas, indicadas na *tabela III-1*, conduziu aos valores das suas duas últimas colunas, que estão próximos ou acima dos máximos observados em final de escavação.

5. INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA PAREDE DE ESCORAMENTO, DA GEOMETRIA DA VALA E DO TIPO DE SOLO NOS GRADIENTES MÁXIMOS DE CARGA-TEMPERATURA.

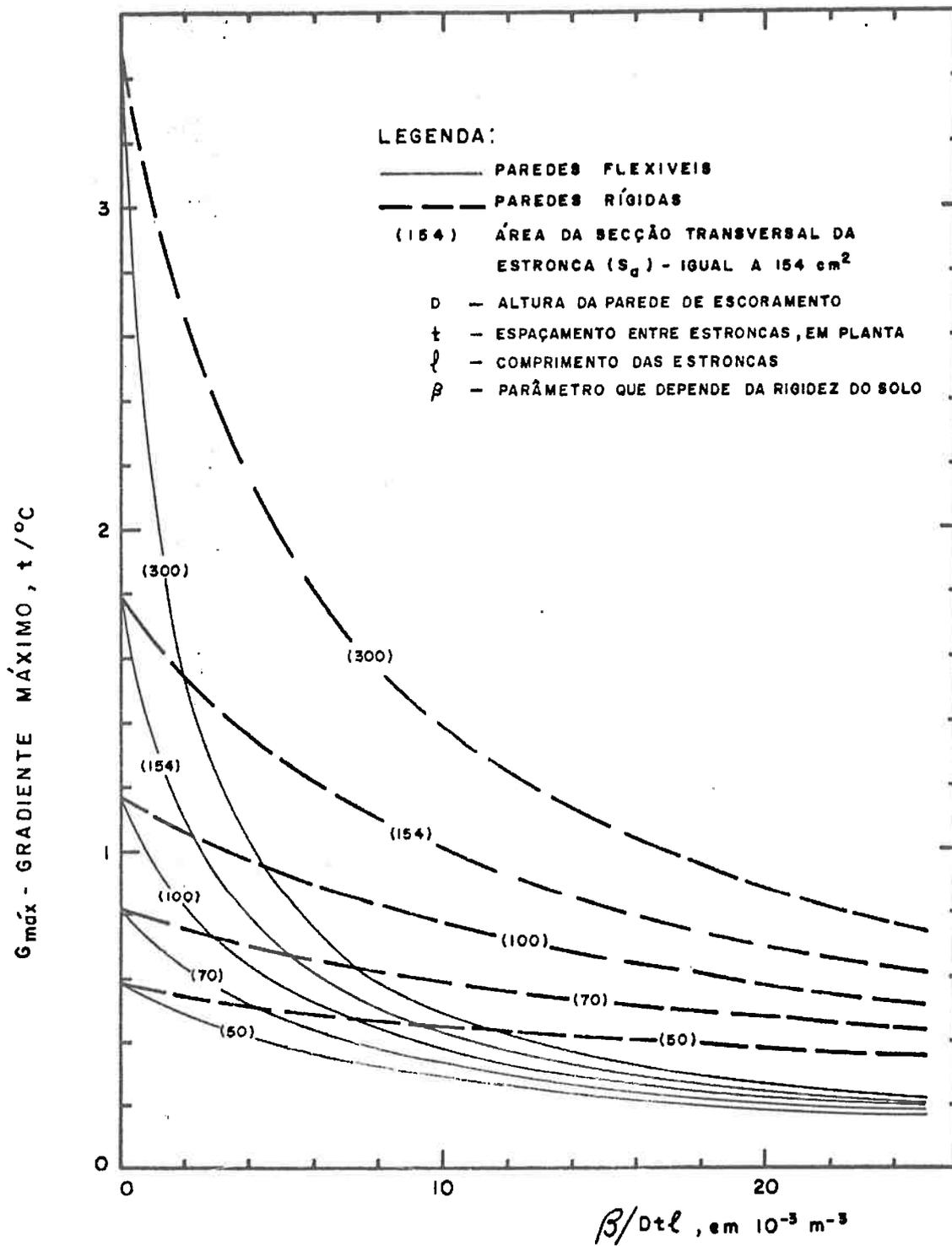


FIGURA VI - 5: ÁBACOS PARA O CÁLCULO DO GRADIENTE MÁXIMO

A figura VI-5 contém um âbaco que permite a obtenção dos gradientes máximos, tanto para paredes rígidas quanto flexíveis, para diversos valores da Área da Secção Transversal de estroncas.

A fim de trazer à baila como os gradientes máximos são influenciados pelos parâmetros geométricos D , t , ℓ e S_a , assim como pelo tipo de solo, através do parâmetro β introduzido pela expressão (VI-4), foram manipuladas as expressões (VI-6a) ou (VI-7) de forma tal a permitir escrever:

$$\frac{\Delta G_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}} = \frac{2 \cdot \bar{G}_{\text{máx}} \frac{\Delta S_a}{S_a}}{\left(1 + \frac{\Delta S_a}{S_a}\right)^2 - \left[\left(1 + \frac{\Delta S_a}{S_a}\right) + 2 \cdot \bar{G}_{\text{máx}}\right] \frac{\Delta S_a}{S_a}} \quad (\text{VI-8a})$$

Esta equação fornece a variação relativa do gradiente máximo em função de variações relativas da área S_a , mantidos todos os outros parâmetros constantes. Supondo pequenos valores de $\Delta S_a/S_a$, ela se degenera em:

$$\frac{\Delta G_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}} = 2 \cdot \bar{G}_{\text{máx}} \cdot \left(\frac{\Delta S_a}{S_a}\right) \quad (\text{VI-8b})$$

Para o comprimento das estroncas ℓ , conservando os outros parâmetros constantes, pode-se chegar a:

$$\frac{\Delta G_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}} = \frac{(1 - 2 \bar{G}_{\text{máx}}) \left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right)}{1 + 2 \bar{G}_{\text{máx}} \left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right)} \quad (\text{VI-9a})$$

ou, se as variações relativas de ℓ forem pequenas:

$$\frac{\Delta G_{\text{máx}}}{G_{\text{máx}}} = (1 - 2 \bar{G}_{\text{máx}}) \left(\frac{\Delta \ell}{\ell}\right) \quad (\text{VI-9b})$$

Note-se que :

$$\bar{G}_{\text{máx}} = \frac{G_{\text{máx}}}{E_a S_a \alpha}$$

é a forma adimensionalizada do gradiente máximo e representa a fração de carga na última estronca em relação à carga que ocorreria estivessem suas extremidades impedidas de se movimentar, por efeito da temperatura.

As expressões (VI-8) e (VI-9) valem tanto para paredes rígidas quanto flexíveis, sendo a última aplicável *ipsis litteris* aos parâmetros D e t. Outrossim, para levar em conta o tipo de solo, deve-se substituir, ainda em (VI-9a), $\Delta l/l$ por $-(\Delta\beta/\beta)/(1 + \Delta\beta/\beta)$, sendo que somente para β a relação é inversa, isto é, para seus acréscimos $G_{\text{máx}}$ decresce.

Será mostrado a seguir que os gradientes máximos, quando apresentam valores elevados, o que em geral ocorre em escoramentos com paredes rígidas, são bastante sensíveis a variações da área da secção transversal das estroncas (S_a). *Mutatis mutandi*, para gradientes baixos, via de regra associados a paredes flexíveis, a dependência é muito maior com relação ao tipo de solo (β), distância em planta entre estroncas (t), seus comprimentos (l) e altura das paredes de escoramento (D).

De fato, considere-se inicialmente pequenas variações destes parâmetros. Com gradientes baixos, nota-se pelas expressões (VI-8b) e (VI-9b) que as variações relativas do gradiente máximo praticamente independem das variações relativas de S_a e são quase iguais às variações relativas de D, t, l ou β . O inverso é verdadeiro para gradientes elevados. Sousa Pinto et al (1974) já tinham realçado este fato para paredes flexíveis com gradientes baixos, mostrando que a influência de

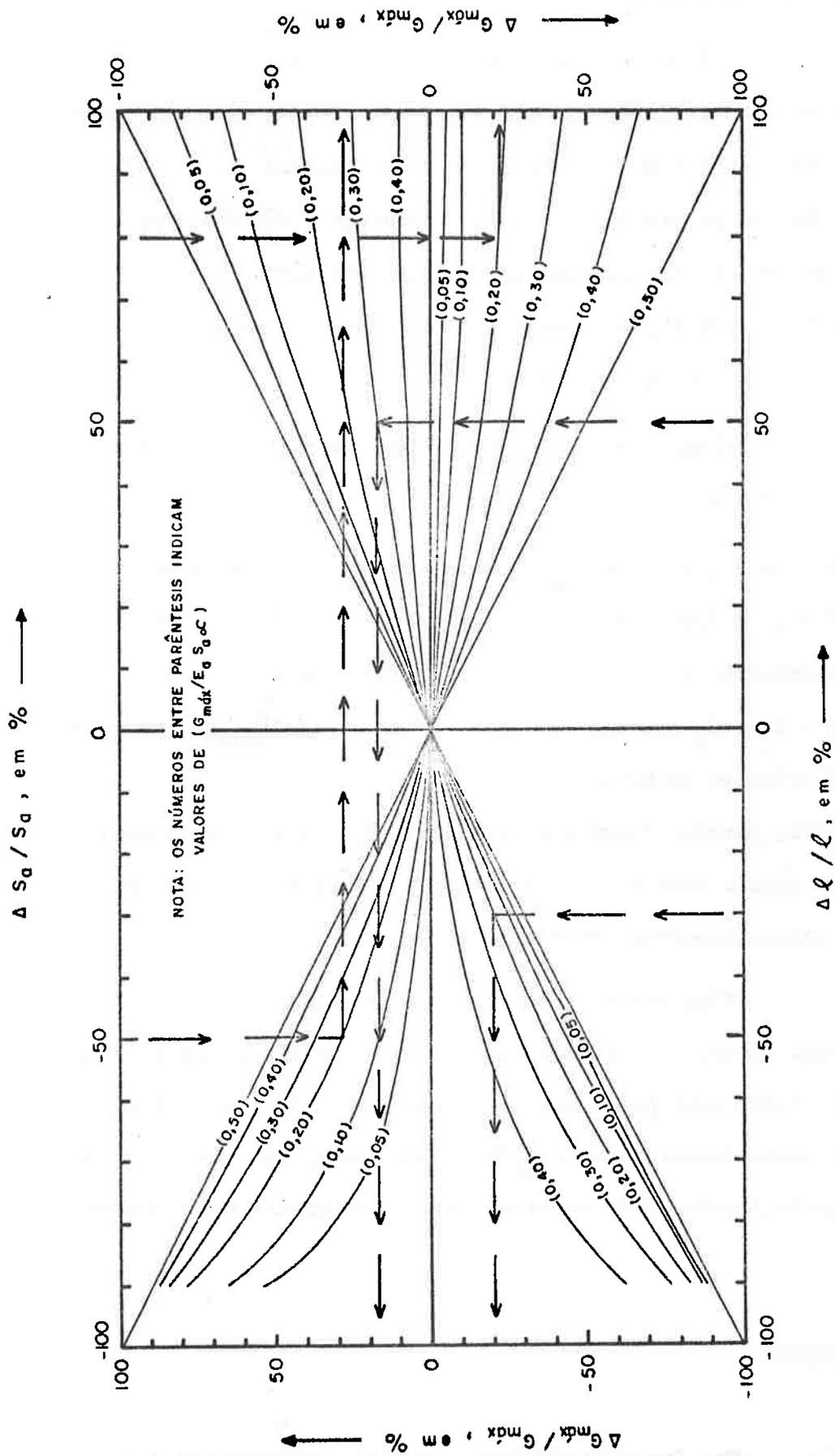


FIGURA VI - 6 : INFLUÊNCIA DA ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DAS ESTRONCAS (S_d) E DO SEU COMPRIMENTO (ℓ) NOS VALORES DOS GRADIENTES MÁXIMOS - PAREDES FLEXÍVEIS E RÍGIDAS

l é muito maior do que a de S_a .

De um modo mais geral, as expressões (VI-8a) e (VI-9a) também mostram estes mesmos tipos de dependência, como se pode depreender da análise da figura VI-6, que é a sua representação gráfica. Tudo se passa como se as paredes rígidas mascarassem a rigidez proveniente do solo ou de menores espaçamento (t) ou comprimento (l) das estroncas; no limite ($\bar{G}_{m\acute{a}x} = 0,5$), os gradientes são função sô de S_a , cujas variações são linearmente dependentes entre si.

Como ilustração, para fixar idéias, considere-se duas paredes, uma rígida e a outra flexível.

- a) Para paredes rígidas, supondo $\bar{G}_{m\acute{a}x} = 0,40$ e que o solo passe de Solo Variegado ($\beta = 3$) a Argila Porosa Vermelha ($\beta = 6$), tem-se $(\Delta\beta/\beta) = 100\%$ e um decréscimo relativo no $\bar{G}_{m\acute{a}x}$ de 17 %; se ao invés desta variação fosse a área S_a que duplicasse de valor, então $\bar{G}_{m\acute{a}x}$ sofreria um acréscimo relativo de 67 %.
- b) No segundo caso, paredes flexíveis, admitindo $\bar{G}_{m\acute{a}x} = 0,10$ e as mesmas alterações de solo e área S_a , os percentuais assinalados acima passariam a ser, respectivamente, 44 % e 11 %.

Finalmente, é de se notar na figura VI-5 que os gradientes máximos, associados a paredes flexíveis com baixos valores de S_a , são pouco influenciados pelos outros parâmetros β , D , t e l . A explicação é simples, pois nestes casos $G_{m\acute{a}x}/E_a S_a^\alpha$ é elevado, variando de 0,30 a 0,50, o que, pela figura VI-6, torna pequena a influência dos parâmetros citados.

6. FASES DE REATERRO

Nas fases de reaterro, isto é, nos estágios inter-

TABELA VI-4

TRANSFERENCIA DE CARGA PARA A ÚLTIMA ESTRONCA REMANESCENTE NAS FASES DE REATERRO

Seção Experimental	Estágio de Reaterro	Nível da Estronca	ΔT_m (°C)	Acréscimos de carga em % da carga máxima observada em final de escavação		
				Máximo Observado (%)	Valores Calculados (%)	
				Como Efeito da Temperatura (*)	Como transferência de carga (**)	
1	9	A	41	34	19	17
	9	B	22	21	16	11
8	2	C	23	49	21	11
	3	B	27	22	24	24
2	7	D	10	54	18	30
	8	C	19	30	18	8
	9	B	26	33	27	23
	10	A	38	55	41	0

* Valores calculados levando em conta a diferença nos gradientes de carga-temperatura das estroncas, entre as fases de reaterro e o final de escavação (vide Tabelas III-3 a III-6), e o valor da Máxima Variação de Temperatura Observada (ΔT_m).

** Valores calculados usando o Diagrama de Pressões Aparentes deduzido das observações de campo, em final de escavação (Conforme Capítulo VIII).

TABELA VI-5

ACRÉSCIMOS DE CARGA EM TODAS AS ESTRONCAS, EXCETO AS ÚLTIMAS, NAS FASES DE REATERRO

Secção Experimental	Estágio n°	Nível da Estronca	ΔT_m (°C)	Acréscimos de carga em % da carga máxima observada em final de escavação	
				Máximo Observado (%)	Valores Calculados Como Efeito da Temperatura(*)
5	9	A	28	13	4
		A	27	11	15
		B	27	13	23
8	3	A	27	14	15
		A	38	20	25
		B	26	11	11
2	7	C	19	7	10
		A	38	25	33
		B	26	0	8
2	9	A	38	17	20

* Valores calculados levando em conta a diferença nos gradientes de carga-temperatura da estronca, entre as fases de reaterro e o final de escavação (vide Tabelas III-3 a III-6), e o valor da Máxima Variação de Temperatura Observada (ΔT_m).

mediários desde o final de escavação até o término do reaterro ocorre um aumento dos gradientes de carga-temperatura nas estroncas remanescentes, mercê da maior rigidez do escoramento, conforme explicação apresentada no item 3.2. do Capítulo III.

As estroncas imediatamente acima do nível removido serão denominadas de *últimas estroncas remanescentes*, em oposição às *outras estroncas remanescentes* dos níveis mais superiores. Aliás, as estroncas do primeiro nível são designadas pela letra A; as do segundo, B; e assim por diante.

A título de ilustração, a *figura B-11 do Apêndice B* mostra o estágio 6, *final de escavação*, e os estágios 7, 8, 9 e 10 das *fases de reaterro*, relativos à Secção Experimental 2. Note-se que no estágio 7, em que se encunhou as estacas na base do túnel de concreto e removeu-se as estroncas do nível E, a *última estronca remanescente* é a do nível D. Para o estágio 9, é a do nível B.

Manipulando-se os dados contidos nas *tabelas III-3 a III-6*, relativos às Secções Experimentais 1, 6, 8 e 2, foi possível determinar os *acrêscimos de carga observados* associados a cada nível de estroncas, quando se passa do final de escavação para os estágios de reaterro. Estes *acrêscimos* devem ser entendidos como a maior diferença entre as cargas das estroncas de um mesmo nível, medidas na temperatura máxima. As *tabelas VI-4 e VI-5* mostram os valores encontrados, em porcentagem da máxima carga observada no correspondente nível de estroncas.

Na mesma tabela estão indicados os *acrêscimos de carga calculados*, em função dos aumentos nos gradientes e dos valores da máxima variação de temperatura observada em cada nível de estroncas. Em uma palavra, cada *acrêscimo de carga* foi determinado como se fosse *resultante só do efeito da temperatura*.

Da análise destes resultados pode-se concluir que o efeito da temperatura justifica os acréscimos de carga em todas as estroncas remanescentes, exceto as do último nível (tabela VI-5). Estes acréscimos podem ser fixados em 30 % da carga na temperatura máxima, atuante em cada estronca em final de escavação.

O mesmo não ocorre para as últimas estroncas remanescentes (tabela VI-4), em virtude da transferência de carga por aquecimento do solo, resultante da remoção de escoras.

Atente-se, finalmente, ao fato dos gradientes máximos calculados pelas expressões (VI-6a) ou (VI-7) serem, em geral, superiores aos gradientes máximo *maximorum*, medidos em qualquer nível de estroncas, nas fases de reaterro (comparar os dados apresentados na tabela III-1).

7. OUTRAS APLICAÇÕES DO MODELO MATEMÁTICO ELABORADO ANTERIORMENTE

As fórmulas práticas para o cálculo dos gradientes terão aplicação direta no Capítulo VIII; trata-se da tentativa de inclusão do efeito da temperatura nos processos de cálculo das cargas nas estroncas, em sistemas de escoramentos com paredes flexíveis.

Antes disso, valendo-se ainda dos resultados teóricos apresentados no item 1 deste Capítulo, as cargas observadas nas estroncas das Secções Experimentais serão fracionadas em cargas de encunhamento, empuxos de terra e cargas devidas à dilatação térmica das estroncas.

CAPÍTULO VII

REPARTIÇÃO DAS CARGAS MEDIDAS NAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS COM PAREDES FLEXÍVEIS EM TRÊS PARCELAS: A DE ENCUNHAMENTO; A DE EMPUXO DE TERRA E A DE DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS

1. PREÂMBULO

A fim de realçar quantitativamente a importância relativa do efeito da temperatura em escoramentos com paredes flexíveis, será desenvolvida uma conceituação quanto à *repartição das cargas* nas estroncas, seguindo-se o próprio processo construtivo, um tanto simplificado, de escavação e escoramento de valas a céu aberto.

O termo *carga de encunhamento* será usado para significar a carga instalada numa estronca por reação contra paredes flexíveis, durante a colocação das cunhas metálicas.

Para fixar idéias considere-se uma vala a ser escavada e escorada com 2 níveis de estroncamentos; as estacas metálicas já estão cravadas em duas linhas paralelas.

Ao se atingir uma determinada cota de escavação, a estronca superior é colocada e *encunhada* com carga C_E^S , que aumenta na medida em que a escavação progride, sofrendo simultaneamente oscilações em função de variações de temperatura. Na temperatura mínima (T_O^S) ocorre o máximo de deslocamento e de deformação no solo escorado, que induz um *empuxo de terra* E_S . Quando a temperatura atinge o valor máximo (T_m^S) a carga na estronca superior será dada por:

$$C_S = C_E^S + E_S + G'_S (T_m^S - T_O^S)$$

onde G'_s é o gradiente de carga-temperatura a ela associado. Concomitantemente, pranchões de madeira vão sendo colocados entre duas estacas consecutivas de uma mesma linha.

Chega o momento em que é instalada a estronca inferior com carga de encunhamento C_E^i , que provoca, de imediato, um alívio ΔC_E^s na carga da estronca superior, transformando-se a expressão acima em:

$$C'_s = (C_E^s - \Delta C_E^s) + E'_s + G'_s (T_m^s - T_o^s)$$

onde E'_s e G'_s são os novos valores do empuxo de terra e do gradiente de carga-temperatura, respectivamente, na estronca superior.

Analogamente, para a estronca inferior pode-se escrever:

$$C_i = C_E^i + E'_i + G_i (T_m^i - T_o^i)$$

De um modo geral tem-se, numa vala escorada com n níveis de estroncas:

$$C_j = C_E^j + E_j + G_j (T_m^j - T_o^j) \quad (\text{VII-1})$$

onde: C_j é a carga atuante na j -ésima estronca ($j = 1$ a n) na temperatura máxima;

C_E^j e E_j são as parcelas de carga devidas, respectivamente, ao encunhamento, já aliviado, e ao empuxo de terra propriamente dito;

G_j é o gradiente de carga-temperatura relativo à j -ésima estronca; e T_m^j e T_o^j são as temperaturas máxima e mínima, respectivamente, relativas à j -ésima estronca.

2. ESTIMATIVA DOS ALÍVIOS DE CARGA DEVIDOS AO ENCUNHAMENTO

2.1. Fundamentos Teóricos

Suponha-se que várias estroncas já tenham sido encunhadas e que a escavação progrediu até uma certa profundidade, sendo, pois, necessário instalar a j -ésima estronca, com a carga de encunhamento C_E^j .

Tudo se passa como se somente a j -ésima estronca tivesse sofrido um incremento de temperatura ΔT_e fictício, que induz uma carga igual a C_E^j e provoca alívios de carga ΔC_E^i ($i = 1$ a $j-1$) nas estroncas situadas acima dela. Assim sendo, tem-se, pela expressão (III-1):

$$\begin{pmatrix} \Delta C_E^1 \\ \vdots \\ \Delta C_E^{j-1} \\ C_E^j \end{pmatrix} = U \begin{pmatrix} 0 \\ \vdots \\ 0 \\ \Delta T_e \end{pmatrix}$$

onde U é a matriz dos gradientes básicos para a vala no estágio em que se encontra escavada e escorada.

Efetuando-se a multiplicação matricial resultam j equações, a última das quais permite escrever:

$$\Delta T_e = \frac{C_E^j}{u_{jj}}$$

que, substituída nas outras, gera as seguintes relações:

$$\frac{\Delta C_E^i}{C_E^j} = \frac{u_{ij}}{u_{jj}}, \quad \text{com } i = 1, 2 \dots (j-1) \quad (\text{VII-2})$$

onde u_{ij} e u_{jj} são termos da última coluna da matriz U. Elas possibilitam o cálculo dos percentuais de alívio de carga nas estroncas situadas acima da que foi encunhada e referenciadas à carga de encunhamento.

A aplicação da expressão (VII-2) aos resultados teóricos apresentados nas tabelas VI-1 e VI-2, relativos às Secções Experimentais com paredes flexíveis, conduz a alívios de carga de 19 a 33 %, na penúltima estronca, e de 3 a 8 % para a antepenúltima, quando a última estronca é encunhada com carga unitária. Os valores médios destes alívios são, respectivamente, 27 % e 4 %. Para as estroncas mais superiores os percentuais são desprezíveis, indicando que os alívios de carga se propagam a pequenas distâncias em escoramentos com paredes flexíveis.

2.2. Comprovação experimental

Infelizmente estas cifras carecem de comprovação experimental plena, pois, com algumas exceções, não se dispunha dos dados necessários para tanto.

As exceções foram as Secções Experimentais 1, paredes flexíveis, e as Secções Experimentais 3 e 7, paredes rígidas, em que estes dados estavam à mão e permitem alguma comparação. A introdução das paredes rígidas neste ponto da análise é acidental sob o ponto de vista das metas deste Capítulo, porém útil no sentido de uma melhor compreensão do assunto em pauta.

Na Secção Experimental 1 o encunhamento das estroncas do segundo nível foi feito em 09/03/1971, por volta das 16 h, com a carga média de 5,1 t. As estroncas do nível superior sofreram decréscimo médio de carga de 1,3 t, valor este obtido por diferença com medidas feitas no dia anterior, estando as escoras aproximadamente na mesma temperatura. Isto dá, em média, um alívio de $1,3/5,1 = 25$ %.

TABELA VII-1

SECÇÃO EXPERIMENTAL 3

ALÍVIOS DE CARGA NAS ESTRONCAS DOS NÍVEIS A, B, C, D e E QUANDO DA PRÉ-COMPRESSÃO

DAS ESTRONCAS DO NÍVEL F (EM 27/10/72)

Nível das estroncas	Secção transversal	Antes da pré-compressão 20:30h		Depois da pré-compressão 22:40h		Alívio	
		Valor (t)	Média (t)	Valor (t)	Média (t)	em t	%
A	I	14,5	16,0	13,4	14,6	1,4	6
	II	17,6		15,8			
B	I	35,4	36,2	34,1	34,8	1,4	6
	II	37,0		35,5			
C	I	34,4	34,4	32,9	32,9	1,5	7
D	I	57,6	64,0	55,4	61,8	2,2	10
	II	70,3		68,2			
E	I	22,8	31,0	18,4	26,0	5,0	22
	II	39,3		33,6			
F	I	1,37		44,6		-	-
	II	-	1,2	36,7	23,5		
	III	0,70		27,7			

Temperaturas Ambientales em 27/10/72: As 20:30h 26,7°C

As 22:40h 25,0°C

TABELA VII-2

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 7

ALÍVIO DE CARGA NAS ESTRONCAS DO NÍVEL B

QUANDO AS DO NÍVEL C FORAM PRÉ-COMPRIADAS

Nível	Secção Transversal	Antes da Pré-compressão em 13/11/72 às 16 h		Depois da Pré-compressão em 20/11/72 às 16:30 h		Alívio	
		Valor (t)	Média (t)	Valor (t)	Média (t)	(t)	(%)
A *	I	2,7	2,3	2,5	2,1	0,2	0,5
	II	1,9		1,7			
B	I	26,1	28,9	16,5	19,5	9,4	21
	II	31,7		22,5			
C	I	-	-	43,9	44,5	-	
	II			45,1			

* As estroncas do nível A foram simplesmente encunhadas.

Quanto às Secções Experimentais 3 e 7, estavam em disponibilidade os dados de observação apresentados nas *tabelas VII-1 e VII-2*, obtidos na mesma hora e praticamente sob a mesma temperatura. As leituras concernentes à Secção 3 são mais fidedignas pois foram feitas num mesmo dia e à noite, o que é mais vantajoso sob o ponto de vista do equilíbrio térmico. Já as observações relativas à Secção 7 foram realizadas à tarde e executou-se a pré-compressão das estroncas IC e IIC após terem sido comprimidas as estroncas vizinhas, do mesmo nível.

Verifica-se, quanto à Secção Experimental 3, que os alívios de carga são de 22 % e 10 % para as estroncas situadas, respectivamente, a um e dois níveis acima da que foi pré-comprimida. Para a Secção Experimental 7 o alívio na estronca imediatamente acima foi de 21 %; as estroncas situadas dois níveis acima tinham sido simplesmente encunhadas, razão pela qual foram ignoradas.

Os alívios de carga na estronca imediatamente acima da que foi pré-comprimida devem ser, na realidade, maiores do que os percentuais encontrados. E isto porque deve existir um pronunciado efeito tridimensional resultante da pré-compressão de estroncas vizinhas, situadas no mesmo nível. Este efeito é maior no caso de paredes rígidas face à propagação dos alívios de carga a maiores distâncias.

Na falta de mais dados experimentais, tomou-se, em primeira aproximação, os seguintes valores para o *alívio de carga em paredes flexíveis*: 27 % e 4 % para as estroncas situadas, respectivamente, um e dois níveis acima daquela que foi encunhada.

2.3. Limites superiores das parcelas de encunhamento

Com base nestes percentuais construiu-se a *tabela VII-3*. As Cargas Observadas referem-se ao momento do encunhamento que, em

TABELA VII-3

SECÇÕES EXPERIMENTAIS COM PAREDES FLEXÍVEIS - CARGAS DE ENCUNHAMENTO

Secção Experimental	Estroncas		Cargas de Encunhamento (t)			
	Nível	Secção Transversal	Observada	Média	Alívio	Real (*)
1	A	I	3,7	3,3	-1,4	1,9
		II	3,5			
III		2,6				
B	I	4,2	5,1	-	5,1	
	II	7,9				
	III	3,2				
6	A	I	1,6	2,9	-1,6	1,3
		II	4,1			
	B	I	4,8	5,4	-0,7	4,7
II		6,0				
C	I	1,4	2,6	-	2,6	
	II	3,8				
8	A	I	2,4	2,6	-1,3	1,3
		II	2,7			
	B	I	3,7	4,1	-1,6	2,5
		II	4,5			
C	I	5,7	5,2	-1,2	4,0	
	II	4,6				
D	I	5,4	4,6	-	4,6	
	II	4,2				
2	A	I	3,7	3,7	-1,1	2,6
		II	3,7			
	B	I	3,9	3,2	-1,5	1,7
		II	3,9			
		III	1,8			
C	I	4,0	4,7	-1,9	2,8	
	II	4,1				
	III	6,0				
D	I	7,6	6,2	-1,2	5,0	
	II	6,3				
	III	4,7				
E	I	3,8	4,6	-	4,6	
	II	4,1				
	III	5,9				

(*) Sem correção do efeito da temperatura.

geral, era feito de dia, portanto com a estronca numa temperatura acima do seu valor mínimo. E aqui reside uma das dificuldades para se atingir o objetivo fixado no Preâmbulo deste Capítulo.

Para aclarar um pouco mais o problema, considere-se novamente o caso da Secção Experimental 1.

- a) No dia 14/01/1971, às 17 horas, procedeu-se ao encunhamento das estroncas do nível A, que apresentavam uma temperatura média de 25°C; a geometria da vala aproximava-se, então, daquela indicada na *figura III-1*, portanto com gradiente de carga-temperatura de 0,20 t/°C. Como a carga média das estroncas no momento do encunhamento era de 3,3 t (*ver tabela VII-3*), à noite, com a temperatura mínima de $T_0^1 = 11^\circ\text{C}$ (*tabela III-1*), esta mesma carga era de:

$$C_E^1 = 3,3 + 0,20 \times (11 - 25) = 0,5 \text{ t}$$

que é compatível com a conceituação implícita na *expressão (VII-1)*.

- b) As estroncas do nível B foram instaladas no dia 09/03/1971, às 16:45, com a temperatura média de 22°C. Nesta situação estava-se próximo do final de escavação, em que o gradiente era de 0,29 t/°C (*Ver tabela III-1*); e a temperatura mínima de 11°C, já que à noite ela é igual à da estronca superior. Assim, à noite, a carga de encunhamento nas estroncas inferiores era de:

$$C_E^2 = 5,1 + 0,29 \times (11 - 22) = 2,0 \text{ t}$$

que provocou um alívio de carga nas estroncas do nível A de:

$$\Delta C_E^1 = 2,0 \times 0,27 = 0,5 \text{ t}$$

c) Em resumo as cargas de encunhamento nas estroncas A e B valiam, respectivamente, 0 t e 2,0 t em final de escavação e não os números indicados na última coluna da *tabela VII-3*.

Este procedimento não pôde ser aplicado às outras Seções Experimentais porque não se dispunham nem dos valores dos gradientes nos estágios de escavação da vala, nem de medidas das temperaturas nas estroncas, por ocasião do encunhamento.

Foi este fato que levou a trabalhar-se com cargas no momento do encunhamento que, pela *expressão (VII-1)* e como se verá adiante, inclui uma parcela do empuxo de terra propriamente dito. Assim, na repartição das cargas ter-se-á limites superior e inferior das parcelas de encunhamento e do empuxo de terra propriamente dito, respectivamente. Ou, por outra, será possível apenas uma bipartição: dilatação térmica, de um lado, e encunhamento mais empuxo de terra, de outro lado.

3. REPARTIÇÃO DAS CARGAS TOTAIS OBSERVADAS

Isto posto, procurou-se repartir as cargas observadas nas estroncas apoiadas contra paredes flexíveis em três quinhões:

- a) a parcela devida ao encunhamento;
- b) aquela resultante da dilatação térmica das estroncas; e
- c) finalmente, a parcela advinda do empuxo de terra propriamente dito.

O somatório das cargas máximas observadas nas estroncas, tomadas em cada nível como a média dos valores das diferentes seções transversais, de agora em diante designado por *Carga Total na Temperatura Máxima*, vale, recorrendo-se à *expressão (VII-1)*:

$$\Sigma C_j = \Sigma C_E^j + \Sigma E_j + \Sigma (G_j \cdot \Delta T_j) \cdot (T_m^s - T_o^s) \quad (VII-3)$$

TABELA VII-4

REPARTIÇÃO DAS CARGAS TOTAIS OBSERVADAS NAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS (SE), EM FINAL DE ESCAVAÇÃO (CARGAS TOTAIS = SOMATÓRIO DAS CARGAS NAS ESTRONCAS)

SE	Gradientes médios para toda a vala ($\Sigma G_j \cdot \Delta T_j$)	$(T_m^s - T_o^s)$ (°C)	Cargas Totais (t)		Repartição percentual das cargas nas estroncas		
			de Encunhamento	Na Temperatura Máxima *	Encunhamento (%)	Dilatação Térmica (%)	Empuxo de Terra (%)
1	0,45	30,0	7,0	27,9	≤ 25	48	≥ 27
6	0,75	24,0	8,6	37,8	≤ 23	48	≥ 30
8	0,95	27,0	12,4	52,9	≤ 23	48	≥ 28
2	0,51	38,0	16,7	58,0	≤ 29	33	≥ 38
2**	1,25	27,0	16,7	72,4**	≤ 23**	47**	≥ 30**

LEGENDA: SE - Secção Experimental

* - Média para as diversas secções transversais instrumentadas.

** - Todas as cargas apresentadas referem-se a valores realmente observados, exceto as indicadas por dois asteriscos, que foram extrapoladas supondo que a SE2 estivesse no lugar da SE8, só em termos de efeito de temperatura (mesma incidência dos raios solares, ventilação, etc.).

$(T_m^s - T_o^s)$ - Diferença entre as temperaturas máxima e mínima observadas nas estroncas superiores.

onde: ΔT_j é o incremento relativo de temperatura na j-ésima estronca;

T_m^s e T_o^s são, respectivamente, as temperaturas máxima e mínima observadas na estronca superior;

ΣC_E^j é a Carga Total de Encunhamento; e

ΣE_j é o Empuxo de Terra.

Por analogia, o somatório $\Sigma(G_j \cdot \Delta T_j)$ da expressão (VII-3) será definido como o *gradiente médio de carga-temperatura para toda a vala*.

A tabela VII-4 mostra:

- a) os gradientes médios e as diferenças entre as temperaturas máxima e mínima nas estroncas superiores ($T_m^s - T_o^s$), calculados em função dos dados da tabela III-1;
- b) as Cargas Totais de Encunhamento (ΣC_E^j), conforme a tabela VII-3; e
- c) as Cargas Totais na Temperatura Máxima (ΣC_j), obtidas a partir das tabelas III-3 a III-6.

A repartição da Carga Total na Temperatura máxima (ΣC_j), indicada nas últimas colunas da tabela VII-4, foi feita determinando-se a terceira parcela do segundo membro da expressão (VII-3), que é o quinhão devido à dilatação térmica. Este, somado à Carga Total de Encunhamento e subtraído da Carga Total na Temperatura Máxima, forneceu o *Empuxo de Terra* (ΣE_j). Na realidade foram estimados os limites superiores da Carga Total de Encunhamento pelos motivos já expostos, e consequentemente, os limites inferiores do Empuxo de Terra.

Com exceção da Secção Experimental 2, a tabela VII-4 mostra que, grosso modo, menos de 20 % das cargas são devidas ao encunhamento; 50 % ao efeito da dilatação térmica das estroncas e mais de 30 % são oriundas do empuxo de terra. Ou então, que o *efeito da temperatura*

TABELA VII-5
REPARTIÇÃO DAS CARGAS OBSERVADAS NAS ESTRONCAS DAS SECÇÕES
EXPERIMENTAIS

SE	Nível	T _m (°C)	T _m -T _o (°C)	C _{máx} (t)	G _m (t/°C)	C _o (t)	Repartição das cargas (%)	
							Empuxo de terra + encunhamento	Dilatação Térmica
1	A	41	30	12,4	0,21	6,1	49	51
	B	41	25	15,5	0,29	8,3	53	47
6	A	41	24	12,1	0,21	7,1	58	42
	B	32	19	17,2	0,41	9,4	55	45
	C	29	14	8,5	0,55	0,8	9	91
8	A	45	27	14,2	0,12	11,0	77	23
	B	44	27	13,0	0,20	7,6	58	42
	C	39	23	10,8	0,27	4,6	43	57
	D	37	25	14,9	0,43	4,2	28	72
2	A	49	38	8,5	0,15	2,8	33	67
	B	35	26	9,9	0,18	5,2	53	47
	C	29	19	13,9	0,16	10,8	78	22
	D	23	10	10,3	0,19	8,4	82	18
	E	21	10	15,4	0,23	13,1	85	15
8*	A	-	38	18,2*	0,19	11,0	60*	40*
	B	-	28	12,9*	0,19	7,6	59*	41*
	C	-	18	8,0*	0,19	4,6	58*	42*
	D	-	11	6,3*	0,19	4,2	67*	33*
2*	A	-	27	4,4*	0,06	2,8	64*	36*
	B	-	27	8,2*	0,11	5,2	63*	37*
	C	-	27	14,6*	0,14	10,8	74*	26*
	D	-	27	15,2*	0,25	8,4	55*	45*
	E	-	27	31,7*	0,69	13,1	41*	59*

LEGENDA: SE - Secção Experimental

T_m e T_o - Temperaturas máximas e mínimas observadas, respectivamente.

C_{máx} - Carga observada na temperatura máxima (média relativa às secções transversais instrumentadas).

G_m - Gradiente de Carga-Temperatura médio.

C_o - Carga de encunhamento mais carga devida ao empuxo de terra.

* - Todas as cargas referem-se a valores realmente observados, exceto as indicadas por um asterisco, em que se supôs uma permuta das características acidentais de incidência dos raios solares, ventilação, etc., entre as Secções Experimentais 8 e 2 e vice-versa, mantidas inalteradas as respectivas identidades (geometria, cargas de encunhamento, empuxo de terra).

tende a dobrar a carga total devida ao empuxo de terra mais encunhamento.

O comportamento anormal da Secção Experimental 2 permitiu, em outros capítulos, exploração profunda dentro do contexto da presente Investigação: tal vala foi como que um corte no tecido do modelo matemático do *Capítulo IV*, ao comprovar sua validade e revelar a sua potencialidade.

Voltando ao mesmo argumento, visto sob novo prisma, isto é, se fosse admitido que a Secção Experimental 2 tivesse as *características acidentais* de incidência dos raios solares, ventilação, etc., alterados para os da Secção Experimental 8, mantendo no entanto a sua *identidade* quanto à geometria, ao solo escorado e mesmo às cargas de encunhamento, então os resultados seriam os indicados na última linha da *tabela VII-4*. Vê-se agora que a repartição das cargas segue a mesma tendência manifestada nas outras Secções Experimentais.

Note-se que o valor de 1,25 do gradiente médio para toda a vala, colocado na última linha da *tabela VII-4*, foi obtido supondo que os incrementos relativos de temperatura são unitários, isto é, $\Delta T_j = 1$ para qualquer j (Ver *figura IV-5*) e que:

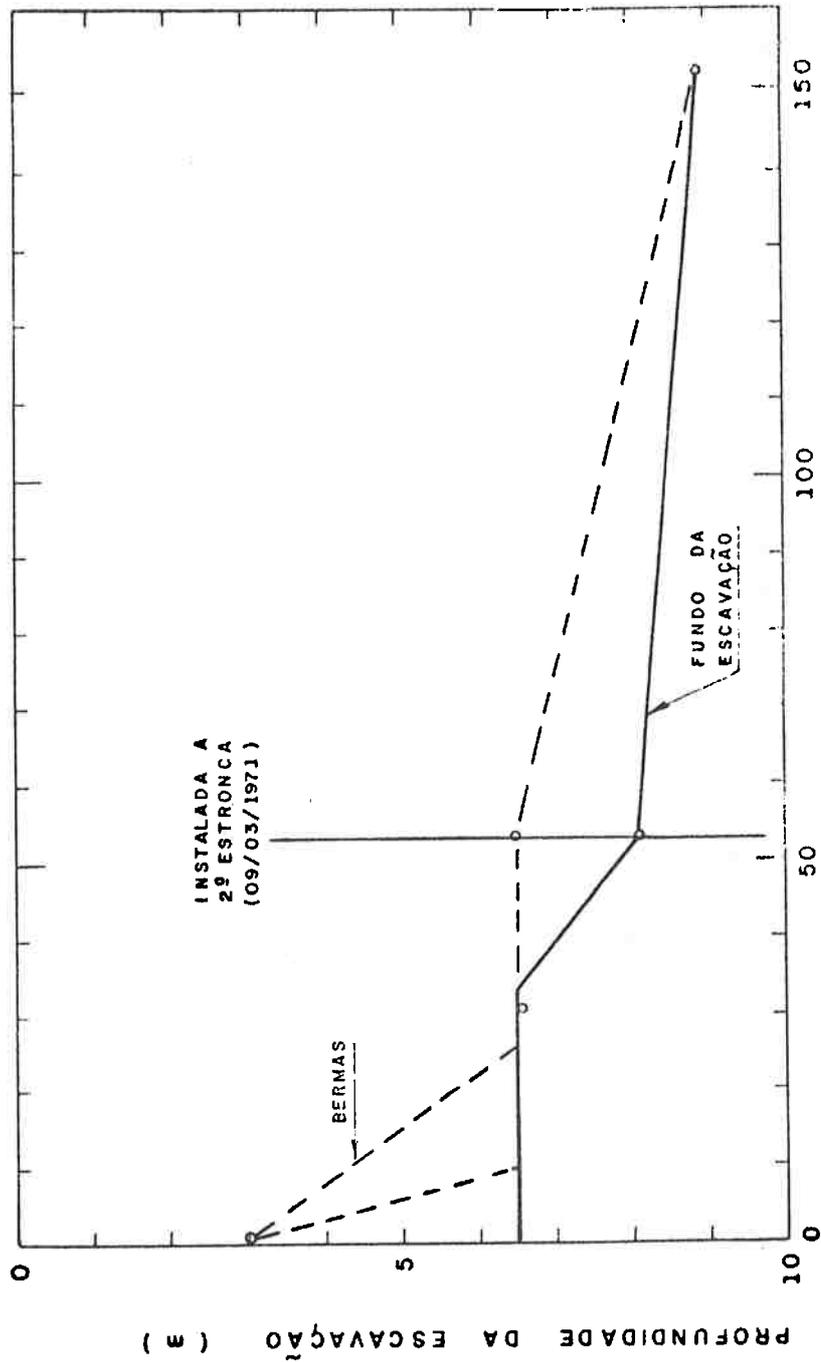
$$\left\{ G_j \right\}^T = (0,06; 0,11; 0,14; 0,25; 0,69)$$

valores estes calculados através da *expressão (III-9)* e dos dados da *tabela VI-2*, referentes à Secção Experimental 2.

4. REPARTIÇÃO DAS CARGAS DISTRIBUÍDAS NAS ESTRONCAS DE UMA MESMA VALA

Manipulando-se de forma análoga os dados experimentais foi possível preparar a *tabela VII-5*.

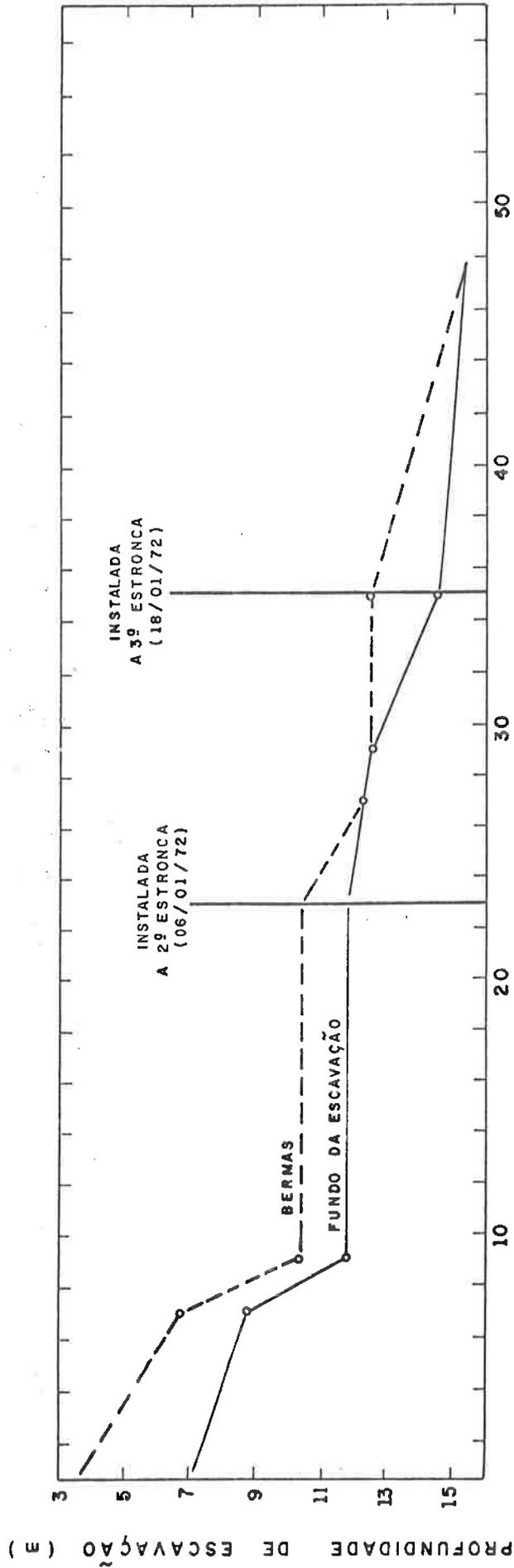
SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1



TEMPO DECORRIDO APÓS A INSTALAÇÃO DA 1ª ESTRONCA
(EM 14/01/71), DIAS

FIGURA VII - 1

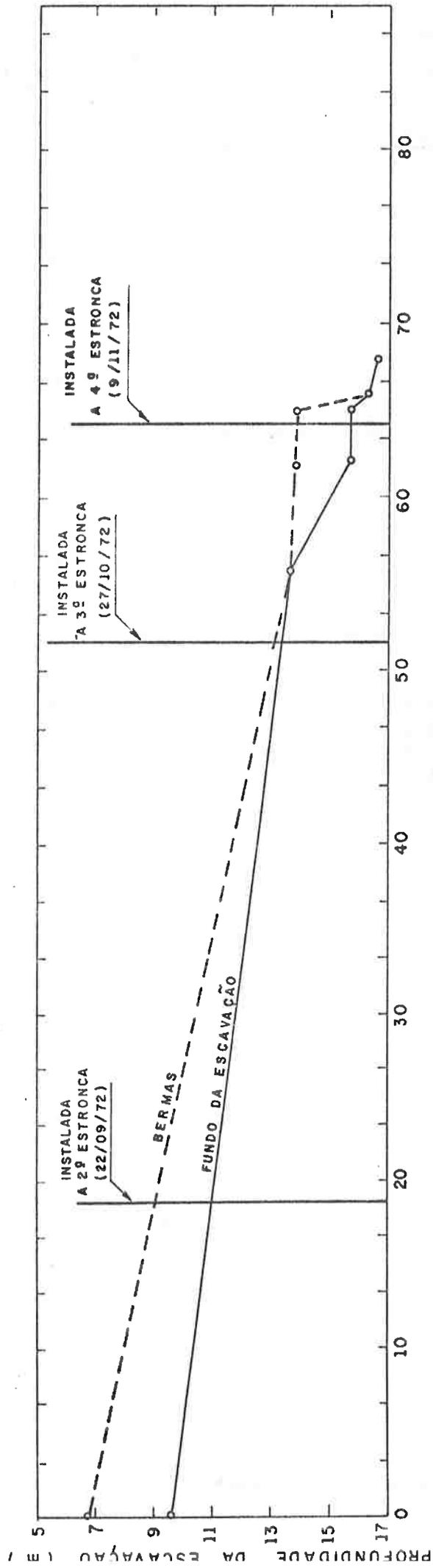
SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6



TEMPO DECORRIDO APÓS A INSTALAÇÃO DA 1ª ESTRONCA (14/12/71), DIAS

FIGURA VII- 2

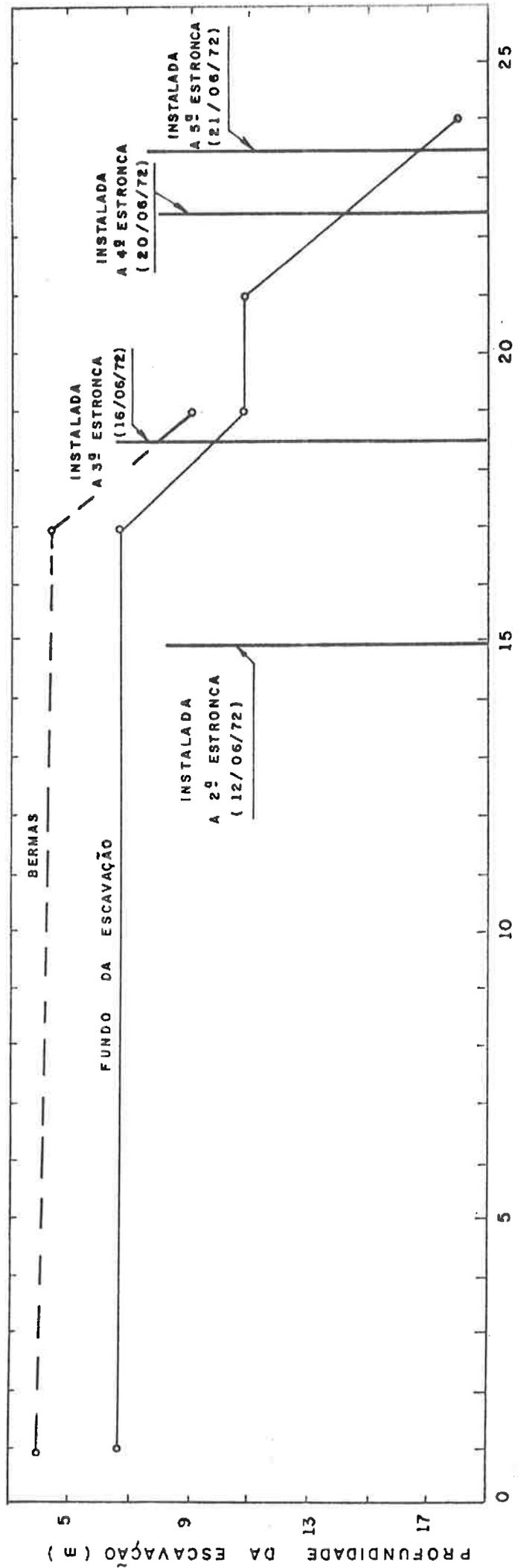
SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8



TEMPO DECORRIDO APÓS A INSTALAÇÃO DA 1ª ESTRONCA (05/09/72), DIAS

FIGURA VII - 3

SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2



TEMPO DECORRIDO APÓS A INSTALAÇÃO 1ª ESTRONCA (29/05/72), DIAS

FIGURA VII - 4

TABELA VII-6

PROGRESSO DA ESCAVAÇÃO POR OCASIÃO DA INSTALAÇÃO DAS ESTRONCAS, NAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS

Secção Experimental	Nível da Estronca	Data de Instalação	Porcentagem de Escavação	
			Fundo da Vala	Topo da Berma
1	A	04/01/71	73	34
	B	09/03/71	91	73
6	A	14/12/71	45	23
	B	06/01/72	78	68
	C	18/01/72	94	81
8	A	05/09/72	58	41
	B	22/09/72	65	55
	C	27/10/72	79	78
	D	09/11/72	96	84
2	A	29/05/72	36	22
	B	12/06/72	36	25
	C	16/06/72	54	43
	D	20/06/72	79	-
	E	21/06/72	93	-

A separação foi feita em termos de *quinhão de empuxo de terra mais encunhamento*, de um lado, e *quinhão resultante da dilatação térmica*, de outro.

Com exceção da Secção Experimental 2 pode-se ver que nas estroncas superiores predomina a parcela de empuxo de terra mais encunhamento, o reverso sendo verdadeiro para as estroncas inferiores. Nelas o efeito da temperatura tende a aumentar de 30 a 50 % o empuxo de terra; e nestas este percentual é de 100, 257 e 1000 %, para as Secções Experimentais 1, 8 e 6, respectivamente.

As causas deste comportamento podem ser sintetizadas da seguinte forma:

- a) para as Secções Experimentais 1, 6 e 8, os gradientes de carga-temperatura observados crescem com a profundidade, aumentando nas estroncas - mais inferiores o efeito da dilatação térmica das estroncas; e
- b) em geral, as estroncas dos últimos níveis eram instaladas quando a vala já tinha sido quase que completamente escavada, tornando pequenas as contribuições do empuxo de terra.

A última justificativa é verificável nas *figuras VII-1 a VII-4*, e na *tabela VII-6*, que mostram o progresso da escavação, tanto do fundo da vala, quanto do topo das bermas, para as Secções Experimentais 1, 6, 8 e 2. Vê-se que quando o último nível de estroncas era instalado faltavam menos de 10 % de escavação, às vezes até 5 %:

Novamente sobressai o caráter excepcional de que se tem revestido a Secção Experimental 2, em que a dilatação térmica das estroncas aumenta em apenas $15/85 = 18\%$ o empuxo de terra mais a carga de encunhamento no nível inferior.

E isto em virtude da anômala distribuição, em profun-

didade, dos incrementos relativos de temperatura, diversas vezes enfatiza da nesta Investigação, que, tivesse ocorrido com a Secção Experimental 8, levaria ao mesmo resultado.

De fato, a Matriz U, indicada na *tabela VI-2*, correspondente ao 2º caso da Secção Experimental 8, (*figura VI-2a*), possui um autovetor com os termos 1; 0,73; 0,48 e 0,28, para os níveis A, B, C e D, respectivamente. A ele está associado um autovalor de $0,19 \text{ t/}^\circ\text{C}$, que é o gradiente de carga-temperatura que surge em cada uma das estroncas. Admitindo ainda que a diferença entre as temperaturas máxima e mínima ($T_m - T_o$) na estronca superior seja de 38°C , valor idêntico ao que se observou na Secção Experimental 2, tem-se, para a estronca do nível B, $T_m - T_o = 0,73 \times 38 = 28^\circ\text{C}$. Tanto este valor quanto os correspondentes aos outros níveis, calculados da mesma forma, estão apresentados na *tabela VII-5*, que contém ainda as Cargas Máximas, determinadas em conformidade com a *expressão VII-1*; note-se que C_o , isto é, o empuxo de terra mais a carga de encunhamento, foi mantido inalterado. Conclui-se, pois, que, para a estronca do nível inferior, o efeito da temperatura tende a aumentar em apenas $33/67 = 49 \%$ o empuxo de terra mais a carga de encunhamento, contra $72/28 = 257 \%$ realmente observado.

O mesmo tipo de raciocínio foi aplicado à Secção Experimental 2 e os resultados obtidos estão indicados também na *tabela VII-5*. Supôs-se que os incrementos relativos de temperatura (ΔT_i) eram unitários, resultando os gradientes de carga-temperatura de 0,06; 0,11; 0,14; 0,25 e 0,69 para os níveis de estroncas de A a E, respectivamente, valores estes computados com base na Matriz U indicada na *tabela VI-2*. Constatase agora que a dilatação térmica das estroncas do último nível aumenta em $59/41 = 144 \%$ o empuxo de terra mais a carga de encunhamento, contra $15/85 = 18 \%$, observado experimentalmente, de que já se fez menção.

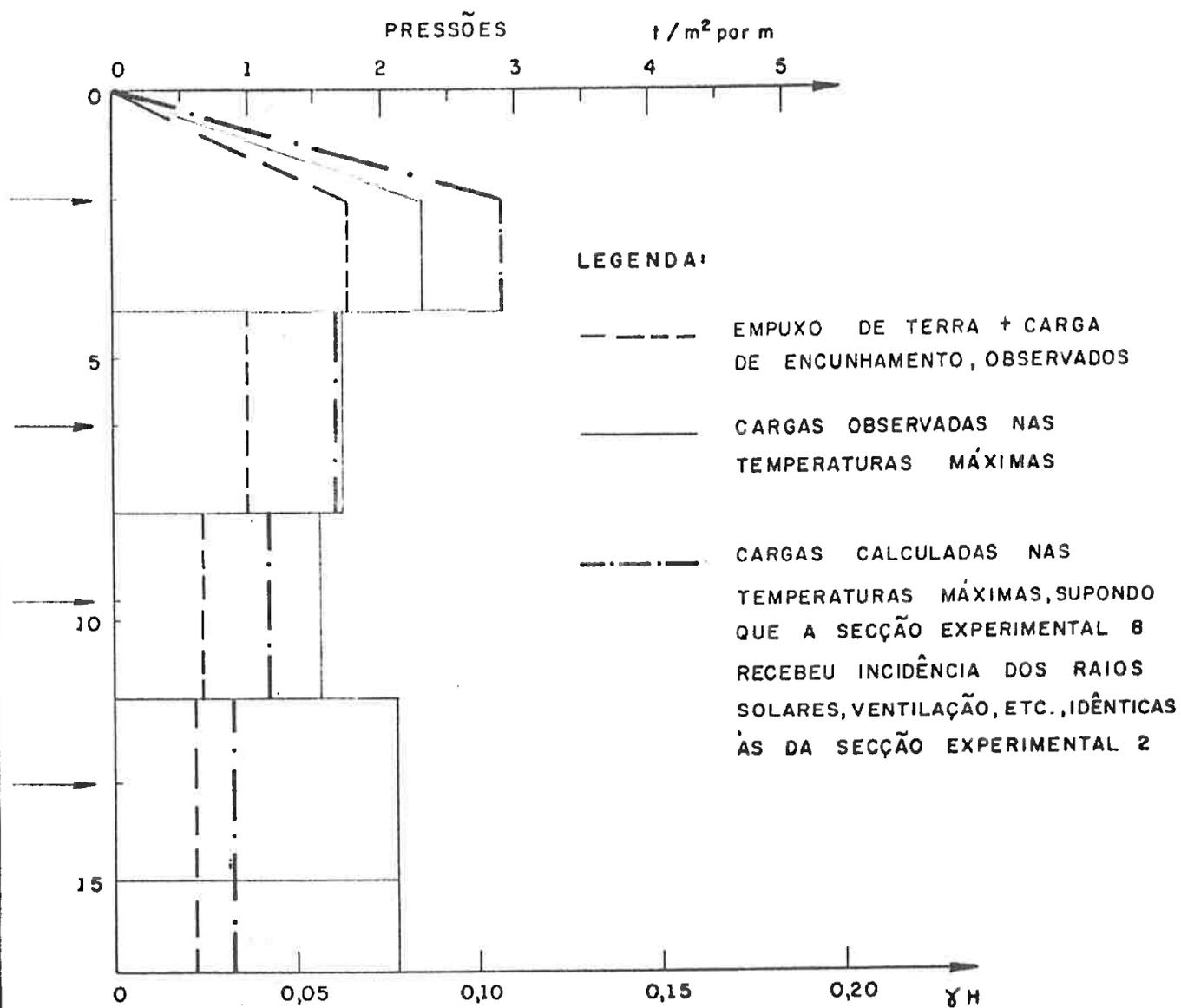


FIGURA VII-5: DIAGRAMAS DE PRESSÕES APARENTES — SECÇÃO EXPERIMENTAL 8

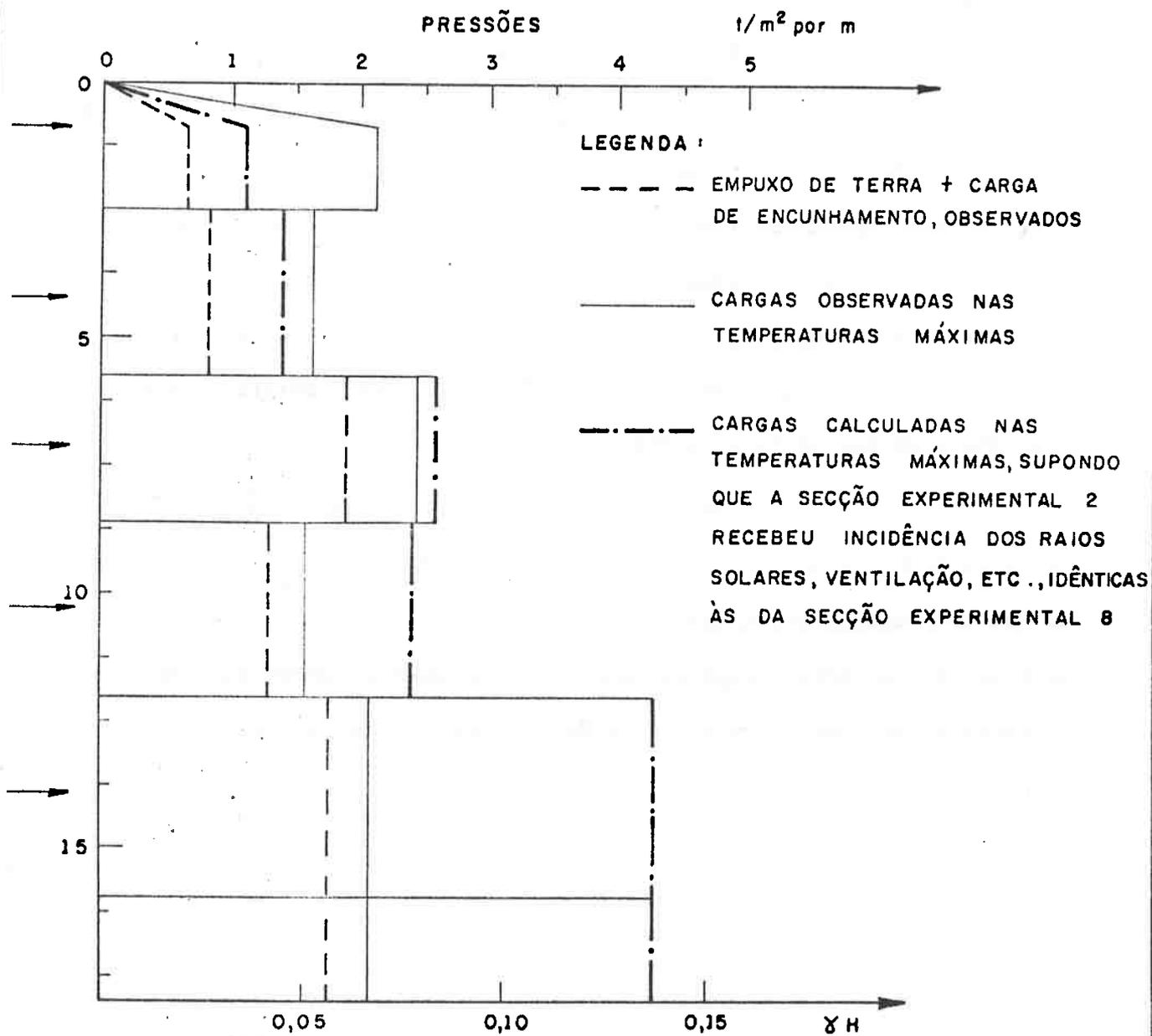


FIGURA VII-6 : DIAGRAMAS DE PRESSÕES APARENTES — SECÇÃO EXPERIMENTAL 2

5. DIAGRAMAS DE PRESSÕES APARENTES

Associadas às cargas nas estroncas, depuradas do efeito da sua dilatação térmica (C_0 na *tabela VII-5*), é possível traçar os diagramas de pressões aparentes seguindo roteiro delineado por *Terzaqi e Peck (1967)*, a ser apresentado com detalhes no *Capítulo VIII*.

Isto foi feito para as Secções Experimentais 2 e 8, e os resultados obtidos estão apresentados graficamente nas *figuras VII-5 e VII-6*, que também mostram outros dois diagramas de pressões aparentes associados a cargas na temperatura máxima. Um deles refere-se às cargas observadas. O outro, às cargas calculadas se tivesse havido a *alternância das características acidentais* de incidência dos raios solares, ventilação, etc., de que se falou acima.

Além de corroborar as conclusões do ítem anterior, estes resultados levam à conclusão geral de que, trabalhando-se com envoltórias de pressões aparentes, sem a consideração dos efeitos da dilatação térmica das estroncas, sujeita-se a interpretações errôneas das medições de cargas em estroncas, em sistemas de escoramento com paredes flexíveis.

CAPÍTULO VIII

INCLUSÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA NO CÁLCULO DAS CARGAS NAS ESTRONCAS EM ESCORAMENTOS COM PAREDES FLEXÍVEIS

1. PRELIMINARES

1.1. Colocação do problema e proposição

No *Capítulo anterior*, além de mostrar quantitativamente a importância do efeito da temperatura nas forças suportadas pelas estroncas, evidenciou-se a invalidade da determinação das envoltórias das pressões aparentes, tal como foram conceituadas por *Terzaghi e Peck (1967)*, associadas às cargas nas temperaturas máximas. E isto porque, numa palavra, as envoltórias estão na dependência de características intrínsecas dos solos e não das acidentais de insolação, ventilação, etc.

Assim, a questão que se coloca na sequência desta investigação refere-se ao modo de inclusão deste efeito no dimensionamento de estroncas em sistemas de escoramentos com paredes flexíveis.

O *processo de cálculo proposto* é simples e pode ser desmembrado em duas etapas:

- a) determinação do *empuxo de terra* em cada estronca, através de diagramas de pressões aparentes e de suas envoltórias, obtidas experimentalmente; ou por meio da distribuição simples e aproximada do empuxo total, também aferido empiricamente; e
- b) incorporação do efeito da *dilatação térmica* das estroncas, calculadas multiplicando-se os gradientes de carga-temperatura pelas máximas diferenças de temperatura esperadas.

Não serão consideradas sobrecargas de qualquer tipo, nem empuxos hidrostáticos em trinças de tração, que eventualmente surgem na superfície de solos escorados.

1.2. Resenha sobre os métodos de cálculo do empuxo de terra

São antigas as evidências empíricas de que a distribuição das cargas nas estroncas não é triangular, como se deduz da teoria de Rankine. A experiência vivida durante a construção de linhas do Metrô de Nova York, na primeira década deste século, levou os engenheiros à intuição de que a pressão de terra era maior na parte superior do escoramento. Assim, passou a imperar um sentimento de que a distribuição das cargas nas estroncas é, na melhor das hipóteses, uniforme e pode ser substituída por diagramas trapezoidais ou retangulares. A rigor, a distribuição real é aleatória, tendendo a ser parabólica, pois, como mostraram Flaate (1966) e Terzaghi e Peck (1967), ao analisarem medições feitas em escavações nas areias de Munique, Berlim e Nova York, e nas argilas de Chicago, Oslo e Tóquio, o centro de pressão dista $n_a H$ do fundo da vala, com n_a variando no intervalo de 0,46 a 0,55 (valor médio de 0,50) para as areias e 0,30 a 0,50 (média de 0,40) para as argilas.

As causas desta aleatoriedade prendem-se essencialmente a variações locais do subsolo e detalhes construtivos, tais como a distância tolerada entre o fundo temporário da vala e o último nível de estroncas instaladas, ou o tempo de espera entre a escavação e o estroncamento, entre tantos outros.

Daí a própria razão da introdução dos conceitos de *diagramas de pressões aparentes* em fins da década de 1930, e de suas *envoltórias*, que foram estabelecidas não para substituir a distribuição real das pressões, mas para fornecer limites superiores das cargas nas

estroncas, estando, pois, sujeitas a revisões periódicas, como o fez *Peck* (1969) recentemente.

Uma alternativa às envoltórias é a fixação de diagramas de pressões aparentes na forma de trapézios ou retângulos, com a imposição de que a sua resultante deva coincidir com o empuxo total calculado por um método de equilíbrio plástico, como por exemplo o de *Rankine*. Neste sentido, *Terzaghi* (1941) e *Peck* (1943), estudando dados experimentais dos Metrôes de Berlim e Chicago, respectivamente, concluíram que o solo escorado deve estar num estado de ruptura. Os cálculos de estabilidade feitos com linhas de ruptura curvas apresentaram valores muito próximos daqueles obtidos com o uso da Teoria de *Rankine*, de uso mais fácil e conveniente.

Historicamente, no entanto, foram *Spilker e Klenner*, citados por *Bjerrum* (1972) que, trabalhando em fins da década de 1930 com medições em escavações nas areias de Berlim e Munique, respectivamente, concluíram que o somatório das cargas nas estroncas aproximava-se do Empuxo Ativo de *Rankine*. *Klenner* segundo *Flaate* (1966), propôs a primeira regra empírica, um diagrama retangular, para o cálculo das pressões atuantes contra as paredes de escoramento.

Uma surpresa estava reservada para as escavações feitas nas cidades de Oslo (*Norwegian Geotechnical Institute, Technical Reports, 1962*) e México (*Rodriguez et al, 1969*), em que as camadas de solo mole se estendiam bem abaixo do fundo da vala. O somatório das cargas nas estroncas chegou a atingir duas ou até três vezes o Empuxo Ativo de *Rankine*.

Foram, aliás, estas medições que levaram *Terzaghi e Peck* (1967) a reverem suas regras semi-empíricas para argilas moles e médias, com a introdução do número de estabilidade YH/c que, para camadas

profundas de argila mole, pode ser maior do que 6 ou 7. Nestas condições, as regras semi-empíricas continuam válidas desde que se reduza a resistência ao cisalhamento do solo em 40 % ($m = 0,4$). Note-se que o diagrama de pressões passa a depender não somente da resistência do solo como também da profundidade da escavação. Um mesmo solo escorado imprimirá pressões diferentes em função desta profundidade.

A explicação mais fecunda quanto aos fenômenos subjacentes à distribuição das cargas nas estoncas e ao seu somatório foi apresentada por *Bjerrum (1972)*. Com a instalação de um nível de estoncas e a posterior remoção do solo, num dado estágio de escavação, ocorre uma *movimentação das estacas entre estas estoncas e o fundo temporário da vala*, o que gera um arqueamento do solo ou redistribuição de pressões. Além disso a *movimentação do solo abaixo do fundo da vala* pode ser significativa, dependendo da sua rigidez e das dimensões da escavação, conduzindo a uma outra forma de redistribuição de esforços nas estoncas.

Esta última forma de arqueamento levou *Bjerrum* a introduzir o conceito de *profundidade de influência* de uma vala (D_0), definida como a distância, medida da superfície do terreno, abaixo da qual o solo não se movimenta, em consequência da escavação e do escoramento. Para as observações de Oslo e México em que o solo mole era profundo, o valor de D_0 era bem superior à profundidade da vala (H), indicando uma mobilização da resistência ao longo de superfícies que iam abaixo do fundo da escavação. Parte do Empuxo Ativo de Rankine, que atuava em toda a profundidade D_0 , era redistribuída entre as estoncas, cujas cargas somavam um valor bastante superior ao empuxo calculado até a profundidade H ; a outra parte era absorvida pelo solo situado entre as linhas de estacas, abaixo da cota de escavação.

Em situações em que existe um estrato firme de sub-

solo em profundidades rasas, D_0 coincide com H e o arqueamento do solo só ocorre devido à movimentação entre a última estronca instalada e o fundo temporário da vala. Nestas condições, o somatório das cargas nas estroncas iguala o Empuxo Ativo de Rankine computado até a profundidade (H) da vala ou até a distância (H') entre a superfície do terreno e o ponto que medeia a última estronca e o fundo da escavação.

Tal foi o caso observado por *Skempton e Ward (1952)* em Shellhaven (Londres), em que as estacas-pranchas penetravam em terreno firme, impedindo assim a movimentação do solo abaixo do fundo da vala. É interessante frisar que estes autores concluíram, através de cálculos, que a deflexão das estacas-pranchas, antes da instalação das estroncas, é fator decisivo na distribuição das cargas nas estroncas.

Finalmente, lembra-se que para pequenas deformações não há, necessariamente, uma mobilização total da resistência ao cisalhamento. Neste contexto *Bjerrum (1972)* afirma que valores do deslocamento horizontal da ordem de $0,1 \% D_0$, que ocorrem em valas escoradas em areia densa, já são suficientes para mobilizá-la totalmente. A maior parte dos casos cai na faixa de $0,4-1 \%$ de D_0 , podendo atingir até $2 \% D_0$. No mesmo sentido, *Peck (1969)* adverte que para valas rasas em argilas moles, ou valas profundas em solos rijos, os métodos de equilíbrio limite não podem ser aplicados a materiais que não estão em estado plástico.

Nestas situações pode-se, teoricamente, recorrer a métodos de cálculo mais abrangentes, que permitam a determinação concomitante das tensões e deformações dos solos escorados. Tais potencialidades são inerentes ao Método dos Elementos Finitos e ao Método dos Campos Associados. Para tanto é mister não só conhecer a fundo as características de deformabilidade e o coeficiente de empuxo em repouso dos solos, como também simular os processos construtivos de escavação e escoramentos.

mento. Estas dificuldades têm retardado a sua aplicação a problemas práticos.

2. CÁLCULO DAS CARGAS PROVENIENTES DO EMPUXO DE TERRA

A fim de por em prática o processo de cálculo proposto no *item 1.1.*, é necessário:

- a) determinar as envoltórias das pressões aparentes correspondentes às cargas observadas nas estroncas, depuradas do efeito da sua dilatação térmica; e
- b) aferir a validade de uma aproximação entre o Empuxo Ativo de Rankine e o somatório destas mesmas cargas.

2.1. *Envoltórias das Pressões Aparentes para as Argilas Vermelhas e os Solos Variegados*

As cargas C_0 , observadas nas estroncas das Secções Experimentais, descontados os efeitos da temperatura, podem ser calculadas a partir dos elementos contidos nas *tabelas III-3 a III-6*, mais os incrementos relativos de temperatura (ΔT_i), indicados na *tabela III-1*, e as variações de temperatura na estronca superior ($T_m^S - T_0^S$) da *tabela VII-4*. Elas são oriundas do empuxo de terra mais a carga de encunhamento.

É interessante observar, referindo-se sempre às cargas C_0 , que o seu somatório numa mesma secção transversal apresenta um desvio de $\pm 20\%$ em relação ao somatório das suas médias em cada nível de estroncas. Neste sentido, a Secção Experimental 2 constitui-se em exceção, pois esta cifra atingiu cerca de $\pm 40\%$. Este valor máximo cai para $\pm 15\%$ se, ao invés de C_0 , forem tomadas as cargas observadas na temperatura máxima. Consideradas isoladamente, em cada nível de estroncamento, as cargas C_0 apresentam desvios máximos em relação às cargas médias

de 48 %, com um valor médio de 20 %. Para as cargas na temperatura máxima tais cifras foram de 25 % e 10 %, respectivamente. Vê-se que, em geral, estes valores situam-se abaixo dos desvios máximos, encontrados por *Flaate (1966)* e apresentados também por *Terzaghi e Peck (1967)*, e que foram de 30 % para valas profundas do Metrô de Chicago. Para a escavação de Shellhaven (Londres), *Skempton e Ward (1952)* constataram variações médias de ± 50 % nas cargas individuais das estroncas.

Para as Secções Experimentais 1, 6, 8 e 2 tomaram-se os valores máximos das cargas C_0 em cada nível de estroncas, com o que foi possível traçar os diagramas de pressões aparentes. Para tanto admitiu-se que:

- a) a área de influência de cada estronca, exceto a superior e a inferior, estende-se horizontal e verticalmente até a metade da distância que a separa das circunvizinhas; para a estronca superior a área prolonga-se verticalmente até a superfície do terreno; para a inferior, até a metade da distância que a separa do fundo da vala;
- b) as pressões de terra distribuem-se uniformemente sobre as áreas de influência, exceto na parte superior, onde crescem linearmente com a profundidade até a cota de posicionamento da estronca do primeiro nível, passando depois a ser constante; e
- c) a pressão de terra atuante do fundo da vala, tomado como uma estronca, até a metade da distância da estronca inferior, é igual à pressão reinante na região desta última.

Esta última hipótese é adotada quando não são medidas as reações do solo ao nível do fundo da vala. Algumas observações de campo foram feitas indiretamente por *A. Casagrande e Peck*, pela técnica de corte e bloqueio das estacas no plano da base do túnel de concreto. Os dados do primeiro destes autores, apresentados por *Terzaghi (1941, pá*

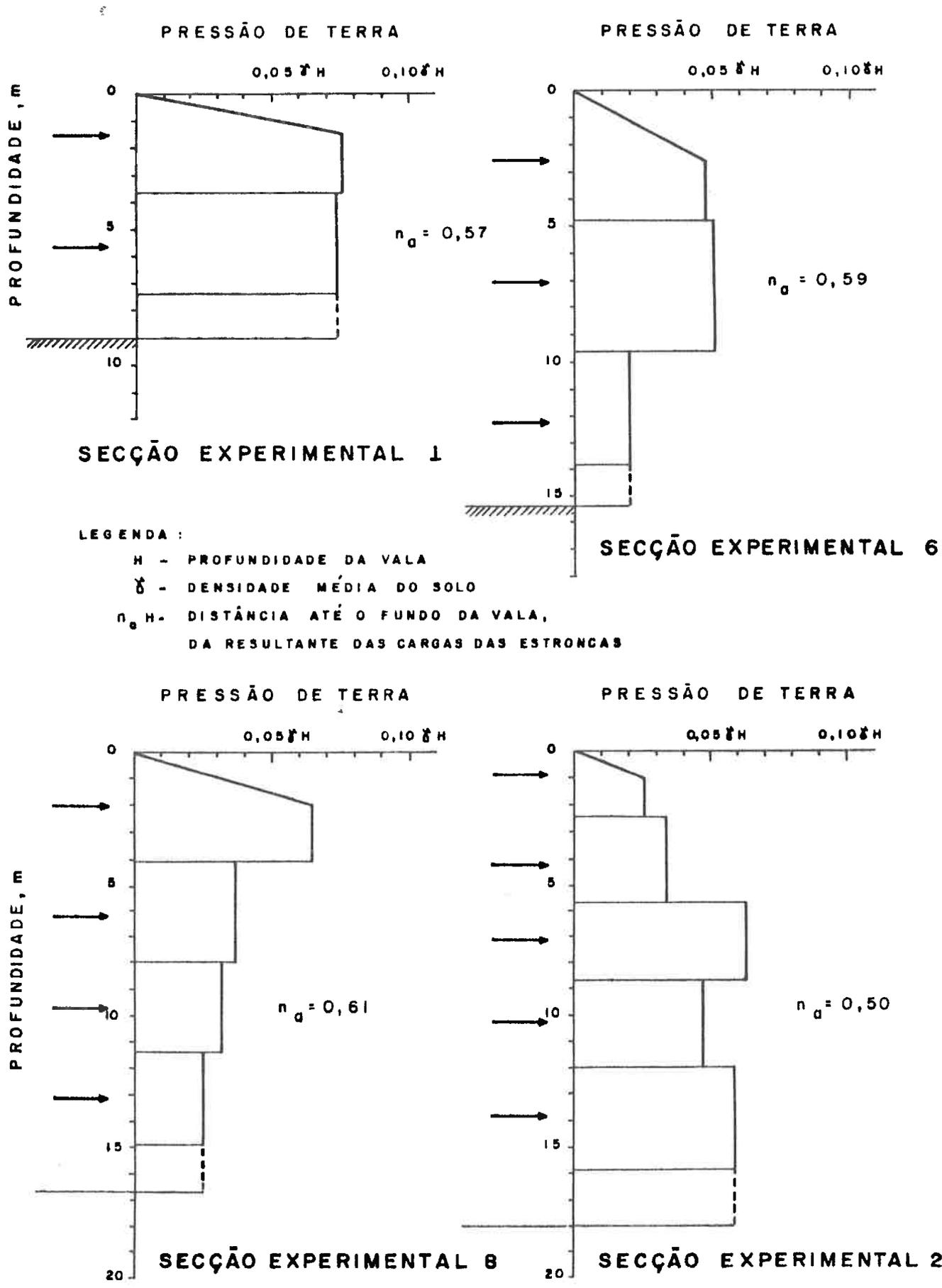


FIGURA VIII-1: DIAGRAMAS DE PRESSÕES APARENTES MÁXIMAS, DESCONTADO O EFEITO DA DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS

TABELA VIII-1

PARÂMETROS DOS SOLOS RELACIONADOS COM AS SECCÕES EXPERIMENTAIS

Secção Experimental	Profundidade (m)	Descrição do solo (e outros dados)	Parâmetros dos solos de ensaios triaxiais R		
			c' (t/m ²)	φ'	γ _n (t/m ³)
1	0-8,9	Argila Porosa Vermelha (SPT=5; IP=37%; LL=81%; A=75%)	1,5	28°	1,50
6	0-12	Argila Porosa Vermelha (SPT=5; IP=43%; LL=90%; A=60%)	1,5	28°	1,53
	12-15,4	Argila Variegada (SPT=10; IP=34%; A=50%; LL=83%)	7,0	26°	1,75
8	0-8,8	Argila Porosa Vermelha (SPT=5; IP=43%; A=60%)	1,5	28°	1,53
	8,8-15,1	Argila Riça Vermelha (SPT=-; IP=40%; A=55%; LL=82%)	6,5	27°	1,71
	15,1-16,6	Argila Variegada (SPT=10; IP=30; LL=65%; A=60%)	5,0	30°	1,88
	0-3	Argila Porosa Vermelha (SPT=7; IP=43%; A=60%; LL=72%)	3,0	27°	1,67
2	3-13	Areia Variegada (SPT=8; IP=31%; LL=53%; A=25%)	3,5	27°	1,81
	13-18	Solos Variegados (SPT=8; IP=21%; LL=40%; A=20%)	2,6	29°	1,73
5	0-5	Argila Porosa Vermelha (SPT=5; IP=38%)	1,5	28°	1,53
	5-11,5	Argila Vermelha Riça (SPT=15; IP=48; A=48%; LL=93%)	9,0	21°	1,80
	11,5-17,1	Areia Variegada (SPT=12; IP=41; A=19%; LL=62%)	4,3	25,7°	1,92
	17,1-18,9	Argila Variegada (SPT=14; IP=48; A=65%; LL=78%)	5,0	19,0°	1,93
	18,9-22,6	Areia Variegada (SPT=8; IP=8; A=10%; LL=27%)	1,7	27,7°	1,81

LEGENDA: IP - Índice de Plasticidade
 LL - Limite de Liquidez
 A - Fração de argila (<5μ)
 SPT - Standard Penetration Test

γ_n - Densidade natural
 c' e φ' - parâmetros de resistência em termos de pressões efetivas

TABELA VIII-2
CARGAS, PRESSÕES APARENTES E DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

Nº da Seção Experimental	$\Sigma \bar{C}_{m\acute{a}x}$ (t)	$\Sigma \bar{C}_o$ (t)	E'_R (t)	$\frac{P_{m\acute{a}x}}{YH}$	$\frac{E'_R + E_T^*}{\Sigma \bar{C}_{m\acute{a}x}}$	$\frac{E'_R + E_T^I}{\Sigma \bar{C}_{m\acute{a}x}}$	$\frac{E'_R + E_T^{m\acute{a}x}}{\Sigma \bar{C}_{m\acute{a}x}}$	$\frac{\delta_{m\acute{a}x}}{H}$ (%)
1	27,9	14,4	16,6	0,076	1,08	1,13	1,26	<0,14
6	37,8	17,3	42,2	0,071	1,71	1,93	2,26	0,05
8	52,9	27,4	25,9	0,034	1,03	1,16	1,53	-
2	58,0	40,3	85,3	0,092	1,74	2,48	2,97	0,04

LEGENDA: $\Sigma \bar{C}_{m\acute{a}x}$ - Carga Total Observada, Isto é, Somatório das Cargas Médias Observadas nas Temperaturas Máximas.

$\Sigma \bar{C}_o$ - Somatório das Cargas Médias Observadas, Descontado o Efeito da Temperatura.

E'_R e E'_T - Empuxos Ativos Totais de Rankine, Calculados Até as Profundidades H da Vala e H', respectivamente.

Y - Densidade Média do Solo.

H e H' - Profundidades da Vala (H) e até a meia distância entre a última estronca e o fundo da vala (H').

$P_{m\acute{a}x}$ - Máxima Pressão Aparente do Diagrama Trapezoidal Indicado no Texto, cuja Resultante Iguale E'_R .

E_T^* , E_T^I e $E_T^{m\acute{a}x}$ - Cargas Totais devido ao efeito da Temperatura, Isto é, somatório das cargas resultantes da dilatação térmica das estroncas.

a) - Para o E_T^* : gradientes médios observados $\Delta T = 30^\circ C$ na estronca superior e decrescendo com a profundidade, para os outros níveis.

b) - Para o E_T^I : gradientes G_i calculados e $\Delta T = 30^\circ C$ para todos os níveis de estroncas (1ª Alternativa, ítem 3.1 do Capítulo VIII).

c) - Para o $E_T^{m\acute{a}x}$: gradiente constante e igual a $G_{m\acute{a}x}$ e $\Delta T = 30^\circ C$ para todos os níveis de estroncas (2ª Alternativa, ítem 3.2. do Capítulo VIII).

$\delta_{m\acute{a}x}$ - Máximo Deslocamento Horizontal Observado Em Final de Escavação.

ginas 95 e 96), revelam que após o corte as cargas nas estroncas desviaram-se de no máximo 8 % em relação às cargas instaladas anteriormente. Flaate (1966), analisando estes resultados concluiu que há uma concordância razoável entre as pressões medidas e as calculadas pela hipótese em foco. O valor obtido por Casagrande foi 10 % superior e o de Peck 20 % inferior aos correspondentes valores computados.

A figura VIII-1 mostra os diagramas assim obtidos e indica os valores de n_a definidos acima, que fornecem a posição da resultante das cargas nas estroncas. Nota-se que a distribuição está longe de ser triangular ou trapezoidal, tendendo a ser parabólica. A envoltória geral destes diagramas pode ser tomada como trapezoidal, com a pressão crescendo linearmente com a profundidade até o nível da estronca superior, a partir da qual torna-se constante e igual a $0,075 \gamma H$. Para argilas rijas, Peck (1969) sugeriu valores de 0,2 a 0,4 γH para a pressão máxima de um diagrama trapezoidal; no entanto entre os dados de que se valeu para a fixação deste intervalo existem aqueles relatados por Mansur e Alizadeh que fornecem um limite da ordem de 0,1 γH (Mansur et al., 1970).

2.2. Comparação entre o Empuxo Ativo de Rankine e o $\Sigma \bar{C}_o$.

O cálculo do Empuxo Ativo de Rankine (E'_R) levou em conta a heterogeneidade das camadas de solo das Secções Experimentais, cujos parâmetros de resistência estão indicados na tabela VIII-1. A parte tracionada do diagrama de pressões foi desprezada.

Os valores de E'_R assim obtidos, bem como os somatórios ($\Sigma \bar{C}_o$) das cargas médias observadas em cada nível de estroncas, apresentados na tabela VIII-2, mantêm entre si relações próximas de 1 para as Secções Experimentais 1 e 8, mas abaixo de 0,5 para as Secções 6 e 2.

Para a compreensão destes resultados é necessário re

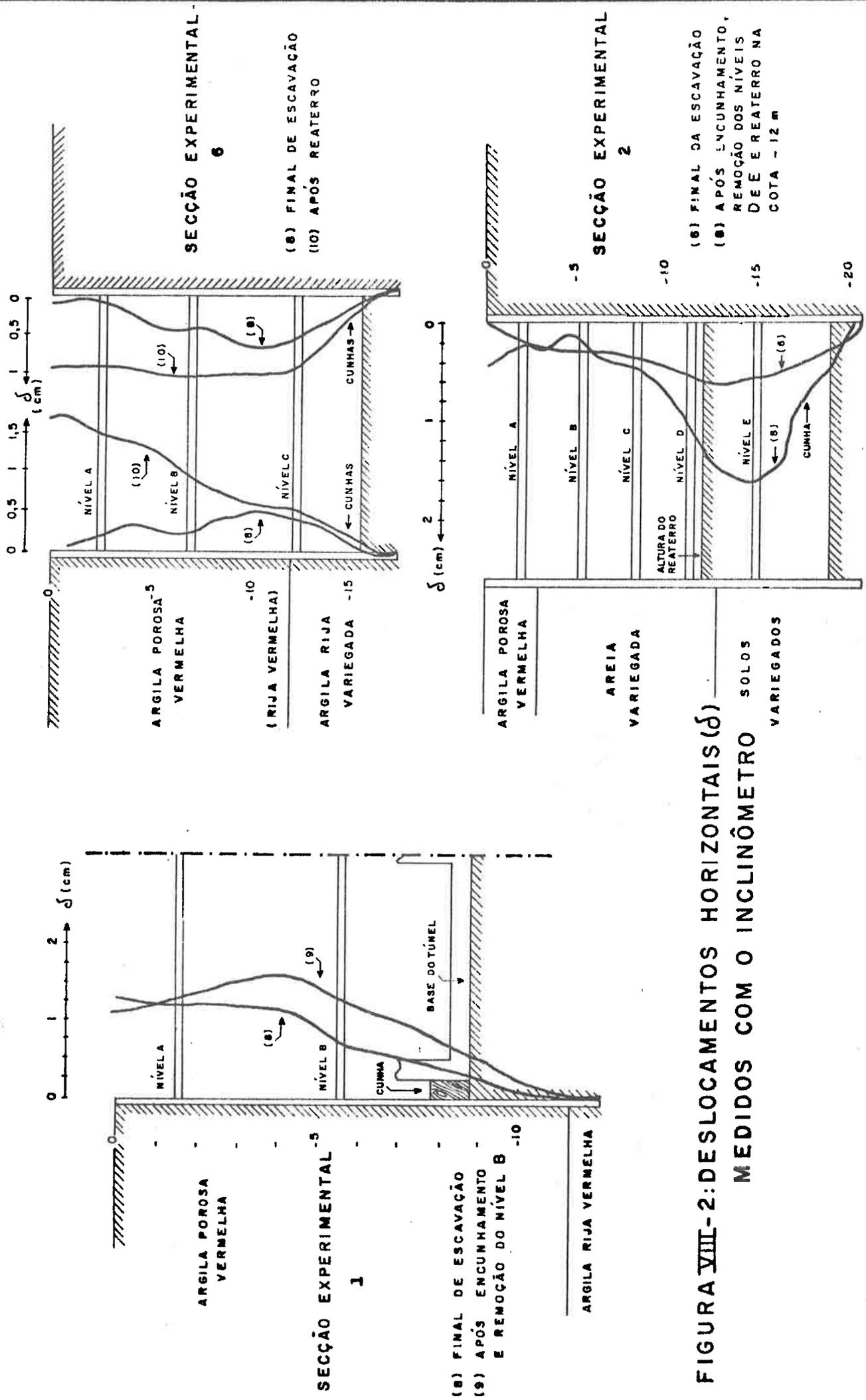


FIGURA VIII-2: DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (δ) MEDIDOS COM O INCLINÔMETRO SOLOS VARIEGADOS

portar-se ao Ítem 4 do Capítulo VII, em que se mostrou que para as estroncas dos níveis inferiores a contribuição do empuxo de terra foi pequena, face à demora na sua instalação.

É, pois, razoável supor, estribado na resenha do *ítem 1.2.*, que nas valas em que os deslocamentos horizontais, medidos com inclinômetro (*vide figura VIII-2*), foram pequenos, a transferência de carga para as estroncas mais superiores tenha se mantido em níveis muito baixos. Este caso deve ter ocorrido com as Secções 6 e 2, pois os máximos deslocamentos horizontais (última coluna da *tabela VIII-2*) foram inferiores a 0,05 % da profundidade das valas. Com base nesta cifra, pode-se afirmar que os solos escorados não entraram em estado de ruptura, isto é, as suas resistências ao cisalhamento não foram totalmente mobilizadas.

Ao contrário, nos casos da Secção Experimental 1, em que se verificou deslocamentos horizontais maiores, e da Secção 8 houve transferências substanciais de carga para as estroncas dos níveis superiores, como se constata por simples inspeção da *figura VIII-1*. Para a Secção 8 este fato é digno de nota.

Os dados da *figura VIII-2*, referenciados acima, mostram as linhas elásticas de estacas metálicas das Secções Experimentais 1, 6 e 2, em final de escavação, instrumentadas com tubos de alumínio de inclinômetros Wilson, conforme foi relatado no *Capítulo II* e no *Apêndice B* e apresentados nos trabalhos de *Sousa Pinto et al (1972)* e *Massad(1978)*.

Os Empuxos Ativos de Rankine, distribuídos trapezoidalmente da forma indicada no *ítem 2.1.*, levaram aos valores máximos de pressão ($p_{m\grave{a}x}$) apresentados na *tabela VIII-2*. Nota-se que para as Secções 1 e 6 eles se aproximam da envoltória de $0,075 \gamma H$ dos diagramas de pressões aparentes.

2.3. *Resumo das Alternativas para o Cálculo das cargas resultantes do empuxo de terra*

Fica-se assim com duas alternativas para a estimativa da parcela de carga correspondente ao empuxo de terra:

- a) 1.^a Alternativa: calcular o Empuxo Ativo de Rankine pelas fórmulas clássicas, tomando-se o cuidado de desprezar a parte tracionada do correspondente diagrama de pressões, e distribuí-lo de forma trapezoidal; ou
- b) 2.^a Alternativa: adotar um diagrama de pressões aparentes trapezoidal, com a pressão máxima igual a $0,075 \gamma H$ ou $0,10 \gamma H$.

Na sequência desta Investigação optou-se pela primeira delas.

3. ROTEIRO DE CÁLCULO DAS CARGAS PROVENIENTES DA DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS

A segunda etapa do processo de cálculo delineado no item 1.1. deste Capítulo refere-se às forças que surgem nas estroncas por efeito da temperatura, cuja determinação é feita multiplicando-se, em cada nível, os gradientes pelas máximas diferenças de temperatura que, supõe-se, ocorrerão durante a permanência do escoramento provisório.

Para as estroncas do nível superior das Secções Experimentais (ver *tabela III-1*) esta diferença assumiu valores no intervalo de 19 a 38°C, com uma média em torno de 30°C, que foi adotada para todos os níveis de estroncas, na continuidade desta Investigação.

Isto posto, propõem-se também duas alternativas de cálculo do efeito da temperatura, que se passa a descrever.

3.1. 1.^a Alternativa

Os gradientes variam de nível a nível e serão estimados através das fórmulas práticas dadas pelas expressões (VI-6a) e (VI-6b).

A título de ilustração, considere-se a Secção Experimental 6. O parâmetro $\bar{\eta}$ vale 1,34, e foi calculado em função dos perfis de sondagem indicados na figura B-5, dos dados da tabela III-1 e com $\beta = 4,2$ na expressão (VI-4); a camada de Argila Rija Vermelha foi incorporada ao Solo Variegado. Os valores dos gradientes assim calculados são:

$$G_A = 0,21 \text{ , } G_B = 0,33 \text{ e } G_C = 0,48 \text{ t/}^\circ\text{C}$$

donde as cargas nas estroncas, oriundas do efeito da temperatura, valem:

$$E_T^A = 0,21 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 30^\circ\text{C} = 6,3 \text{ t}$$

$$E_T^B = 0,33 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 30^\circ\text{C} = 9,9 \text{ t}$$

$$E_T^C = 0,48 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 30^\circ\text{C} = 14,4 \text{ t}$$

cujo somatório é:

$$E_T^i = 30,6 \text{ t}$$

3.2. 2.^a Alternativa

Os gradientes de carga-temperatura serão supostos constantes, qualquer que seja o nível de estroncas, e dados pela expressão (VI-6a).

Assim, voltando-se ao exemplo da Secção Experimental 6, tem-se:

$$G_A = G_B = G_C = 0,48 \text{ t/}^\circ\text{C}$$

e

$$E_T^A = E_T^B = E_T^C = 14,4 \text{ t}$$

cujo somatório vale:

$$E_T^{\text{máx}} = 43,2 \text{ t}$$

Finalmente, para fins comparativos, serão feitos cálculos em que tanto os gradientes de carga-temperatura quanto os incrementos relativos de temperatura são os valores observados, dados na tabela (III-1).

Retomando a Secção Experimental 6, isto significa adotar para as estroncas dos níveis A, B e C os seguintes incrementos de temperatura:

$$\Delta T_A = 1 \times 30^\circ\text{C} = 30^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_B = 0,72 \times 30^\circ\text{C} = 22^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_C = 0,44 \times 30^\circ\text{C} = 13^\circ\text{C}$$

e, para os gradientes, os valores médios de final de escavação:

$$G_A = 0,21 \text{ t/}^\circ\text{C}, G_B = 0,41 \text{ t/}^\circ\text{C} \text{ e } G_C = 0,55 \text{ t/}^\circ\text{C}$$

do que resulta:

$$E_T^A = 0,21 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 30^\circ\text{C} = 6,3 \text{ t}$$

$$E_T^B = 0,41 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 22^\circ\text{C} = 9,0 \text{ t}$$

$$E_T^C = 0,55 \text{ t/}^\circ\text{C} \times 13^\circ\text{C} = 7,2 \text{ t}$$

e um somatório de:

$$E_T^* = 22,5 \text{ t}$$

4. COMPARAÇÕES ENTRE CARGAS CALCULADAS E OBSERVADAS

4.1. Cargas Totais

A *tabela VIII-2* contém as cargas totais, isto é, os somatórios das cargas nas estroncas, tanto as observadas ($\Sigma \bar{C}_{\text{máx}}$) quanto as calculadas. Os valores observados referem-se às cargas médias nas temperaturas máximas. As cargas calculadas correspondem aos Empuxos Ativos de Rankine (E'_R) somados à parcela devida ao efeito da temperatura, segundo o roteiro traçado no *item 3* acima.

Da análise destes resultados pode-se concluir que o E'_R somado à carga total devida à temperatura, calculada pela 1.^a alternativa (E_T^i), conduz a valores de 13 e 16 % acima da carga total observada para as Secções 1 e 8, respectivamente. Para a Secção 6 a diferença é mais acentuada em virtude da não mobilização total do Empuxo Ativo de Rankine, como foi discutido no *item 2.2.* deste *Capítulo*. Para a Secção 2, além deste fato, os gradientes de carga-temperatura observados estiveram bem abaixo dos calculados, face à anômala distribuição dos incrementos relativos de temperatura nas diversas estroncas, em profundidade, como já foi enfatizado em outros *Capítulos* desta Investigação. Note-se que contornando esta anomalia com a adoção dos gradientes realmente observados, a diferença cai para 74 % como mostra a 6.^a coluna da *tabela VIII-2*.

Outra conclusão é que o E'_R somado à carga total resultante da variação da temperatura, determinada pela 2.^a Alternativa ($E_T^{\text{máx}}$), ultrapassa em excesso o valor da carga total observada.

TABELA VIII-3

DISTRIBUIÇÃO DAS CARGAS NAS ESTRONCAS
SECÇÕES EXPERIMENTAIS COM PAREDES FLEXÍVEIS

Secção Experimental	Nível da Estronca	P (t)	C _{máx} (t)	C _T ⁱ (t)
1	A	6 9	13 (17)	13 21
	B	11	17	19
6	A	20	15	18
	B	36 49	18 (22)	26 35
	C	24	10	29
8	A	30	14 (16)	10
	B	52	14 (17)	15
	C	42 59	13 (18)	17 23
	D	31	15	20
2	A	13	9 (13)	18
	B	32	11 (15)	26
	C	40	15 (19)	28
	D	44 68	11 (18)	33 48
	E	40	16	39
5	A	28	7 (27)	28
	B	36	20 (26)	36
	C	56	32 (59)	44
	D	62	19 (21)	50
	E (E')	69 100	89 (90)	57 76
	F	52	53 (60)	60

LEGENDA: P - Carga de Projeto, sem sobrecarga e sem a consideração de trinca preenchida com água (Cálculo conforme a NCO3).

C_{máx} - Carga Máxima Observada na Temperatura Máxima em final de escavação.

C_Tⁱ - Carga Máxima; o efeito da Temperatura calculado de acordo com a 1ª Alternativa, ítem 3.1. do Capítulo VIII, e a parcela do empuxo, por Rankine.

() - Números entre parênteses indicam a C_{máx} (observadas) incluindo as fases de reaterro.

| | - Números entre barras referem-se a cargas calculadas após a remoção do último nível de estroncas e encunhamento, com dispositivo de transferência colocado entre as estacas metálicas e a base do túnel.

4.2. Cargas distribuídas nas estroncas

Uma prova mais severa da validade do processo proposto consiste na comparação entre as cargas calculadas e observadas, distribuídas pelas estroncas. Para tanto as cargas nas estroncas foram computadas somando-se a parcela oriunda do empuxo de terra àquela resultante do efeito da temperatura, determinada pela 1.^a Alternativa.

Além destas cargas, são apresentadas na *tabela VIII-3* as *cargas de projeto*, obtidas de acordo com a NCO3 (Normas de Coordenação Técnica da Cia. do Metropolitano de São Paulo) e as cargas máximas observadas nas temperaturas máximas.

Os valores referem-se ao final de escavação, exceção feita às estroncas do penúltimo nível, cujas cargas foram também determinadas para o estágio crítico que ocorre após a remoção do último nível de estroncas e encunhamento com dispositivo de transferência colocado entre as estacas metálicas e a base do túnel. Nestas condições, os cálculos do efeito da temperatura foram feitos tomando-se para os gradientes de carga-temperatura os valores associados à última estronca ($G_{m\acute{a}x}$), de conformidade com o *item 6 do Capítulo VI*.

A Secção Experimental 5 foi também incluída na análise e, com base nos dados da *tabela VIII-1*, chegou-se a um $p_{m\acute{a}x}$ (pressão máxima do diagrama trapezoidal que tem como resultante o Empuxo Ativo de Rankine) de $4,40 \text{ t/m}^2$ ou $0,108 \text{ YH}$, e às cargas, distribuídas pelas estroncas, indicadas na *tabela VIII-3*. Convém ressaltar que esta Secção apresentou um fenômeno de redistribuição de cargas nas estroncas, cujas causas foram relatadas no *item 5.3. do Apêndice B*. Como resultado, surgiram cargas elevadas no nível E de estroncas. Enquanto a carga máxima atingiu 89 t (*tabela VIII-3*), a média de leitura em três células de car-

ga, instaladas em estroncas do mesmo nível E, foi de 62 t; note-se também que a carga máxima no nível D foi de apenas 18 t, sinal de um efeito de arqueamento do solo escorado.

O exame da *tabela VIII-3* revela que, com exceção da Secção Experimental 2, as cargas calculadas pelo processo descrito neste *Capítulo* cobrem razoavelmente bem as cargas máximas observadas nas temperaturas máximas. As *cargas de projeto*, apesar de não ter sido considerado o efeito da dilatação térmica das estroncas, superestimam os valores observados, relativamente às Secções 8 e 2, e subestimam-nos quanto à Secção 1.

Como conclusão de caráter geral, o procedimento proposto, com o recurso do Empuxo Ativo de Rankine, distribuído trapezoidalmente, e das fórmulas práticas (1.^a Alternativa), para a inclusão do efeito da temperatura, é bastante satisfatório e está do lado da segurança.

CAPÍTULO IX

A PRÉ-COMPRESSÃO DE ESTRONCAS - SUA INFLUÊNCIA NOS RECALQUES DO TERRENO E SUA INTERRELAÇÃO COM O EFEITO DA DILATAÇÃO TÉRMICA DAS ESTRONCAS

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A escolha de paredes rígidas, isto é, de paredes diafragmas ou de estacas justapostas, para escoramentos provisórios, costuma ser feita em função de uma redução dos recalques na zona de influência da vala e da sua estanqueidade ao eliminar a possibilidade de carregamento do solo através de frestas entre os pranchões de madeira, de escoramentos com paredes flexíveis.

Daí a razão da construção de paredes rígidas com escoras pré-comprimidas no caso de existirem edificações, canalizações ou outras utilidades sensíveis a recalques, nas vizinhanças das valas. As cargas de pré-compressão são calculadas em função do coeficiente de empuxo em repouso do solo.

É comum também encontrar-se recomendações de uso de paredes flexíveis com escoras parcialmente comprimidas, para *empuxo ativo aumentado*, visando eliminar ou compensar deformações e para se obter uma melhor aderência entre a parede de escoramento e o solo.

Estes critérios levantam *algumas questões* vinculadas à presente investigação, que se passa a enunciar. Uma delas refere-se à eficácia de paredes flexíveis com escoras parcialmente pré-comprimidas na redução dos recalques nas imediações da vala; ainda para esta modalidade de arrimo, indaga-se, quantitativamente, sobre a importância

do efeito da temperatura. Uma outra diz respeito à hora do dia em que se deve proceder à pré-compressão de escoras apoiadas em paredes rígidas, para levar em conta os efeitos da sua dilatação térmica.

Além de respondê-las será mostrado que a incorporação das cargas em estroncas pré-comprimidas, apoiadas em paredes rígidas, é problema que merece cuidados especiais.

2. A PRÉ-COMPRESSÃO DE ESCORAS NO CASO DE PAREDES FLEXÍVEIS

2.1. A sua função real

É errôneo pensar que a pré-compressão das estroncas contra paredes flexíveis diminui os recalques do terreno circunvizinho. Um cálculo simples, feito com base na expressão (III-3), supondo tratar-se de escoras 2 I 12", de 12 m de comprimento, com carga P de pré-compressão de 30 t, mostra que o deslocamento imposto às estacas metálicas é de apenas:

$$\left(\frac{E_a S_a \alpha}{u_{il}} - 1 \right) \cdot \frac{P l/2}{E_a S_a} = \left(\frac{1}{0,2} - 1 \right) \times \frac{30 \text{ t} \times \frac{12,0 \text{ m}}{2}}{0,0150 \text{ m}^2 \times 2,1 \times 10^7 \text{ t/m}^2} = 2,3 \text{ mm}$$

Subjacentemente, estabeleceu-se uma equivalência entre a pré-compressão e o efeito da temperatura, no mesmo sentido da simulação idealizada no item 2.1. do Capítulo VII. Pelos dados da tabela VI-1 e VI-2, vê-se que $u_{il}/E_a S_a \alpha$ varia de 0,10 a 0,30, em função do parâmetro η e da posição da estronca, o que poderia levar a deslocamentos de 1 a 5 vezes o seu encurtamento. Na expressão acima tomou-se o valor 0,20 para aquele adimensional.

A superfície do terreno recalcará muito mais do que

isto, em função dos métodos construtivos (velocidade de escavação, tempo para a colocação das escoras, entre outros); da flexão dos pranchões de madeira e do processo de sua instalação; e do levantamento do solo no fundo da vala.

Estudos analíticos conduzidos por *Palmer e Kenney (1972)* com aplicação do Método dos Elementos Finitos a uma das secções experimentais do Metrô de Oslo, mostraram que pré-carregamentos reduzem muito pouco os recalques, mas, como é óbvio, aumentam substancialmente as cargas nas estroncas.

Então, qual seria a sua função? *O'Rourke e Cording (1974-a)*, ao analisarem os resultados de uma secção instrumentada do Metrô de Washington D.C., afirmam que *the major function of preloading is to close the separations between the wale and braces, thereby effectively stiffening the bracing system*. Movimentos laterais medidos no nível de uma das escoras pré-comprimidas atingiram valores de até 3,0 mm. E sugerem a limitação da carga de pré-compressão até o valor suficiente para fechar espaços e vazios no sistema de escoramento; em outras palavras, bastaria encunhar as estroncas.

2.2. O efeito da temperatura

Quanto ao efeito da temperatura, recorrendo-se aos dados de *O'Rourke e Cording (1974-a)*, relativos à escavação na Galery Station Place, as 4 estroncas do 3º nível apresentaram, em média, as seguintes parcelas de carga:

- pré-compressão	: 52 t ou 65 %
- temperatura ($\Delta T=30^{\circ}F$)	: 6 t ou 8 %
- empuxo de terra	: <u>22 t ou 28 %</u>
	80 t ou 100 %

Vê-se que a dilatação térmica monta apenas 8 % da carga total. É claro que se a variação de temperatura tivesse sido de 30°C, este valor subiria para 13 %, e a carga total para 85 t. Inversamente, se a carga de pré-compressão tivesse sido da ordem de 10 t, então ter-se-ia:

- pré-compressão	: 10 t ou 23 %
- temperatura ($\Delta T=30^{\circ}\text{C}$)	: 11 t ou 26 %
- empuxo de terra	: <u>22 t ou 51 %</u>
	43 t 100 %

isto é, a parcela de carga devida ao aumento da temperatura em 30°C seria de 26 %, praticamente o dobro da situação anterior.

2.3. Fontes de recalques nas imediações das valas

De passagem, e retomando a questão dos recalques nas imediações das valas, é interessante analisar a sua maior fonte, no caso da Linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo.

Segundo autores alienígenas, diversos são os fatores a considerar neste contexto, sob o ponto de vista construtivo:

- o espaçamento vertical e horizontal entre escoras;
- a velocidade da escavação, ou a máxima distância permitida entre o último nível de estroncas já instaladas e o fundo temporário da vala, durante a escavação; em particular, o tempo decorrido entre a escavação de um trecho e a colocação das escoras é bastante significativo; e
- a remoção das estroncas e a recuperação das estacas metálicas após a construção do túnel.

D'Appolonia (1971), comparando resultados de observações nos Metrôs de Oslo, México, Chicago e Boston, concluiu que 60 a 80 % dos volumes de terra deslocados horizontalmente ocorreram abaixo

do fundo temporário da vala, durante as escavações; as distâncias verticais entre estroncas variaram de 2 a 3,5 m. Para o Metrô de Washington D.C. *O'Rourke e Cording* confirmaram a importância deste movimento em profundidade, encontrando valores de 60 % para aquela cifra. Esta fonte de deslocamentos já tinha sido relatada por *Peck (1968)*.

Nas fases de reaterro os casos citados na literatura técnica têm mostrado que os incrementos de deslocamentos devidos à remoção das estroncas atingiram, no máximo, 50 % dos valores observados em final de escavação (*Peck, 1969*). Para o Metrô de Washington D.C., esta remoção teve pequena influência nos recalques e movimentos laterais do maciço escorado, em virtude do processo construtivo, em que as paredes de escoramento foram incorporadas ao próprio túnel.

No caso do Metrô de São Paulo, linha Norte-Sul, havia necessidade de uma câmara de trabalho para impermeabilizar as paredes do túnel após a sua construção, além do que as estacas metálicas das paredes de escoramento eram recuperadas depois do reaterro da vala. As operações construtivas estão descritas detalhadamente no *item 2 do Capítulo II*.

Com base nos resultados das observações das Seções Experimentais do Metrô de São Paulo foi possível mostrar (*Massad, 1978*) que cerca de 2/3 dos movimentos laterais das estacas ocorreram após o seu encunhamento e o reaterro da vala. Para a Seção Experimental 2 é interessante assinalar que a remoção das escoras do último nível, concomitantemente ao encunhamento das estacas na base do túnel, acarretou um acréscimo de 100 % no volume de terra deslocado horizontalmente, em relação ao correspondente valor de final de escavação; a distância vertical entre o último nível remanescente e as cunhas era de cerca de 8 m. Após o reaterro completo da vala, este volume tinha sofrido um incremento de

47 %. Assim, verificou-se uma distribuição dos movimentos laterais de 34 % ao final da escavação; 34 % após a remoção do último nível de estroncas e encunhamento na base do túnel e 32 % após o reaterro final. Na altura do último nível de estroncas os deslocamentos horizontais passaram de 6 mm para 20 mm, depois de sua remoção.

Em termos absolutos, os recalques após reaterro variaram, grosso modo, de 3/4 a 1 polegada, o que vem de encontro aos poucos dados apresentados por *Peck (1969)* para argilas rijas.

Estes achados são de grande importância para a economia nos escoramentos, que é ditada em grande parte pelos recalques toleráveis nas imediações das valas (*Bjerrum et al, 1965*). No caso da técnica construtiva usada no Metrô de São Paulo, se se conseguir minimizar os movimentos que ocorrem nos estágios de reaterro, então será possível aumentar os espaçamentos verticais entre estroncas.

3. A INCORPORAÇÃO DAS CARGAS NAS ESTRONCAS PRÉ-COMPRESSADAS - PAREDES DE ESCORAMENTO RÍGIDAS

Serão abordados três aspectos ligados à incorporação das cargas nas estroncas, em sistemas de escoramento com paredes rígidas:

- a) a técnica usada na pré-compressão;
- b) o alívio de carga em estroncas já pré-comprimidas, quanto da repetição do processo em estroncas vizinhas; e
- c) o efeito da temperatura na carga instalada.

3.1. Técnica usada na pré-compressão

Por ocasião da pré-compressão das estroncas na Seção Experimental do Bloco 17 notou-se que parte da carga acusada pelo ma

TABELA IX-1

CARGAS REALMENTE INSTALADAS EM ESTRONCAS PRÉ-COMPRI-MIDASSECÇÕES EXPERIMENTAIS

Secção Experimental	Estronca	Cargas (Toneladas)			
		Nominal	Lida na célula de carga com o macaco em posição	Após encunha-mento e reti-rada do macaco	Relação entre as cargas real-mente instala-da e a nominal (%)
Bloco 17 (Trecho 43)	I	30,0	15,1	7,5	25
	I*	30,0	25,0	26,4	88
	II	30,0	20,1	15,4	51
	III	50,0	-	43,2	86
	IV	50,0	-	31,0	62
3	I F	100,0	74,6	50,3	50
	II F	100,0	71,8	37,0	37
	III F	100,0	75,1	33,1	33
7	I B	40,0	30,0	29,6	74
	II B	40,0	27,6	37,0	93
	I C	48,0	41,9	50,0	104
	II C	48,0	41,7	45,1	94
	I D	60,0	41,5	44,6	93
	II D	60,0	34,9	33,8	70

* Após aplicação de um outro processo de encunha-mento.

nômetro do macaco (carga nominal) não lhe era transmitida. Ademais, com o simples ajuste das cunhas e a retirada do macaco, a carga nas estroncas, lida através de células de carga de cordas vibrantes caía às vezes substancialmente, como está indicado na *tabela IX-1*.

Para a estronca I do Bloco 17 (trecho 43), após a colocação das cunhas a ponto de sô movimentar o ponteiro do manômetro do macaco, quando então ele era retirado, a carga instalada decrescia para cerca de 25 % da carga nominal. Decidiu-se então repetir a operação de pré-compressão, mas forçando as cunhas até que a carga lida no manômetro do macaco diminuísse consideravelmente; este procedimento fez com que a carga realmente instalada passasse a ser 88 % da nominal.

Este exemplo ilustra a necessidade de se especificar muito bem as operações de encunhamento e retirada do macaco e, inclusive, na medida do possível, que se façam verificações das cargas realmente instaladas, em algumas estroncas, com o recurso de células de carga ou do próprio macaco. Os outros casos ilustrados na *tabela IX-1* corroboram estas recomendações.

O'Rourke e Cording (1974-a) fazem menção a uma perda de carga de 20 % após encunhamento, nas escoras da vala da Galery Place Station, Metrô de Washington D.C.; e recomendam um pré-carregamento acima do nominal, para fins de compensação.

3.2. Alívio de cargas em estroncas vizinhas, durante a pré-compressão

Uma outra fonte de redução da carga realmente incorporada às estroncas é o alívio provocado pela pré-compressão de estroncas vizinhas.

De fato, um dos resultados do desenvolvimento teórico, confirmado por algumas informações de campo, feito no *item 2.1. do Ca*

pítulo VII, foi que para paredes rígidas os alívios de carga são de pelo menos 20 % na estronca imediatamente acima da que foi comprimida.

Embora haja uma carência de dados experimentais, esta cifra é bastante significativa, principalmente se for levada em conta a possibilidade de se incorporar apenas uma fração de carga nominal durante a pré-compressão, discutida no ítem anterior.

3.3. O efeito da temperatura na carga instalada

A temperatura tem um efeito bastante significativo em paredes de escoramento rígidas, pois provocam variações nas cargas das estroncas, mercê de sua dilatação térmica. Com base nos estudos apresentados no *Capítulo VI*, conclui-se que a carga que surge na estronca por unidade de temperatura é uma fração (\bar{G}) da carga que nela se instalaria, se suas extremidades estivessem impedidas, sendo que:

$$\bar{G} = \frac{0,5}{1 + \frac{0,5\beta S_a}{Dt\ell}}$$

foi obtida através das *expressões (VI-4) e (VI-7)*.

A título de ilustração, para a Secção Experimental 3 a expressão acima permite estimar em 21 % a fração \bar{G} para as estroncas do último nível.

Suponha-se que a pré-compressão tenha sido feita à noite; se às 13 h do dia seguinte a temperatura tivesse aumentado de 30°C, as cargas nas estroncas do último nível sofreriam incrementos de até (vide *tabela III-1*):

$$\bar{G} \cdot E_a S_a \alpha \cdot \Delta T = 0,22 \times (2,1 \times 10^7) \times 0,0300 \times (1,1 \times 10^{-5}) \times 30 = 44 t$$

carga em função da temperatura, nos casos de valas escoradas com dois ou mais níveis de estroncas, mercê da assincronia dos seus picos de aquecimento.

2. RESULTADOS DA APLICAÇÃO DO MODELO MATEMÁTICO - ENVOLTÓRIAS DOS GRADIENTES MÁXIMOS

Os fatores que mais influem nos valores dos gradientes de carga-temperatura, revelados pelo modelo matemático, são, pela ordem de importância:

- a) os incrementos relativos de temperatura nas estroncas dos diversos níveis, que são função do ângulo de incidência dos raios solares, da orientação do eixo da vala, época do ano em que é feita a escavação, presença de anteparos nas imediações das valas, entre outros;
- b) o parâmetro η que mede a relação entre a rigidez das estroncas e a do solo escorado;
- c) a rigidez da parede de escoramento; e
- d) a geometria da vala e do sistema de escoramento.

Tal é a relevância do primeiro fator que, imaginando-se uma permuta entre duas Secções Experimentais no que tange às *contingências* de incidência dos raios solares, ventilação, presença de anteparos, ou, numa palavra, entre os incrementos relativos de temperatura, mas mantidas as suas *identidades* quanto à geometria da vala, ao sistema de escoramento e também quanto ao tipo de solo, foi possível mostrar uma alteração significativa nos valores das cargas na temperatura máxima. E isto graças a uma singularidade verificada na Secção Experimental 2, que apresentou incrementos relativos de temperatura medidos muito próximos daqueles que teoricamente conduzem a iguais valores dos gradientes de carga-temperatura, o que realmente se concretizou.

A rigidez das paredes de escoramento pode ser levada em conta separando-as em dois universos: de um lado as paredes rígidas, isto é, paredes diafragmas ou estacas justapostas; e de outro as paredes flexíveis, constituídas de estacas e estroncas metálicas e pranchões de madeira. Dentro de cada uma destas categorias a rigidez da parede em si mesma tem pouca influência.

A geometria da vala e do sistema de escoramento afetam enormemente os gradientes de carga-temperatura, mas são de difícil equacionamento. Por isso, e tendo em vista que em fase de projeto, e neste tipo de problema, interessa a estimativa dos valores extremos, introduziu-se o conceito de envoltória dos gradientes máximos de um sistema de escoramento, com base numa faixa de variação experimental dos incrementos relativos de temperatura.

Isto implicou na eliminação de uma das variáveis, reduzindo-se toda a teoria a algumas fórmulas práticas para a determinação dos gradientes máximos tanto para paredes flexíveis quanto para as rígidas, funções apenas do parâmetro η .

3. FÓRMULAS PRÁTICAS PARA O CÁLCULO DOS GRADIENTES

A definição dos parâmetros elásticos dos solos, quando submetidos a carregamentos cíclicos, é por si só tarefa trabalhosa, a exigir equipamentos precisos tanto para a medição dos incrementos de tensões, em níveis baixíssimos, inferiores a $2,5 \text{ t/m}^2$, quanto para medidas extensiométricas. Some-se a isto o desconhecimento do estado de tensões inicial a que o solo esteve submetido anteriormente e defronta-se com um quadro complexo.

No entanto, foi possível estabelecer tendências de

variação dos Módulos de Deformabilidade, obtidos de ensaios triaxiais, em função da profundidade, tendo-se constatado a sua constância em toda a camada, para as Argilas Porosas e Rijas Vermelhas, e, em geral, o seu crescimento linear com a mesma, para os Solos Variados. Módulos de Deformabilidade após repetição cíclica de carga são de 1,2 a 2 vezes maiores do que os correspondentes valores estáticos, confirmando resultados de autores alienígenas.

A fixação dos Módulos de Deformabilidade, através de fórmulas simples, foi possível através de retroanálise, em que se procurou ajustar os gradientes observados aos calculados, com a aplicação do modelo matemático às Secções Experimentais.

Foram estabelecidas fórmulas práticas para o cálculo de $\bar{\eta}$, que teve a sua definição estendida para a realidade concreta das camadas de solos heterogêneos, bem como para a determinação dos gradientes máximos, através das *expressões* (VI-6) para paredes flexíveis, e (VI-7) para paredes rígidas, ambas ratificadas experimentalmente.

Uma conclusão interessante a que se chegou é que gradientes elevados, da ordem de $0,40 E_a S_a^\alpha$, associados a paredes rígidas, são mais sensíveis a variações da área S_a da secção transversal das estroncas do que de qualquer outro parâmetro; por exemplo, a duplicação de S_a provoca um aumento de 67 % nos gradientes, enquanto que tal variação para o comprimento das estroncas redundaria em acréscimos de apenas 11 % nestes mesmos gradientes. O oposto ocorre com paredes flexíveis com gradientes baixos, da ordem de $0,10 E_a S_a^\alpha$, em que as variações de comprimento das estroncas, seu espaçamento em planta e a altura da própria parede, são muito mais significativas; por exemplo, a duplicação destes parâmetros implica em aumentos de 67 % nos gradientes, cifra esta que seria somente de 11 % se se dobrasse S_a . Tudo se passa como se as paredes

diafragma mascarassem a rigidez do solo e das escoras.

4. RECOMENDAÇÕES QUANTO À CONSIDERAÇÃO DO EFEITO DA TEMPERATURA NAS MANIPULAÇÕES DOS DADOS EXPERIMENTAIS E NO DIMENSIONAMENTO DE ESCORAMENTOS

4.1. *Paredes de Escoramento Flexíveis*

A idealização da escavação como um processo simples, fazendo abstração de efeitos tridimensionais, aliada à estimativa do alívio de carga nas estroncas já instaladas quando do encunhamento de novos níveis, feita com base em resultados de aplicação do modelo matemático, permitiu repartir as cargas observadas em três parcelas:

- a) carga total de encunhamento, que é inferior a 20 %;
- b) carga total devida ao empuxo de terra, superior a 30 %; e
- c) carga total resultante da dilatação térmica das estroncas, perfazendo cerca de 50 %.

Estes percentuais foram obtidos para as Secções Experimentais, 1, 6 e 8, do Metrô de São Paulo, e confirmados para a de número 2, se nela os incrementos relativos de temperatura tivessem sido os da Secção Experimental 8. Pode-se dizer que metade da carga total advem do efeito da temperatura que, portanto, duplicou a carga total devida ao empuxo de terra mais encunhamento.

Consideradas isoladamente, as cargas nas estroncas chegaram a ser várias vezes maiores do que aquelas que surgiriam como consequência do empuxo de terra mais encunhamento. E como a parcela resultante da dilatação térmica das estroncas depende dos incrementos relativos de temperatura, variável aleatória, é descabido o uso das cargas *observadas* nas temperaturas máximas para o traçado dos diagramas de pressões aparentes. Um outro argumento a favor desta posição refere-se à in-

conveniência do diagrama de pressões aparentes ser função do número de níveis de estroncas.

Para o *dimensionamento* do escoramento, em *final de escavação*, recomenda-se a estimativa das parcelas de carga oriundas do empuxo de terra por meio de diagramas de pressões aparentes observadas em solos semelhantes, ou de outro processo semi-empírico. A parcela de carga proveniente da dilatação térmica das estroncas poderá ser calculada multiplicando-se os gradientes máximos de carga-temperatura, obtidos através das fórmulas práticas, pelos máximos incrementos de temperatura esperados durante a permanência do escoramento. Nos *estágios críticos do reaterro* sugere-se utilizar o mesmo procedimento, tomando-se para todas as estroncas o máximo valor dos gradientes de carga-temperatura de final de escavação.

Para as Argilas Vermelhas e os Solos Variegados, pode-se adotar uma envoltória de pressões aparentes com forma trapezoidal, em que a pressão atinge o valor máximo de $0,1YH$ na altura do primeiro nível de estroncas.

4.2. *Paredes de Escoramento Rígidas*

Para as paredes rígidas, o efeito da temperatura é bastante significativo, primeiro porque dificilmente a carga incorporada por pré-compressão é a nominal, isto é, calculada em função dos diagramas de pressões associados ao estado de repouso do solo. E segundo, face aos alívios de carga devidos ao encunhamento de estroncas vizinhas. Estes alívios podem atingir valores de 20 e 10 %, respectivamente, para as estroncas já instaladas a um e dois níveis acima da que estava sendo pré-comprimida.

Ipsa facto, o problema levanta a questão do momen-

to mais adequado para a pré-compressão, se de dia ou à noite, com baixas temperaturas. A resposta, a nosso ver, é que a operação deva ser feita à noite, pois elimina a possibilidade da carga de pré-compressão ser perigosamente aliviada, propiciando ao solo escorço sair do estado de repouso, razão de ser da própria parede.

5. SUGESTÕES PARA FUTURAS OBSERVAÇÕES NO CONTEXTO DESTA INVESTIGAÇÃO

A manter-se ainda a tendência impulsionada por Terzaghi e Peck de uma busca de *receitas regionais* para o cálculo dos empuxos de terra, são feitas algumas sugestões para futuras observações de campo.

Além da medida concomitante da carga e da temperatura das estroncas é recomendável medir-se a temperatura em diversos pontos das paredes rígidas, tanto em profundidade quanto ao longo de sua espessura, até o contato concreto-solo. Isto permitirá aquilatar melhor, no futuro, a influência da dilatação térmica da própria parede nos gradientes de carga-temperatura.

De preferência, para a obtenção dos diagramas de pressões aparentes, as leituras das cargas nas estroncas deveriam ser feitas de madrugada, quando existe um equilíbrio térmico entre o ambiente e os materiais que constituem o sistema de escoramento.

Medidas cuidadosas das cargas e temperaturas deverão ser feitas no decorrer de um ou mais dias, em cada estágio de escavação. É importante que haja um sincronismo nas leituras das cargas e temperaturas em todas as estroncas dos diversos níveis, para minimizar as dispersões das correlações estatísticas que permitem determinar os gradientes de carga-temperatura e os incrementos relativos de temperatura.

Seria desejável que, pelo menos em final de escavação, o trecho da vala em observação fosse protegido da incidência dos raios solares, por um tempo que possibilitasse a definição, de uma forma consistente, dos gradientes de carga-temperatura para a nova configuração dos incrementos relativos de temperatura, criada artificialmente. Estes dados seriam valiosos na repartição das cargas nas estroncas em cargas de encunhamento mais empuxo de terra, de um lado, e cargas oriundas da sua dilatação térmica, de outro. Ainda neste sentido é bom lembrar que a separação das cargas de encunhamento depende fundamentalmente do conhecimento da temperatura da estronca no momento de sua instalação e da medida das cargas e das temperaturas nas estroncas vizinhas, antes e após o encunhamento.

Para a Cidade de São Paulo, em particular, seria interessante programar-se Secções Experimentais em valas que rasquem outras formações de solo, tais como as Areias do Vale do Anhangabaú e os solos quaternários, completando assim o quadro de informações já disponíveis.

Finalmente, de posse das cargas nas estroncas, depuradas dos efeitos da temperatura e do encunhamento, será possível comparar dados de observação de campo com os resultados da aplicação de processos modernos de cálculo, seja com base no Método dos Elementos Finitos ou no Método dos Campos Associados, ambos exigindo um conhecimento mais aprofundado das relações tensão-deformação dos solos escorados e dos seus coeficientes de empuxo em repouso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1 - BAGUELIN, F. & JÉZÉQUEL, J.F. Le Pressiomètre Autoforeur. Annales de L'Institute Technique des Bâtiment et des Travaux Publics Paris. Série Soils et Fondations, (97): 135-160, jul/aout. 1973.
- 2 - BISHOP, A.W. et al. Undisturbed Samples of London Clay From the Ashford Common Shaft: Strenght-effective Stress Relationships. Géotechnique, 15 (1): 1-31, mar. 1965.
- 3 - BJERRUM, L. et al. The Effect of Time on the Shear Strenght of a Soft Marine Clay. In: CONFERENCE ON EARTH PRESSURE PROBLEMS, Brussels, 1958. Proceedings ... Brussels, 1958, vol. 1, p. 148-158.
- 4 - BJERRUM, L. et al. Mesuring Instruments for Struttet Excavations. Norwegian Geotechnical Institute Publication n° 64, 1965, p. 1-17.
- 5 - BJERRUM, L. Earth Pressures on Flexible Structures. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Madrid, 1972. Proceedings ... Madrid, Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones, 1972. vol. 2, p. 169-196.
- 6 - BJERRUM, L. Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays and Structurally Unstable Soils (Collapsible, Expansive and others). In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8, Moscou, 1973: Proceedings ... Moscou, The USSR National Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1973. vol. 3, p. 111-159.
- 7 - BOZOZUK, M. & LEONARDS, G.A. The Gloucester Test Fill. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH SUPPORTED STRUCTURES, Lafayette, 1972. Proceedings ... Lafayette, American Society for Civil

Engineers, 1972, vol. 1, p. 299-317.

- 8 - CASAGRANDE, A. & SHANNON, W.L. Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils Under Dynamic Loads. INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Rotterdam, 1948. Proceedings... Rotterdam, 1948, vol. 5, p. 29-34.
- 9 - CASAGRANDE, A & WILSON, S.D. Effect of Rate of Loading on the Strength of Clays and Shales at Constant Water Content. Géotechnique, 2 (3): 251-263, Jun. 1951.
- 10 - CHAPMAN, K.R. et al. Performance of a Braced Excavation in Granular and Cohesive Soils. In: SPECIALTY CONFERENCE ON PERFORMANCE OF EARTH AND EARTH - SUPPORTED STRUCTURES, 1972. Proceedings ... American Society for Civil Engineers, 1972, vol. 3, p. 271-293.
- 11 - COZZOLINO, V. Tipos de Sedimentos que Ocorrem na Bacia de São Paulo. São Paulo, 1972. Tese, Escola Politécnica da Universidade de S.Paulo.
- 12 - COZZOLINO, V. & CHIOSSI, N. Condições Geotécnicas da Bacia Sedimentar de S.Paulo. D.L.P., S.Paulo, 1969.
- 13 - D'APPOLONIA, D.J. Effects of Foundation Construction on Nearby Structures. In. PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, Porto Rico, 1971. Proceedings... Porto Rico , American Society Civil Engineers, N.York, 1971. vol. 1, p. 189-236.
- 14 - DIBIAGIO, E. & BJERRUM, L. Earth Pressure Measurements in a Trench Excavated in Stiff Marine Clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 4, London, 1957.Proceedings... London, Butterworths, 1957. vol. 2, p. 196-202.
- 15 - DUNCAN, J.M. & SEED, H.B. Anisotropy and Stress Reorientation in Clay. Journal Soil Mechanics, 92 (5): 21-49 sept., 1966.

- 16 - ENDO, M. Earth Pressure in The Excavation Work of Alluvial Clay Stratum. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Budapest, 1963. Proceedings ... Budapest, 1963, Hungarian Academy of Sciences, p. 21-46.
- 17 - FLAATE, K.S. Stresses and Movements in Connection With Braced Cuts in Sand and Clay. Illinois, 1966. Tese - University of Illinois, Michigan.
- 18 - FUJII, J. & REMY, J.P. Análise pelo Método dos Elementos Finitos da Influência da Temperatura sobre Cargas nas Estroncas. In: SEMINÁRIO BRASILEIRO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO À MECÂNICA DOS SOLOS, 1, Rio de Janeiro, 1974. Anais ... Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia UFRJ, 1974, p. 247-259.
- 19 - GOLDER, H.Q. Measurement of Pressure In Timbering of a Trench In Clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Rotterdam, 1948. Proceedings ... Rotterdam, 1948, vol. 2, p. 76-81 (s.c.p.).
- 20 - HANNA, T.H. & ADAMS, J.I. Comparison of Field and Laboratory Measurements of Modulus of Deformation of a Clay. Highway Research Record (243): 12-22, 1968.
- 21 - HENKEL, D.J. The Relevance of Laboratory Measured Parameters in Field Studies. In: STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF SOILS. ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, Cambridge, 1971. Proceedings ... London, G.T. FOULIS, 1972. p. 669-675.
- 22 - KARLSRUD, K. e F. MYRVOLL. Performance of a Strutted Excavation In Quick Clay. Norwegian Geotechnical Institute Publication n° 111, 1976, p. 9-16.

- 23 - KEEN, B.A. The Physical Properties of the Soil. London, Longmans, Green and Co., 1931.
- 24 - KENNEY, T.C. Discussion. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, 85 (3): 67-69, 1959.
- 25 - KONDER, R.L. & ZELASKO, J.S. A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sand. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Brasil, 1963. Proceedings ... Brasil, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1963, vol. 1, p. 289-324.
- 26 - LADD, C.C. Stress-Strain Behaviour of Saturated Clay and Basic Strength Principles. Massachusetts Institute of Technology. Research Report of Civil Engineering (R 64-17): 1-67, Apr. 1964a.
- 27 - LADD, C.C. Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, 90 (5): 103-132, 1964b.
- 28 - LAMBE, T.N. & WHITMAN, R.V. Soil Mechanics. New York, John Wiley, 1969.
- 29 - LANGENDONCK, T.V. Cálculo de Concreto Armado, Rio de Janeiro, Científica, 1959.
- 30 - LEINZ, V. & AMARAL, S.E. Geologia Geral. 3 ed. São Paulo, Nacional, 1966.
- 31 - MANSUR, C.I. & ALIZADEH M. Tie Backs in Clay to Support Sheeted Excavation. Journal Soil Mechanics and Foundation Division, 96 (2): 495-509, 1970.
- 32 - MASSAD, F. et al. Influência da Temperatura nas Cargas de Estroncas, em Valas Escoradas com Paredes Diafragma e Dois Níveis de Estroncas. In: SEMINÁRIO BRASILEIRO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS APLICADO À MECÂNICA DOS SOLOS, 1, Rio de Janeiro, 1974. Anais ... Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia UFRJ, 1974-a, p. 209-228.

- 33 - MASSAD, F. et al. Comparações entre Valores Medidos e Calculados dos Gradientes de Carga-Temperatura em Estroncas, em Valas Escoradas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, São Paulo, 1974. Anais ... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974-b, vol. 1, p. 73-86.
- 34 - MASSAD, F. et al. Influência da Temperatura nos Gradientes de Carga-Temperatura para Escoramentos com Vários Níveis de Estroncas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, 1974. Anais ... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974-c, vol. 1, p. 87-103.
- 35 - MASSAD, F. Características Geotécnicas das Argilas Porosas Vermelhas de São Paulo. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, São Paulo. Anais ... São Paulo - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974, vol. 2, p. 131-144.
- 36 - MASSAD, F. A Influência do Método Construtivo no Desenvolvimento dos Recalques do Terreno, nas Valas Escavadas a Céu Aberto do Metrô de São Paulo, Escoradas com Paredes Flexíveis. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 6, 1978. Anais ... Rio de Janeiro - Associação Brasileira de Mecânica dos Solos.
- 37 - MELLO, V.F.B. & TEIXEIRA, A.H. Mecânica dos Solos. São Carlos Universidade de São Paulo, 1962.
- 38 - MORGENSTERN, N.R. & EISENSTEIN, Z. Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations. In: SPECIALTY CONFERENCE ON LATERAL STRESSES IN THE GROUND AND DESIGN OF EARTH-RETAINING STRUCTURE, Ithaca, 1970. Proceedings ... Ithaca, American Society Civil Engineers, 1970. p.51-102.
- 39 - NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE. Technical Reports 1 a 9, Oslo, 1962.

- 40 - OLIVEIRA PINTO, M.C. & KUTNER, M. Estudo das Características Mecânicas de uma Argila da Colina de São Paulo. Revista Politécnica, set., 1950.
- 41 - O'ROURKE, T.D. & CORDING, E.J. Observed Loads And Displacements For A Deep Subway Excavation. In: R.E.T.C., 1974. Proceedings ... 1974-a, vol. 2, p. 1305-1325.
- 42 - O'ROURKE, T.D. & CORDING, E.J. The History of Loads And Displacements For a Deep Excavation in a Mixed Soil Profile. Transportation Research Record (517): 1-15, 1974-b.
- 43 - ORTOLANI, A.A. & PINTO, H.S. Temperatura do Solo. In: MONIZ, A.C. e outros. Elementos de Pedologia. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1972, p. 59-76.
- 44 - PACHECO SILVA, F. Uma Nova Construção Gráfica para Determinação da Carga de Prê-Adensamento de Solos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 4, Rio de Janeiro, 1970. Anais ... Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1970, v. 2, p. 219-223.
- 45 - PALMER, J.H.L. & KENNEY, T.C. Analytical Study of a Braced Excavation in Weak Clay. Canadian Geotechnical Journal, 9 (2): 145-164, May, 1972.
- 46 - PECK, R.B. Earth - Pressure Measurements In Open Cuts, Chicago (ILL) Subway. Transactions American Society Civil Engineers. vol. 108, p. 1008-1036, 1943.
- 47 - PECK, R.B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, 1969. Proceedings ... México, Sociedad Mexicana de Mecánica del Suelo, 1969. State of the Art Volume, p. 225-290.

- 48 - PERLOFF, W.H. Pressure Distribution and Settlement. In: WINTERKORN, H.F. & FANG, H.Y. ed. Foundation Engineering Handbook. New York, Van Nostrand Reinhold, 1975. Cap. 4, p. 148-196.
- 49 - PICHLER, E. Regional Study of the Soils from São Paulo, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Rotterdam, 1948. Proceedings ... Rotterdam, s.c.p. 1948. vol. 3, p.222-226.
- 50 - PIECKERING, D.J. Anisotropic Elastic Parameters for Soil. Géotechnique, 20 (3): 271-276, 1970.
- 51 - PIPES, L.A. & HOVANESSIAN, S.A. Matrix Computer Methods In Engineering. New York, John Wiley, 1969.
- 52 - POULOS, S.J. Control of Leakage in the Triaxial Test. Harvard Soil Mechanics Series, (71) March, 1964.
- 53 - REMY, J.P. & SZWARCBARG, M. Influência da Temperatura sobre as Cargas nas Estroncas duma Escavação do Metrô do Rio de Janeiro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, São Paulo, 1974. Anais ... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974. vol. 1, p. 309-322.
- 54 - RICHARDSON, J.R. A.M. & WHITMAN, R.V. Effect of Strain-Rate Upon Undrained Shear Resistance of a Saturated Remoulded Fat Clay, Géotechnique, 13 (4): 310-346, 1964.
- 55 - RICHART, F.E. et al. Vibrations of Soils and Foundations. New Jersey, Prentice Hall, 1970.
- 56 - RIOS, L. & PACHECO SILVA, F. Foundation In Downtown São Paulo, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Rotterdam, 1948. Proceedings ... Rotterdam, s.c.p. 1948. v. 4, p. 67-92.

- 57 - RODRIGUEZ, J.M. & FLAMMAND, C.L. Strut Recorded In A Deep Excavation In Clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, 1969. Proceedings ... México, 1969, Sociedad Mexicana de Mecánica del Suelo. vol. 2, p. 459-467.
- 58 - RODRIGUEZ, J.M. & PEREZ R.L. Deep Excavations And Tunneling In Soft Ground. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, 1969. Proceedings ... México, 1969, Sociedad Mexicana de Mecánica del Suelo. vol. 3, p. 370-373.
- 59 - ROSCOE, K.H. The Influence of Strains in Soil Mechanics: 10th Rankine Lecture. Géotechnique, 20 (2): 129-170, 1970.
- 60 - SHANNON, W.L. et al. Dynamic Triaxial Tests on Sand. In: PAN-AMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1, 1959. Proceedings ... 1959, vol. 1, p. 473-489, 1959.
- 61 - SIMONS, N.E. & SOM, N.N. The Influence of Lateral Stress on the Stress Deformation Characteristics of London Clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7, México, 1969. Proceedings ... México, Sociedad Mexicana del Suelo, 1969. v. 1, p. 369-377.
- 62 - SKEMPTON, A.W. & WARD, W.H. Investigations Concerning Deep Cofferdam In the Thames Stuary Clay at Shellhaven. Géotechnique, 3 (3): 119-139, sept., 1952.
- 63 - SODERMAN, L.G. & KIM, Y.D. Field and Laboratory Studies of Modulus of Elasticity of a Clay Till. Highway Research Record, (243): 1-11, 1968.
- 64 - SOUSA PINTO, C. et al. Comportamento do Escoramento Numa Escavação do Metrô de São Paulo: Secção Experimental nº 1. Publicação do IPT nº 963, 1972.

- 65 - SOUSA PINTO, C. et al. Avaliação das Cargas em Escoramentos, em Função da Temperatura. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 5, São Paulo, 1974. Anais ... São Paulo, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1974. vol. 1, p. 151-164.
- 66 - SOUSA PINTO, C. & MASSAD, F. Características dos Solos Variegados da Cidade de São Paulo. Publicação do IPT nº 984, 1972.
- 67 - TEIXEIRA, A.H. Alguns Aspectos do Comportamento de Areias Argilosas de Baixa Compacidade como Apoio de Fundações. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 4, Rio de Janeiro, 1970. Anais ... Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, 1970, vol. 1, Tomo 1, p. V-29/V-42.
- 68 - TELLER, L.W. & SUTHERLAND, E.C. The Structural Design of Concrete Pavements. Public Roads, 16 (9): 169-197, 1935.
- 69 - TERZAGHI, K. General Wedge Theory of Earth Pressure. Transactions American Society Civil Engineers. Vol. 106, p. 68-97, 1941.
- 70 - TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Geotechnique, 5 (4): 297-326, Dec. 1955.
- 71 - TERZAGHI, K. & PECK, R.B. Soil Mechanics in Engineering Practice, New York, John Wiley, 1967.
- 72 - TIMONSHENKO, S.P. Resistência dos Materiais. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, Tomo 1, 1958.
- 73 - VARGAS, M. & BERNARDO, G. Nota Para o Estudo Regional do Solo do Centro da Cidade de São Paulo. Publicação do IPT nº 248, 1946.
- 74 - VARGAS, M. Building Settlement Observation in São Paulo. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2, Rotterdam, 1948. Proceedings ... Rotterdam, s.c.p. 1948, vol. 4, p. 15-21.

- 75 - VARGAS, M. Problemas de Fundação de Edifícios em São Paulo e Sua Relação com a Formação Geológica Local. Publicação do IPT nº 514, 1954.
- 76 - VARGAS, M. Foundations of Tall Buildings on Sand in São Paulo, Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Paris, 1961. Proceedings ... Paris, Dunod, 1961. v.1, p. 841-849.
- 77 - WARD, W.H. & MARSLAND, A. Properties of London Clay as the Ashford Common Shaft: In-Situ and Undrained Strength Tests. Geotechnique, 15 (4): 321-344, 1965.
- 78 - WARD, W.H. et al. Further Studies of the Properties of London Clay. Geotechnique, 9 (2): 33-58, 1959.
- 79 - WESTERGAARD, H.M. Analysis of Stresses in Concrete Pavements due to Variations of Temperature. In: Proceedings of Highway Research Board, p. 201-215, 1926.
- 80 - WESTLAKE, J.R. A Handbook of a Numerical Matrix Inversion and Solution of Linear Equations, New York, John Wiley, 1968.
- 81 - WILKINSON, J.H. The Solution of Ill - Conditioned Linear Equations. In: Mathematical Methods for Digital Computers, New York, John Wiley, vol. 2, p. 65-93, 1968.
- 82 - WILKINSON, J.H. The Algebraic Eigenvalue Problem. London, Clarendon Press, Oxford, 1965.
- 83 - WILSON, E.L. Solid SAP: A Static Analysis Program for Three Dimensional Solid Structures. Denver Mining Research Center, U.S. Dept. of Interior. Bureau of Mines. Sept. 1971.
- 84 - WILSON, S.D. & DIETRICH, R.J. Effect of Consolidation Pressure on Elastic and Strength Properties of Clay. In: RESEARCH CONFERENCE ON

SHEAR STRENGTH OF COHESIVE SOILS, BOULDER, COLORADO, 1960.

Proceedings ... Boulder, American Society Engineers, 1960. p. 419-435.

- 85 - WROTH, C.P. & BASSET, R.H. A Stress-Strain Relationship for the Shearing Behaviour of a Sand. Géotechnique, 15 (1): 32-56, 1965.
- 86 - WROTH, C.P. General Theories of Earth Pressures and Deformations. In. EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5, Madrid, 1972-a. Proceedings ... Madrid, Sociedad Española de Mecánica del Suelo y cimentaciones, 1972. vol. 2, p. 33-52.
- 87 - WROTH, C.P. Some Aspects of the Elastic Behaviour of Over-Consolidated Clay. In: STRESS-STRAIN BEHAVIOUR OF SOILS: ROSCOE MEMORIAL SYMPOSIUM, Cambridge, 1971. Proceedings ... London, G.T. Foulis, 1972-b. p. 347-361.
- 88 - ZIENKIEWICZ, O.C. The Finite Element Method in Engineering Science. London, Mc Graw Hill, 1972.

APÊNDICE A

CONSIDERAÇÕES QUANTO À PRECISÃO DAS CÉLULAS DE CARGA E DOS PARES TERMOELÉTRICOS

1. INTRODUÇÃO

A seguir serão discutidas algumas questões relativas à precisão dos aparelhos de medida de maior relevância nesta Investigação, a saber, as *células de Carga de Corda Vibrante* e os *Pares Termoeletricos*.

Sempre que se julgar pertinente, serão feitas considerações quanto à influência das técnicas e dos erros de medida nos valores dos gradientes de carga-temperatura, tais como foram definidos no Capítulo III.

2. PRECISÃO DE MEDIDA DAS CÉLULAS DE CARGA DE CORDA VIBRANTE

2.1. Precisão do aparelho em si

O princípio de transdução da célula de carga (vide *figura A-1*) consiste na transformação de variações de deformação de uma *corda* de aço especial, protendida com uma certa força inicial, em variações da sua frequência de ressonância. Em estado de repouso ou *em vazio*, a frequência de ressonância é L_0 ; uma vez submetida a um esforço de compressão, a tensão na corda se reduz, o mesmo acontecendo com a frequência L . Sendo K o valor da constante do aparelho, é possível determinar-se a carga aplicada, através da expressão:

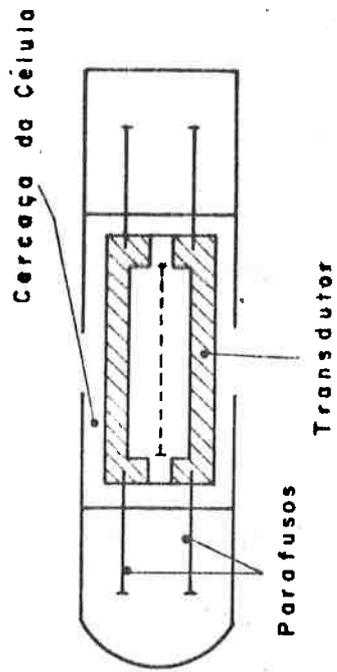
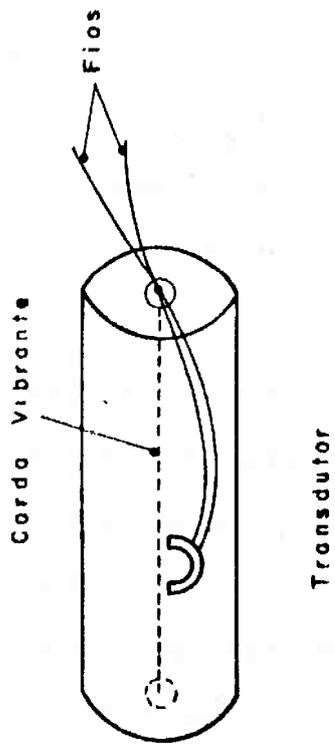
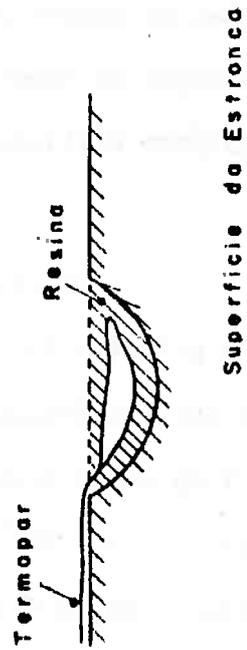
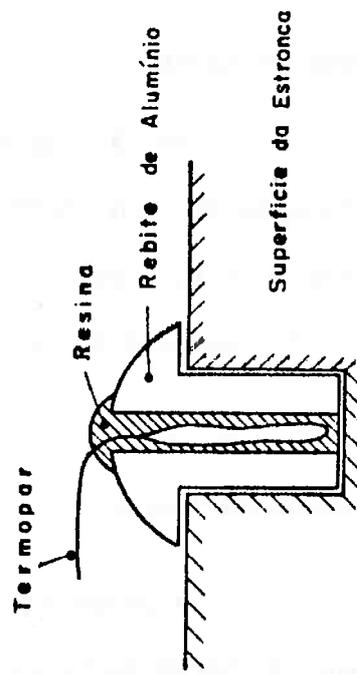


FIGURA A1- ESQUEMA DA CÉLULA DE CARGA DE CORDA VIBRANTE.



DETALHES DE INSTALAÇÃO DE TERMOPAR
FIGURA A- 2



DETALHES DE INSTALAÇÃO DE TERMOPAR
FIGURA A- 3

$$C = K (L_0 - L)$$

onde K é dada em kg/Hz.

As células usadas nas Secções Experimentais do Metrô de São Paulo eram do tipo *Maihak MDS-636* com precisão nominal de leitura da frequência de 1 %, o que faz com que o erro máximo de medida da carga seja de 2 %. Disponha-se de células com capacidades máximas de 25, 50 e 100 t.

2.2. *Influência da Temperatura no aparelho de medida*

A temperatura pode interferir de três modos na leitura de Células de Carga de Cordas Vibrantes:

- a) iguais incrementos de temperatura na carcaça e na corda provocariam diferentes dilatações térmicas, se os materiais fossem diferentes;
- b) a existência de gradientes de temperatura entre a carcaça e a corda poderia provocar uma defasagem entre a carga lida e a carga realmente instalada nas estroncas; ou, por outra, o tempo de resposta da célula a variações de temperatura do ar ambiente seria significativo; e
- c) esta defasagem no tempo de resposta seria diferente se a temperatura do ar ambiente estivesse crescendo ou decrescendo (fenômeno de histerese).

No caso das células *Maihak*, usadas nas Secções Experimentais, a primeira fonte de erro inexistente, pois os materiais são idênticos. Isto foi confirmado através de experimentação, em que células de 25 t e 100 t de capacidade máxima foram observadas *em vazio*, em diversas temperaturas, até 60°C em estufa, tendo sido constatado um desvio na frequência L_0 de no máximo 0,8 %. Em termos de cargas, nas de 100 t a variação foi da ordem de 0,5 t; nas de 25 t, 0,18 t.

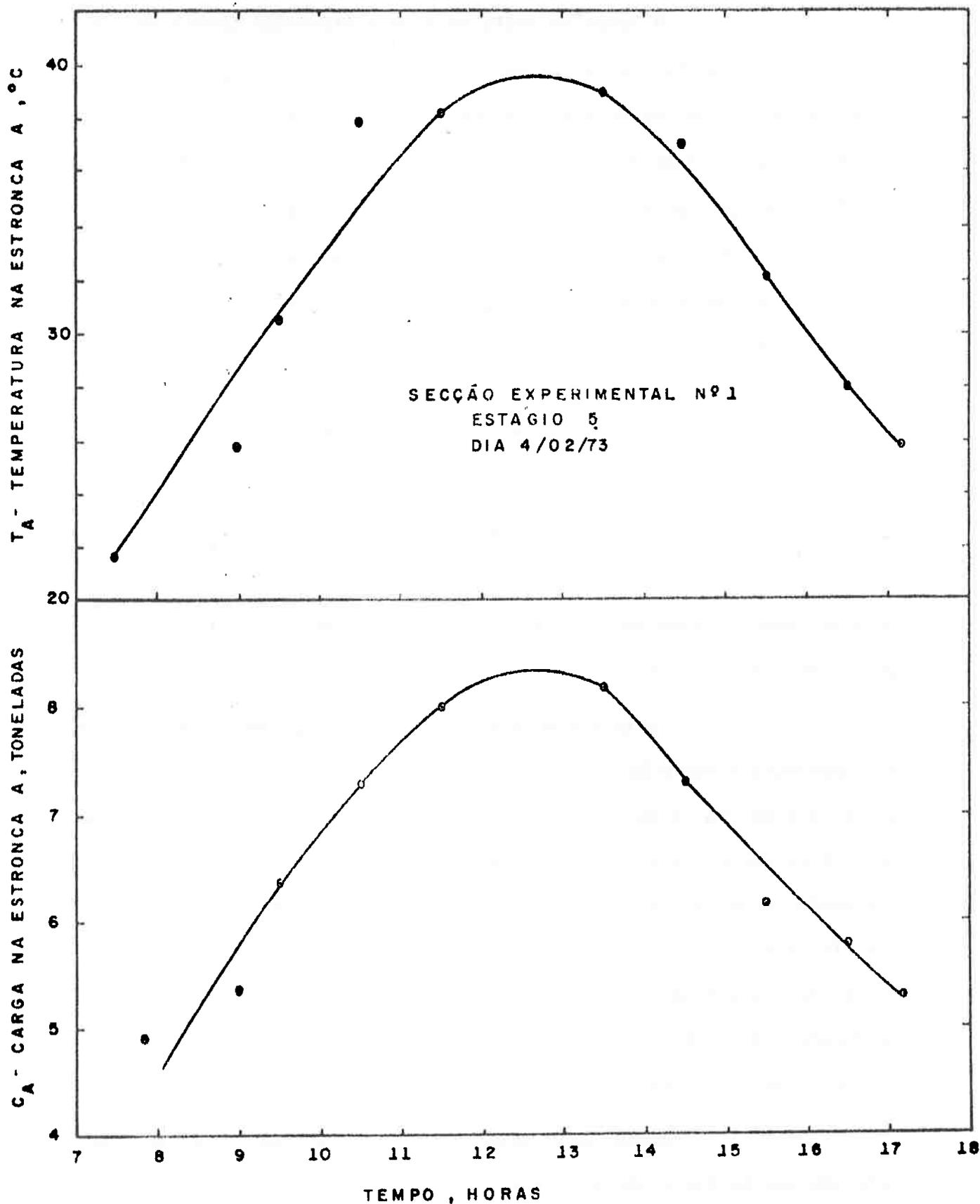


FIGURA A - 4 : INEXISTÊNCIA DE FENÔMENOS DE HISTERESE NA RESPOSTA DE CÉLULAS DE CARGA MAIHAK, DEVIDO A VARIAÇÕES DE TEMPERATURA.

A terceira fonte de erro (histerese) também pode ser descartada, pela análise da *figura A-4*, referente ao estágio 5 da Secção Experimental 1, em que sô havia uma estronca instalada (ver *figura B-3*). A simetria das curvas de carga ou temperatura em função do tempo são prova disso. Ou, por outra, as correlações carga-temperatura apresentam um desvio de $\pm 0,5 t$, para 98 % de grau de confiança, sem fazer distinção entre os ramos ascendente ou descendente das curvas em função do tempo. As correlações obtidas foram:

$$C_A = 1,1 + 0,172 T_A \quad (r = 98 \%)$$

e

$$C_A = 0,9 + 0,170 T_A \quad (r = 99 \%)$$

para os ramos ascendente e descendente, respectivamente; r é o coeficiente de correlação da regressão.

Resta o problema do tempo de resposta da célula. Se a temperatura externa (da carcaça) estivesse aumentando e fosse maior do que a interna (da corda), a carga lida seria inferior à realmente instalada na estronca. Inversamente, se a temperatura externa estivesse decrescendo, a carga lida seria maior do que a real. Isto equivaleria a transladar a curva de carga lida-tempo para a esquerda, para se obter a curva real, o que não pode ser feito no caso dos resultados apresentados na *figura A-4*, pois a máxima temperatura e a máxima carga ocorreram praticamente ao mesmo tempo.

Assim, pelo menos para fins práticos, os erros envolvidos são bastante pequenos e desprezíveis face a outros, a serem discutidos a seguir, consequência do processo de medida das temperaturas.

Note-se finalmente que se houvesse um *time lag*, a cur

va carga real-tempo seria aproximadamente *paralela* à lida, o que manteria os valores dos gradientes de carga-temperatura praticamente invariantes.

A maior fonte de erro está realmente em variações bruscas da temperatura da carcaça da célula, tanto para mais (incidência direta de raios solares, por exemplo), como para menos (chuvas de verão, rápidas e intensas ao mesmo tempo, ou passagem de uma nuvem, encobrendo repentinamente o sol). Tais eventos podem provocar grandes gradientes térmicos de uma forma não homogênea na carcaça, gerando respostas das mais variadas possíveis. Para evitar estas mudanças bruscas de temperatura, as células foram protegidas contra a incidência direta dos raios solares. Uma melhoria desta proteção poderia ser conseguida com o auxílio de placas de isopor, de 2 cm de espessura, revestindo internamente uma caixa metálica.

2.3. Influência da rigidez das células de carga

As células de carga utilizadas tinham comprimento máximo de 27 cm e rigidez variando de 15 a 20 vezes a de uma estronca constituída de perfis 2 I 12", com 12 m de comprimento, usualmente empregadas nas valas escoradas do Metrô de São Paulo.

Nestas condições, pode-se provar que uma estronca apoiada em célula de carga numa de suas extremidades possui rigidez de 5 a 7 % inferior à de uma outra não instrumentada. Como consequência - ocorrem fenômenos de arqueamento no solo com redistribuição das cargas transmitidas às estroncas, mas de pequena monta.

De fato, considere-se, para simplificar a análise, um plano associado a um nível de estroncamento. Imagine-se o *quadro* formado por diversas estroncas apoiadas em vigas de distribuição, ou vigas

de rigidez, carregadas uniformemente com certa pressão. Suponha-se que apenas duas estroncas adjacentes sejam instrumentadas.

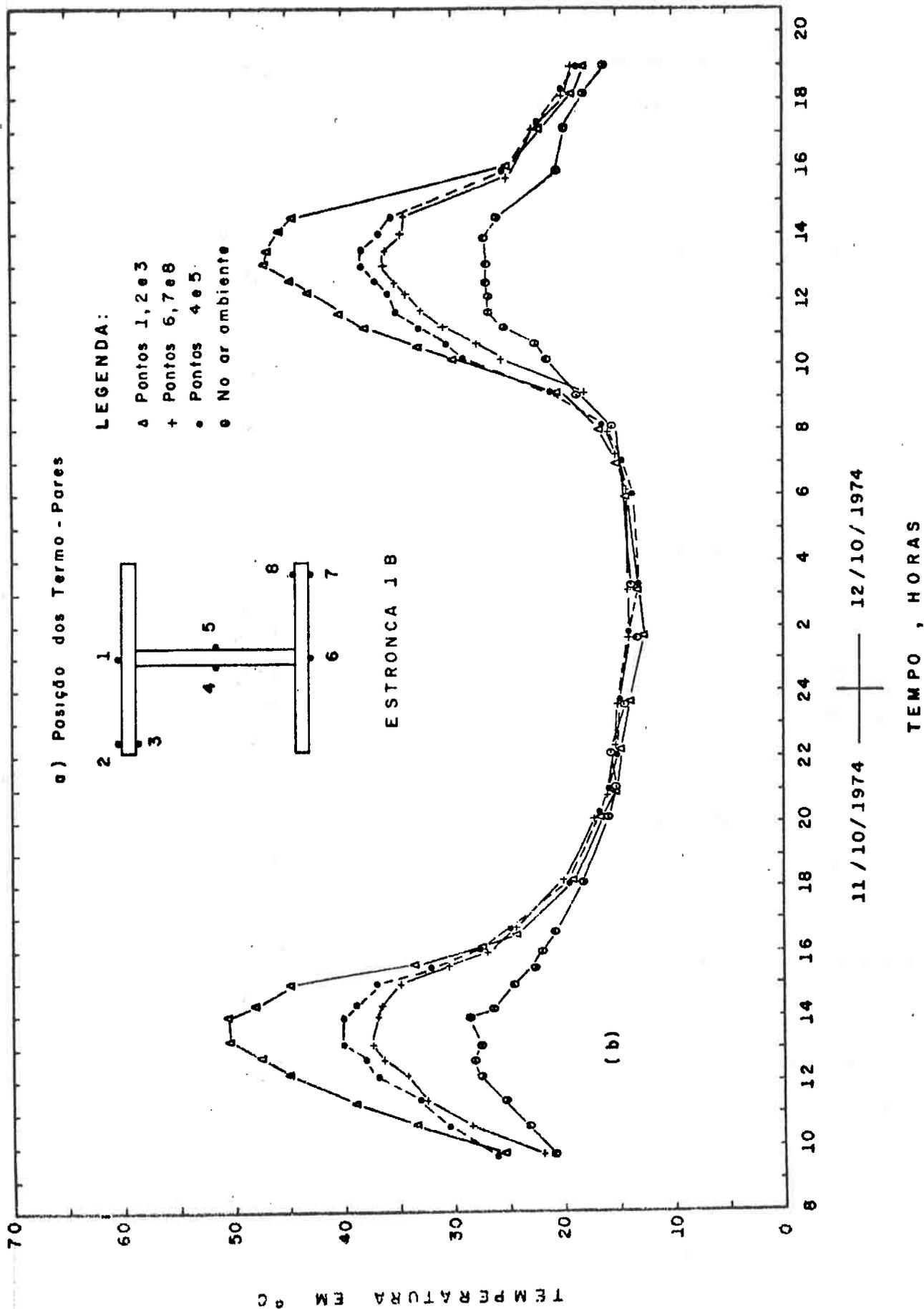
A aplicação do cálculo matricial de estruturas ao *quadro* assim idealizado conduziu a reduções máximas de 2,5 % nas cargas das *estroncas instrumentadas*, referenciadas às cargas que ocorreriam se não existissem os instrumentos de medida. As estroncas vizinhas, não instrumentadas, apresentaram acréscimos de carga da mesma ordem de grandeza. Os valores encontrados são os máximos para espaçamentos entre estroncas variando de 2 a 3 m, em planta. Este percentual subiria para 3,5 % se a rigidez do conjunto estronca-célula de carga fosse 10 % menor do que a de uma outra adjacente, não instrumentada.

3. PRECISÃO NAS MEDIDAS DA TEMPERATURA

3.1. Erros inerentes à própria técnica de medida

Os termo-pares usados eram constituídos de *junções* de cobre-constantan, tipo T, e as leituras eram feitas com uma ponte potenciométrica, balanceada em um galvanômetro. Uma vez atingido o ponto de equilíbrio do galvanômetro, tinha-se uma mili-voltagem que, pela tabela de conversão, indicava a temperatura.

A instalação, regra geral, era feita puncionando-se a superfície da estronca e colocando-se na cavidade a junção embebida e recoberta com resina. A seguir nivelava-se a superfície. Este processo, indicado esquematicamente na *figura A-2*, é rápido e de boa durabilidade; o termopar fica protegido pela camada superior da resina e eletricamente isolado, medindo-se a temperatura na superfície da estronca, com um erro de $\pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Um outro processo alternativo consistiu em introduzir na estronca um rebite de alumínio, vazado longitudinalmente, e onde se alo-



**FIGURA A-5: VARIACÕES DA TEMPERATURA EM FUNÇÃO DO TEMPO
MURO DE ARRIMO - MOSTEIRO SÃO BENTO**

java a junção embebida e recoberta com resina, conforme ilustrado na *figura A-3*.

O uso de potenciômetro tornou a operação de leitura lenta e dispendiosa, mas teve-se a garantia de precisão. E isto porque é mais fácil de se detectar erros devidos a contatos elétricos mal feitos, pelo balanceamento do galvanômetro, que se torna instável quando o termo-par é tocado com as mãos. Finalmente, um outro cuidado refere-se ao uso de cabos, fios, ou conectores, em caixas seletoras (potenciômetros) apropriadas, pois, caso contrário, os erros relativos podem ser elevados. Neste sentido, o ideal, econômica e tecnicamente, é utilizar fio de compensação (Cobre e Constantan) para levar o sinal elétrico do termo-par ao aparelho de medida.

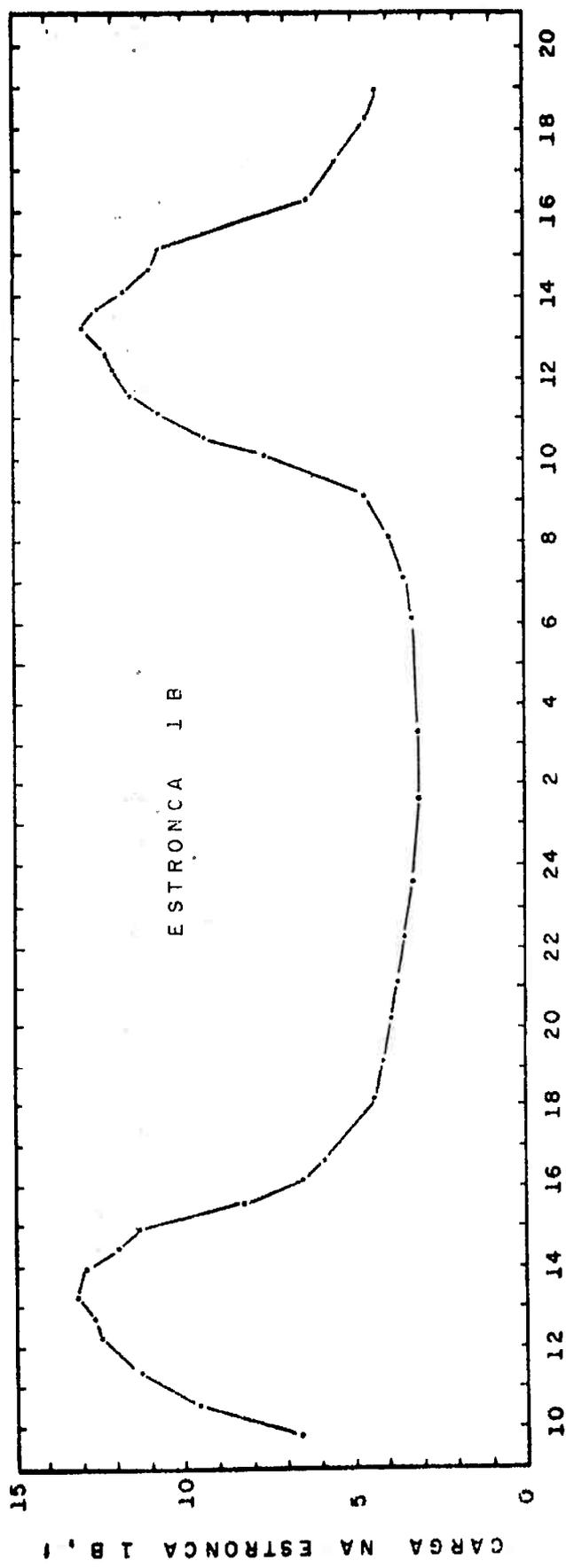
3.2. O que é a temperatura de uma estronca?

Considere-se os dados apresentados na *figura A-5*. Trata-se de medidas de temperatura em diversos pontos de uma secção de estronca, um perfil H com espessura de 25,4 mm, largura da mesa de 347 mm e altura de 344 mm.

Vê-se que a temperatura na mesa superior chega a ser 12,5°C maior do que na inferior. Ademais, no centro da estronca (pontos 4 e 5 da *figura A-5a*) a temperatura atinge valores até 4°C abaixo da média entre as temperaturas das mesas superior e inferior.

Outro fato interessante que se depreende da análise destes resultados é que durante a noite a estronca entra em equilíbrio térmico com o meio ambiente, confirmando o bom senso de eliminar-se o efeito da temperatura lendo-se as cargas de manhã, antes que o sol apareça.

Finalmente, entre os pontos de medida 1, 2 e 3 da me



11 / 10 / 1974 ——— 12 / 10 / 1974

TEMPO , HORAS

FIGURA A - 6: VARIACÖES DA CARGA COM O TEMPO - MURO DE ARRIMO, MOSTEIRO SÃO BENTO

sa superior (*figura A-5a*) a máxima diferença entre as temperaturas foi de 1,5°C; para os pontos 6, 7 e 8, foi de 2°C; e para os pontos 4 e 5, 1°C.

A *figura A-6* mostra variações de carga na mesma estronca observadas nos dias 11 e 12/10/1974, em função do tempo. Supondo que a célula de carga se apoiava no centro geométrico da sua secção transversal, a temperatura a considerar na determinação dos gradientes de carga-temperatura é T' , média dos pontos 4 e 5. A correlação estatística obtida foi:

$$C = -4,90 + 0,45 T' \quad (\text{coeficiente de correlação} = 97 \%)$$

para os 13 pontos compreendidos entre as 09:50h e 18:10h do dia 11/10/1974.

Se se tivesse tomado como temperatura da estronca a média T'' entre as temperaturas das mesas superior e inferior, ter-se-ia obtido:

$$C = -2,60 + 0,36 T'' \quad (\text{coeficiente de correlação} = 99 \%)$$

e o erro no valor do gradiente seria da ordem de 20 %, para menos.

No caso de perfis duplo I, soldados, que foram os utilizados nas Secções Experimentais do Metrô de São Paulo, a situação é diferente. Como existe uma chapa na extremidade da estronca em contacto com a célula de carga, tem sentido tomar-se a média entre as temperaturas das abas superior e inferior como representativa de sua temperatura.

Diversas verificações de temperatura foram feitas pelos dois processos, tanto no campo como no laboratório, tendo-se consta-

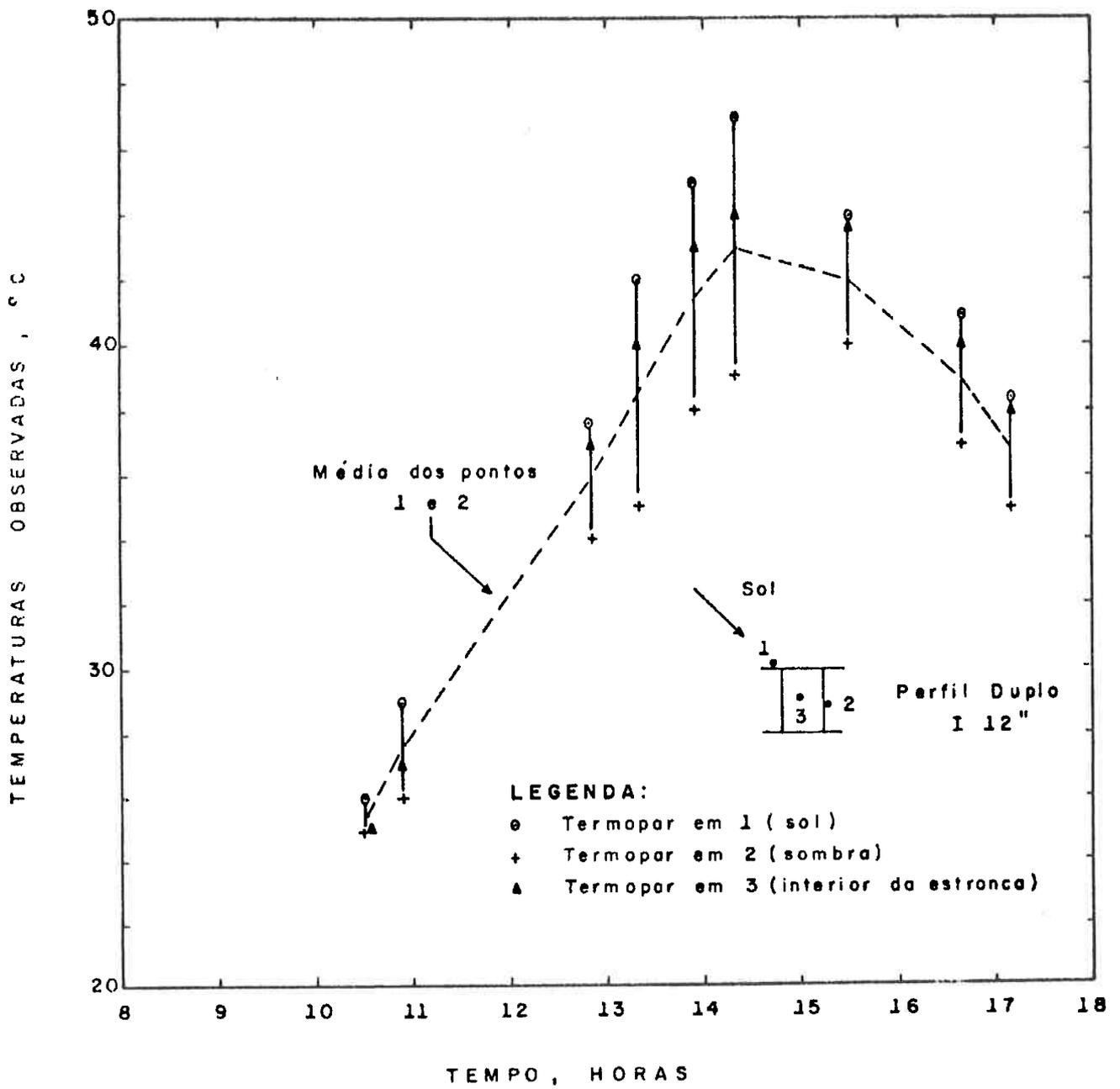


FIGURA A - 7 : MEDIDAS DE TEMPERATURAS FEITAS NUM PERFIL DUPLO I 12"

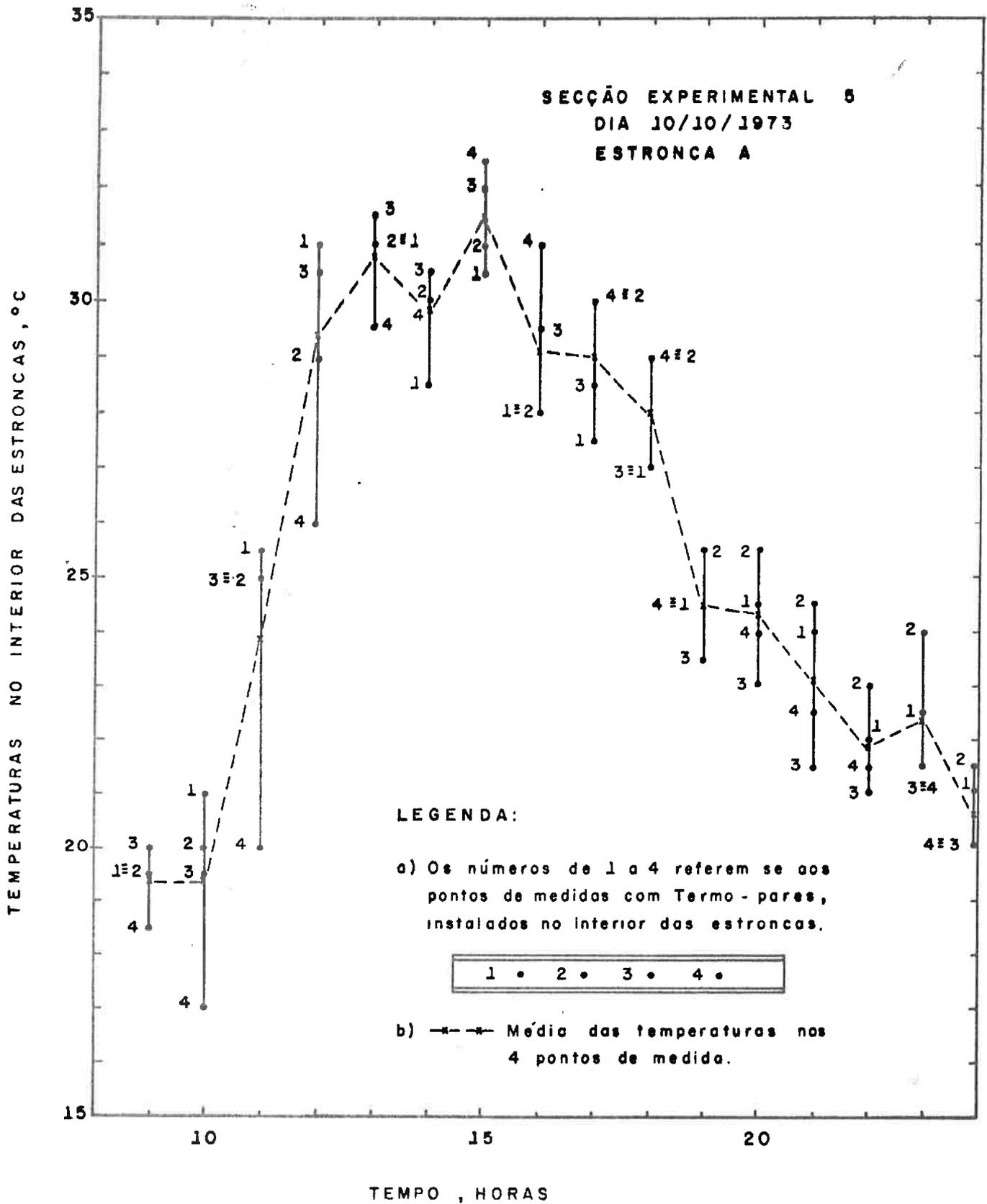


FIGURA A - 8 : MEDIDAS DE TEMPERATURAS FEITAS NO INTERIOR DE UM PERFIL DUPLO I 12", AO LONGO DE SEU COMPRIMENTO.

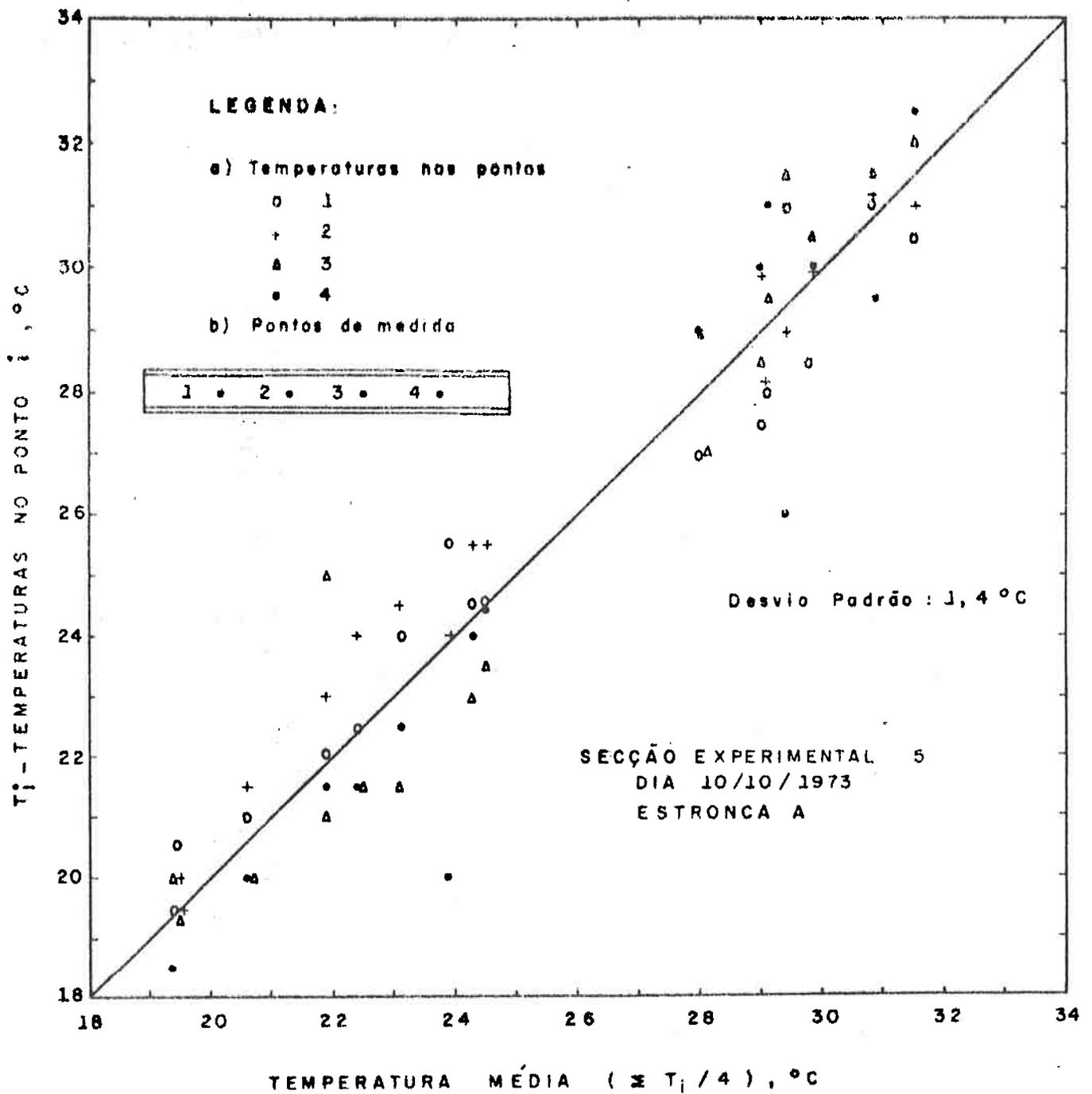


FIGURA A - 9 : CORRELAÇÃO ENTRE A MÉDIA DAS TEMPERATURAS, MEDIDAS EM QUATRO PONTOS NO INTERIOR DE UMA ESTRONCA (2 I 12"), AO LONGO DE SEU COMPRIMENTO, E AS TEMPERATURAS EM CADA UM DESTES PONTOS.

tado que a temperatura do ar no interior das estroncas era sempre próxima à média das temperaturas nas suas mesas superior (eventualmente exposta aos raios solares) e inferior (à sombra). Por exemplo, a *figura A-7* mostra resultados de medidas com pares termo-elétricos das partes sob incidência direta dos raios solares (ponto 1); à sombra (ponto 2) e no interior (ponto 3) da estronca, um perfil duplo 12". Depreende-se de sua análise que a média das temperaturas sombra-sol é, em média, cerca de 1°C inferior à temperatura medida no interior da estronca.

Adotaram-se, portanto, as temperaturas do ar no interior da estronca como representativas da sua *temperatura média*. Por outro lado, foi decidido que a temperatura no interior da estronca seria medida em diversas posições ao longo de seu comprimento, pois, eventualmente, uma parte da estronca está exposta ao sol enquanto a outra se encontra à sombra. A média destes valores seria mais representativa da *temperatura média* da estronca. De fato, experimentações feitas no campo na Secção Experimental 5, e apresentadas graficamente nas *figuras A-8 e A-9* mostram que a partir das 10h, com os raios solares incidindo na região em que foi instalado o Termo-par nº 1, a temperatura era até 5°C superior à da extremidade oposta, que se encontrava à sombra; por volta das 15h, a situação se invertia com diferenças de até 2°C. A correlação apresentada na *figura A-9* possui desvio padrão de 1,4°C.

APÊNDICE B

DESCRIÇÃO DETALHADA DAS CARACTERÍSTICAS DAS SECÇÕES EXPERIMENTAIS DO METRÔ DE SÃO PAULO

As características das diversas Secções Experimentais são, a seguir, apresentadas detalhadamente nos seguintes aspectos: *localização; sub-solo; escavação e escoramento; e instrumentação instalada.*

1. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1

1.1. *Localização*

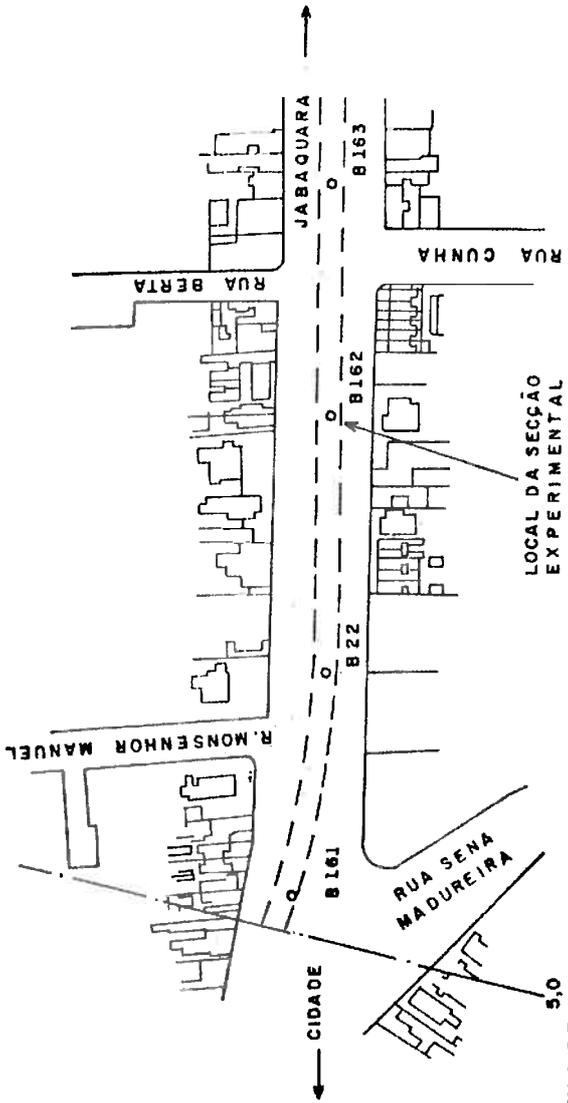
A Secção Experimental nº 1 se situava na *Avenida Jabacuarã*, em frente ao edifício de número 2065, no trecho 6 da linha Norte-Sul do METRÔ. A localização da Secção está indicada na *figura B-1*. Os trabalhos, nesta Secção, se desenvolveram de 1 de dezembro de 1970 a 4 de outubro de 1971.

1.2. *Sub-solo*

O sub-solo no local da Secção Experimental era constituído de uma *argila porosa vermelha*, com cerca de 10m de espessura, sobrejacente a uma *argila rija variada*. Na *figura B-2* estão reproduzidos os dados de uma sondagem executada nas proximidades.

1.3. *Escavação e escoramento*

A *escavação* no local atingiu uma profundidade de 8,9m, desenvolvendo-se, portanto, totalmente na camada de argila porosa. O *escoramento* empregado foi constituído de estacas metálicas cravadas a cada



LOCAL DA SECÇÃO EXPERIMENTAL

CÉLULA DE CARGA 5,0

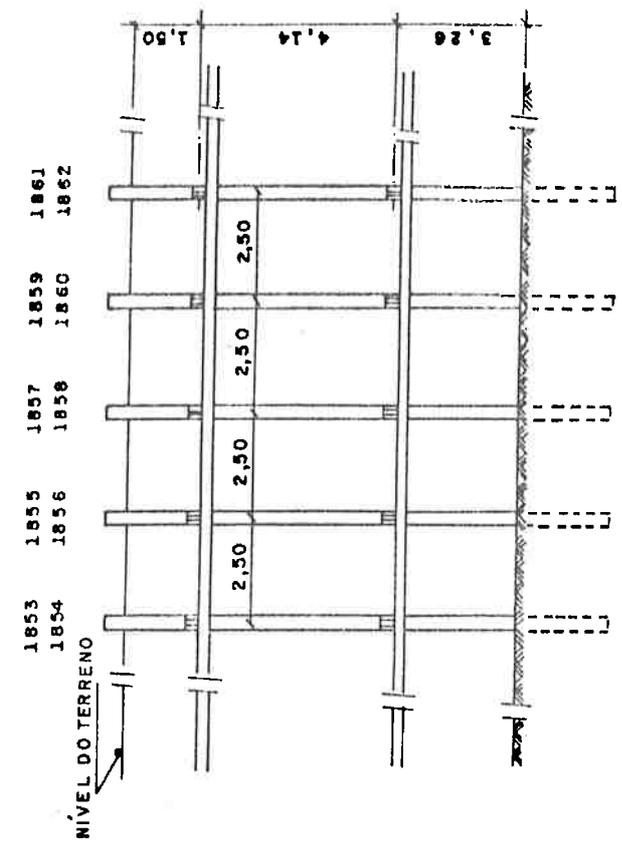
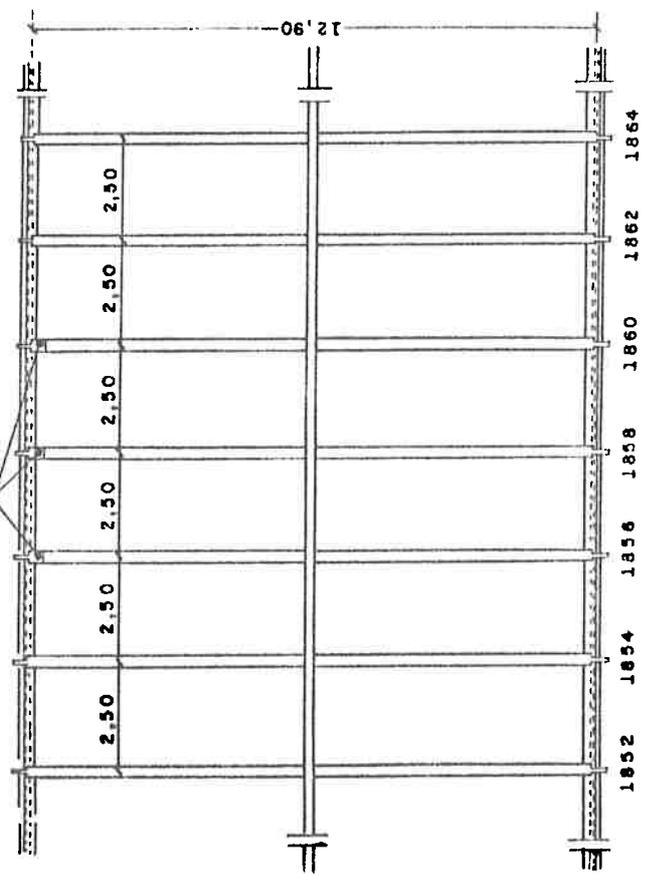


FIGURA B - 1: SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1

SONDAGEM Nº B 162 Ø 2 1/2"

AMOSTRADOR SPT

Ø = 2" Ø 1:1 3/8"

Resistência a penetração
golpes/30cm

0 10 20 30

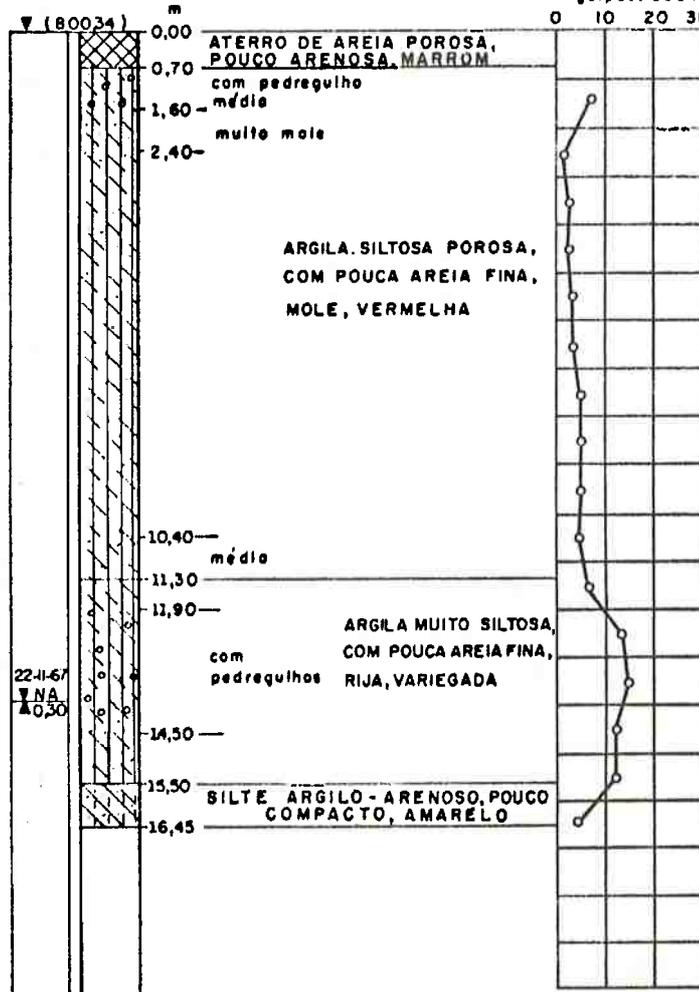


FIGURA B - 2 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1

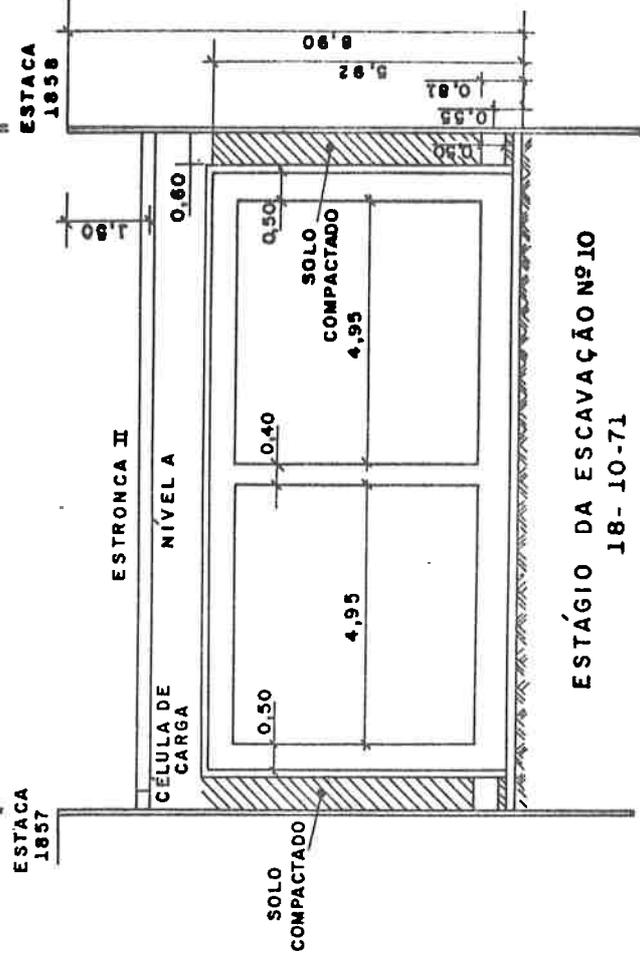
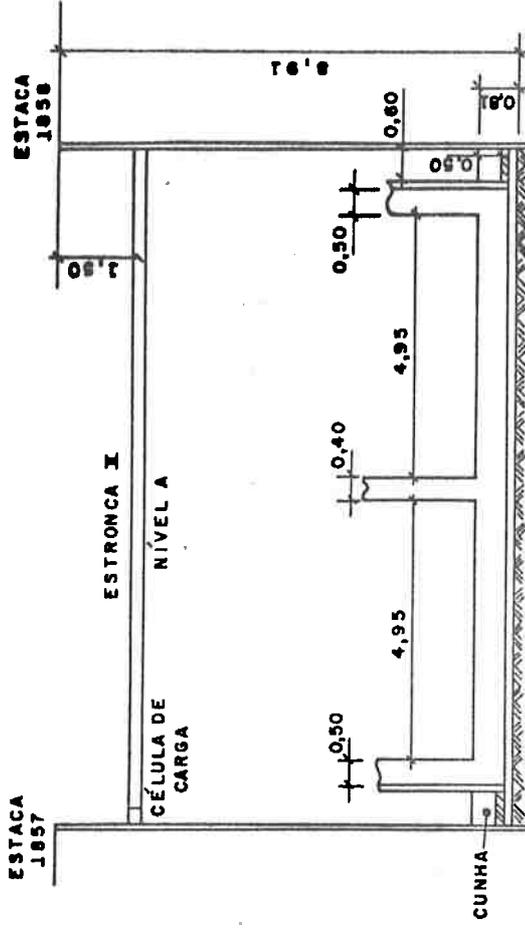
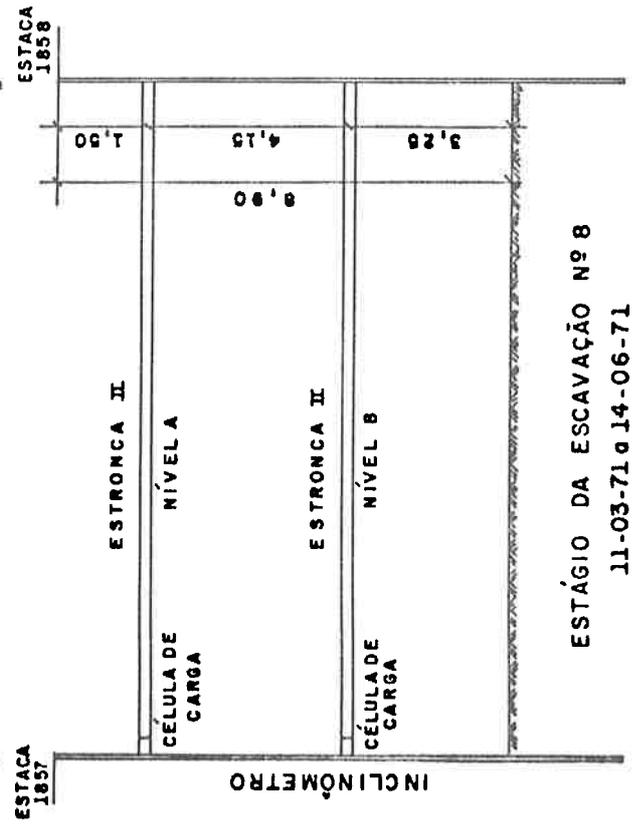
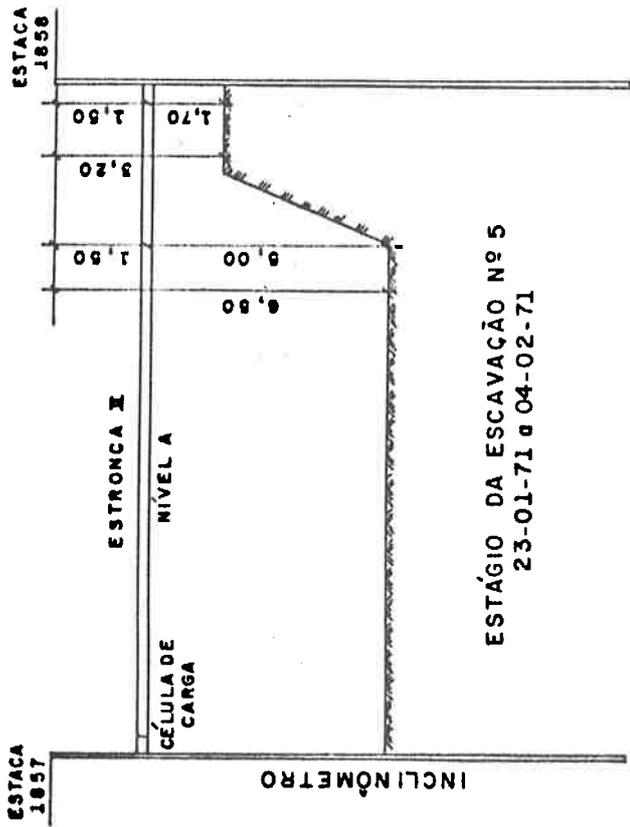


FIGURA B - 3 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO - SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 1

2,5m longitudinalmente, escoradas transversalmente por estroncas metálicas, em dois níveis distintos. Na *figura B-1* estão representadas a planta e a secção longitudinal da escavação e do sistema de escoramento. Pranchões de madeira, fixados em estacas contíguas, completavam o sistema de escoramento.

Para a análise dos resultados, no desenrolar deste trabalho, interessam os estágios 5, 8 e 9 da escavação, indicados graficamente na *figura B-3*.

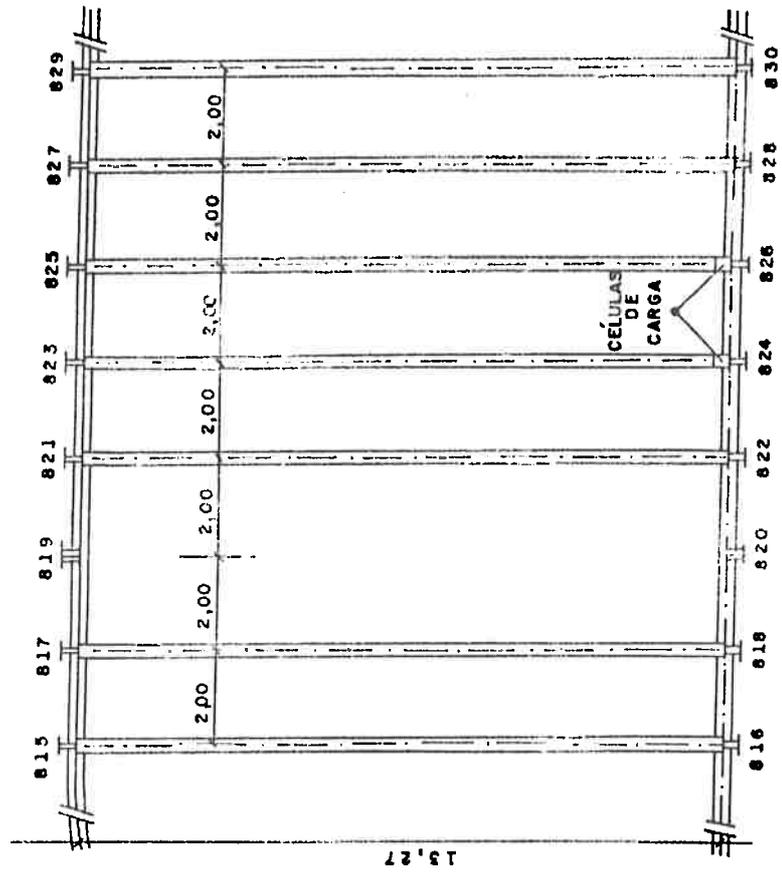
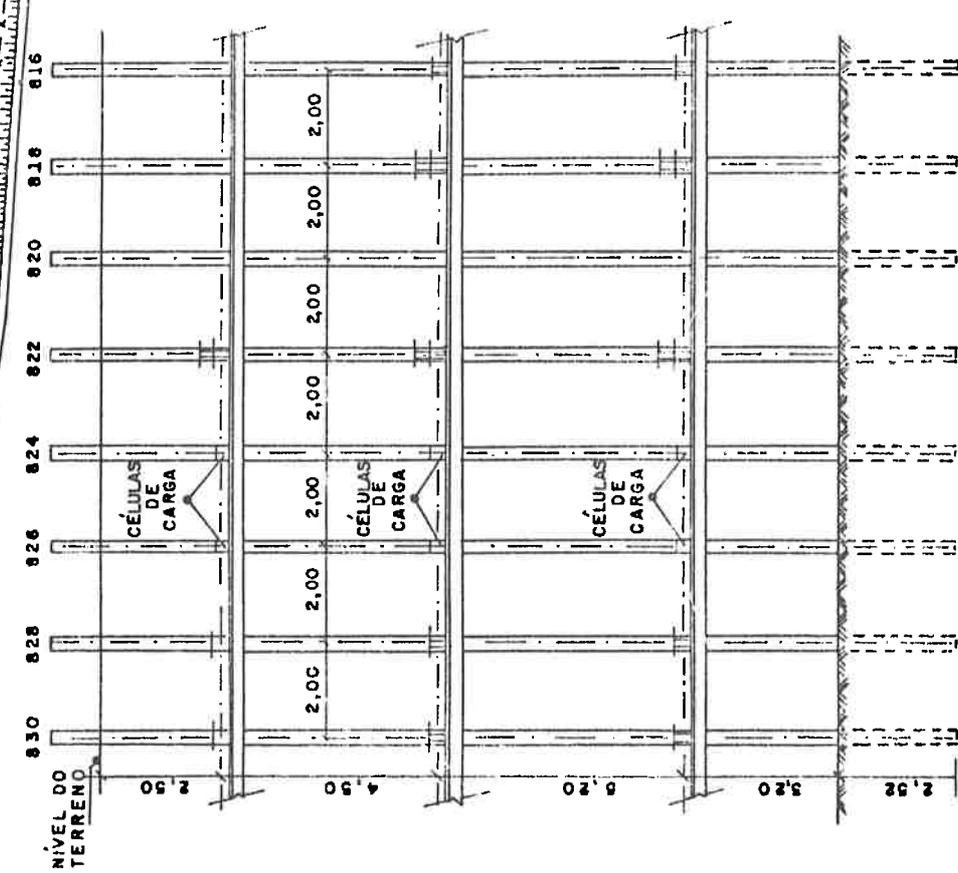
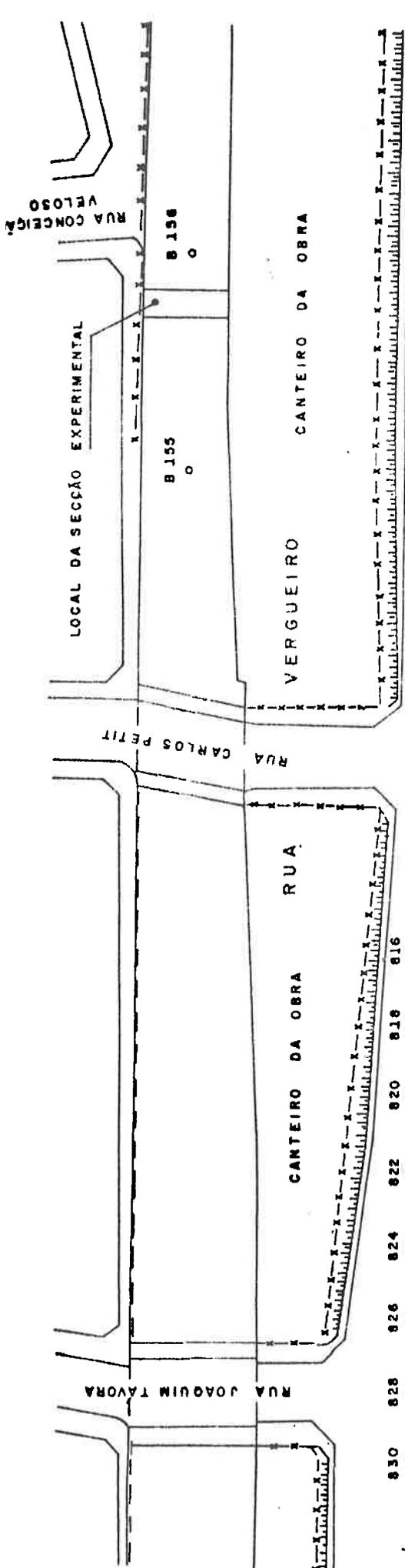
1.4. Instrumentação

- a) Um tubo de *inclinômetro Wilson* foi colocado no interior da estaca 1857, previamente limpa, e o espaço entre ele e a estaca foi preenchido com areia compactada.
- b) Seis *células de carga* de corda vibrante, colocadas entre as estroncas e as estacas metálicas 1855, 1857, 1859, nos dois níveis de estroncas. Estas estacas foram designadas pelos números I, II e III, referindo-se às estacas 1855, 1857 e 1859, respectivamente, seguidas das letras A, para as do nível superior, e da letra B, para as do nível inferior.
- c) *Pares termo-elétricos*, para medida das temperaturas, nas seis estroncas cujas cargas foram medidas. Estes pares foram colocados na parte superior e na parte inferior das estroncas, adotando-se a média dos valores como representativa da temperatura das estroncas.
- d) *Referência* na cabeça da estaca 1857 para medida de seus deslocamentos horizontais, que foram obtidos por levantamento topográfico.

2. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

2.1. Localização

A Secção Experimental nº 6, situava-se na Rua Ver-

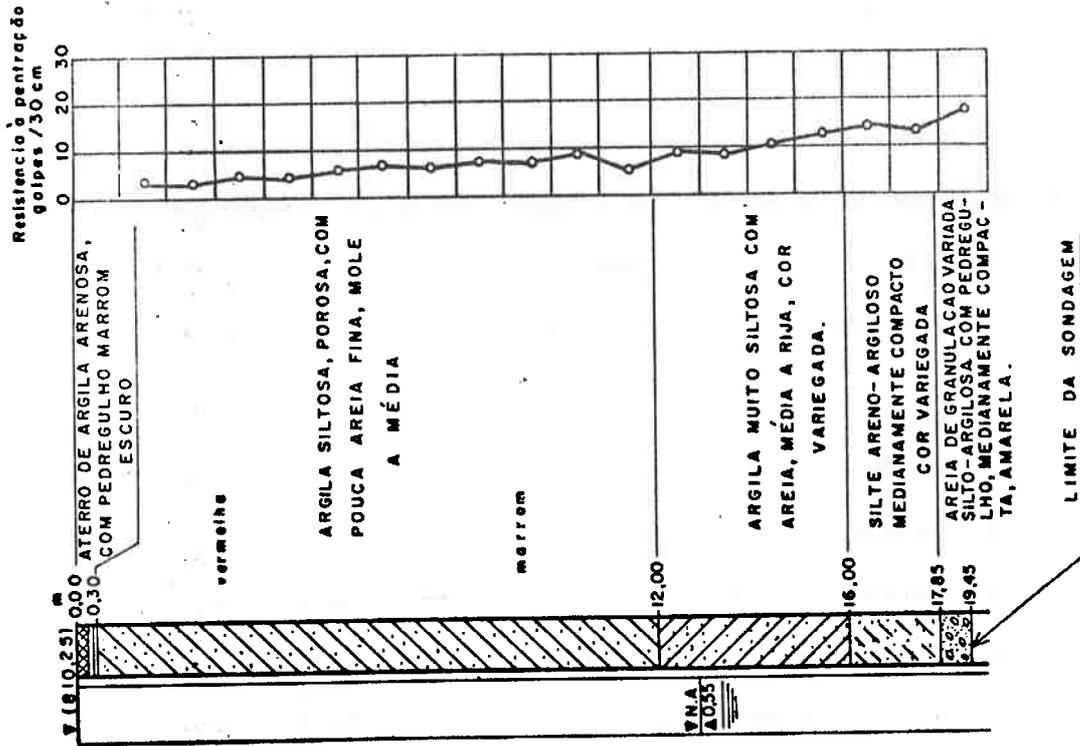


PLANTA DO ESCORAMENTO

CORTE LONGITUDINAL DO ESCORAMENTO

FIGURA B - 4 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

SONDAGEM Nº 8 156Ø 2 1/2"



SONDAGEM Nº 8 155 Ø 2 1/2"

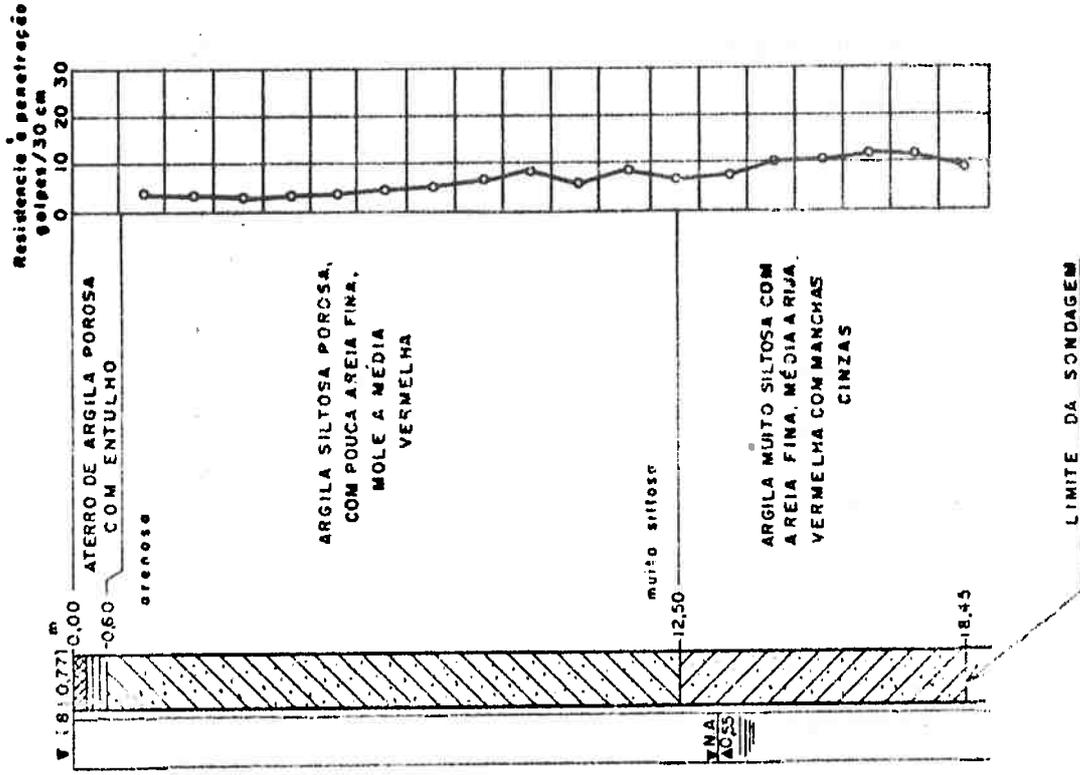


FIGURA B - 5 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

gueiro, próximo à Rua Conceição Veloso, no Trecho 6 da linha Norte-Sul do METRÔ. A localização da Secção está indicada na *figura B-4*. Os trabalhos, nesta Secção, se desenvolveram de 15 de novembro de 1971 a 11 de outubro de 1972.

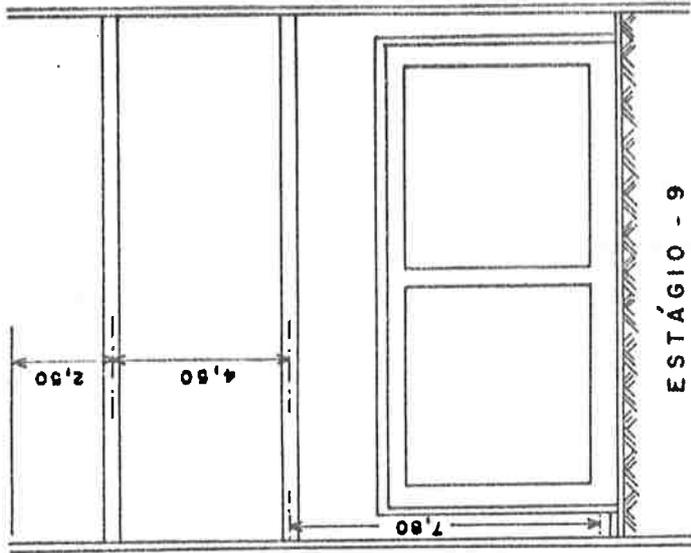
2.2. Sub-solo

O sub-solo no local da Secção Experimental era constituído de uma *argila porosa vermelha*, com cerca de 12,5m de espessura, sobrejacente a uma *argila rija variegada*. Na *figura B-5* estão reproduzidos os dados de duas sondagens realizadas nas proximidades, conforme locação indicada na *figura B-4*.

2.3. Escavação e escoramento

A *escavação* no local atingiu a profundidade de 15,4m, desenvolvendo-se, portanto, em cerca de 12,5m de argila porosa e 2,9m na argila rija subjacente (pressão de pré-adensamento da ordem de $7,6 \text{ kg/cm}^2$). O *escoramento* empregado foi constituído de estacas metálicas, dois perfis I de 12" (60,6 kg/m) soldados, cravados a cada 2,0m longitudinalmente. As estacas eram escoradas transversalmente por estroncas metálicas constituídas de dois perfis I de 12" (60,6 kg/m) soldados, dispostos em três níveis, a 2,5m, 7,0m e 12,2m. Pranchões de madeira, com 10cm de espessura, encunhados em estacas contíguas, completavam o sistema de escoramento.

Na *figura B-4* estão representadas a planta e um corte longitudinal do escoramento na região. As secções observadas foram as correspondentes aos pares de estacas 823-824 e 825-826. Observa-se que numa secção próxima, correspondente às estacas 819-820, não foram colocadas estroncas, para facilidade de remoção do material, ficando as secções a ela vizinhas com duas estroncas em cada nível.

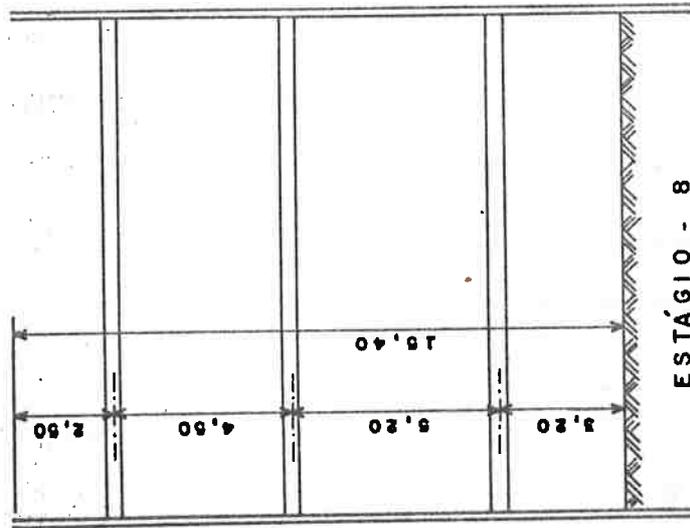


ESTÁGIO - 9

07 - 04 - 1972

A

18 - 07 - 1972



ESTÁGIO - 8

31 - 01 - 1972

A

03 - 04 - 1972

FIGURA B - 6 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO-SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 6

Os trabalhos de escavação desenvolveram-se em diversos estágios, sendo que os de nº 8 e 9 estão graficamente indicados na *figura B-6*.

2.4. Instrumentação

- a) Nas estacas 825 e 826 de uma mesma secção foram colocados tubos de *inclinômetro Wilson*. Os tubos foram colocados no interior das estacas, previamente limpas, e o espaço entre o tubo e a estaca foi preenchido com areia compactada.
- b) Entre as estroncas das duas secções de observação e as estacas 824 e 826 foram colocadas as *células de carga* de corda vibrante. Estas estroncas foram designadas pelos números I e II referindo-se aos pares de estaca 823-824 e 825-826, respectivamente, seguidas das letras A, B, e C, indicando o nível correspondente, sendo A indicativo do nível superior.
- c) Nas estroncas IIA, IB e IIC foram feitas leituras de temperatura por dois processos:
 - i) por meio de *termômetro* colocado no interior da estronca a cerca de 2,5m da extremidade oeste, medindo-se, portanto, a temperatura do ar no interior da estronca;
 - ii) por meio de *pares termo-elétricos* colocados quer nas abas superiores e inferiores das estroncas, quer no seu interior.

Nas demais estroncas não foram feitas leituras das temperaturas, que foram consideradas como iguais às das estroncas instrumentadas do mesmo nível.

3. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8

3.1. Localização

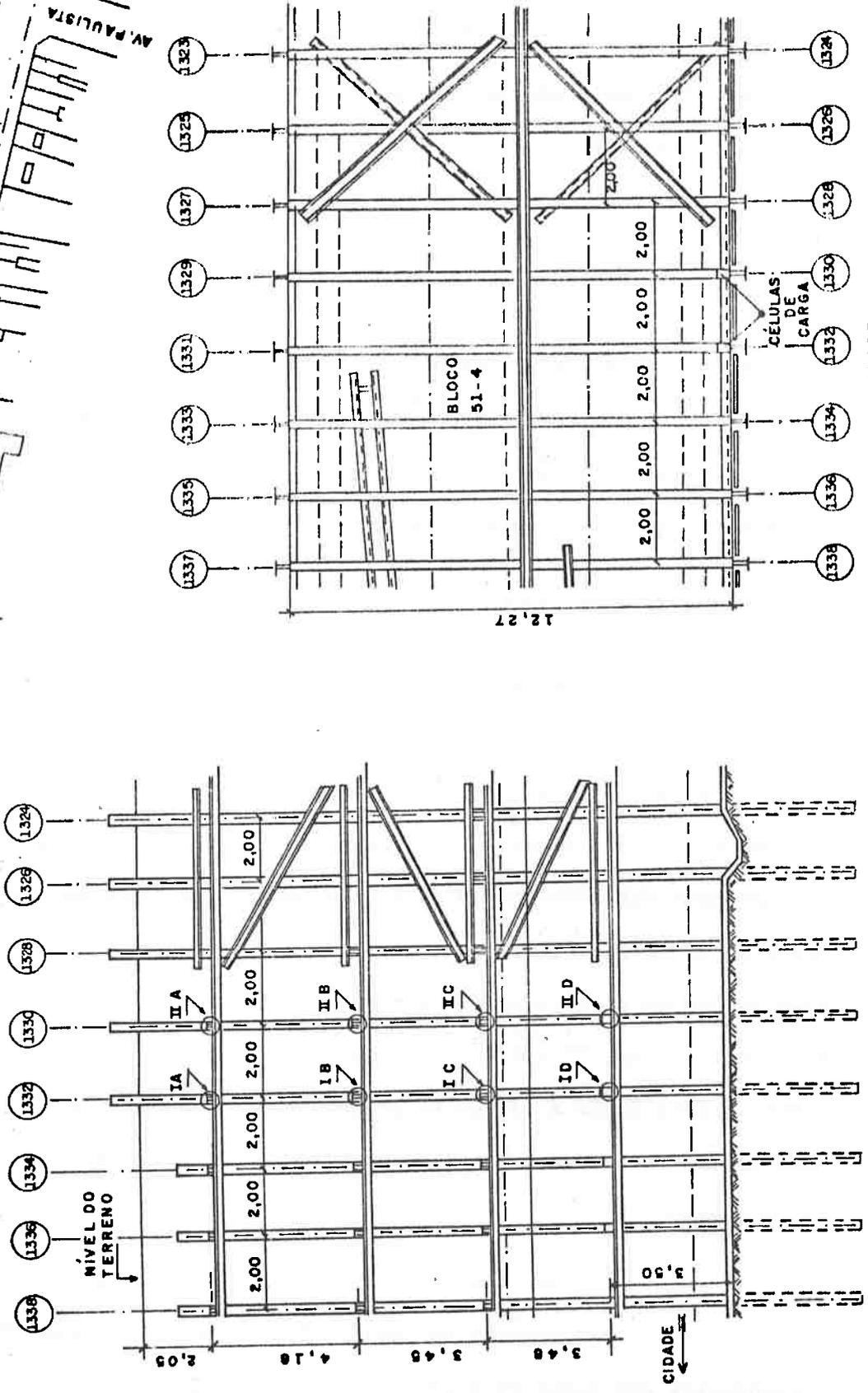
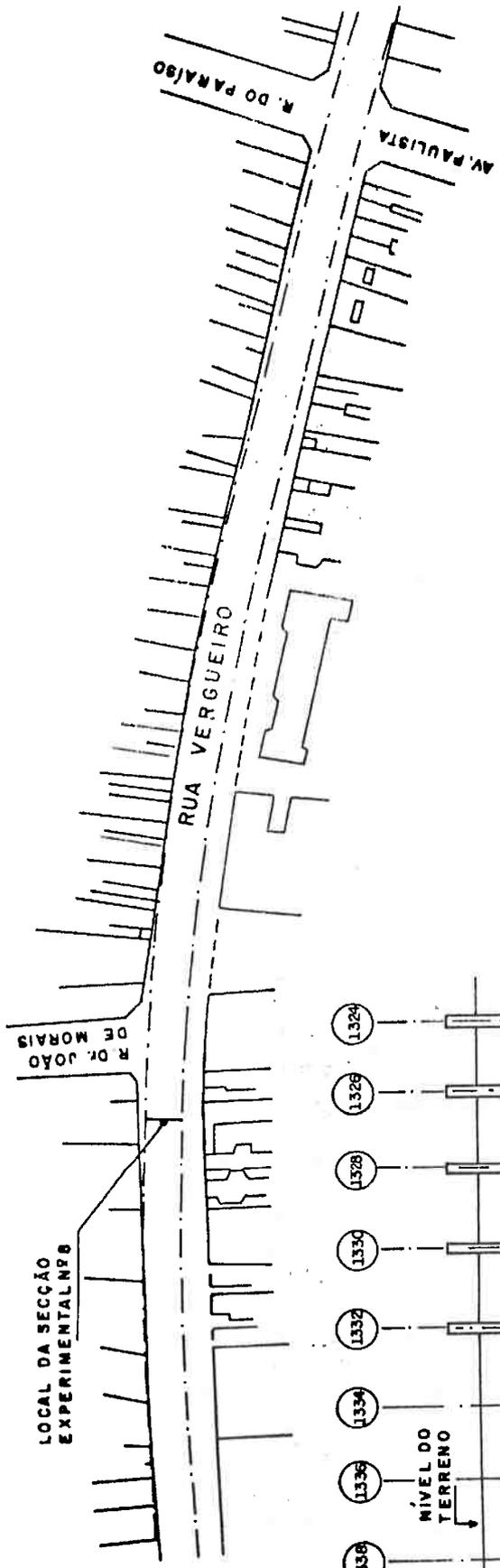


FIGURA B - 7 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8

CORTE LONGITUDINAL DO ESCORAMENTO

A Secção Experimental nº 8 situava-se à *Rua Vergueiro*, em frente ao prédio de número 1018, próximo à Rua Dr. João de Moraes, no trecho 5 da linha Norte-Sul do Metrô. A sua localização está indicada na *figura B-7*. Os trabalhos se desenvolveram de 5 de setembro de 1972 a 6 de abril de 1973.

3.2. *Sub-solo*

O sub-solo na região da Secção Experimental, segundo sondagens próximas, era constituído de uma *argila porosa vermelha*, com cerca de 8,80m de espessura, sobrejacente a uma camada de *argila silto-arenosa*, de consistência média a rija, marrom, com aproximadamente 6,30m de espessura e, sob estas, camadas de argilas e areias de cor variegada.

3.3. *Escavação e escoramento*

A *escavação* no local atingiu a profundidade de 16,66m, desenvolvendo-se em cerca de 8,80m de argila porosa, e nas camadas subjacentes a esta, 6,30m de argila silto-arenosa, de consistência média a rija, marrom e 1,56m de argila de consistência rija, variegada. O *escoramento* empregado foi constituído de estacas metálicas (dois perfis I de 12" (60,6 kg/m) soldados, cravados a cada 2,0m longitudinalmente. As estacas eram escoradas transversalmente por estroncas metálicas constituídas de dois perfis I de 12" (60,6 kg/m) soldados, dispostos em quatro níveis, a 2,05m; 6,23m; 9,68m e 13,16m de profundidade. Pranchões de madeira, com 10cm de espessura, encunhados em estacas contíguas, completavam o sistema de escoramento.

Na *figura B-7* estão representadas a planta e um corte longitudinal do escoramento na região. As secções observadas foram as correspondentes aos pares de estacas 1329-1330 e 1331-1332, localizadas no Bloco 51-4.

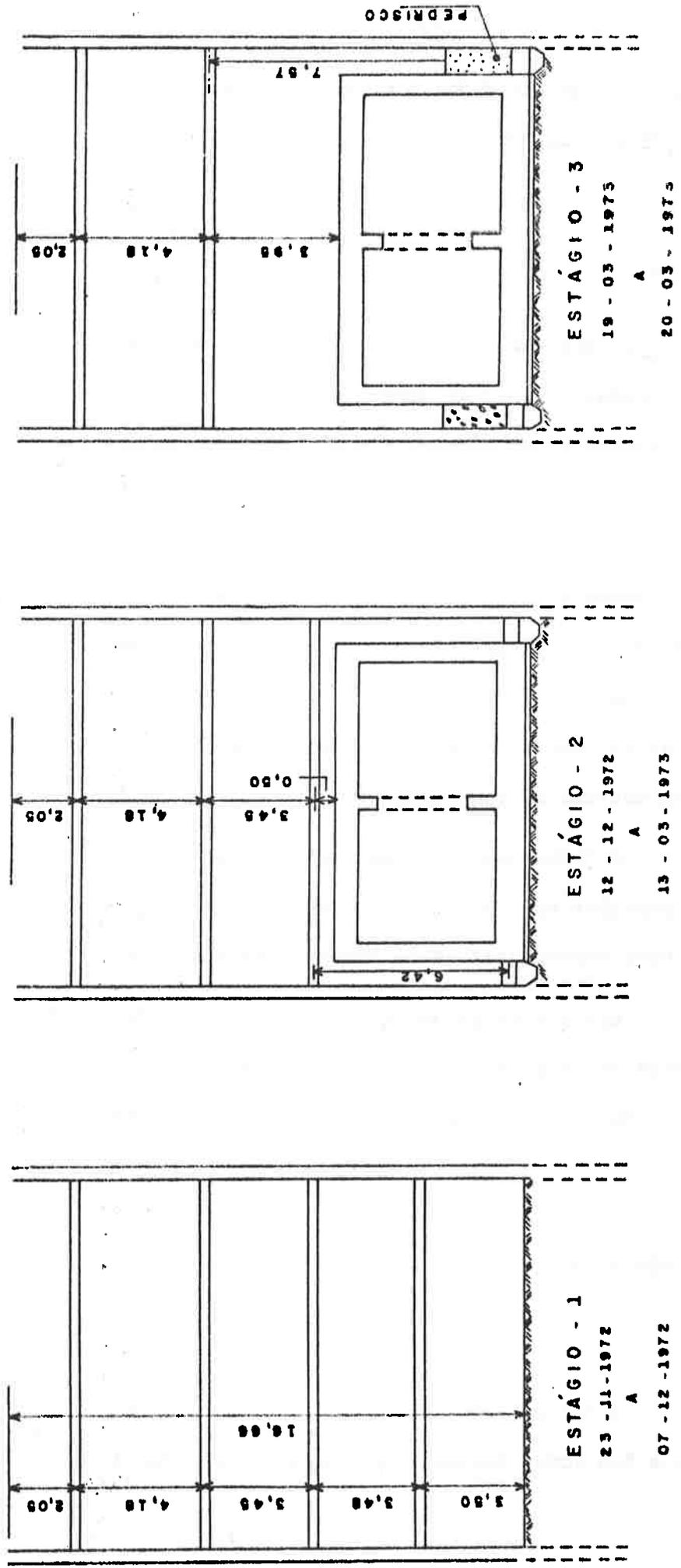


FIGURA B - 8 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO - SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 8

Foram estudados 3 estágios, durante o desenvolvimento dos trabalhos de escavação, conforme indicado graficamente na *figura B-8*, anexa.

3.4. Instrumentação

- a) Entre as estroncas das duas secções de observação e as estacas 1332 e 1330 foram colocadas *células de carga* de corda vibrante. Estas estroncas foram designadas pelos números I e II referindo-se aos pares de estacas 1331 e 1332, 1329 e 1330, respectivamente, seguidos das letras A, B, C e D indicando as camadas de estroncas correspondentes, sendo A indicativo da camada superior. Colocou-se na camada A células de carga com capacidade de 25 t e, nas estroncas das demais camadas, células de carga com capacidade de 50 t.
- b) Instalou-se nas estroncas da Secção I (estacas 1331-1332) *pares termoeletrícos* para medidas de temperaturas.

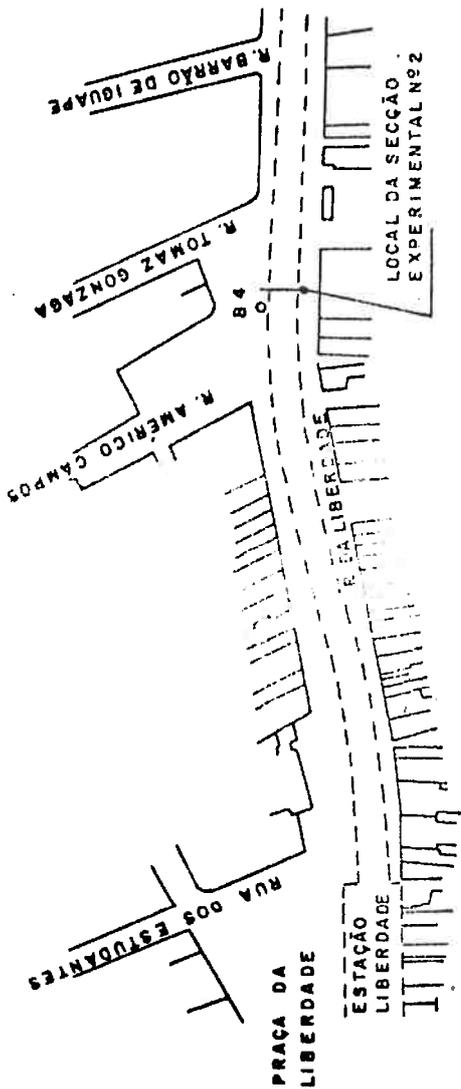
A temperatura foi medida no interior das estroncas, em três diferentes posições ao longo do seu comprimento e tomando-se a média destes valores, como representativa da temperatura média da estronca.

Nas estroncas da Secção II (estacas 1329-1330) não foram feitas leituras de temperatura. As temperaturas destas estroncas foram consideradas como iguais às das estroncas instrumentadas do mesmo nível (Secção I).

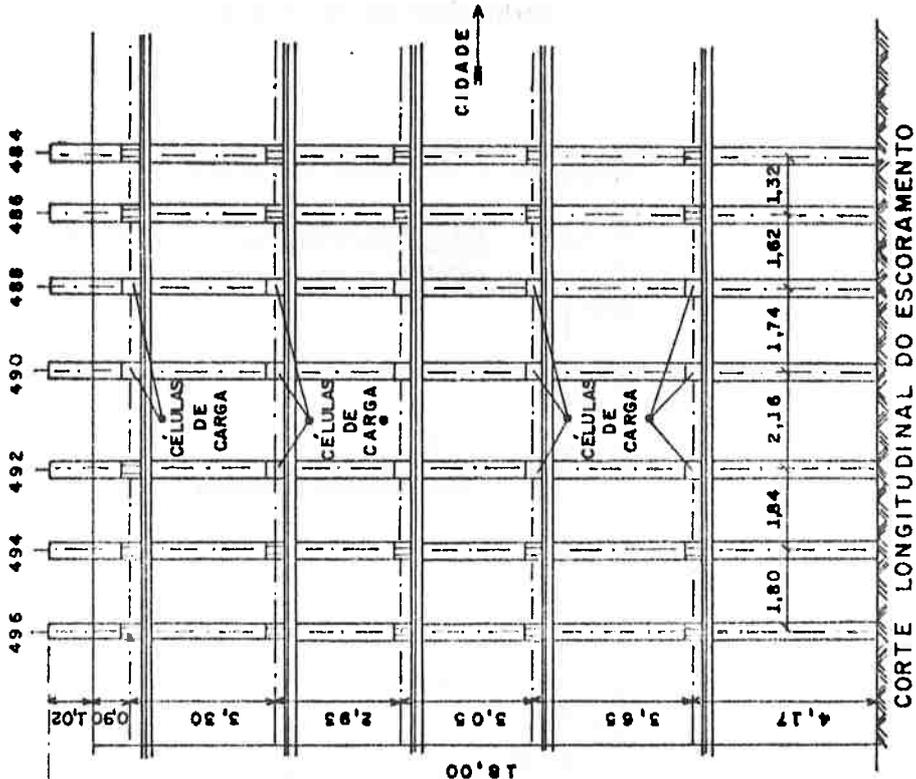
4. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2

4.1. Localização

A Secção Experimental nº 2 se situava na *Avenida Liberdade*, próximo à Rua Tomaz Gonzaga, no trecho 4 da Linha Norte-Sul do



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DA SECÇÃO EXPERIMENTAL



SECCÃO I SECCÃO II SECCÃO III

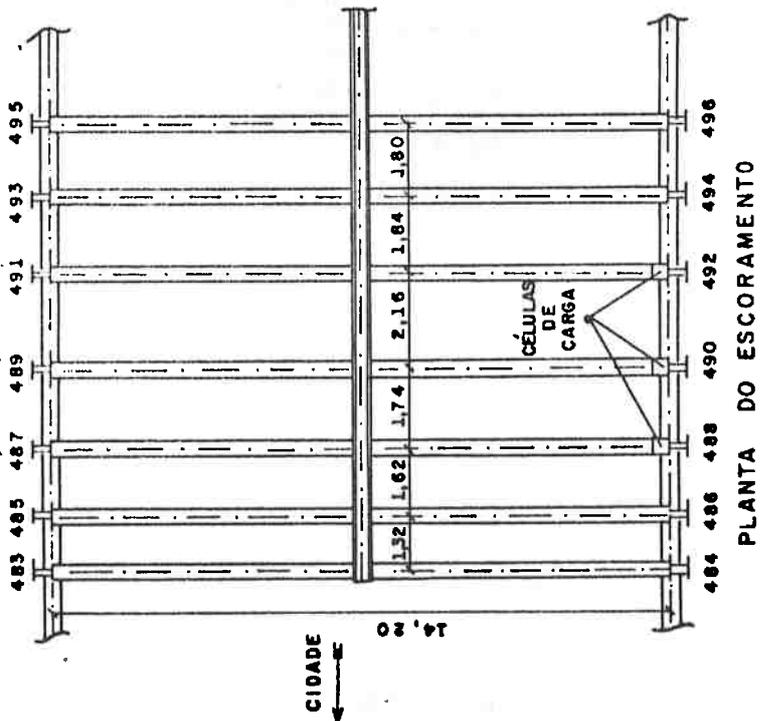


FIGURA B - 9 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2

SONDAGEM Nº B 4 Ø 2 1/2"

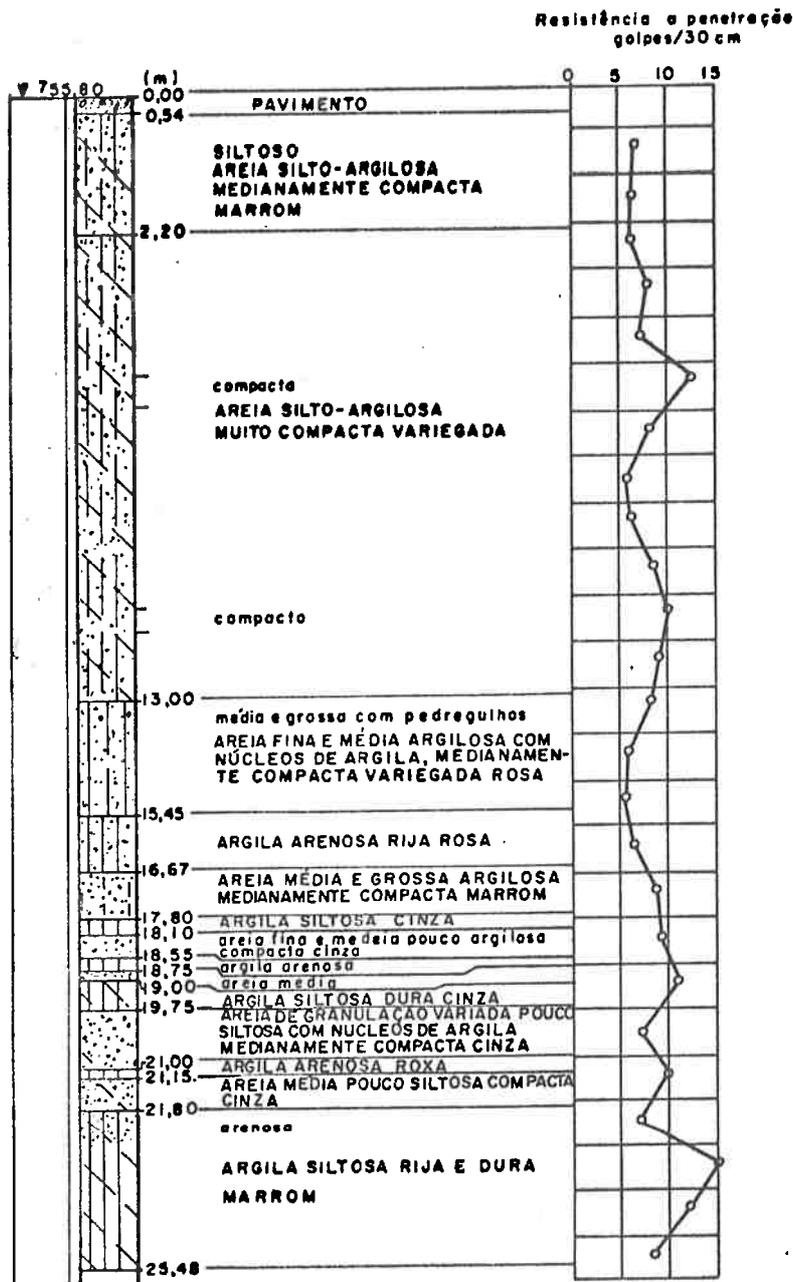


FIGURA B - 10 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2

Metrô. A localização da Secção está indicada na *figura B-9*. Os trabalhos nesta Secção desenvolveram-se de 06 de março de 1972 a 18 de maio de 1973.

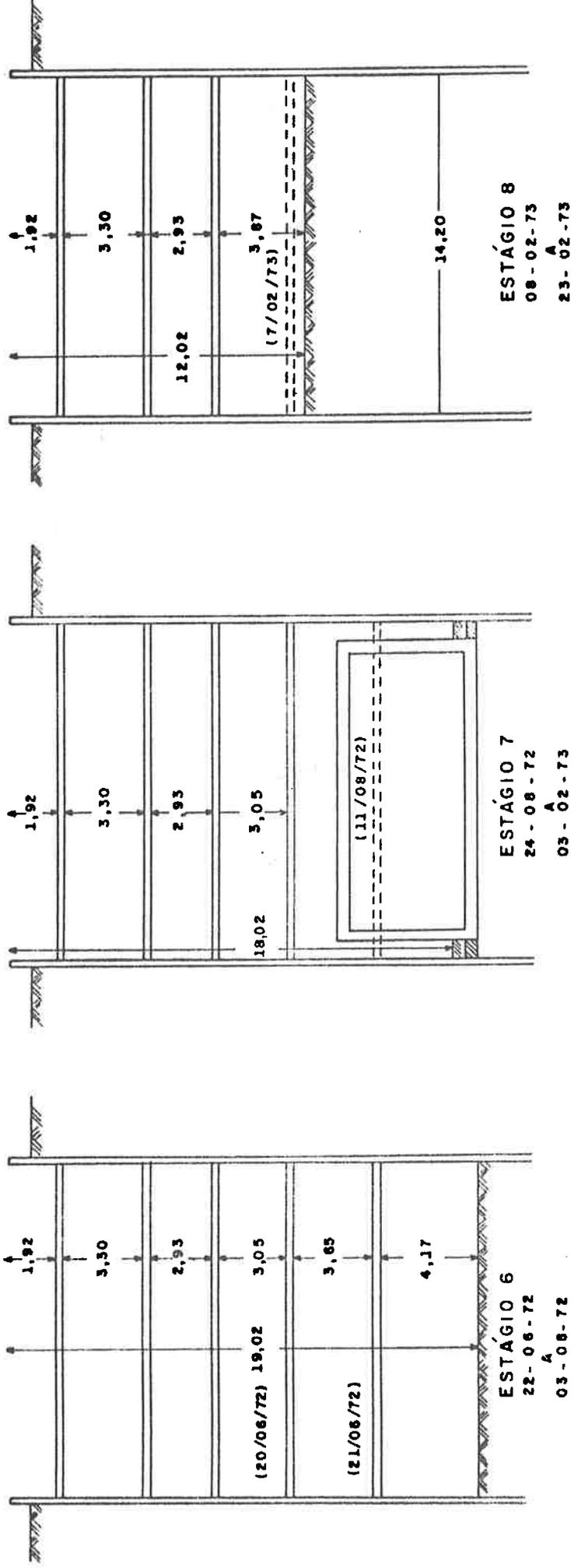
4.2. *Sub-solo*

Segundo amostras retiradas no local e sondagens próximas, o sub-solo é constituído de uma *argila vermelha* com pouca areia fina, com cerca de 3m de espessura, seguida de uma *areia silto-argilosa*, com cerca de 10,0m de espessura, sobrejacente a camadas intercaladas de *argila arenosa*, *areia e argila siltosa*. Na *figura B-10* estão reproduzidos os dados de uma sondagem realizada nas proximidades, conforme locação indicada na *figura B-9*.

4.3. *Escavação e escoramento*

A *escavação* no local atingiu a profundidade de 18,00m. O *escoramento* empregado foi constituído de estacas metálicas (dois perfis I de 15" soldados), cravados longitudinalmente à vala, espaçadas entre si de 1,50m no bloco 8 e de 2,00m no bloco 9. Nestes blocos as estacas eram escoradas transversalmente por estroncas metálicas constituídas de dois perfis I de 12" (60,6 kg/m) soldados, dispostos em cinco níveis: a 0,90m, 4,20m, 7,13m, 10,18m e 13,83m do nível do terreno. No bloco 8 as estacas 487 e 488 eram escoradas por dois perfis I de 12" nos níveis a 0,90m, 7,13m e 13,83m e por dois perfis I de 15" nos níveis a 4,20m e 10,18m. Pranchões de madeira com 10cm de espessura, encunhados em estacas contíguas, completavam o sistema de escoramento.

Na *figura B-9* estão representadas a planta e um corte longitudinal do escoramento no local das observações. As secções observadas foram as correspondentes aos pares de estacas 487-488, 489-490 e 491-492, que foram designadas, respectivamente, de secções I, II e III.



20/06/72 - DATA DA COLOCAÇÃO DE ESTRONCA
 07/02/73 - DATA DE RETIRADA DE ESTRONCA

FIGURA B - 11 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO - SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 2

Os trabalhos de escavação e reaterro se desenvolveram em 10 estágios; aqueles de interesse a este estudo estão indicados graficamente na *figura B-11*.

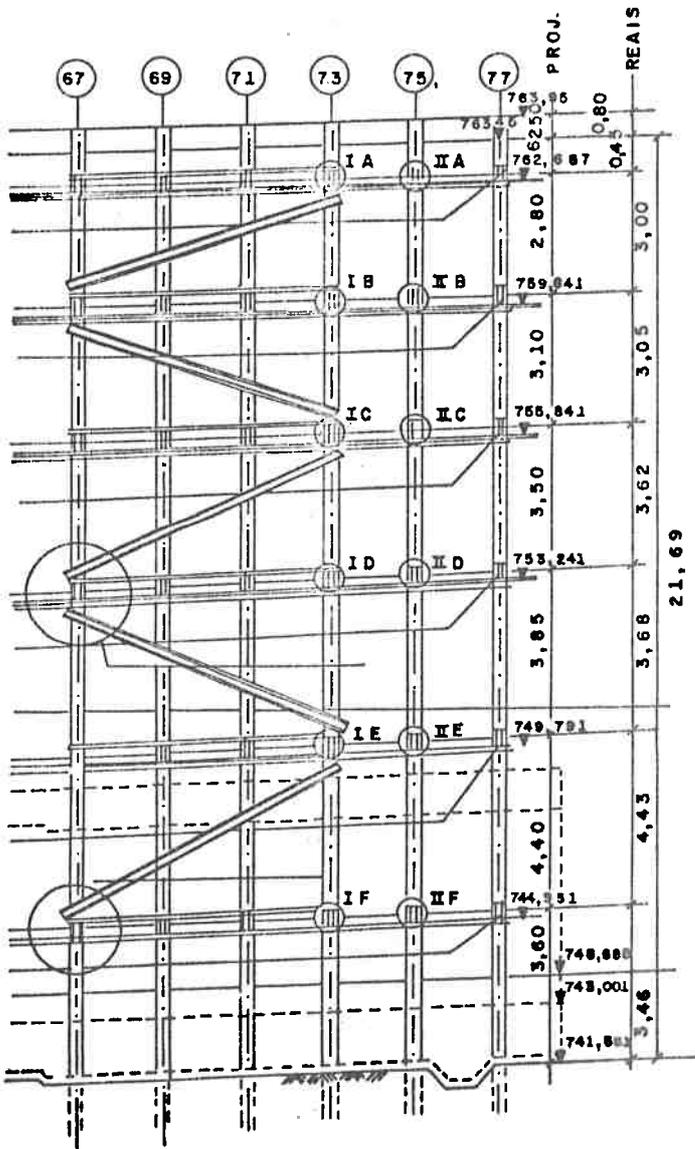
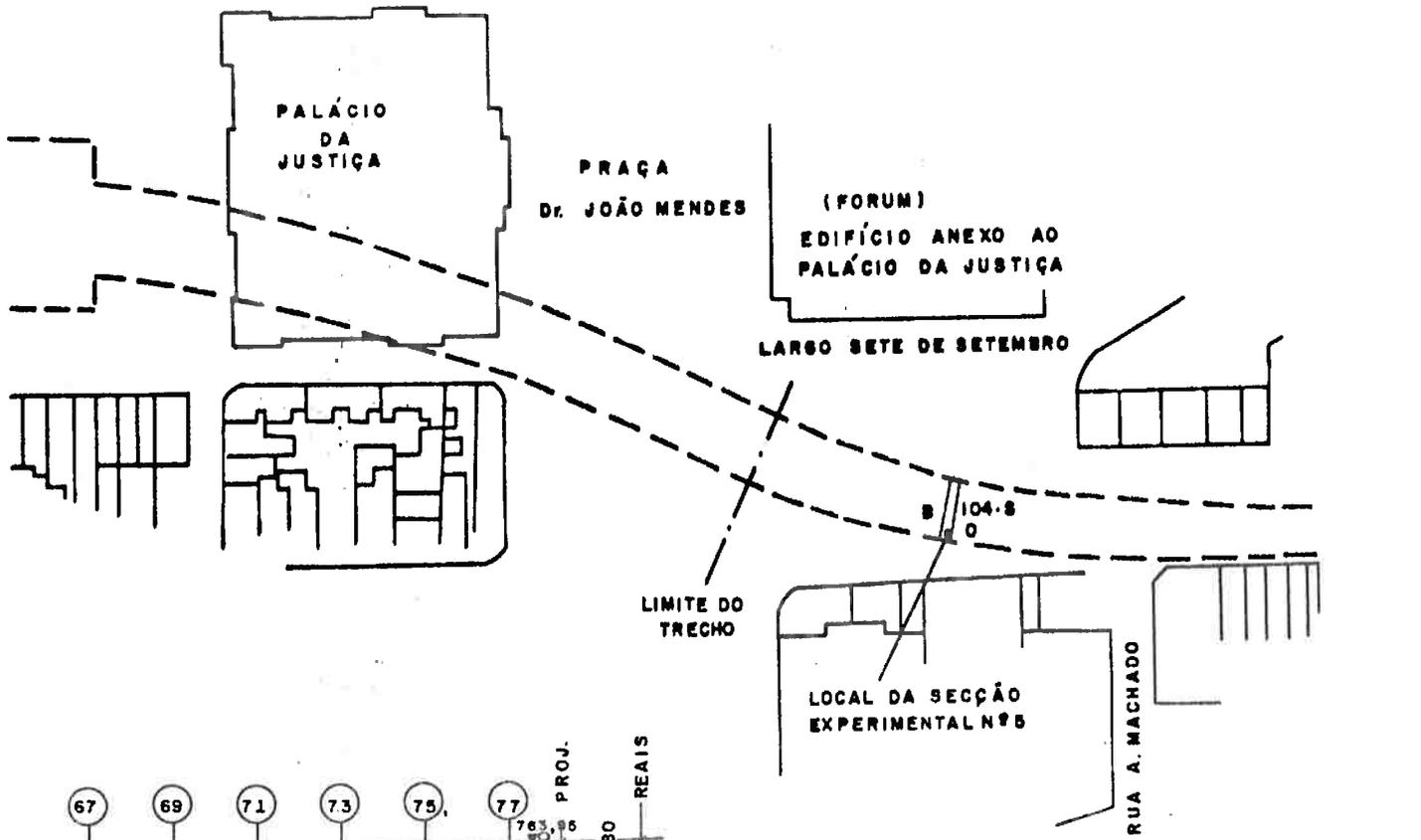
4.4. Instrumentação

- a) Nas estacas 488 (parede Oeste) e 489 (parede Leste) foram colocados tubos de inalinômetro Wilson. Os tubos foram colocados no interior das estacas, previamente limpas e o espaço entre o tubo e a estaca foi preenchido com areia compactada.
- b) Em cada Secção, entre as estroncas e as estacas, foram colocadas *células de carga* de corda vibrante. Estas estroncas foram designadas por um algarismo romano, I, II ou III, conforme a Secção à que pertenciam, seguidas das letras A, B, C, D e E para indicar o nível correspondente, sendo A indicativo da camada superior, B, C, D e E dos níveis subsequentes. Não foi colocada célula de carga na estronca III-A.
- c) Nas estroncas IIA, IIB, IIC, IID e IIE foram feitas leituras de temperatura por meio de *pares termo-elétricos*, colocados nas abas superiores e inferiores das estroncas, e do ar no seu interior. Nas demais estroncas não foram feitas leituras de temperaturas. As temperaturas dessas estroncas foram consideradas como iguais às das estroncas instrumentadas de mesmo nível.

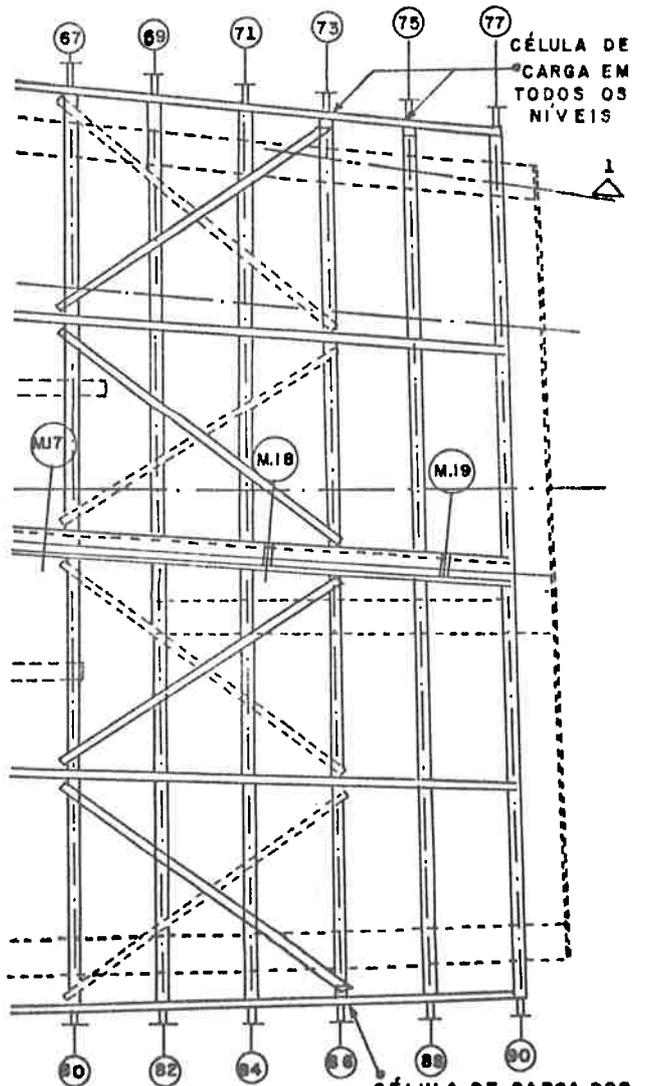
5. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 5

5.1. Localização

A Secção Experimental nº 5 situava-se no *Largo Sete de Setembro* no trecho 4 da Linha Norte-Sul do Metrô. A sua localização está indicada na *figura B-12*, anexa. Os trabalhos nesta Secção se desenvolveram de 22 de março de 1973 e 02 de janeiro de 1975.



CORTE LONGITUDINAL DO ESCORAMENTO



PLANTA DO ESCORAMENTO CÉLULA DE CARGA DOS NÍVEIS C.O.E.F.

FIGURA B - 12 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 5

SONDAGEM Nº B 104.S Ø 7/52

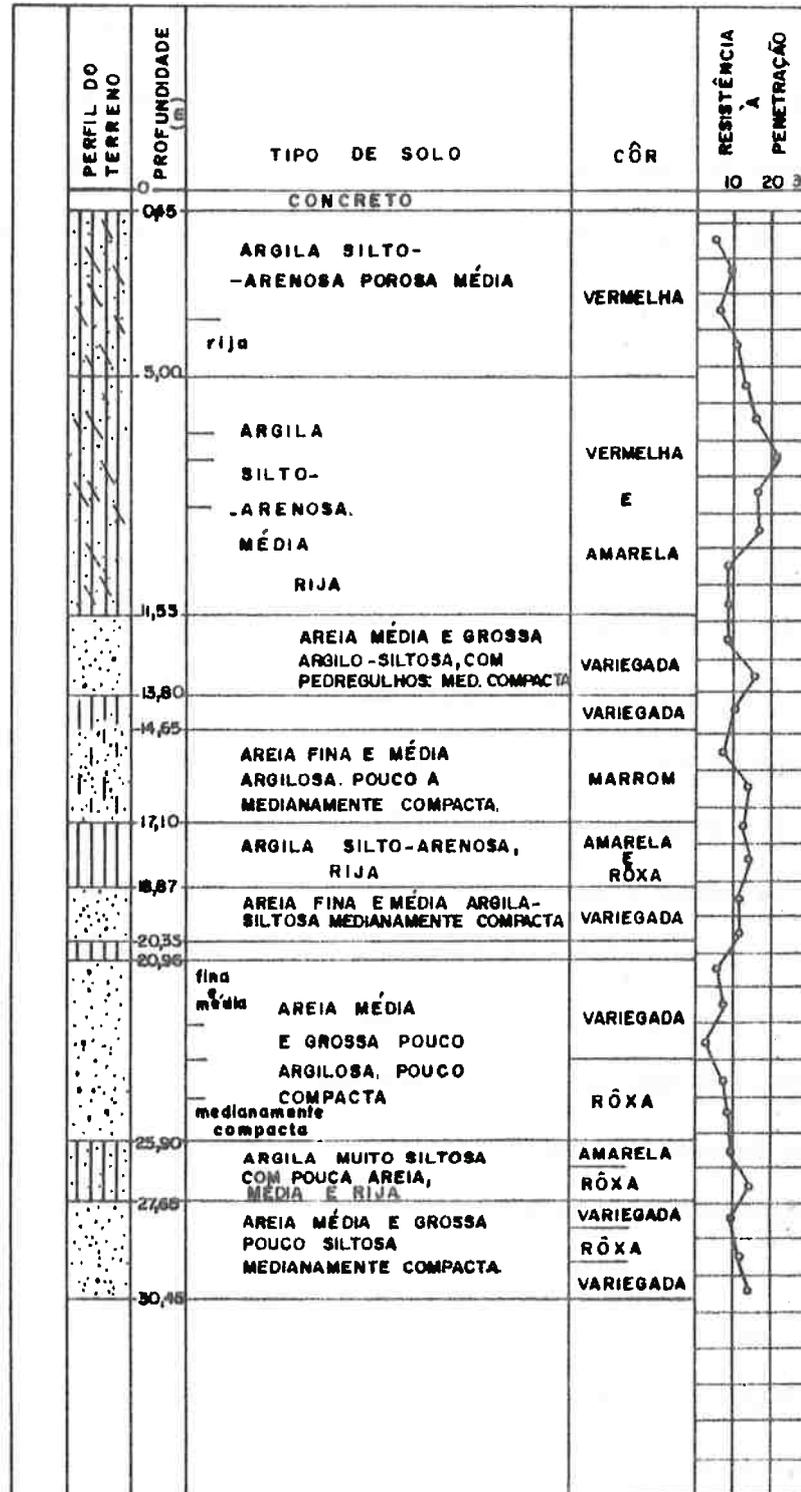


FIGURA B-13 SONDADEM DE RECONHECIMENTO DO SUB-SOLO NA ÁREA DA SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 5

5.2. Sub-solo

O sub-solo na região da Secção Experimental, segundo sondagens próximas, é constituído de uma *argila porosa vermelha* sobrejacente a camadas de *areia e argila com cor variada*. Os dados de uma sondagem realizada nas proximidades, conforme locação indicada na *figura B-12*, estão reproduzidos na *figura B-13*.

5.3. Escavação e escoramento

A *escavação* no local atingiu a profundidade de 21,69m do lado leste e 22,59m do lado oeste da vala. O *escoramento* empregado foi constituído de estacas metálicas cravadas longitudinalmente à vala, espaçadas entre si de 2m, dos dois lados da vala, (dois perfis I de 18" soldados constituíam as estacas do lado oeste e um perfil I de 18" as estacas do lado leste) e estacas metálicas (dois perfis I de 15" soldados) cravadas longitudinalmente à vala, em seu eixo central, com espaçamentos variáveis entre si. As estacas eram escoradas transversalmente por estroncas metálicas dispostas inicialmente em seis níveis: 0,45m, 3,45m, 6,50m, 10,12m, 13,80m, 18,23m, distâncias medidas a partir do nível do terreno no lado leste da vala. Estas estroncas eram formadas por dois segmentos justapostos apoiados em vigas centrais que, por sua vez, apoiavam-se nas estacas centrais. Na camada superior, as estroncas eram constituídas por dois perfis I de 12" soldados e, nas demais camadas, dois perfis I de 15" soldados. Pranchões de madeira encunhados em estacas contíguas, dos dois lados da vala, completavam o sistema de escoramento.

Durante a *escavação* ocorreram recalques nas estacas centrais, motivo pelo qual o nível superior de estronca teve que ser rebaixado, nos apoios extremos próximos às paredes da vala, para a sua horizontalização, ficando a 0,80m do nível do terreno (contada esta profun-

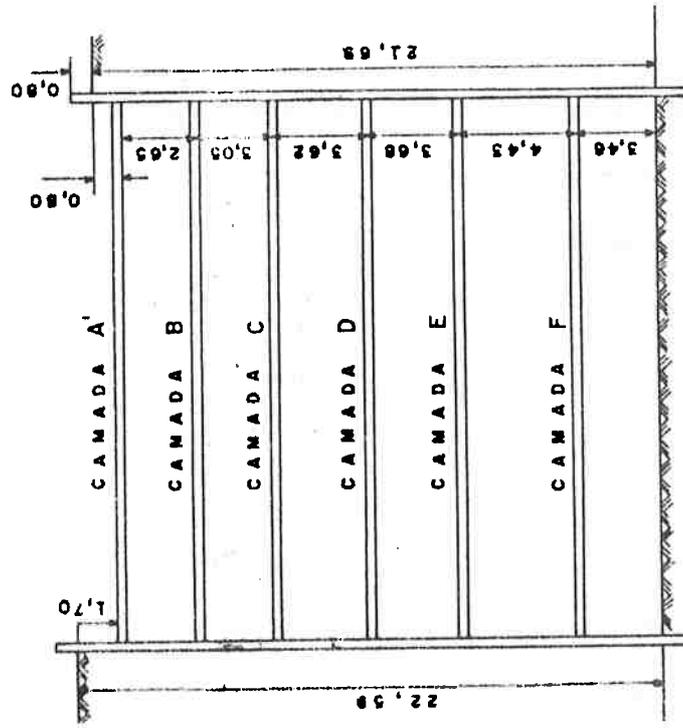
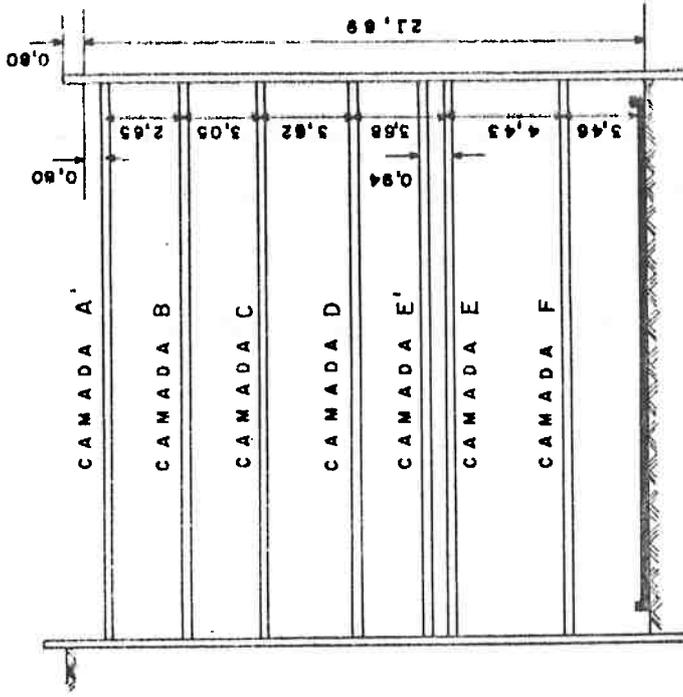


FIGURA B - 14 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO - SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 5

didade do lado leste da vala). Além disso, uma das estroncas do 5º nível (13,80m de profundidade) acusou cargas muito altas durante a escavação, tendo que ser feito um reforço no escoramento, colocando-se para isto mais um nível de estroncas, a 12,86m de profundidade. Tanto a estronca vizinha do mesmo nível, quanto as do nível imediatamente superior apresentaram cargas mais baixas, revelando um efeito de arqueamento que deve ter sido consequência do carregamento de areia, junto à estaca 73 (*figura B-12*), em final de escavação.

Na *figura B-12* estão representadas a planta e um corte longitudinal do escoramento na região. As secções observadas foram as correspondentes aos pares de estacas 73-86 e 75-88.

Os trabalhos de escavação e reaterro se desenvolveram em 16 estágios. Na *figura B-14* estão definidos graficamente os estágios 3 e 4, de maior interesse para este estudo.

5.4. Instrumentação

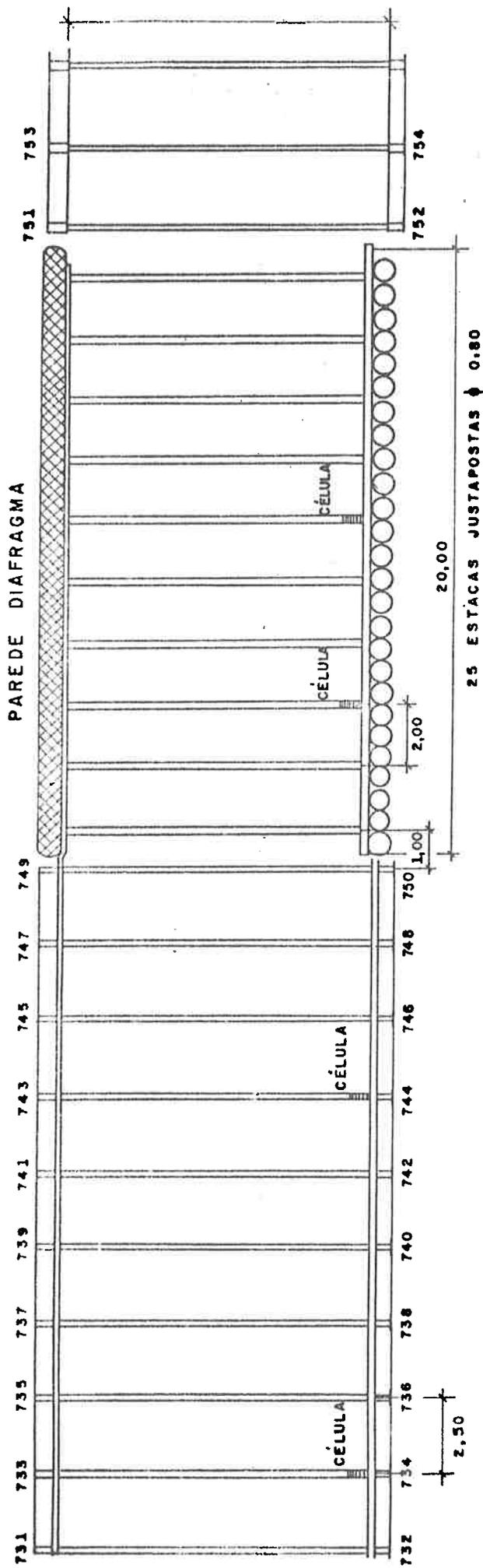
- a) Nas estacas 73 (parede leste) e 86 (parede oeste) foram colocados tubos de *inclinômetro Wilson*. Os tubos foram instalados no terreno, ao lado das estacas, e o espaço entre o tubo e a estaca foi preenchido com areia compactada. Note-se que as estacas centrais e as do lado leste foram colocadas em pré-furos, devido à dificuldade de atravessar uma camada de limonita existente, o que dificultou sobremaneira a interpretação das leituras de inclinômetro na estaca 73.
- b) Dos dois lados da vala, próximos das estacas 73 e 86, foram instalados *marcos superficiais*, 4 de cada lado da vala. Também foram instalados 2 referenciais de nível RN, um do lado leste e outro do lado oeste da vala.
- c) Foram instalados 4 *piezômetros tipo Casagrande*, 2 de cada lado da va-

1a: um piezômetro a 16m e outro a 22m de profundidade.

- d) Entre as estroncas e as estacas 73 e 86 de uma das secções observadas e 75 da outra foram colocadas *células de carga* de corda vibrante. Estas estroncas foram designadas pelos algarismos romanos I e II, referindo-se aos pares de estacas 73-86 e 75-88, respectivamente, seguidas das letras A, B, C, D, E e F para indicar o nível de estroncas correspondente, sendo A indicativo do nível superior, B, C, D, E e F dos níveis subsequentes. Quando as estroncas do nível A foram rebaixadas, seu nível passou a ser designado por A'. A célula de carga colocada na estronca IA teve que ser substituída, por ter sido danificada por ocasião do rebaixamento da estronca. O último nível de estroncas a ser colocado, e que ficou a 12,86m da superfície do terreno, foi designado pela letra E'. Nas estroncas IA e IB, Secção I, só foram colocadas células de carga no lado leste da vala. Nas estroncas das camadas C, D, E', E e F foram colocadas células de carga dos dois lados da vala, tendo-se então chamado IL à Secção I do lado leste e IO à Secção I do lado oeste. Na estronca IIE' foram colocadas células de carga dos dois lados da vala, chamando-se IIE'O e IIE'L à estronca E' da Secção II nos lados oeste e leste, respectivamente.
- e) Nas estroncas da Secção I foram instalados *pares termo-elétricos*, colocados nas abas superior e inferior das estroncas e no seu interior. As temperaturas das estroncas da outra secção foram consideradas iguais às das estroncas de mesmo nível, instrumentadas.

6. SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17

A secção experimental do Bloco 17 localizava-se no trecho 43 da linha Norte-Sul, na *Liberdade*. As observações foram feitas entre os dias 03/02/1972 e 24/03/1972.



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

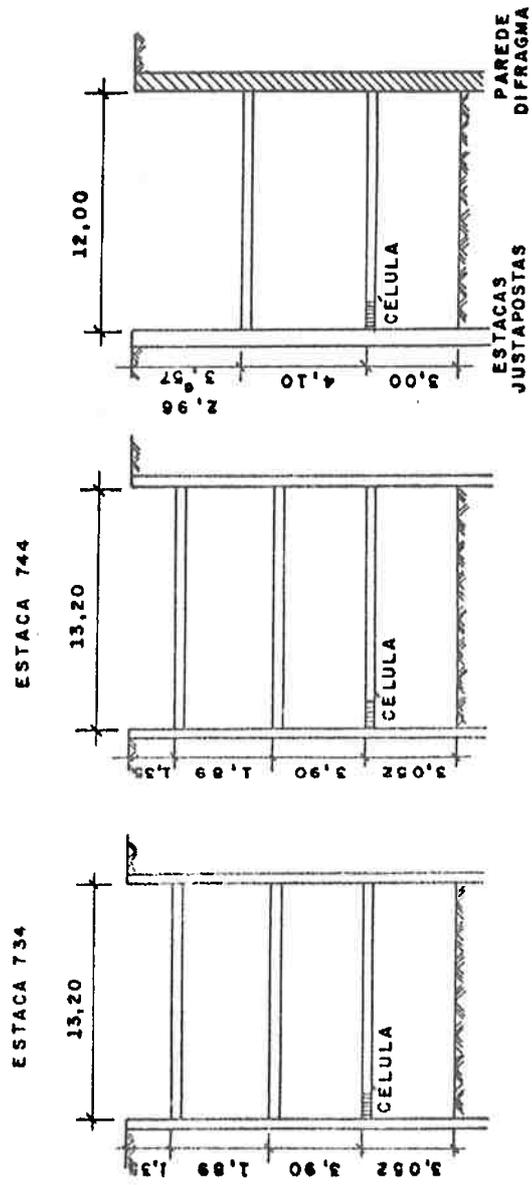


FIGURA B- 15 SECCÃO EXPERIMENTAL - BLOCO 17 (TRECHO 43)

A vala, com 10m de profundidade, estava *escorada* por meio de estroncas apoiadas, quer em paredes diafragmas e estacas justapostas; quer em estacas metálicas, pranchões de madeira e vigas de rigidez.

No primeiro caso, aqui designado por *paredes rígidas*, havia 2 níveis de estroncas, constituídas por perfis 2 I de 12", com 12m de comprimento, nas cotas -3,0m e -7,0m; o espaçamento entre elas, em planta, era de 2m.

No caso das *paredes flexíveis*, havia três níveis de estroncas do mesmo tipo, instaladas nas cotas -1,3m; -3,0m e -7,00m; o espaçamento entre elas, em planta, era de 2,5m e o seu comprimento de 13,2m.

A *figura B-15* mostra cortes transversais e disposições em planta, bem como a localização das células de carga para a medida das cargas das estroncas, que foram instaladas apenas no último nível de estroncamento. Neste mesmo nível foram medidas as temperaturas no interior das estroncas.

O sub-solo do local era constituído de *solos variegados*.

7. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 7

7.1. Localização

A Secção Experimental nº 7 situava-se à *Rua Vergueiro*, em frente ao prédio de número 1108, no trecho 5 da linha Norte-Sul do Metrô. A sua localização está indicada na *figura B-16*, anexa. Os trabalhos nesta secção se desenvolveram de 17/08/72 a 11/04/73.

7.2. Sub-solo

O sub-solo na região, segundo observações levadas a

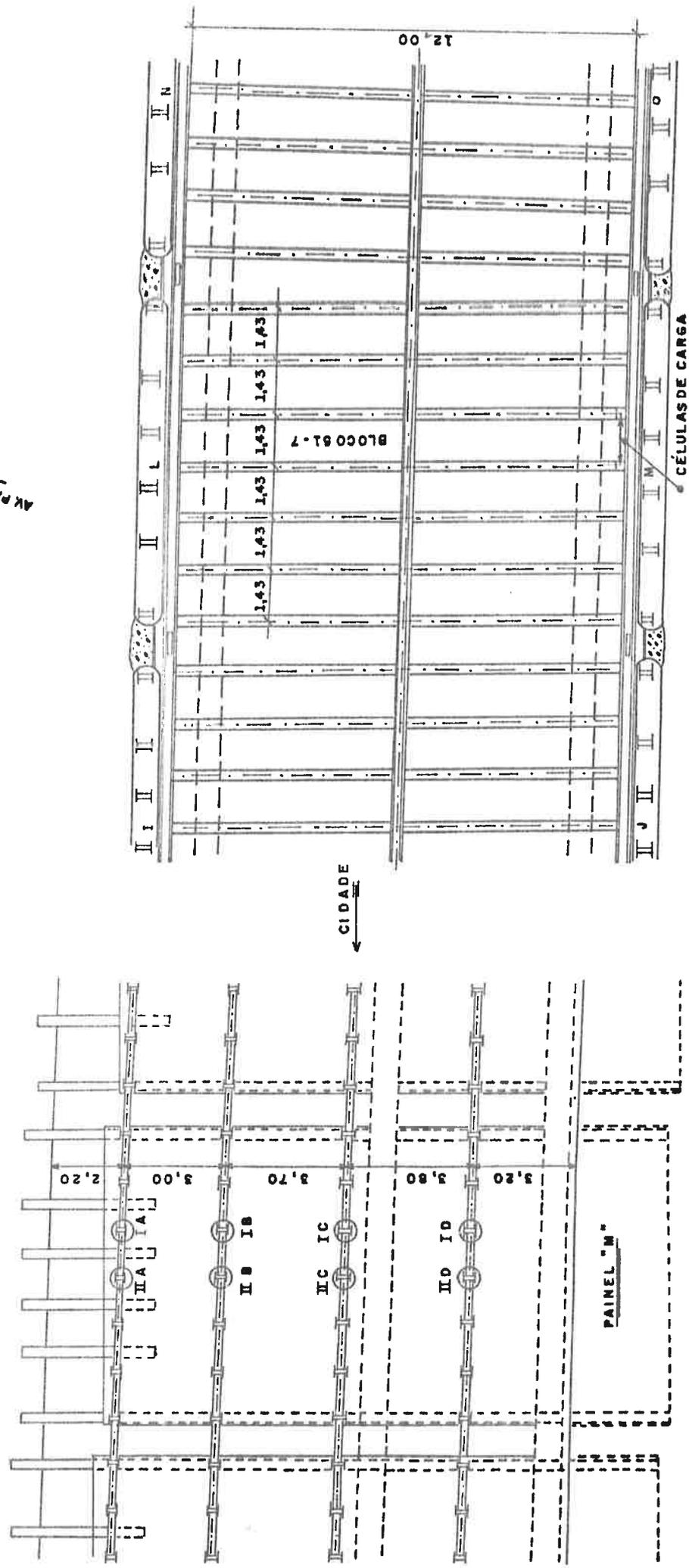
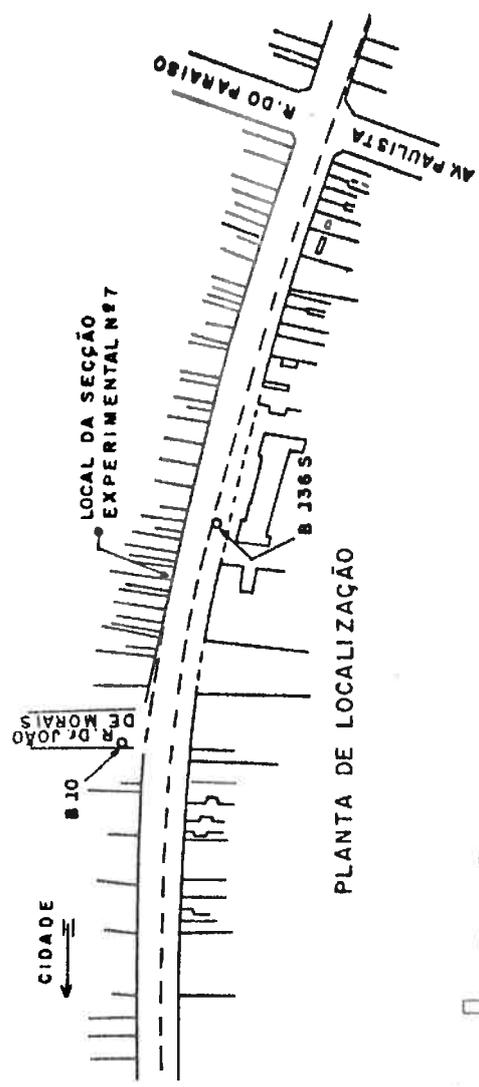
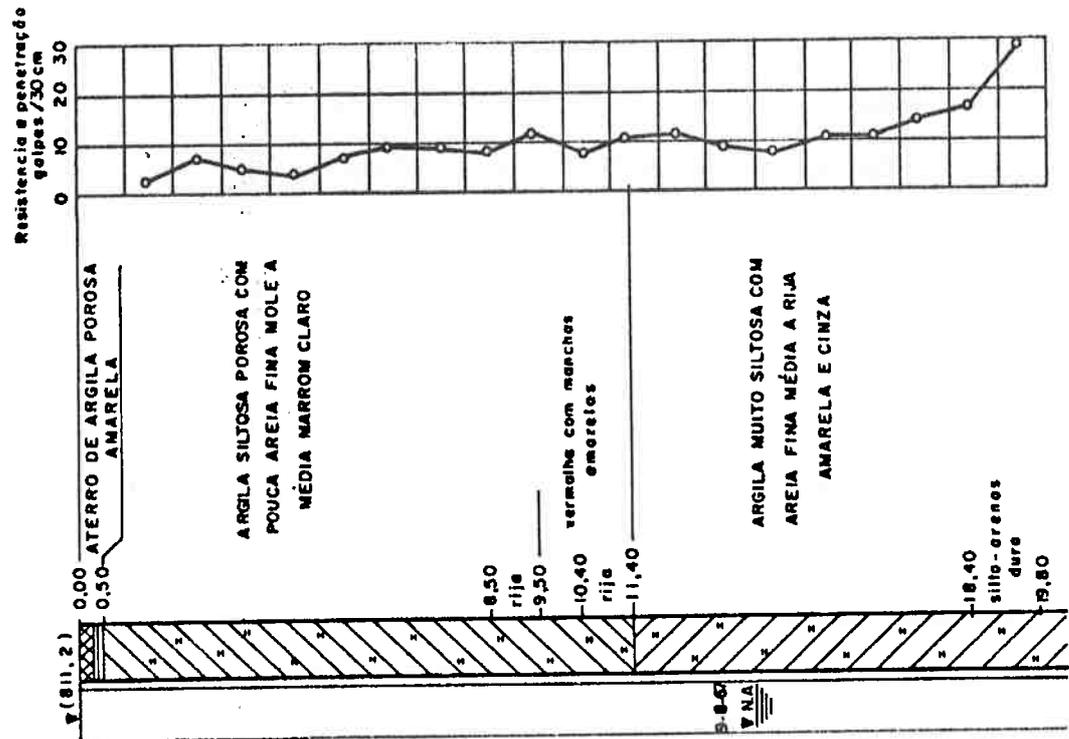


FIGURA B - 16 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 7

SONDAGEM Nº 10 Ø 2 1/2" AMOSTRADOR SPT



SONDAGEM B 136 S - Ø 2 1/2" AMOSTRADOR SPT

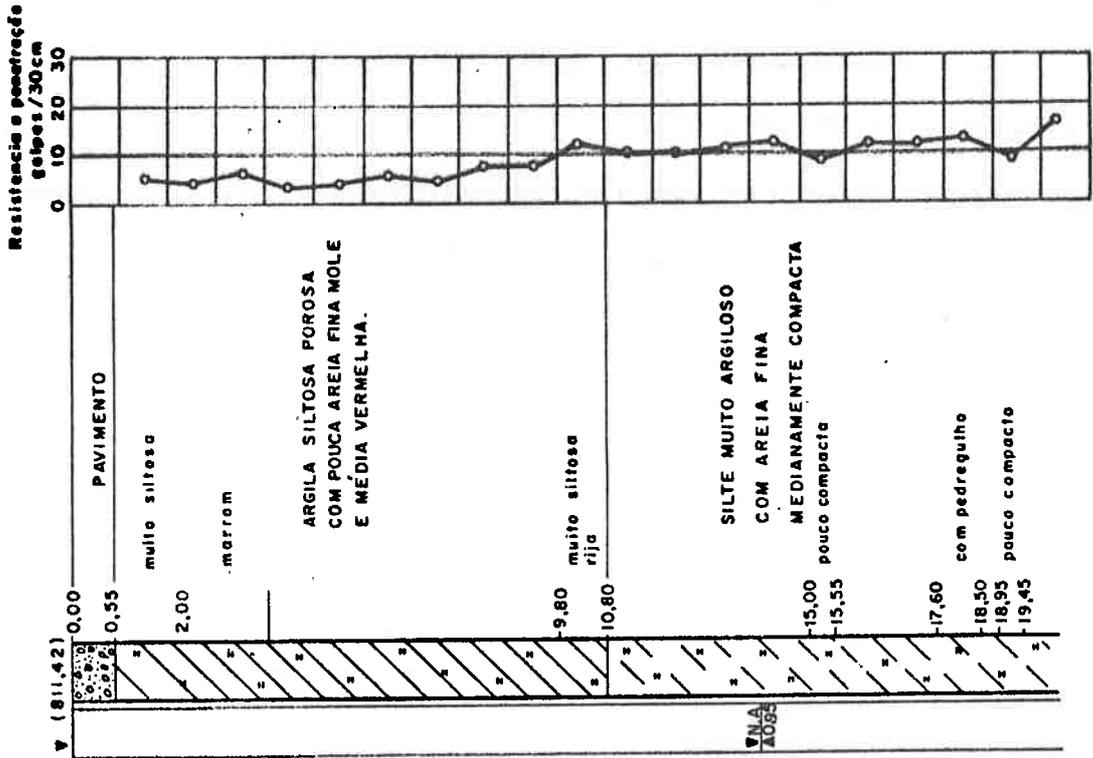


FIGURA B - 17 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 7

efeito durante os trabalhos de escavação e a interpretação de duas sondagens próximas, é constituído de uma *argila porosa vermelha*, com cerca de 9,00m de espessura, sobrejacente a uma camada de *argila silto-arenosa* de consistência média a rija, marrom, com aproximadamente 3,40m de espessura e, sob estas, camadas de *argilas e areias de cor variegada*.

A localização dessas sondagens encontra-se na *figura B-16* e os respectivos perfis do sub-solo na *figura B-17*.

7.3. Escavação e escoramento

A *escavação* no local atingiu a profundidade de 15,90m, desenvolvendo-se em cerca de 9,80m de argila porosa e nas camadas subjacentes a esta, 3,40m de argila silto-arenosa, de consistência média a rija, marrom, e 2,70m de argila de consistência rija, variegada. O *escoramento* empregado foi constituído de paredes diafragmas, construídas em painéis de 9m de comprimento e 0,80m de largura. Entre os painéis havia um espaçamento para facilitar a drenagem. As estroncas eram apoiadas em longarinas constituídas de dois perfis metálicos, I de 15" (63,3 kg/m), soldados. Estas estroncas metálicas eram dispostas em quatro níveis a 2,20m; 5,20m; 8,90m e 12,70m de profundidade, e constituídas de dois perfis metálicos I, soldados, de 12" (60,6 kg/m) para os dois primeiros níveis e de 15" (63,3 kg/m) para o último nível. O terceiro nível, segundo o projeto, seria constituído de dois perfis metálicos I, soldados, de 15" (63,3kg/m), porém, constatou-se no local que foram utilizados perfis H, equivalentes. Entre a extremidade superior dos painéis e a superfície do terreno, o escoramento consistia de estacas metálicas, 2 perfis I de 15" (63,3 kg/m) soldados, engastados nos painéis e pranchões de peroba de 8cm de espessura encunhados entre estacas contíguas. Entre dois painéis vizinhos o escoramento era constituído por estacas metálicas, 2 perfis I de 12" (60,6kg/m) soldados, engastados lateralmente no concreto e pranchões de peroba de

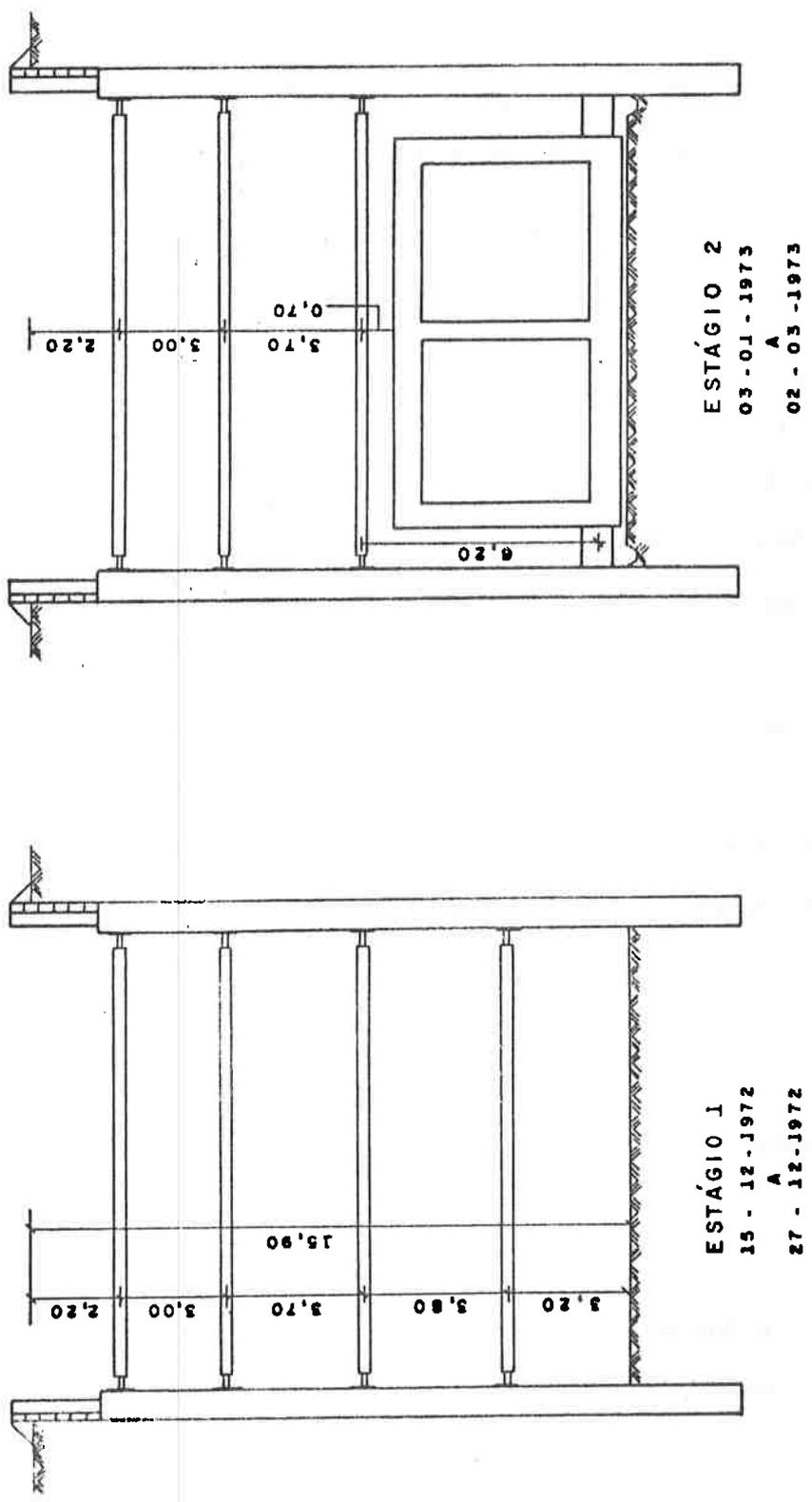


FIGURA B - 18 ESTÁGIOS DA ESCAVAÇÃO - SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 7

8cm de espessura encunhados entre elas.

Na *figura B-16* estão representadas a planta e um corte longitudinal do escoramento na região. As secções observadas estavam localizadas entre os painéis L e M, no Bloco 51-7.

A *figura B-18* mostra os dois estágios de escavação, de interesse a este estudo.

7.4. Instrumentação

- a) Entre as estroncas das duas secções de observações e a parede diafragma (painel M) foram colocadas as células de carga. Estas estroncas foram designadas pelos números I e II (sentido Norte-Sul), seguidos das letras A, B, C e D, sendo A indicativo da camada superior. Foram utilizadas células com capacidade de 25 t na camada A e de 100 t nas demais.
- b) A temperatura foi medida através de pares termo-elétricos instalados no interior das estroncas da Secção I, em tres posições ao longo de seu comprimento; tomou-se a média destes valores como a temperatura média da estronca. Nas estroncas da Secção II não foram feitas leituras de temperatura.

8. SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 3

8.1. Localização

A Secção Experimental nº 3 situava-se à *Av. Liberdade*, próxima à Rua Américo Campos, no Trecho 4 da linha Norte-Sul do Metrô de São Paulo conforme está indicado na *figura B-19*. Os trabalhos se desenvolveram de 24 de junho de 1972 a 14 de junho de 1973.

8.2. Sub-solo

O sub-solo no local da Secção Experimental é consti-

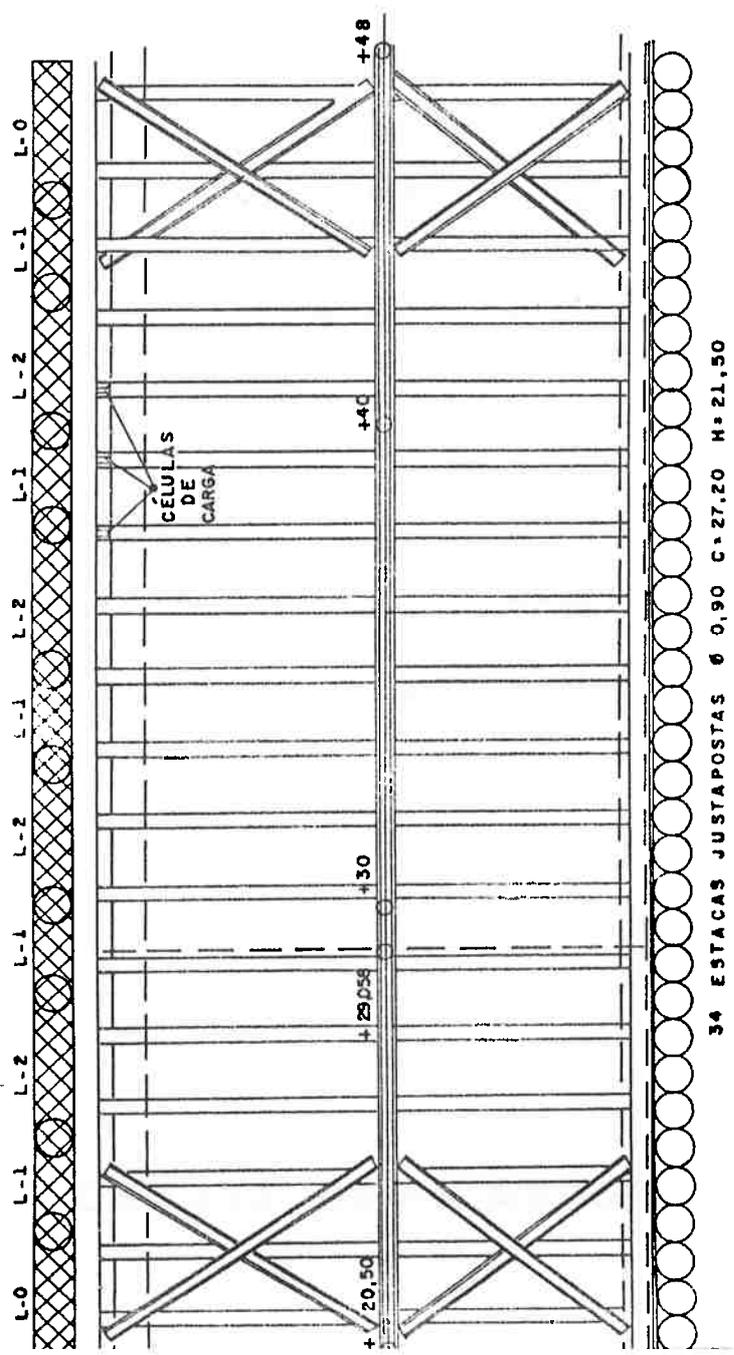
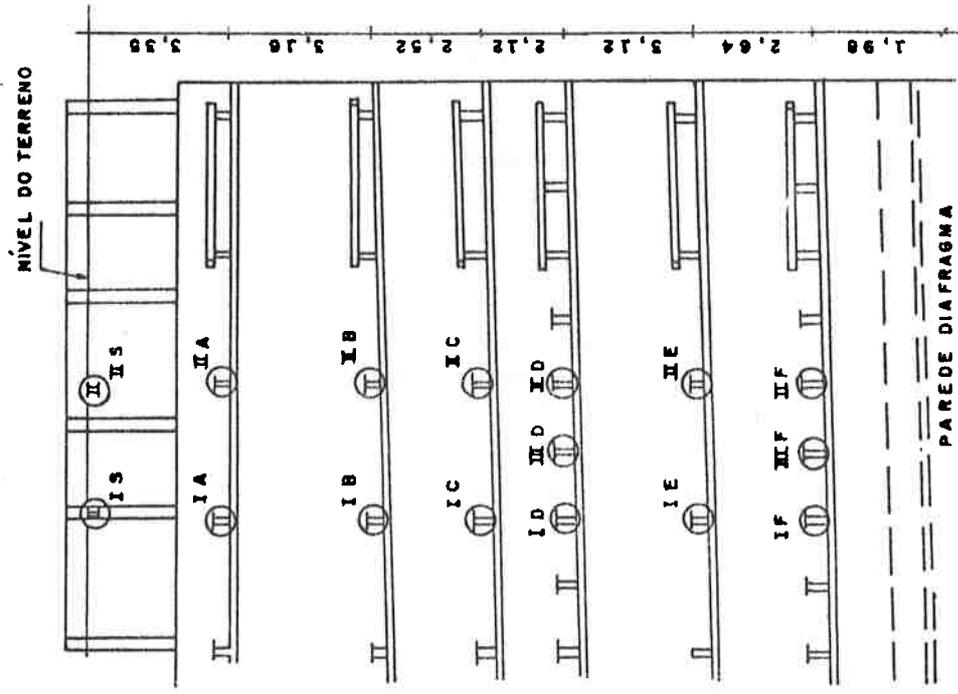
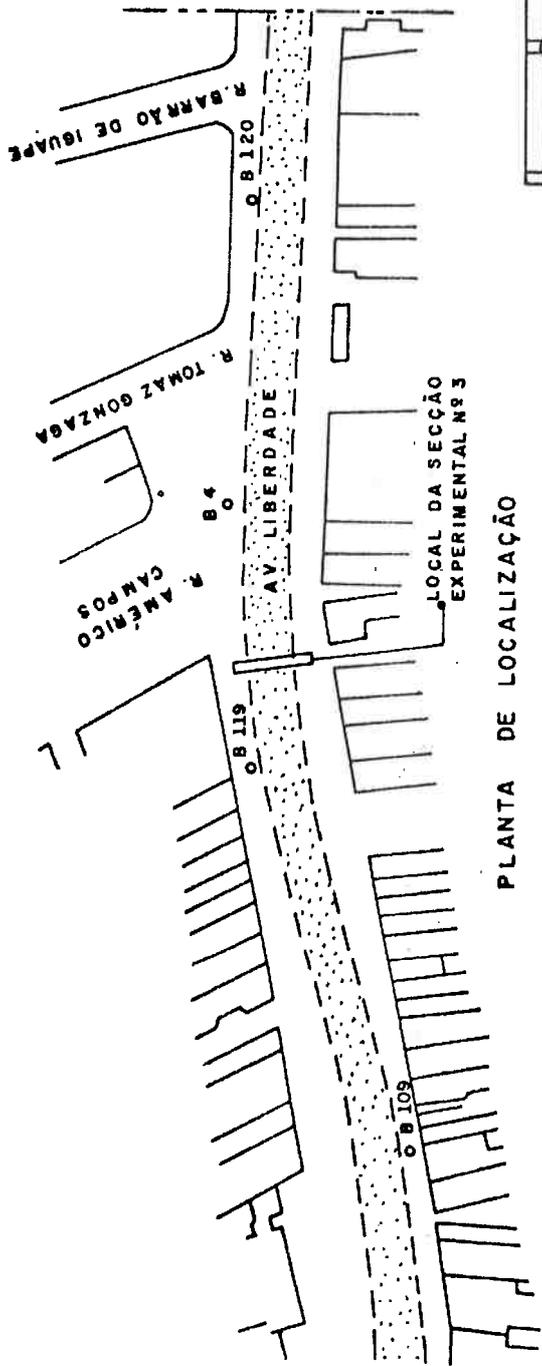


FIGURA B - 19 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 3

SONDAGEM B 119 (Rua da Liberdade)

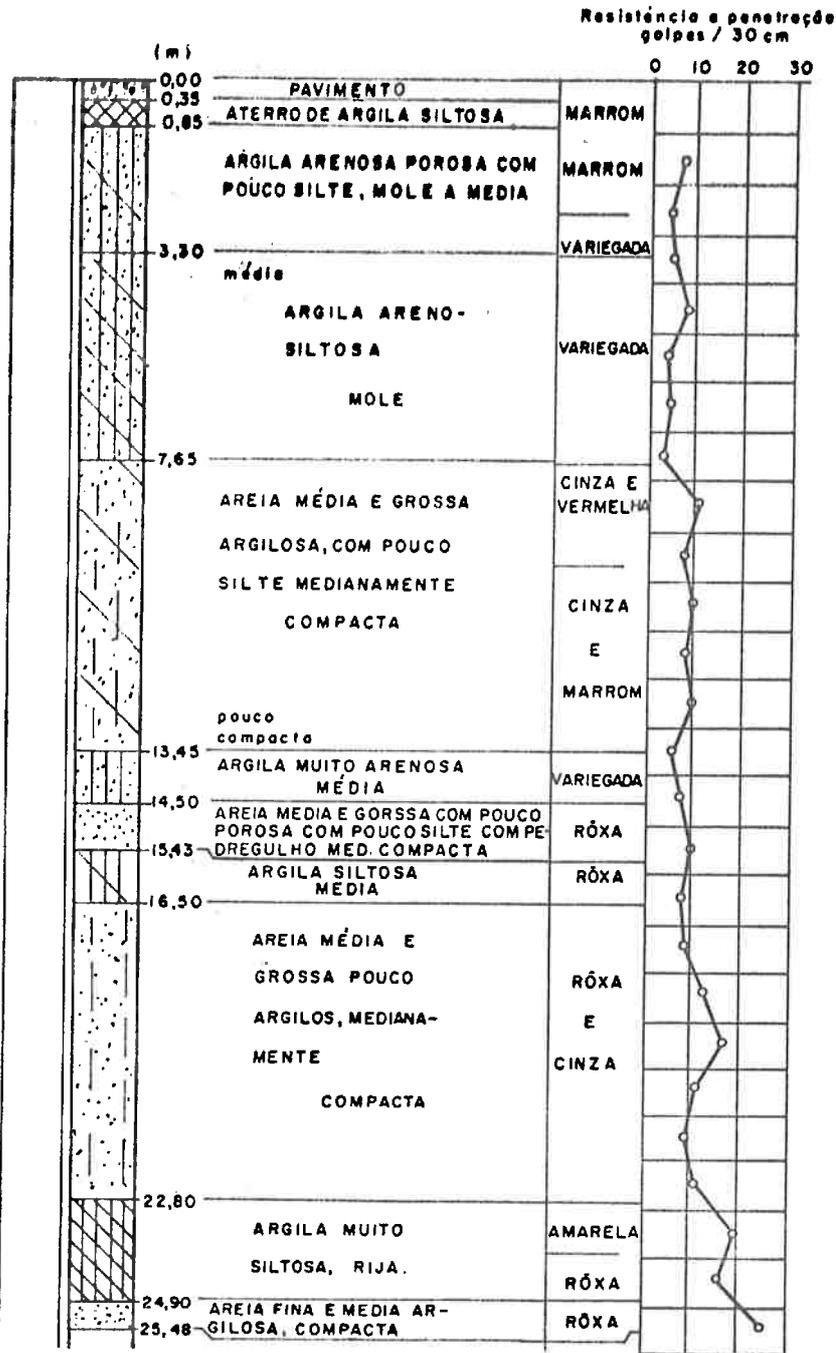


FIGURA B - 20 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 3

tuído de *camadas intercaladas de areia e argila*, como pode ser visto na *figura B-20*, onde estão reproduzidos os dados de uma sondagem realizada nas proximidades, conforme locação indicada na *figura B-19*.

8.3. Escavação e escoramento

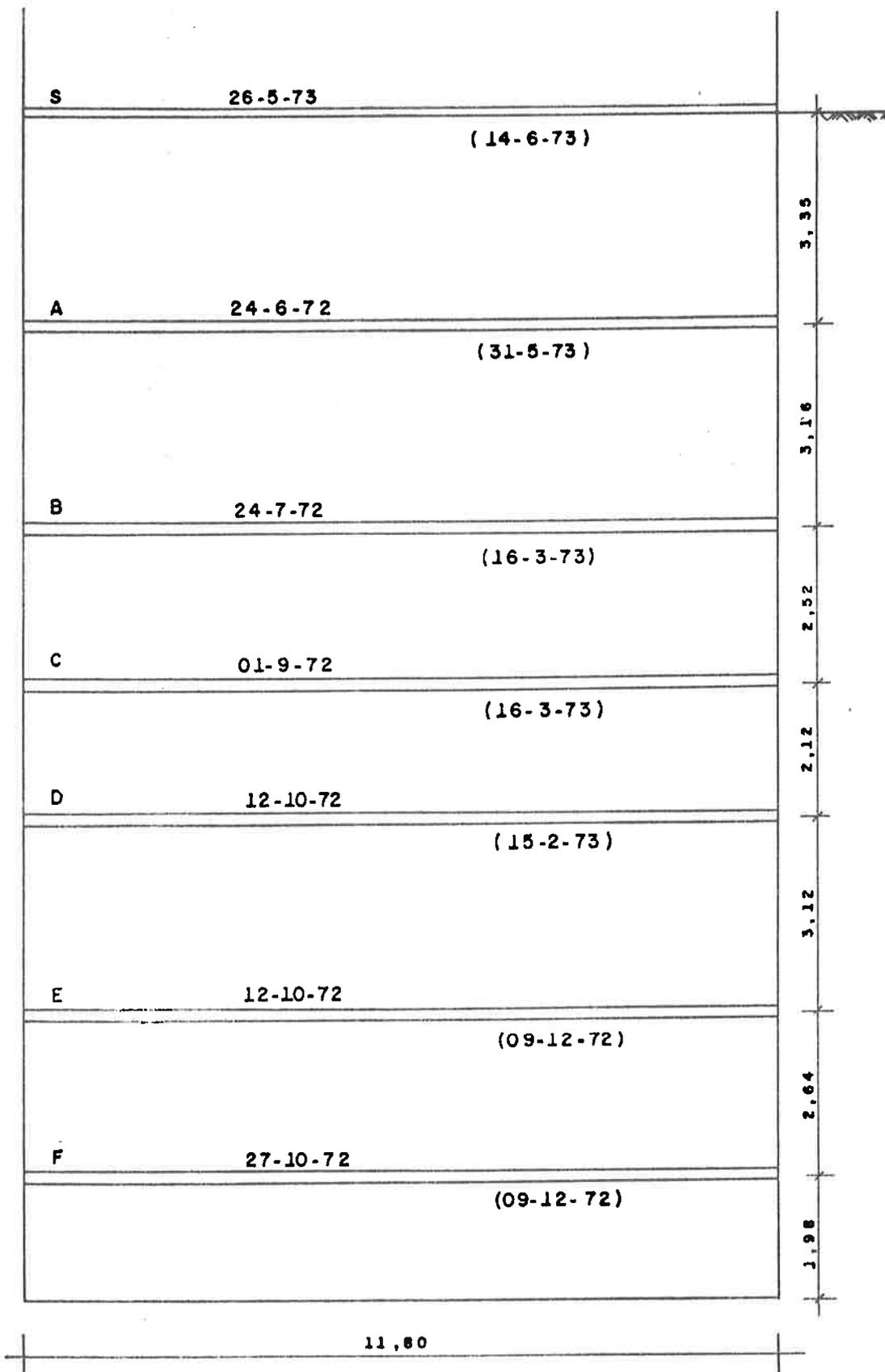
A *escavação* atingiu a profundidade de 18,89m. O *escoramento* empregado era constituído por 34 estacas justapostas com diâmetro de 0,80m e altura de 21,50m de um lado da vala e parede diafragma do outro, numa extensão de 27,06m.

O escoramento transversal foi constituído de estroncas (perfis metálicos), dispostas em 6 níveis, do seguinte modo: 2112" a 3,35m; 2118" a 6,51m; H 350 a 9,03m e 11,15m; 2120" a 14,27m e H 500 a 16,91m de profundidade, sendo estas distâncias contadas a partir do nível do terreno. Antes da retirada do último nível de estroncas, foi colocada uma sétima camada de estroncas na altura do nível do terreno. As estroncas estavam apoiadas em longarinas, constituídas de dois perfis metálicos U 8" x 2 1/4".

Na *figura B-19* estão reproduzidas a planta e um corte longitudinal do escoramento na região, indicando-se as posições das secções observadas. Os trabalhos de escavação e reaterro se desenvolveram em 9 estágios, delimitados pelas datas de instalação e retirada das estroncas, conforme indicação da *figura B-21*.

8.4. Instrumentação

a) Entre as estroncas das duas secções de observações (Secções I e II) e a parede diafragma foram colocadas *células de carga* de corda vibrante, em 6 níveis diferentes (A, B, C, D, E e F). Nos níveis D e F havia estroncas intermediárias entre as duas secções observadas e foram denomi



DATAS DE INSTALAÇÃO E
RETIRADA DAS ESTRONCAS

24-06-72 = COLOCAÇÃO DA ESTRONCA
(31-05-73) = RETIRADA DA ESTRONCA

FIGURA B - 21 SECÇÃO EXPERIMENTAL Nº 3

nadas IIID e IIIF; destas duas, somente a última foi apoiada contra uma célula de carga.

- b) Instalaram-se nas estrocas da Secção I *pares termo-elétricos* para medidas das temperaturas. Nas camadas A, B e E, a instalação foi no interior das estrocas; nas camadas C, D e F, nas abas superior e inferior dos perfis metálicos H.

APÊNDICE C

FUNDAMENTOS MATEMÁTICOS DAS REGRESSÕES DE QUE TRATA O CAPÍTULO III

1. BASES TEÓRICAS

Considere-se o caso de uma vala escorada com dois níveis de estroncas. O problema, tal como foi colocado no *Capítulo III*, consiste no estabelecimento de uma fórmula do tipo

$$\begin{pmatrix} c_1 \\ c_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} c_1^0 \\ c_2^0 \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} u_{11} & u_{12} \\ u_{12} & u_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} T_1 \\ T_2 \end{pmatrix} \quad (C-1)$$

onde os u_{ij} e os c_1^0 e c_2^0 são as incógnitas procuradas, de tal forma que c_1 e c_2 se aproximem ao máximo das cargas observadas \bar{c}_1 e \bar{c}_2 nos 1º e 2º níveis de estroncas, onde as temperaturas medidas foram T_1 e T_2 , respectivamente.

Para tanto será imposto que:

$$\Sigma (c_1 - \bar{c}_1)^2 + (c_2 - \bar{c}_2)^2 \quad (C-2)$$

seja um mínimo. A expressão entre colchetes é igual a:

$$(c' - \bar{c}') \cdot (c - \bar{c}) \quad (C-3)$$

onde, por exemplo, c' é o vetor transposto de c , cujos termos valem c_1 e c_2 .

Após derivar a expressão (C-2) em relação às incógnitas u_{ij} e C_1^0 e C_2^0 , vem, tendo-se em conta as expressões (C-3) e (C-1):

$$\begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{ccccc}
 \Sigma T_1^2 & \Sigma T_1 T_2 & 0 & \Sigma T_1 & 0 \\
 & \Sigma (T_1^2 + T_2^2) & \Sigma T_1 T_2 & \Sigma T_2 & \Sigma T_1 \\
 & & \Sigma T_2^2 & 0 & \Sigma T_2 \\
 & & & m & 0 \\
 & & & & m
 \end{array} \right] \begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c}
 u_{11} \\
 u_{12} \\
 u_{22} \\
 C_1^0 \\
 C_2^0
 \end{array} \right] = \begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c}
 \Sigma \bar{C}_1 T_1 \\
 \Sigma (\bar{C}_1 T_2 + \bar{C}_2 T_1) \\
 \Sigma \bar{C}_2 T_2 \\
 \Sigma \bar{C}_1 \\
 \Sigma \bar{C}_2
 \end{array} \right] \\
 \text{(s)} \\
 \text{(C-4)}
 \end{array}
 \end{array}$$

Note-se que os somatórios se estendem a todo o universo de m pares de valores de cargas e temperaturas, observadas no campo.

No caso de três níveis de estroncas, as expressões (C-1) e (C-4) passam a ser, respectivamente:

$$\begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{c}
 C_1 \\
 C_2 \\
 C_3
 \end{array} \right] = \left[\begin{array}{c}
 C_1^0 \\
 C_2^0 \\
 C_3^0
 \end{array} \right] + \begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{ccc}
 u_{11} & u_{12} & u_{13} \\
 u_{12} & u_{22} & u_{23} \\
 u_{13} & u_{23} & u_{33}
 \end{array} \right] \cdot \left[\begin{array}{c}
 T_1 \\
 T_2 \\
 T_3
 \end{array} \right] \\
 \text{(C-5)}
 \end{array}
 \end{array}$$

e:

$$M \cdot V = R \quad \text{(C-6)}$$

onde:

$$M = \begin{bmatrix} \Sigma T_1^2 & \Sigma T_1 T_2 & \Sigma T_1 T_3 & 0 & 0 & 0 & \Sigma T_1 & 0 & 0 \\ \Sigma (T_1^2 + T_2^2) & \Sigma T_2 T_3 & \Sigma T_1 T_2 & \Sigma T_1 T_3 & 0 & \Sigma T_2 & \Sigma T_1 & 0 \\ \Sigma (T_1^2 + T_3^2) & 0 & \Sigma T_1 T_2 & \Sigma T_1 T_3 & \Sigma T_3 & 0 & \Sigma T_1 & 0 \\ \Sigma T_2^2 & \Sigma T_2 T_3 & 0 & 0 & \Sigma T_2 & 0 \\ \Sigma (T_2^2 + T_3^2) & \Sigma T_2 T_3 & 0 & \Sigma T_3 & \Sigma T_2 \\ \Sigma T_3^2 & 0 & 0 & \Sigma T_3 \\ m & 0 & 0 \\ m & 0 \\ m \end{bmatrix}$$

(S)

e:

$$V = \begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \\ u_{22} \\ u_{23} \\ u_{33} \\ c_1^o \\ c_2^o \\ c_3^o \end{bmatrix} \quad R = \begin{bmatrix} \Sigma \bar{c}_1 T_1 \\ \Sigma (\bar{c}_1 T_2 + \bar{c}_2 T_1) \\ \Sigma (\bar{c}_1 T_3 + \bar{c}_3 T_1) \\ \Sigma \bar{c}_2 T_2 \\ \Sigma (\bar{c}_2 T_3 + \bar{c}_3 T_2) \\ \Sigma \bar{c}_3 T_3 \\ \Sigma \bar{c}_1 \\ \Sigma \bar{c}_2 \\ \Sigma \bar{c}_3 \end{bmatrix}$$

Para n níveis de estroncas, a ordem da matriz quadrada e simétrica, que aparece nas expressões (C-4) e (C-6), é igual a

$$\frac{n(n+3)}{2}$$

Uma vez obtidos os valores das cargas calculadas, pode-se determinar, facilmente, os valores do desvio padrão e do coeficiente de correlação de cada variável dependente.

2. SENSIBILIDADE INERENTE DO SISTEMA DE EQUAÇÕES OBTIDO

Os sistemas de equações dados por (C-4) ou (C-6) são indeterminados quando as variáveis T_1, T_2, \dots, T_n forem *linearmente dependentes* entre si.

De fato, suponha-se que, para o caso de 2 níveis de estroncas exista uma relação linear entre T_1 e T_2 . Como se pode fazer uma transformação simples de variáveis de tal forma que:

$$\Sigma T_1 = \Sigma T_2 = 0$$

e admitindo-se que $T_2 = KT_1$, o sistema de equações (C-4) se transforma em:

$$\Sigma T_1^2 \begin{bmatrix} 1 & K & 0 \\ K & 1+K^2 & K \\ 0 & K & K^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Sigma \bar{C}_1 T_1 \\ K \Sigma \bar{C}_1 T_1 + \Sigma \bar{C}_2 T_1 \\ K \Sigma \bar{C}_2 T_1 \end{Bmatrix}$$

No entanto, o determinante desta matriz é nulo, pois, como pode ser constatado facilmente, a terceira linha é uma combinação linear entre a primeira e segunda linhas, com fatores multiplicativos de $(-K^2)$ e (K) , respectivamente; como este mesmo tipo de combinação existe entre os termos do vetor do sistema de equações acima, fica provada a sua indeterminação.

No caso de 3 níveis de estroncas, o sistema de equações que se obtém, supondo que

$$T_2 = K.T_1$$

$$T_3 = L.T_1$$

é:

$$\Sigma T_1^2 \cdot \begin{bmatrix} 1 & K & L & 0 & 0 & 0 \\ & 1+K^2 & LK & K & L & 0 \\ & & 1+L^2 & 0 & K & L \\ (S) & & & L^2 & KL & 0 \\ & & & & L^2+K^2 & LK \\ & & & & & L^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_{11} \\ u_{12} \\ u_{13} \\ u_{22} \\ u_{23} \\ u_{33} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Sigma \bar{C}_1 T_1 \\ K \Sigma \bar{C}_1 T_1 + \Sigma \bar{C}_2 T_1 \\ L \Sigma \bar{C}_1 T_1 + \Sigma \bar{C}_3 T_1 \\ K \Sigma \bar{C}_2 T_1 \\ L \Sigma \bar{C}_2 T_1 + K \Sigma \bar{C}_3 T_1 \\ L \Sigma \bar{C}_3 T_1 \end{bmatrix}$$

que também é indeterminado, pois a quinta linha é uma combinação linear das primeira, segunda e terceira linhas, com fatores multiplicativos iguais a $(1+K^2)$ (L/K) , $(-L)$ e $(-1/K)$, respectivamente, e isto inclui os termos do vetor do segundo membro.

Se, ao invés de uma relação matemática perfeita entre T_1, T_2, \dots, T_n existissem correlações estatísticas, com coeficientes de correlação próximos de 100 % (dependência total), os sistemas de equações (C-4) ou (C-6) passariam a ter uma *sensibilidade inerente* no sentido indicado por *Wilkinson (1968)*. Em outras palavras, pequenos desvios (perturbações) nos valores dos coeficientes das matrizes e do vetor dos termos independentes poderiam provocar mudanças sensíveis nos valores das incógnitas.

APÊNDICE D

PROPRIEDADES DA MATRIZ DOS GRADIENTES BÁSICOS

A Matriz U dos Gradientes Básicos, introduzida pela expressão (III-1) do Capítulo III, possui quatro propriedades de interesse a esta Investigação. As demonstrações relativas às duas primeiras e à última delas podem ser encontradas em Pipes e Hovanessian (1969). A terceira delas será provada mais adiante.

1. PROPRIEDADES DA MATRIZ U

- a) *Propriedade 1:* Sendo a matriz U simétrica e real, os seus autovalores são reais.
- b) *Propriedade 2:* Os autovetores associados a diferentes autovalores da matriz U são ortogonais entre si. Como *corolário*, se um dos seus autovetores tiver todos os termos positivos, qualquer outro terá pelo menos um termo negativo, mas não todos ao mesmo tempo.
- c) *Propriedade 3:* Admitindo-se, por hipótese, que: 1º) os termos da diagonal principal de U são todos positivos; e 2º) existe um autovetor T_m com todos os termos positivos, então o autovalor λ_m a ele associado é o *mínimo dos autovalores* de U.
- d) *Propriedade 4:* Se a matriz U tem um autovalor λ associado ao autovetor T, então a matriz P(U), em que P é uma função racional, tem um autovalor P(λ) e o mesmo autovetor T.

2. DEMONSTRAÇÃO DA PROPRIEDADE 3

Para demonstrar a *Propriedade 3*, note-se inicialmente que:

$$\lambda_m < u_{ii}, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (D-1)$$

ou seja, λ_m é menor que qualquer elemento da diagonal principal de U , condição para que a *expressão (III-10)* possa ser verificada. De fato, da *expressão (III-10)* deduz-se que:

$$\sum_{j \neq i} u_{ij} \cdot t_j + (u_{ii} - \lambda_m) t_i = 0, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (D-2)$$

e como

$$u_{ij} = u_{ji} < 0 \quad \text{para } i \neq j$$

e

$$t_i > 0, \quad i = 1, 2, \dots, n,$$

resulta necessariamente a *desigualdade (D-1)*.

2.1. Matriz U de ordem 2

Para $n = 2$ a *expressão (D-2)* reduz-se a:

$$\begin{cases} (u_{11} - \lambda) \cdot t_1 + u_{12} \cdot t_2 = 0 \\ u_{21} \cdot t_1 + (u_{22} - \lambda) \cdot t_2 = 0 \end{cases} \quad (D-3)$$

onde t_1 e t_2 são termos do vetor T . Logo:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{-u_{12}}{u_{11} - \lambda} = \frac{u_{22} - \lambda}{-u_{21}} \quad (D-4)$$

Se existisse um $\lambda_p < \lambda_m$, a ele corresponderiam valores de t_1/t_2 positivos, pois $u_{21} < 0$ e vale a expressão (D-1); isto é, o autovetor T_p teria todos os termos positivos ou negativos, o que contrariaria o corolário da Propriedade 2. Logo, λ_m é o mínimo dos autovalores de U.

2.2. Matriz U de ordem 3

Para $n = 3$, a demonstração é feita também por redução ao absurdo. Suponha-se que exista um $\lambda_s < \lambda_m$ e, associado a ele, um autovetor T_s com os termos t_1^s , t_2^s e t_3^s . Do corolário da Propriedade 2 segue que todos os t_i^s não podem ser positivos ou negativos ao mesmo tempo. Donde resultam seis possibilidades de combinações de seus sinais, mas nenhuma delas satisfaz todas as equações implícitas na expressão (D-2), o que é absurdo. Por exemplo, se:

$$t_1^s > 0, \quad t_2^s < 0 \quad \text{e} \quad t_3^s < 0$$

a igualdade:

$$u_{21} \cdot t_1^s + (u_{22} - \lambda_s) \cdot t_2^s + u_{23} \cdot t_3^s = 0$$

não se verifica, pois todos os seus termos são negativos. A redução ao absurdo ainda se mantém, mesmo que alguns dos t_i^s sejam nulos.

2.3. Matriz U qualquer

A extensão da Propriedade 3 para qualquer valor de n pode ser feita recorrendo-se ao Quociente de Rayleigh dado por:

$$\lambda_R = \frac{T' \cdot U \cdot T}{T' \cdot T} \quad (D-5a)$$

Nesta expressão T' é o transposto de T , que é um vetor de coeficientes t_i .

Logo, pode-se escrever:

$$\lambda_R = \frac{\sum u_{ii} \cdot t_i^2 + 2 \sum_{i \neq j} u_{ij} \cdot t_i \cdot t_j}{\sum t_i^2} \quad (D-5b)$$

Seja λ_s o mínimo dos λ_R para qualquer T . Sabe-se que λ_s é o menor dos autovalores de U (veja-se, por exemplo, Wilkinson, 1965); o autovetor associado a ele será designado por T_s .

Se $\lambda_s < \lambda_m$, então, pelo corolário da *Propriedade 2*, pelo menos um dos coeficientes de T_s é negativo, isto é, existe um

$$t_k^s < 0$$

Ao vetor T_p , definido da seguinte forma:

$$t_i^p = t_i^s \quad \text{para } i \neq k$$

$$t_k^p = -t_k^s$$

está associado um *Quociente de Rayleigh* menor do que λ_s , o que é absurdo.

APÊNDICE E

DISCUSSÃO DE ALGUMAS HIPÓTESES INCORPORADAS AO MÓ- DELO MATEMÁTICO DO CAPÍTULO IV

1. VIGAS DE DISTRIBUIÇÃO COM RIGIDEZ INFINITA

Admitiu-se que as vigas de distribuição, colocadas horizontalmente entre as estroncas e as paredes de escoramento, possuíam rigidez infinita. Isto implica na suposição, implícita na *expressão IV-2 do Capítulo IV*, de as reações das cargas pontuais, transmitidas pelas estroncas, serem linear e uniformemente distribuídas.

A fim de avaliar a validade desta hipótese simplificadora valeu-se da solução teórica de uma viga solicitada por carregamento estático e apoiada sobre base elástica, ocupando um espaço semi-infinito, utilizada por *Timoshenko (1958, páginas 17 e seguintes do Tomo II)* no estudo da flexão de trilhos ferroviários.

A força reativa F , linearmente distribuída no contato viga-base elástica, é dada por:

$$F = \frac{P\beta}{2} \cdot e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sen \beta x) \quad (E-1)$$

onde P é a única força vertical atuando sobre a viga e

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K}{4EJ}} \quad (E-2)$$

mede a rigidez relativa entre o solo, tomado como meio elástico, e o material da viga, com módulo de elasticidade E e momento de inércia J . 0

parâmetro K é a força, linearmente distribuída, de reação do solo, para um recalque unitário. Quando atuam várias forças, a solução é obtida aplicando-se o princípio de superposição.

Para uma estimativa de K considerou-se a dilatação térmica das estroncas como verdadeiras provas de carga, pois imprimem uma força C e um deslocamento δ à parede, do que resulta, em primeira aproximação:

$$K = \frac{C}{\delta t} \quad (E-3)$$

sendo t o espaçamento entre elas, em planta.

Para as Secções Experimentais com paredes flexíveis os valores de K crescem com a profundidade, de 100 a 550 kg/cm², valores estes calculados com base numa expressão análoga à III-3 do Capítulo III. Se as vigas de distribuição forem perfis I 12", β assume valores de 0,55 a 0,85 m⁻¹; com perfis I 18", estes números passam a ser 0,4 a 0,6 m⁻¹.

Vê-se assim que as situações de maior flexibilidade relativa correspondem a valores de β da ordem de 0,85. Por isso foi construído o gráfico da figura E-1, que mostra como a força F se distribui no contato da viga com a parede de escoramento. Para espaçamentos em planta (t) entre estroncas de até 2,5 m a sua distribuição é praticamente uniforme, o que torna válida a hipótese de rigidez infinita para as Secções Experimentais do Metrô de São Paulo (ver valores do espaçamento \underline{t} na tabela III-1). No caso de t = 2 m, a força distribuída varia de +5 a -5 % do seu valor médio, no ponto de aplicação da carga P e a meia distância entre duas cargas, respectivamente. Se t = 2,5 m, estes percentuais assumem valores de cerca de ± 10 %.

As expressões usadas são válidas quando as vigas de

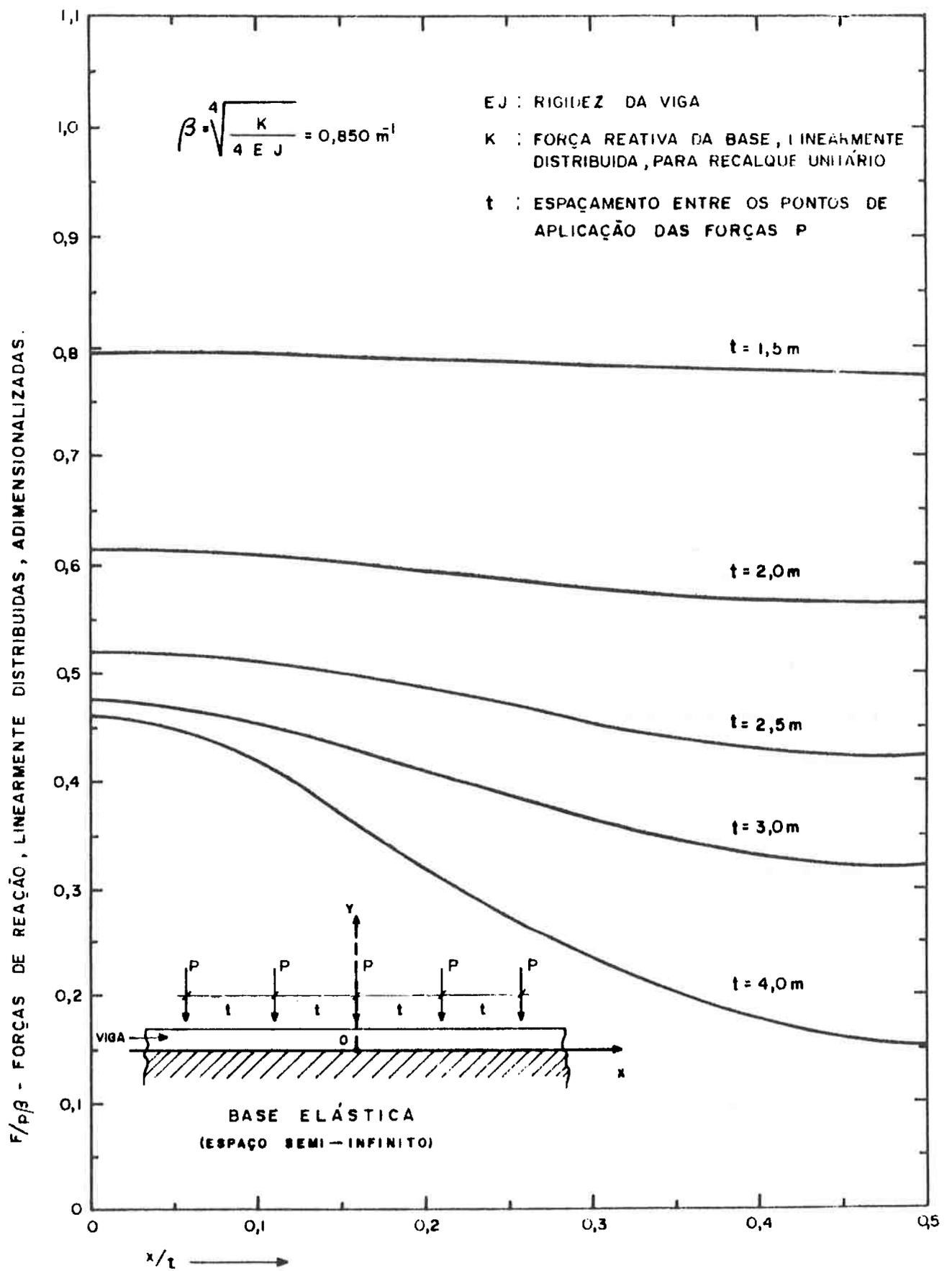


FIGURA E - 1 : FORÇAS DE REAÇÃO, NO CONTATO VIGA - BASE ELÁSTICA

distribuição são longas, isto é, quando

$$\beta l' > 5$$

sendo l' o seu comprimento. Nas Secções Experimentais, via de regra, havia pelo menos 4 estroncas apoiando-se numa mesma viga, o que implicou em comprimentos mínimos de 6 m ou mais, que verifica a desigualdade acima, pelo menos para $\beta = 0,85$.

2. EFEITO DA TEMPERATURA EM PAREDES DE SISTEMAS DE ESCORAMENTOS

Em trabalho citado na revisão bibliográfica do *Capítulo I*, Rémy et al (1974) fazem menção ao efeito da temperatura nas paredes diafragmas de sistemas de escoramento, que introduziria acréscimos de cargas nas estroncas dos níveis intermediários. Estes acréscimos deveriam ser superpostos àqueles provenientes da dilatação térmica das estroncas.

Como o modelo matemático elaborado no *Capítulo IV* ignorou este efeito, procurou-se fazer uma avaliação quantitativa do mesmo, recorrendo-se novamente ao Método dos Elementos Finitos e a estudos analíticos desenvolvidos por Westergaard para pavimentos de concreto sujeitos a variações térmicas.

Antes, contudo, foi necessário valer-se de alguns relatos de medições de temperatura em pavimentos de concreto e em solos, para que se tivessem os subsídios que tornaram viável esta empreitada.

2.1. Medições de Temperatura em Lajes de Concreto e em Solos

Teller (1935) apresentou resultados interessantes - de medidas de temperatura em pavimentos de concreto, com 15 e 22,5 cm de

espessura, através de pares termo-elétricos colocados no seu interior, a cada 2,54 cm, nas superfícies do topo e da base e, inclusive, no solo subjacente, até cerca de 5 cm de profundidade.

Eis algumas de suas conclusões:

- a) a temperatura do concreto é controlada pela temperatura do ar; pelo ângulo de incidência dos raios solares; pela temperatura do solo, que flutua com a temperatura média do ar dos dias anteriores; pela umidade relativa do ar e pelas condições de umidade do solo;
- b) bem cedo e à tarde, quando ocorrem as maiores diferenças entre as temperaturas do topo e da base, os gradientes de temperatura, ao longo da espessura da laje, são constantes;
- c) em algumas estações do ano a temperatura no topo da laje chegou a superar de cerca de 5 a 11°C a temperatura do ar; a diferença é tanto maior quanto maior for o ângulo de incidência dos raios solares; e
- d) a diferença entre as temperaturas máximas e mínimas, no topo da laje, foi de cerca de 20°C, no dia mais quente, em que as temperaturas do ar e da superfície do concreto atingiram 32°C e 43°C, respectivamente.

É importante frisar que enquanto a superfície da laje se aquece por radiação térmica, o solo esquentase por condução, e se comporta como um reservatório de grande capacidade atuando como um estabilizador térmico. Assim, o ciclo diário de variação de temperatura não chega a influir significativamente na temperatura do solo, mas o ciclo anual o faz, até profundidades de 10 m ou mais (veja-se *Keen, 1931*).

Experiências feitas em latossolo roxo de Ribeirão Preto, citados por *Ortolani e Pinto (1972)*, em que foram medidas a variação geotérmica horária a profundidades de até 1 m, mostraram que:

- a) para o solo nu e profundidades superiores a 0,5 m, a temperatura é pra

- ticamente constante e cerca de 12°C inferior à da superfície; existindo alguma cobertura, gramado, por exemplo, esta diferença é bem menor;
- b) na superfície do terreno, num mesmo dia, a diferença entre as temperaturas máxima e mínima não atinge 20°C para o solo nu, e 10°C para o solo recoberto; para profundidades superiores a 0,50 m a diferença entre as temperaturas do solo nu e do solo recoberto é da ordem de 2°C ; e
- c) durante o ano, os valores médios mensais de temperatura variaram de 20 a 24°C a 1 m de profundidade, onde a temperatura média anual foi de $22,3^{\circ}\text{C}$ para uma temperatura média anual do ar de $21,8^{\circ}\text{C}$.

Este último fato foi também realçado por *Leinz e Amaral (1966)*, para quem, de um modo geral, a temperatura média anual do ar controla a temperatura do solo até 10 a 20 m de profundidade. Daí para baixo a temperatura cresce continuamente de cerca de 1°C a cada 30 m, em média.

2.2. Hipóteses Concernentes à Variação da Temperatura nas Paredes Diafragma

Com base nestas informações, será admitido que a temperatura do solo em contato com o concreto permanece constante, com um valor de 20°C . Na face externa da parede, em contato com o ar ambiente, tomar-se-á a temperatura com um valor de 40°C no plano da superfície do terreno, diminuindo linearmente até 30°C (1.^a hipótese) ou 20°C (2.^a hipótese) na posição do fundo da vala.

A forma de variação de 40°C a 20°C (1.^a hipótese) coincide aproximadamente com aquela observada nas estroncas dos diversos níveis da Seção Experimental 7, com paredes rígidas, conforme dados da *tabela III-1*. Como os raios solares incidem sobre as estroncas com um

ângulo muito maior do que nas paredes diafragmas, ela é bastante severa.

As hipóteses adotadas quanto aos incrementos de temperatura foram as seguintes:

- a) gradientes de temperatura constantes ao longo da espessura da parede;
- b) incrementos de temperatura nulos na interface concreto-solo; e
- c) incrementos de temperatura decrescendo linearmente com a profundidade na face da parede exposta ao ar.

2.3. Aplicação do Método dos Elementos Finitos

Considere-se novamente uma vala escorada com paredes contínuas e admita-se que somente ela sofra os efeitos da temperatura. Pode-se escrever, no lugar da expressão (IV-7):

$$(\bar{K}_s + \rho \bar{K}_c + \eta \bar{K}_b) \delta = \frac{E_c \cdot \alpha}{(1 - 2\nu_c) E_s t} \Sigma B^T \cdot \begin{pmatrix} \Delta T \\ \Delta T \\ 0 \end{pmatrix} \quad (E-4)$$

onde \bar{K}_c é a matriz de rigidez da parede contínua, a menos de um escalar; B é a matriz definida pela expressão (IV-3) e ΔT o incremento de temperatura, variável de ponto a ponto no interior da parede de escoramento. Note-se que o 2º membro desta expressão foi obtido impondo-se uma deformação inicial ao elemento, dada por

$$\epsilon_0 = \begin{pmatrix} \alpha \Delta T \\ \alpha \Delta T \\ 0 \end{pmatrix}$$

o que equivale a aplicar as seguintes forças nodais (veja-se Zienkiewicz, 1972):

$$B^T \cdot D \cdot \epsilon_0 = \frac{E_c \cdot \alpha}{1 - 2\nu_c} B^T \cdot \begin{pmatrix} \Delta T \\ \Delta T \\ 0 \end{pmatrix} \quad (E-5)$$

D é a matriz de elasticidade, introduzida pela expressão (IV-4).

Seguindo orientação análoga àquela imprimida por *Westergaard (1926)*, quando analisou o comportamento de pavimentos de concreto sujeitos a variações de temperatura, introduziu-se o *Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo*, como sendo:

$$M = \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot h^3}{12 (1-\nu_c^2) E_s t}} \quad (E-6)$$

onde E_c , ν_c e h são, respectivamente, o Módulo de Elasticidade, o Coeficiente de Poisson e a espessura da parede contínua de concreto; E_s , o Módulo de Deformabilidade do solo e t , o espaçamento entre estronças, em planta. Tem-se, assim, a expressão:

$$(\bar{K}_s + \rho \bar{K}_c + \eta \bar{K}_b) \cdot \delta = M^4 \cdot \frac{\alpha \cdot (1 - \nu_c^2)}{(1 - 2\nu_c) h^3} \Sigma B^T \cdot \begin{Bmatrix} \Delta T \\ \Delta T \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (E-7)$$

Uma vez formulado matematicamente o problema passou-se a uma aplicação prática, relacionada com a vala indicada na figura IV-1. Fixou-se o parâmetro $\eta = 1,0$ e a espessura da parede de escoramento em $h = 1,0$ m, e permitiu-se que M variasse de 0,5, que corresponde a paredes mais flexíveis, a 2,0, paredes mais rígidas.

Foram utilizados elementos finitos isoparamétricos retangulares para a parede de escoramento. Num dos casos estudados, que serão apresentados a seguir, utilizou-se ora os elementos com *modos compatíveis*, ora com *modos incompatíveis*, estes últimos introduzidos por *Wilson (1971)*, pois os primeiros não conseguem reproduzir certas variações de tensões, quando solicitados à flexão, como ocorre no problema em pauta. As diferenças encontradas num e noutro caso foram da ordem de 10 % no deslocamento horizontal do topo da parede e de cerca de 3 % no valor

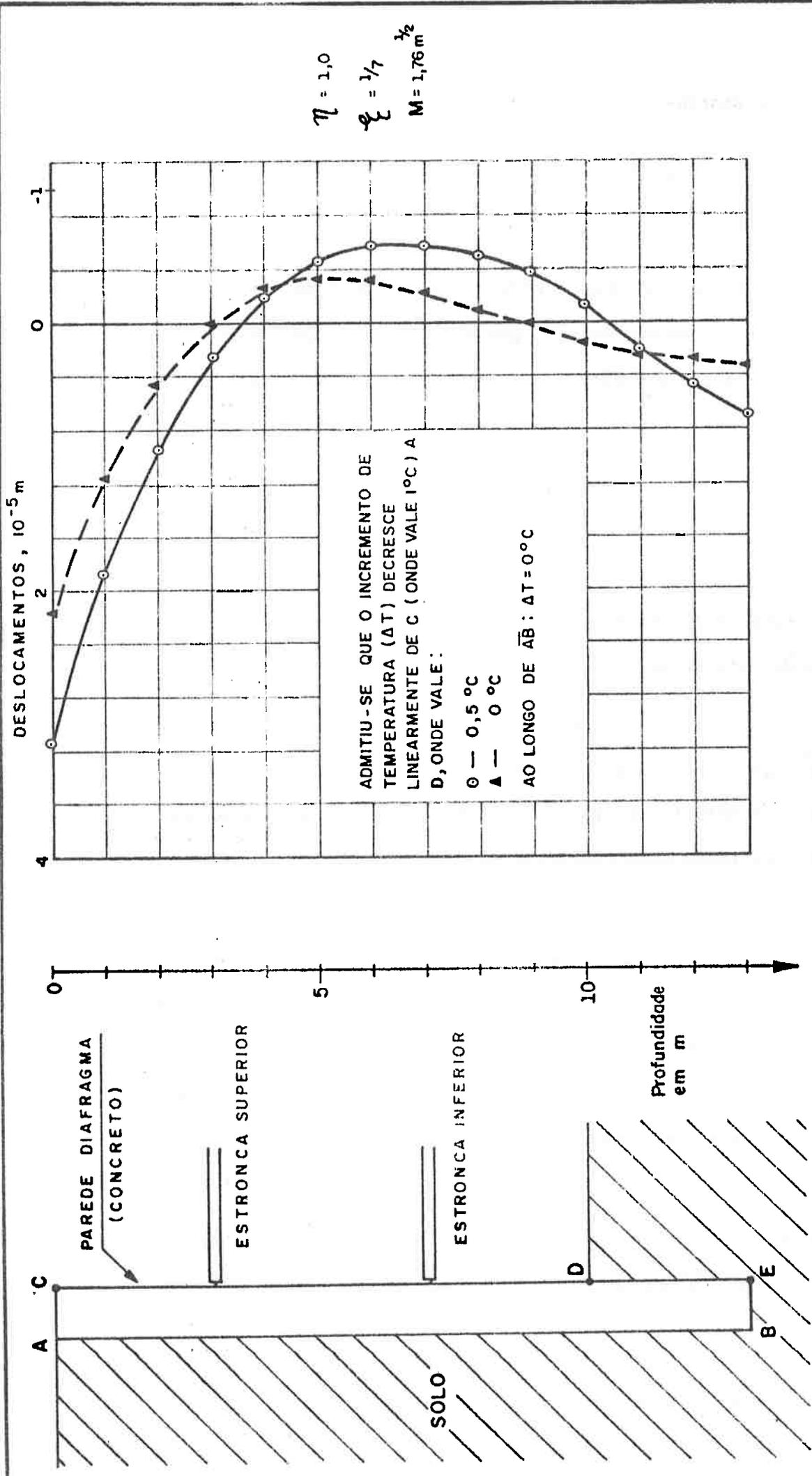


FIGURA E - 2 : LINHA ELÁSTICA DA PAREDE DIAFRAGMA (AO LONGO DE \bar{CDE}), SUPONDO QUE SOMENTE ELA SE ENCONTRA SOB O EFEITO DA TEMPERATURA - SECÇÃO EXPERIMENTAL DO BLOCO 17, PAREDES RIGIDAS

da força de compressão na estronca do nível inferior.

2.4. Resultados obtidos

A *figura E-2* mostra, a título de ilustração, as linhas elásticas para as duas hipóteses de variação da temperatura, enunciadas no *item 2.2.* acima. Note-se que é um caso em que a rigidez da parede é bastante elevada e a estronca superior é aliviada de uma parcela de sua carga inicial.

Convém realçar novamente a suposição de que somente a parede de escoramento sofre os efeitos da dilatação térmica. Os aumentos ou alívios de carga devem ser superpostos às forças pré-existentes de compressão e aos incrementos de carga devidos ao efeito da dilatação térmica das estroncas.

A *figura E-3* apresenta os valores dos incrementos de carga nas estroncas do nível inferior, em função do Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo. A linearidade constatada na correlação não é de todo fortuita, tendo sido inspirada no já citado trabalho de *Westergaard (1926)*.

A primazia da espessura h da parede sobre os outros parâmetros é patente. Por exemplo, aumentando-a de 80 para 100 cm, a força na estronca é multiplicada por 1,6, mantidos os outros parâmetros constantes. Isto é equivalente a reduzir a rigidez do solo ($E_s t$) de $(1,25)^3 = 2$ vezes, aproximadamente, ou ainda a duplicar o E_c .

É curioso notar que o deslocamento horizontal do topo da parede, ponto C da *figura E-2*, correlacionou-se da seguinte forma com o Fator de Rigidez Relativa Parede-Solo:

$$\delta_c = 0,685 (1 + 0,91\beta) \cdot \alpha \cdot M^2$$

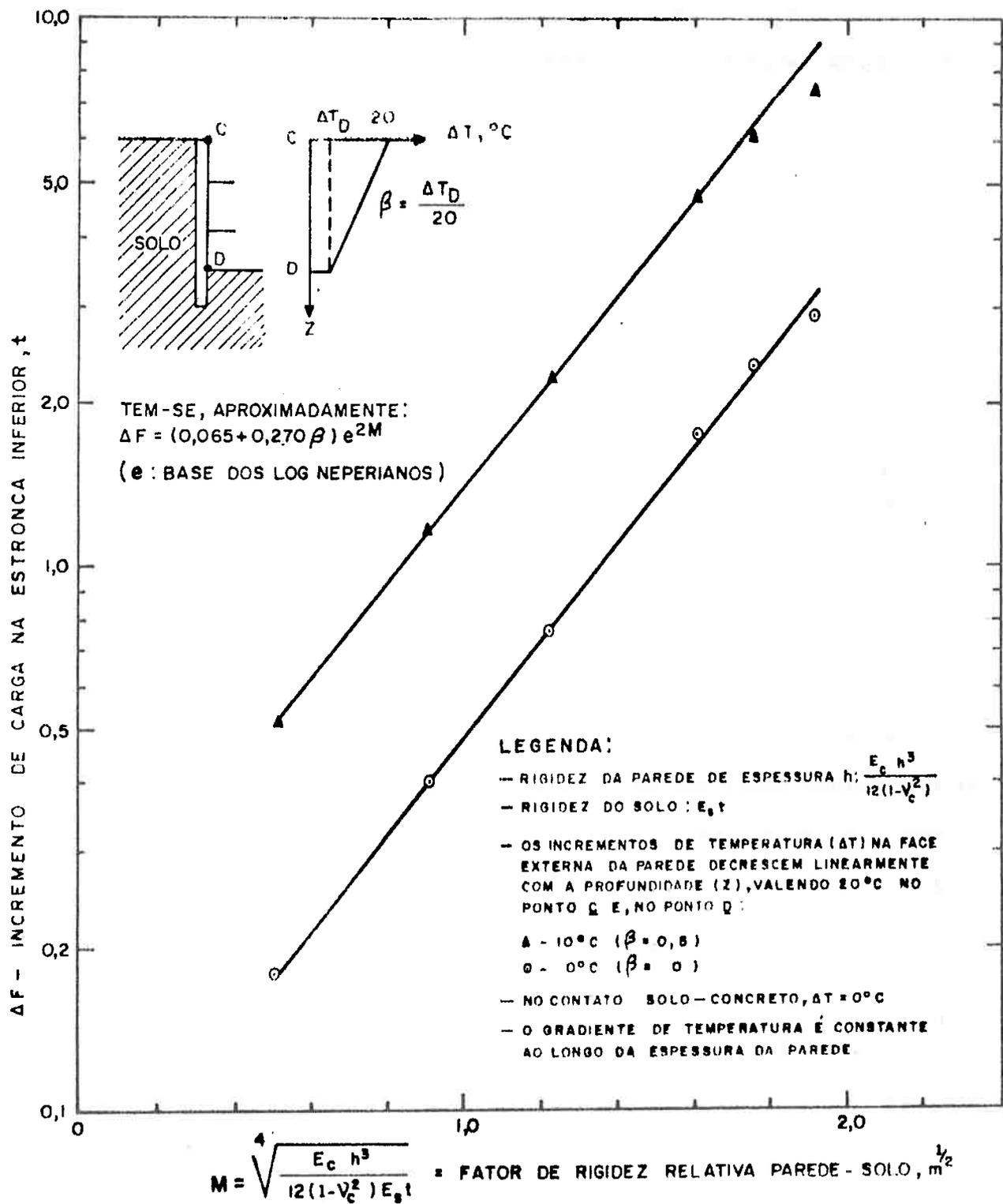


FIGURA E - 3 : INCREMENTO DE CARGA NA ESTRONCA INFERIOR EM FUNÇÃO DO FATOR DE RIGIDEZ RELATIVA PAREDE - SOLO, QUANDO SÓ A PAREDE CONTÍNUA DE ESCORAMENTO ESTÁ SOB O EFEITO DA TEMPERATURA

com coeficiente de correlação de 100 %. Para $\beta = 1$, isto é, supondo incrementos de temperatura uniformes em toda a face externa da parede (ver *figura E-3*), tem-se:

$$\delta_c = 1,31 \alpha \cdot M^2$$

que se compara muito bem com o valor:

$$\delta_c = \frac{1 + \nu_c}{h} \cdot \alpha \cdot M^2.$$

deduzido por Westergaard, para os bordos de lajes de concreto apoiadas em solos.

Voltando-se à *tabela III-1*, à Secção Experimental - do Bloco 17, paredes rígidas, correspondem os seguintes valores:

- a) $\xi = 1/5$ a $1/10$ ou $M = 1,47$ a $1,24$;
- b) incrementos relativos de temperatura iguais a 1 e 0,80 (valores adotados) para as estroncas do nível superior e inferior, respectivamente;
- e
- c) gradiente na estronca inferior, em final de escavação, de $0,85 \text{ t/}^\circ\text{C}$.

Para um incremento de temperatura de 40°C na estronca superior, tem-se, na estronca inferior, um incremento de carga de:

$$40 \times 0,80 \times 0,85 = 27 \text{ t}$$

Os incrementos de carga advindos são do efeito da temperatura na parede de escoramento (ver *figura E-3*) variam de 2,4 a 4,0 t, na hipótese mais severa de incrementos de temperatura, o que significa desvios de 9 % a 16 % quando comparados com os incrementos de carga resultantes só do efeito da dilatação térmica das estroncas.

Na prática as coisas não ocorrem como se supôs no modelo matemático, não somente no que se refere à forma de variação dos incrementos de temperatura com a profundidade, na face exposta do concreto, como também pela assimetria e não simultaneidade do aquecimento das paredes, ora de um lado, ora de outro lado da vala.

Diante destas considerações e tendo em vista que:

- a) o efeito da temperatura nas paredes flexíveis pode ser desprezado, como mostra a *figura E-3* para baixos valores de M ; e
- b) para valas mais profundas do que a estudada no modelo matemático é de se esperar um efeito maior nas estroncas dos níveis intermediários, afirmação esta que encontra respaldo no trabalho de *Westergaard* para pavimentos, guardadas as distâncias entre um problema e outro, resolveu-se ignorar, em primeira aproximação, o efeito em foco, tomando-se algumas precauções quanto a paredes rígidas, como está exposto no *Capítulo VI, item 4.2*.

3. SIMULAÇÃO DAS PAREDES FLEXÍVEIS POR PAREDES CONTÍNUAS

Para facilitar a aplicação do Método dos Elementos Finitos, as paredes de escoramentos flexíveis foram simuladas por meio de paredes contínuas equivalentes, de espessura constante.

Abstração feita aos pranchões de madeira, admitiu-se, em primeira aproximação que:

$$E_a J_a = E_p J_p \quad (E-9)$$

onde E_a e J_a são, respectivamente, os módulos de elasticidade e o momento de inércia, das estacas metálicas; e E_p e J_p os correspondentes valo-

res para as paredes contínuas. Os pranchões de madeira não acrescentam nenhuma parcela de rigidez às estacas metálicas, pois o seu flexionamento, quando é excessivo, provoca um arqueamento do solo com a consequente redistribuição de esforços, que passam a solicitar diretamente as estacas metálicas.

A validade da hipótese implícita em (E-9) é patente se forem observadas detidamente as expressões (E-2) e (E-6), relacionadas com vigas e lajes, respectivamente, e onde intervêm o produto EJ que, sendo invariante, resulta na univocidade de seus comportamentos.

A outra hipótese refere-se ao estado plano de deformação; isto é, as paredes equivalentes foram consideradas contínuas. A alternativa seria a simulação através de paredes discretas, com comprimento constante, uma para cada estaca metálica. Neste caso, o problema seria de estado plano de tensão e a equivalência estabelecida ainda pela expressão (E-9).

A aplicação do procedimento de cálculo, delineado no *Capítulo IV*, à Secção Experimental 6, admitindo-se estado plano de tensão, conduziu ao seguinte resultado:

$$U = \begin{bmatrix} 233 & -129 & -27 \\ -129 & 497 & -144 \\ -27 & -144 & 799 \end{bmatrix}$$

e, supondo estado plano de deformação:

$$U = \begin{bmatrix} 238 & -134 & -28 \\ -134 & 511 & -153 \\ -28 & -153 & 827 \end{bmatrix}$$

Vê-se que para os termos da diagonal principal o máximo desvio é de

3,5 %. Para incrementos relativos de temperatura de 1,00, 0,72 e 0,44, os gradientes de carga-temperatura diferem somente no 3º nível de estroncas, de um valor de apenas 0,011 t/°C.

APÊNDICE F

APANhado GERAL SOBRE AS PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DE SO- LOS DA CIDADE DE SÃO PAULO DE INTERESSE A ESTE ESTUDO

1. PRELIMINARES

A Cidade de São Paulo está construída numa *bacia sedimentar terciária*, sobreposta a rochas pré-cambrianas constituídas de granitos, gnaisses, micaxistos, quartzitos e calcários. Esta bacia possui uma forma elítica, com o seu eixo maior, de 60 a 70 km de comprimento, estendendo-se de Este a Oeste; e o seu eixo menor, de 40 km, na direção Norte-Sul.

O relevo topográfico é relativamente suave, com montes arredondados ou tabulares, em contraste marcante com as montanhas circundantes, que atingem 100 a 300 m acima do ponto mais elevado da cidade, cota 831 m; a cota mais baixa é encontrada no Rio Tietê, 718 m. Acompanhando a Rua Cerro Corá, Av. Heitor Penteado, Av. Paulista e Av. Jabaquara, encontra-se um alongamento do divisor de águas que domina esse *espigão central* de cotas medeando entre 810 e 830 m.

A espessura de sedimentos é muito variável, sendo de 100 a 120 m no Vale do Anhangabaú, Rua Nestor Pestana e Parque D. Pedro II, 10 m na Av. Angélica, 180 m ao longo da Av. Paulista e no bairro da Moóca.

Em sua tese de doutoramento, *Cozzolino (1972)* apresenta perfis geológicos mostrando as diversas ocorrências de sedimentos, até o embasamento rochoso, bem como os conhecimentos atuais sobre a gênese

se destas formações.

A origem tectônica da bacia, confirmada por estudos conduzidos por *F. de Almeida*, bem como a alternância de regimes torrencial e lacustre que predominaram durante a época de sua formação, explicam a extrema heterogeneidade dos solos da Cidade de São Paulo. Inicialmente, teriam se formado lagos com o represamento das águas do Rio Tietê, graças ao escorregamento de solos residuais, resultantes da decomposição das rochas cristalinas. Em seguida, solos argilosos e siltosos das encostas foram carreados pelas águas da chuva para dentro dos lagos, iniciando um ciclo de sedimentação. Posteriormente, o Rio Tietê teria rompido a barreira que interrompera seu curso e iniciado o processo de erosão do material depositado, dando forma ao atual relevo. Mais tarde, próximo ao canal do rio, foram se acumulando os aluviões quaternários.

Os solos superficiais que recobrem os morros, nas partes mais altas da cidade, são extremamente ricos em ferro e exibem uma coloração vermelha intensa. Foram encontrados valores de 4 a 5 % de óxido de ferro, nos primeiros metros da camada deste solo; à profundidade de 4 a 6 m, estes valores subiram para 16 %.

Uma outra característica dos solos da bacia de São Paulo é a sua grande heterogeneidade também no que se refere ao pré-adensamento que, para a sua maior parte, não guarda nenhuma relação com o peso de terra erodida. Atribui-se este fato a processos de ressecamento, cimentação e lixiviação, entre outros. Constituem-se, no entanto, em exceção, as argilas duras cinzas esverdeadas, que ocorrem sempre abaixo do presente nível de drenagem, cota 715 m, mantendo a sua pressão de pré-adensamento original.

Os solos de São Paulo, principalmente no centro da cidade, têm sido de há muito tempo objeto de estudos de quem se dedica

aos problemas de fundações e de escavações. *Pichler (1948)*, *Vargas (1948 e 1954)*, *Rios e Pacheco Silva (1948)*, *Oliveira Pinto e Kutner (1950)*, *De Mello e Teixeira (1962)* e *Teixeira (1970)* apresentaram dados sobre as características geotécnicas de algumas ocorrências das Argilas Porosas e dos Solos Variegados.

Por ocasião dos estudos para o projeto e para as Seções Experimentais do Metropolitano, o Instituto de Pesquisas Tecnológicas teve a oportunidade de realizar um número razoavelmente grande de ensaios sobre amostras do subsolo de São Paulo, das quais a maior parte provinha de camada de Solos Variegados e das Argilas Porosas Vermelhas.

As características apresentadas a seguir, sobre estas duas formações, são um resumo dos trabalhos de *Sousa Pinto e Massad (1972)*, sobre os Solos Variegados e *Massad (1974)*, sobre Argilas Porosas Vermelhas.

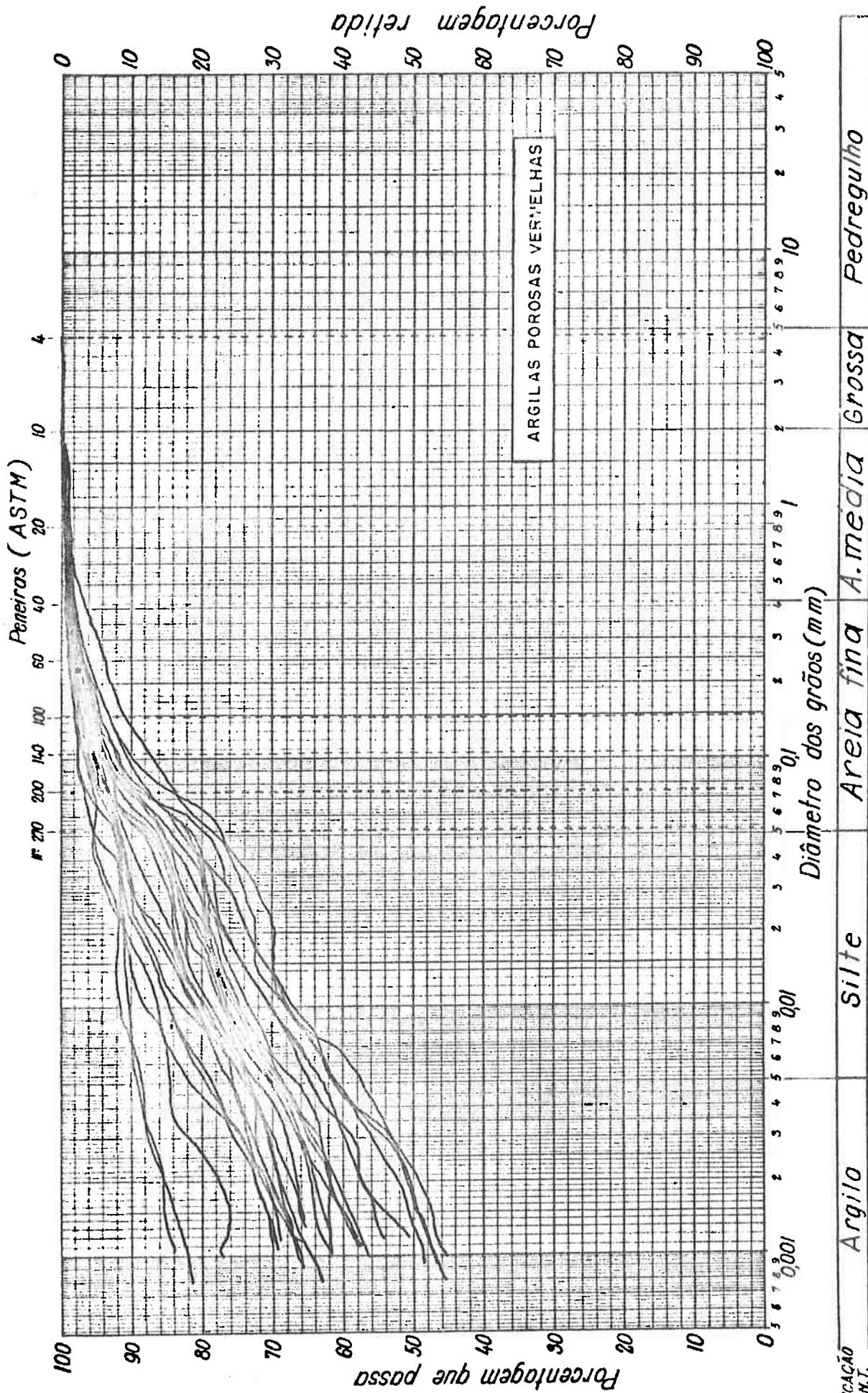
2. CARACTERÍSTICAS GERAIS DE ALGUNS SOLOS DA BACIA DE SÃO PAULO

2.1. Argilas Porosas Vermelhas

Estas argilas, que cobrem as partes mais altas da bacia, acima da cota 750 m, com uma espessura que varia em média de 4 a 8 m, são solos não saturados, vermelhos e possuem uma macro-estrutura porosa. São encontradas ao longo do *espigão central*, desde a Rua Cerro Corá, Av. Dr. Arnaldo, Av. Paulista, Rua Domingos de Moraes até a Av. Jabaquara, e nas suas encostas, tais como Av. Angélica, Av. Rebouças, Av. Consolação, Rua Augusta, Av. Brigadeiro Luiz Antonio e outras. A sua presença também foi constatada na Aclimação, no Ipiranga e na Moóca (vide *Cozollino, 1972*).

Pichler (1948) reconheceu que a alta porosidade

GRANULOMETRIA



CLASSIFICAÇÃO A.B.N.T.

FIGURA F - I: CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS ESTUDADAS
ARGILAS POROSAS DE SÃO PAULO

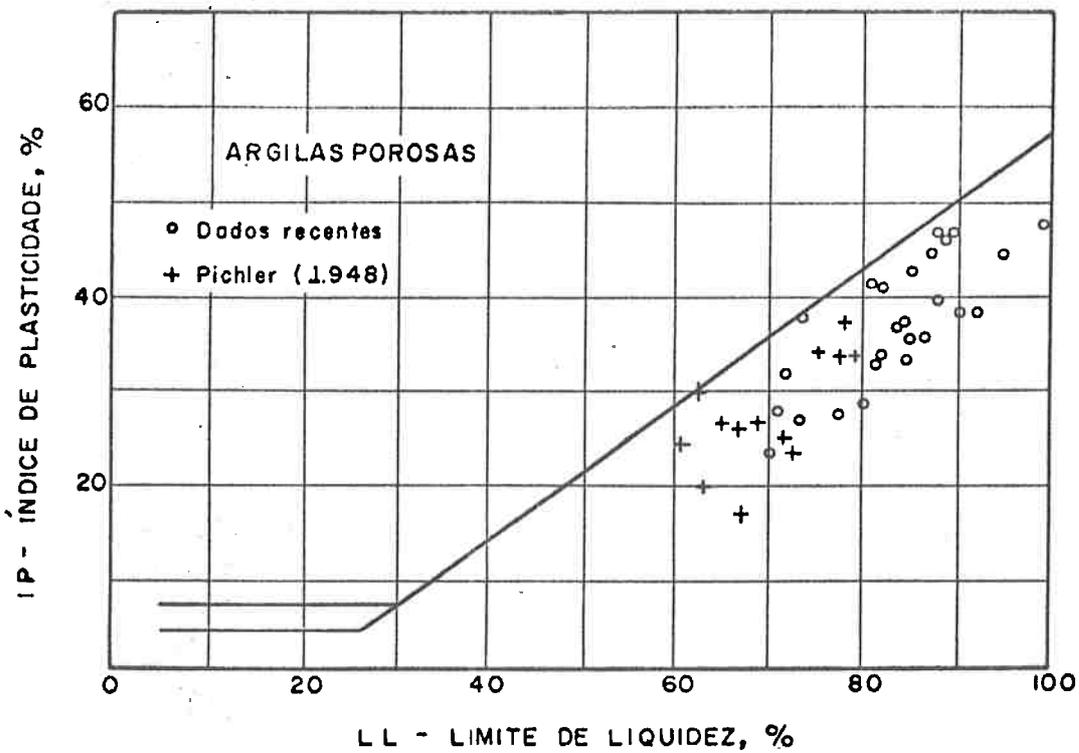


FIGURA F - 2: POSIÇÃO DAS AMOSTRAS ESTUDADAS NA CARTA DE PLASTICIDADE — ARGILAS POROSAS VERMELHAS.

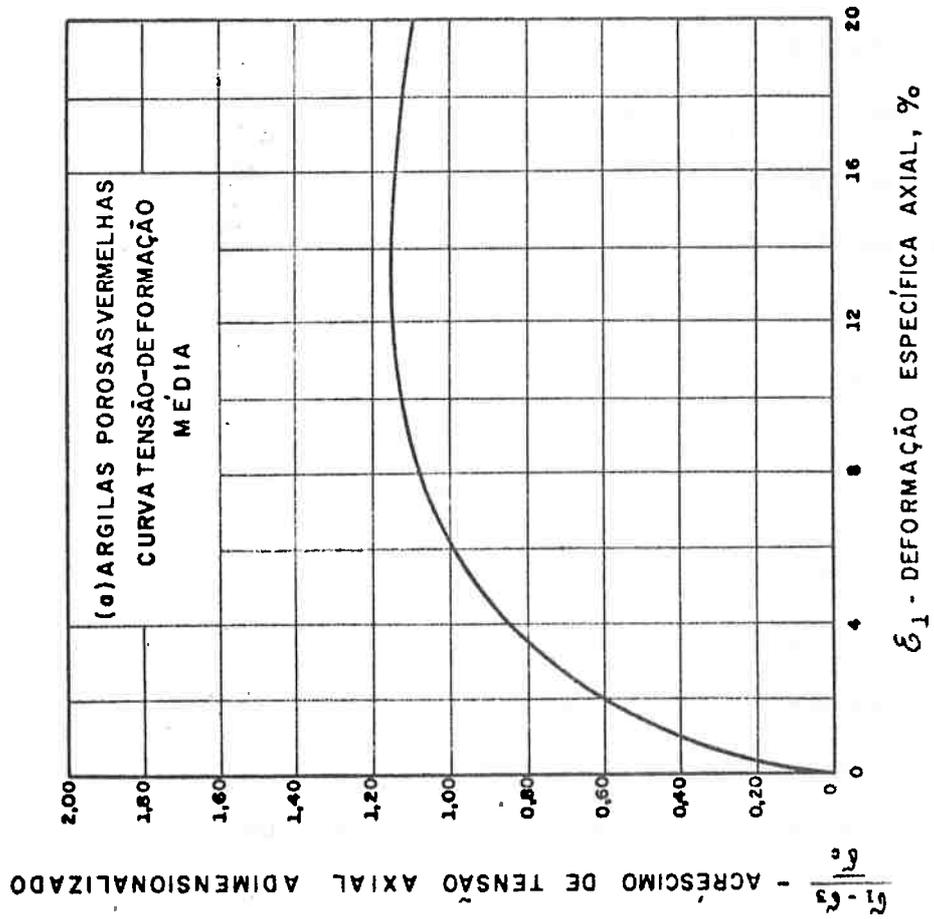
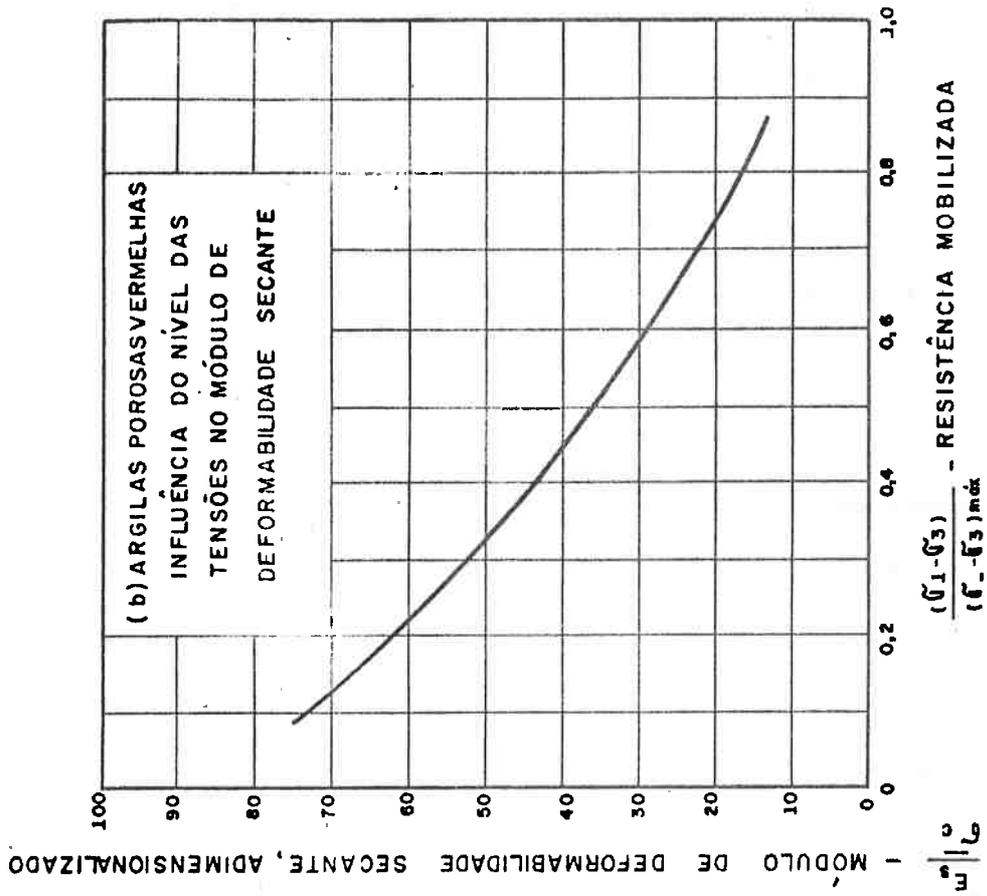


FIGURA F - 3 : CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE DAS ARGILAS POROSAS VERMELHAS DA CIDADE DE SÃO PAULO, ACIMA DOS EFEITOS DO PRÉ-ADENSAMENTO.

aliada ao fato da consistência aumentar com a profundidade, e o tipo de transição para a camada inferior, indicariam serem as Argilas Porosas Vermelhas solos lateríticos.

As Argilas Porosas Vermelhas são solos bastante compressíveis, o que restringe o interesse do seu estudo a problemas de escavação.

A julgar pelas suas características de identificação, são solos homogêneos, predominando a fração de finos, em geral maior do que 80 %; a fração argila ($\% < 2\mu$) é superior a 50 %. A sua composição granulométrica (ver figura F-1) apresenta-se com pequena dispersão quando comparada com a dos solos variegados. Os limites de Atterberg (figura F-2) situam-se abaixo da linha A de Casagrande, com o LL variando de 70 a 100 % e o IP de 20 a 50 %. O Índice de Atividade de Skempton assume um valor médio de 0,63.

No entanto, o seu comportamento mecânico reflete uma heterogeneidade, consequência do processo de laterização a que estes solos estiveram submetidos. Estas transformações afetaram as pressões de pré-adensamento, que não se correlacionam nem com a cota de retirada das amostras, nem com as pressões efetivas atuantes sobre elas; valores desta pressão se situam no intervalo de 0,5 a 4 kg/cm².

Este fenômeno de laterização teria provocado uma errática cimentação das partículas do solo, somente destruída quando as pressões aplicadas são elevadas, acima dos efeitos do pré-adensamento. Nestas condições, obteve-se um ângulo de atrito interno médio de 28^o, com dispersão não maior do que a apresentada pela literatura técnica (Kenney, 1959). O Índice de compressão médio é de 0,46, com desvio padrão de 0,07. Além disso, foi possível obter uma única curva tensão-deformação média (ver figura F-3a) adimensionalizada em relação à pressão de câmara ($\bar{\sigma}_c$);

TABELA F-1

VALORES MÉDIOS E INTERVALOS DE VARIAÇÃO DE ALGUMAS
CARACTERÍSTICAS DAS ARGILAS POROSAS

(RETIRADAS ENTRE AS COTAS 800 e 820)

CARACTERÍSTICA		INTERVALO DE VARIAÇÃO	ANÁLISE ESTATÍSTICA	
			MÉDIA	DESVIO PADRÃO
LL (%)		70 - 100	84	7
IP (%)		20 - 50	38	7
Fração de Argila (% < 2 μ)		30 - 85	63	12
Pressão de Prê-Adensamento (kg/cm ²)		0,5 - 4,0	-	-
Índice de Compressão		0,30 - 0,65	0,46	0,07
Índice de vazios		1,20 - 2,00	1,47	0,23
Grau de saturação (%)		60 - 95	77	10
Umidade natural (%)		33 - 48	41	4
Densidade natural (g/cm ³)		1,33 - 1,80	1,56	0,12
Densidade dos grãos (g/cm ³)		2,65 - 2,84	2,74	0,05
Parâmetros de Resistência	c' (t/m ²)	0 - 7,0	-	-
	ϕ'	24 - 33°	28°	3°
	ϕ'_a	19 - 33°	26°	4°
	c (t/m ²)	0 - 8,0	-	-
	ϕ	17 - 28	22°	2°
	ϕ_a	14 - 27	20°	3°

TABELA F-2

VALORES MÉDIOS E INTERVALOS DE VARIAÇÃO DE ALGUMAS CARACTERÍSTICAS DAS ARGILAS POROSAS (DADOS PUBLICADOS POR PICHLER, 1948)

(COTAS DE RETIRADA DAS AMOSTRAS: 750 a 800 m)

CARACTERÍSTICA	INTERVALO DE VARIAÇÃO	VALOR MÉDIO
LL (%)	61 - 79	70
IP (%)	17 - 37	28
Fração de Argila (%)	24 - 74	45
Pressão de Pré-Adensamento	0,5 - 7,00	-
Índice de Compressão	0,25 - 0,57	0,37
Índice de Vazios	1,00 - 1,70	1,30
Grau de Saturação	60 - 98	78
Umidade Natural (%)	33 - 41	36
Densidade dos Grãos (g/cm ³)	2,66 - 2,86	2,75

os módulos de deformabilidade para 1 % de deformação específica (ver *figura F-3a*) e para 50 % de resistência mobilizada (ver *figura F-3b*) valem 40 ($\bar{\sigma}_c$) e 37 ($\bar{\sigma}_c$), respectivamente.

Abaixo dos efeitos do pré-adensamento as dispersões em torno dos valores médios dos parâmetros de resistência foram maiores, pelo motivo referido acima; o ângulo de atrito médio é de 26°, com um desvio padrão de 4°; a coesão efetiva foi da ordem de 17 % da pressão de pré-adensamento, com uma dispersão maior do que a encontrada para os Solos Variados.

As *tabelas F-1 e F-2* apresentam valores médios e intervalos de variação de algumas características das Argilas Porosas Vermelhas.

2.2. Argilas Rijas Vermelhas

Imediatamente abaixo da camada de Argila Porosa Vermelha, coincidindo geralmente com a posição do nível de água, existe uma argila também vermelha, de consistência rija, com um alto teor de óxido de ferro, que algumas vezes se encontra concentrado formando nódulos ou lajes de concreções de limonita, com espessuras variando de alguns centímetros a até 1 metro. Estas concreções têm sido encontradas entre as cotas 800 e 710 m.

As Argilas Rijas Vermelhas apresentam as mesmas características de identificação que as Argilas Porosas (ver *figuras F-4 e F-5*) diferindo destas apenas pela consistência rija. É o que se constata comparando-se as *tabelas F-1 e F-3*; vê-se que as Argilas Rijas Vermelhas possuem menores índices de vazios, maiores densidades naturais e graus de saturação, e elevados valores das pressões de pré-adensamento.

Pode-se até dizer que existe uma passagem gradual de

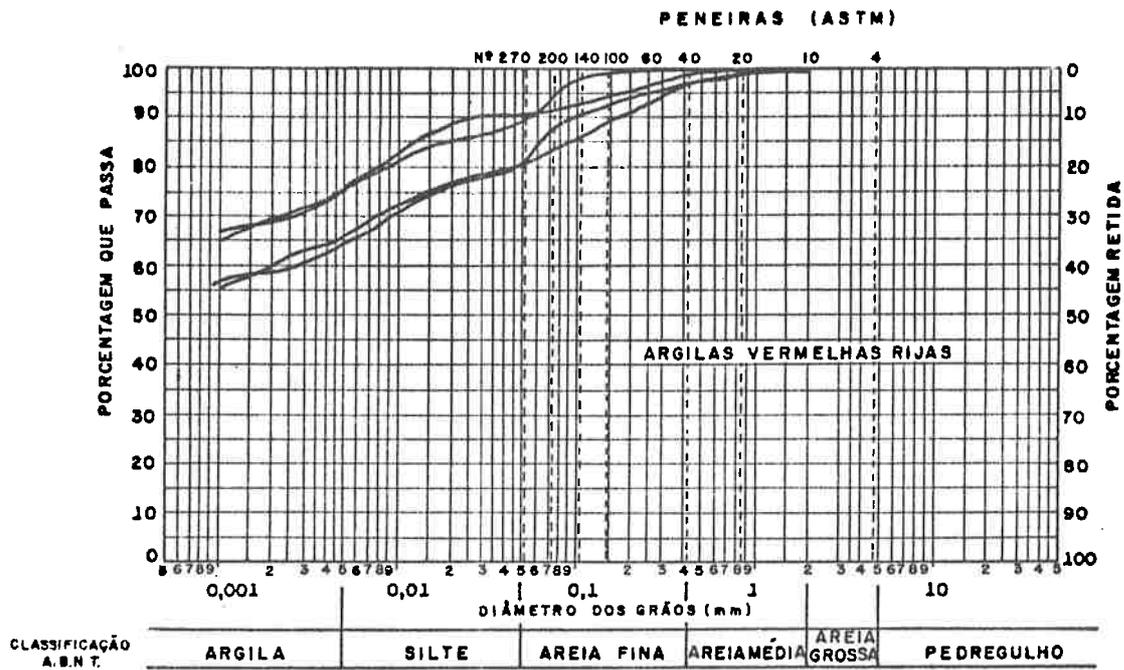


FIGURA F - 4: CURVAS GRANULOMÉTRICAS.

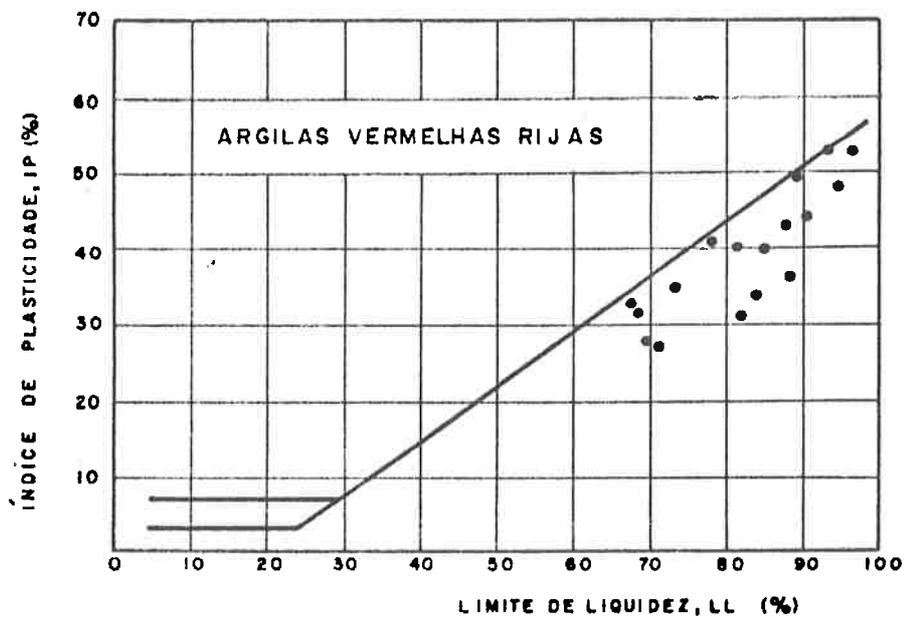


FIGURA F - 5: POSIÇÃO DAS AMOSTRAS NA CARTA DE PLASTICIDADE.

TABELA F-3

CARACTERÍSTICAS MÉDIAS DAS ARGILAS

RIJAS VERMELHAS

TOTAL DE AMOSTRAS: 15

PROCEDÊNCIA: AV. PAULISTA E RUA VERGUEIRO

Característica		Intervalo de Variação	Valor Médio	Desvio Padrão
LL (%)		68-96	82	10
IP (%)		27-53	39	9
Fração de Argila ($\% < 2\mu$)		45-84	60	11
Pressão de pré-adensamento (kg/cm ²)		4,0-9,8	7	2
Índice de Compressão		0,36-0,65	0,56	0,09
Índice de Vazios		1,17-1,47	1,27	0,09
Grau de Saturação (%)		80-96	90	4
Umidade Natural (%)		35-47	42	3
Densidade Natural (g/cm ³)		1,62-1,80	1,72	0,05
Densidade dos grãos		2,65-2,80	2,76	0,05
Parâmetros de resistência	c' (kg/cm ²)	0,5 -0,9	0,68	0,18
	σ'_a	21-25 ^o	22,6 ^o	1,5 ^o
	c (kg/cm ²)	0,7 -1,1	0,88	0,15
	σ_a	16 ^o -21 ^o	19,4 ^o	2,3 ^o

uma à outra, em que os macro-poros das Argilas Porosas Vermelhas apresentam dimensões cada vez menores, até desaparecerem por completo nas Argilas Rijas Vermelhas.

Sob certos aspectos, é, pois, perfeitamente válido supor que estes dois tipos de solos se constituem num só universo, que será designado, de ora em diante, por Argilas Vermelhas. É interessante lembrar que em um de seus trabalhos *Pichler (1948)* tratou-os como sendo solos de um mesmo grupo.

2.3. Solos Variegados

Estes solos ocorrem numa vasta área da bacia sedimentar, entre as cotas 790 e 715 m. A sua coloração varia muito, sendo encontrado nas tonalidades amarelo, vermelho-azul, vermelho e branco; daí a sua denominação *variegado*.

Pelo fato de se situarem sobre outras camadas nitidamente distintas e, em algumas regiões da Cidade, sob as Argilas Porosas Vermelhas, esta formação também foi denominada por *Cozollino e Chioffi (1969)* de camada intermediária.

Sua característica principal é a heterogeneidade, quer quanto à composição granulométrica, quer quanto à consistência ou compacidade. São encontradas argilas pouco arenosas alternadas com areias finas argilosas, com espessuras variando de alguns centímetros até cerca de 10 m.

Os Solos Variegados são bastante heterogêneos, como se observa na *figura F-6*, existindo uma grande variedade de distribuições granulométricas, com a porcentagem de argila oscilando de 10 a 80 %.

Alguns aspectos Interessantes a considerar são:

a) a fração silte é sempre relativamente pequena nestes solos;

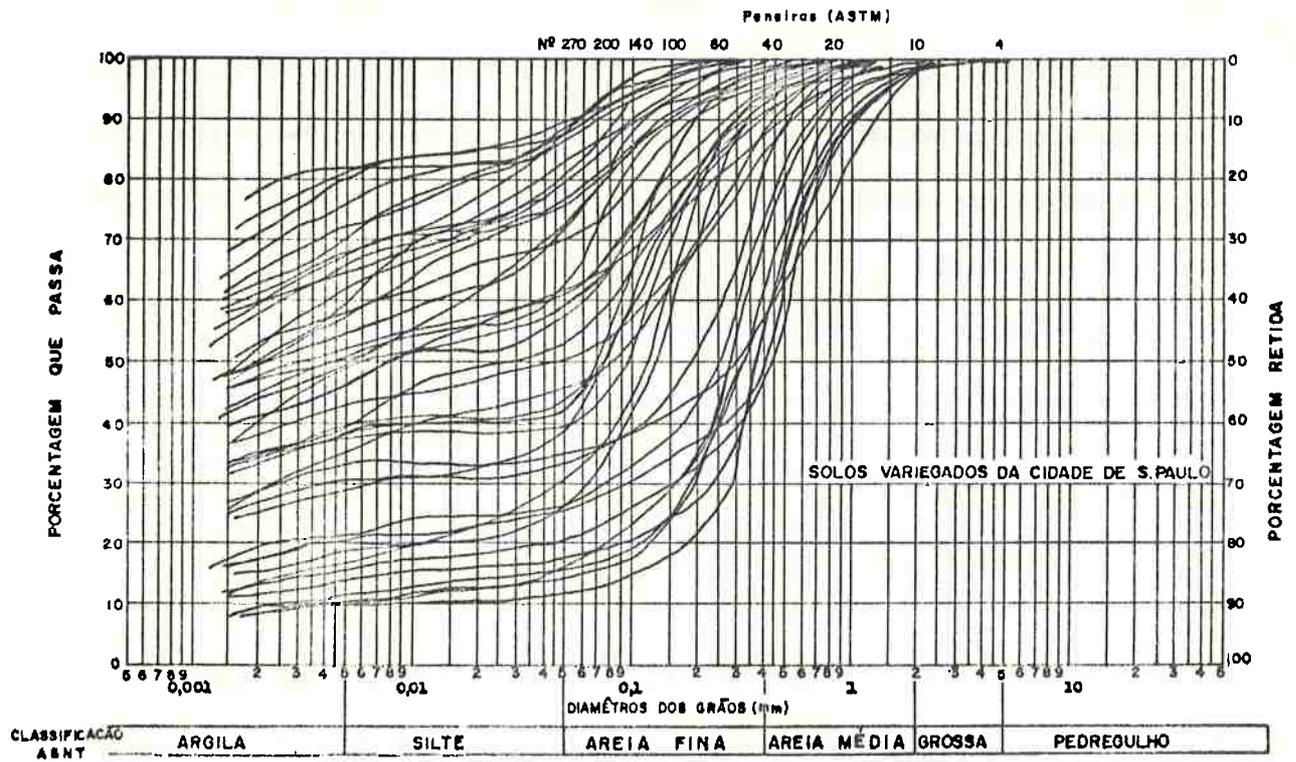


FIGURA F - 6: CURVAS GRANULOMÉTRICAS DAS AMOSTRAS ESTUDADAS.

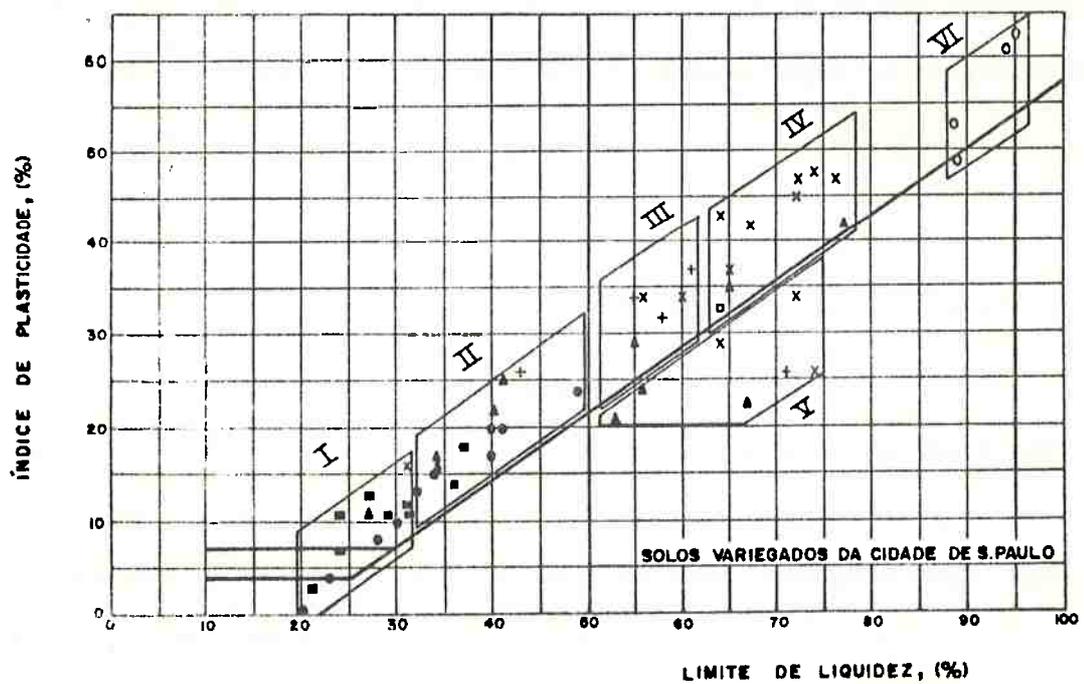


FIGURA F - 7: DISTRIBUIÇÃO DOS SOLOS NA CARTA DE PLASTICIDADE.

- b) considerando-se sô a fração areia, suas distribuições granulométricas não são muito diferentes entre as diversas amostras, havendo predominância de areias médias, seguidas das finas, com pouca contribuição das areias grossas; e
- c) a variação de granulometria das amostras mais arenosas para as mais argilosas é gradativa, não se podendo distinguir dois universos distintos, um de areias e outro de argilas. Aparentemente, existe um sô universo de solos variegados no qual a fração areia é bastante variável.

No Gráfico de Plasticidade de Casagrande (*figura F-7*) estes solos se situam acima da linha A, com exceção de poucas amostras na faixa de limites de liquidez de 50 a 75 %. Novamente constata-se uma variação contínua de resultados, indicando a existência de um único universo. O Índice de Atividade destes solos é da ordem de 0,65.

As pressões de pré-adensamento ($\bar{\sigma}_a$) não são função nem da cota, nem da profundidade de coleta da amostra, mas, em geral, crescem com A, a fração argila ($\% < 5\mu$), de acordo com a correlação:

$$\bar{\sigma}_a = 0,045 A + 1,82$$

com desvio padrão de $1,4 \text{ kg/cm}^2$.

Este fato sugere que o pré-adensamento dos Solos Variegados é um fenômeno menos ligado ao peso de terra sobre ele atuante do que a um processo de outra ordem, relacionado com a sua porcentagem de finos. Como hipótese, pode-se imaginar que tal processo poderia ser a *tensão capilar* devida a ressecamento, que é tanto maior quanto mais finas forem as partículas do solo; ou a uma *cimentação química* das partículas de argila, consequência da *evolução pedológica do solo*.

O ângulo de atrito interno efetivo, acima dos efeitos do pré-adensamento, correlacionou-se com várias características físicas dos Solos Variegados, sendo que as melhores foram:

$$\phi' = 34,4 - 0,20 A \quad (3,25)$$

$$\phi' = 34,4 - 0,30 IP \quad (3,07)$$

$$\phi' = 34,9 - 0,19 IP - 0,085 A \quad (2,98)$$

Os números entre parênteses indicam os correspondentes valores do desvio padrão. É interessante observar que a primeira destas correlações aproxima-se muito de outra apresentada anteriormente por *Vargas e Bernardo (1946)*.

Conforme se depreende dos conhecimentos gerais sobre a Resistência ao Cisalhamento dos Solos, a coesão efetiva (c') é resultante do seu pré-adensamento. Daí a razão de ter-se pesquisado e encontrado, estatisticamente, a seguinte expressão:

$$c' = 0,10 \bar{\sigma}_a$$

para a coesão efetiva, com desvio padrão de $0,9 \text{ t/m}^2$.

Uma vez obtidos ϕ' e c' , fica determinado o ângulo de atrito interno do trecho inicial da envoltória (ϕ'_a), desde que se aceite a hipótese de que a concordância entre os seus dois trechos retilíneos ocorra para a tensão normal igual a 75 % da pressão de pré-adensamento.

Geometricamente, pode-se estabelecer a seguinte correlação:

$$\text{tg } \phi'_a = \text{tg } \phi' - \frac{c'}{0,75\bar{\sigma}_a}$$

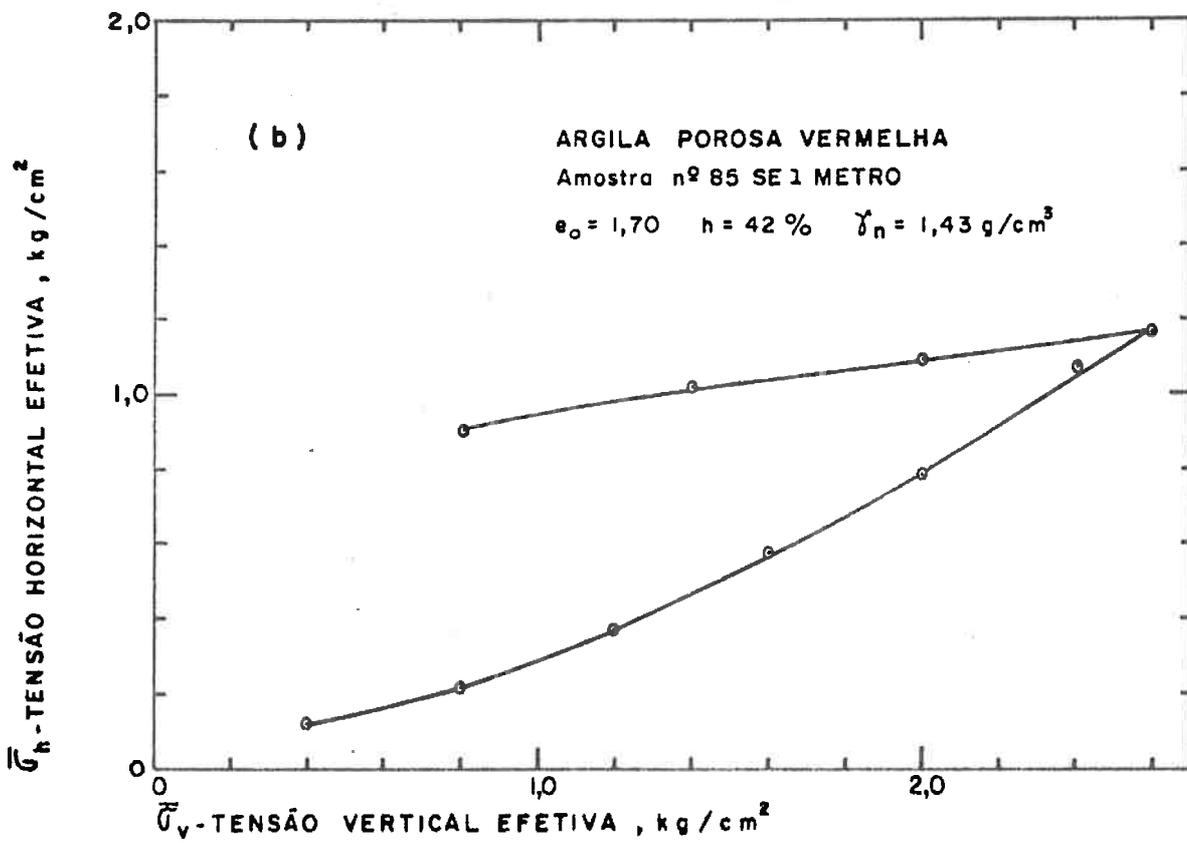
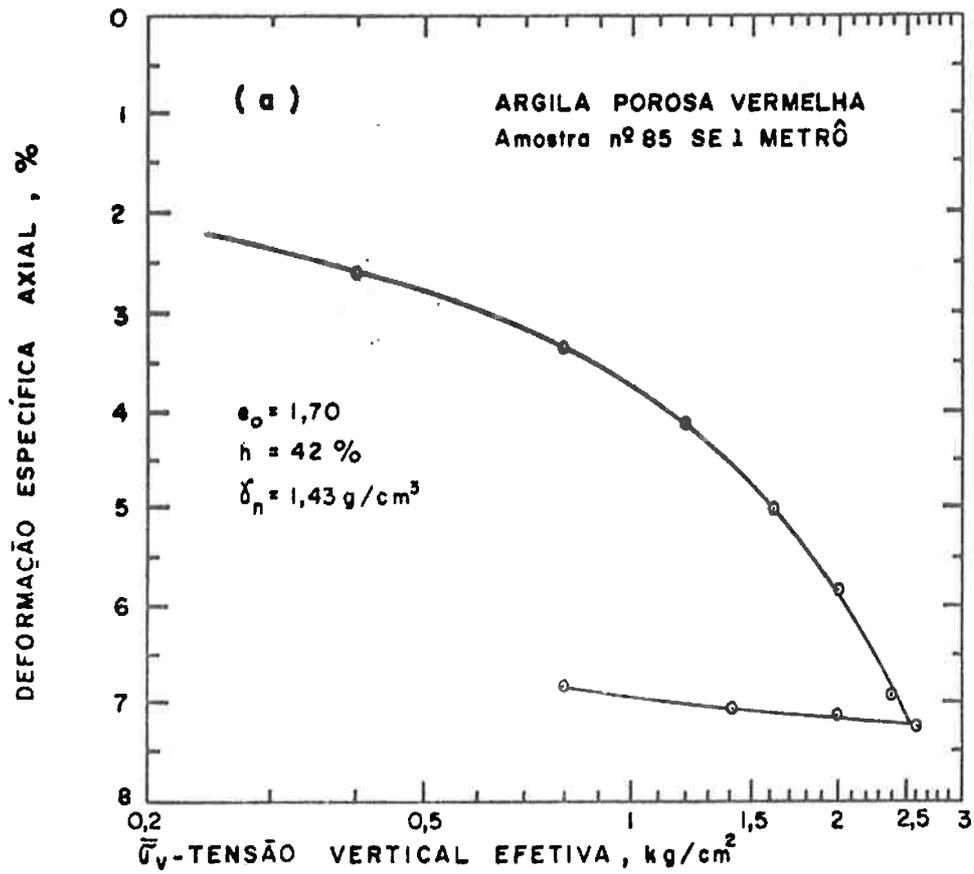
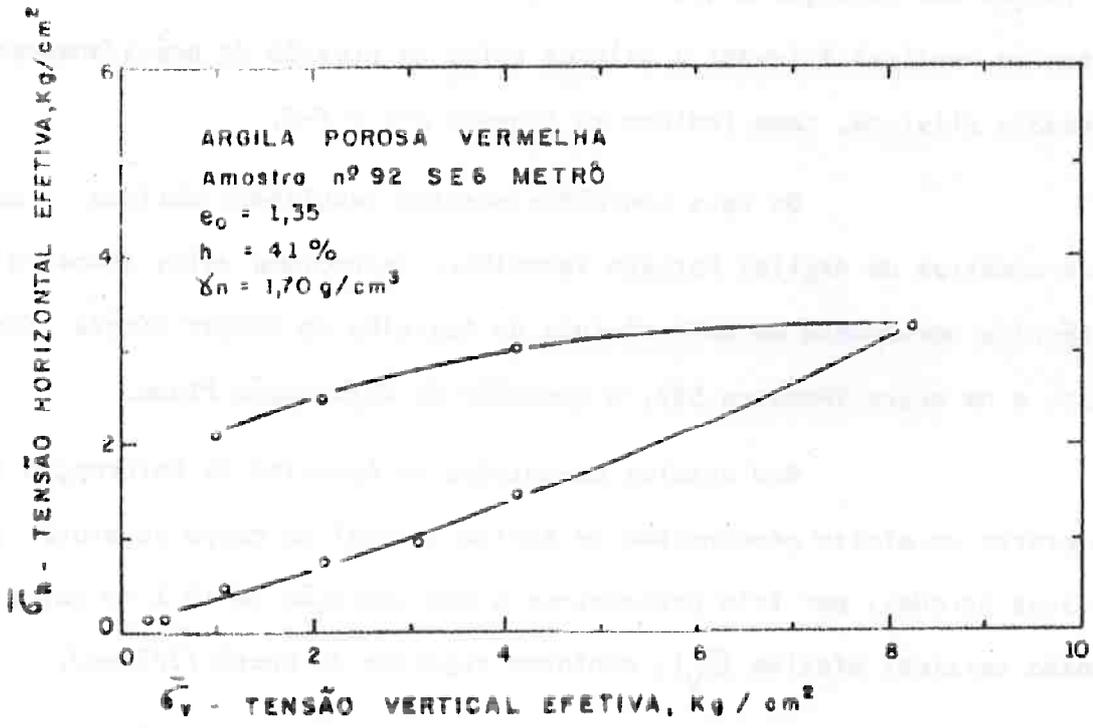
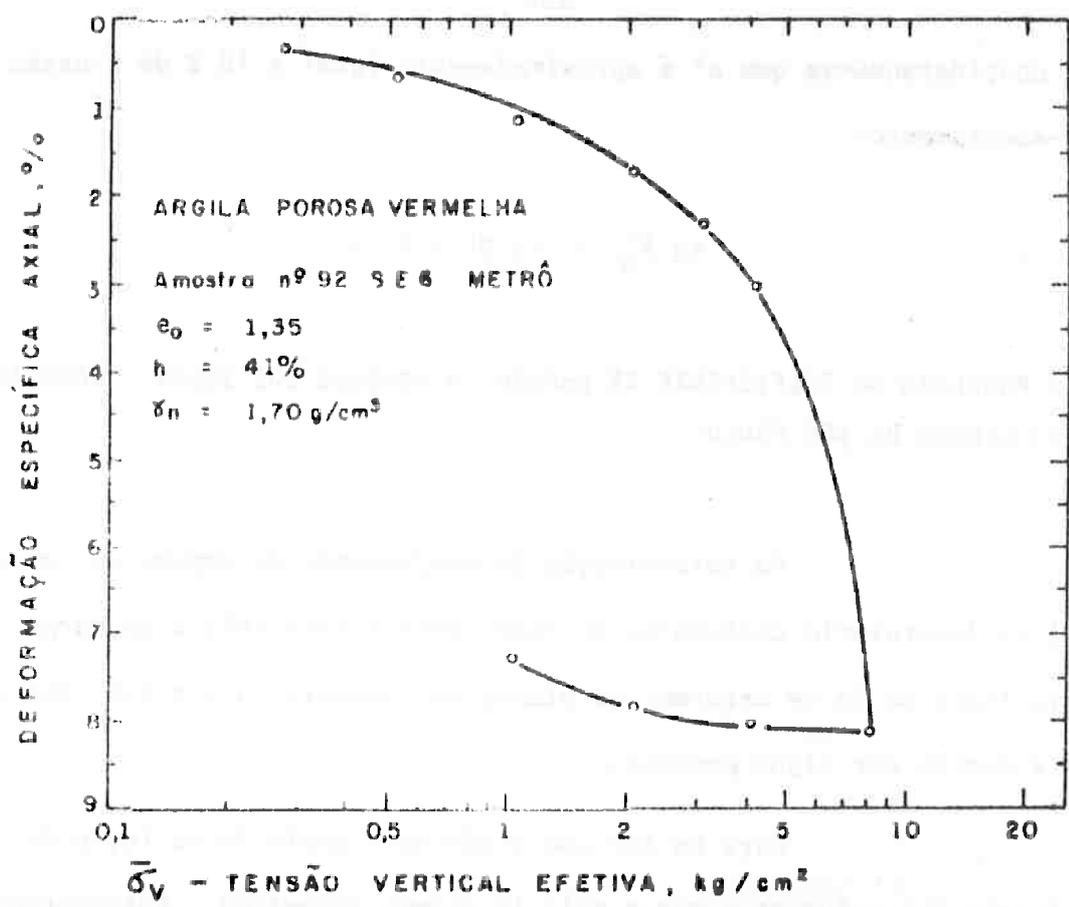


FIGURA F-8: ENSAIO OEDOMÉTRICO EM ANEL CINTADO,
DO APARELHO "DIRECT SIMPLE SHEAR TEST"
(CORPO DE PROVA CILINDRICO COM $32 \text{ cm}^2 \times 1,7 \text{ cm}$)



NOTA: VALORES DE $\bar{\sigma}_v$ NÃO CORRIGIDOS DO EFEITO DO ATRITO LATERAL

FIGURA F-9: ENSAIO NO APARELHO DE DEFORMAÇÃO PLANA, COM CONFINAMENTO LATERAL NO PLANO HORIZONTAL (ADENSAMENTO) - (CORPO DE PROVA PRISMÁTICO COM DIMENSÕES DE 8,89 (ALTURA) x 8,89 x 3,56 cm³)

ou, considerando-se que c' é aproximadamente igual a 10 % da pressão de pré-adensamento:

$$\text{tg } \beta'_a = \text{tg } \beta' - 0,133$$

3. O PROBLEMA DO COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO DOS SOLOS TERCIÁRIOS DA CIDADE DE SÃO PAULO

Na determinação do *coeficiente de empuxo em repouso* (K_0) em laboratório costuma-se aplicar tensões verticais a um corpo de prova impedido de se deformar em planos horizontais; a pressão horizontal é medida por algum processo.

Para se ter uma visão mais ampla da variação de K_0 em função dos esforços a que o solo já esteve submetido anteriormente, a tensão vertical é levada a valores acima da pressão de pré-adensamento, e depois aliviada, como indicam as *figuras F-8 e F-9*.

Os seus conteúdos mostram resultados obtidos para duas amostras de Argilas Porosas Vermelhas, usando uma delas (Amostra 85) a técnica norueguesa do anel cintado do *Aparelho do Direct Simple Shear Test*, e na outra (Amostra 92), o *Aparelho de Deformação Plana*.

Nos ensaios executados no *Aparelho de Deformação Plana* ocorre um efeito pronunciado de atrito lateral do corpo de prova com as suas paredes; por isto procedeu-se a uma correção de 10 % no valor da tensão vertical efetiva ($\bar{\sigma}_v$), conforme sugestão de *Wroth (1972-a)*.

Os dados assim corrigidos, bem como aqueles referentes à amostra 85, foram lançados no desenho da *figura F-10*, seguindo ainda a orientação de *Wroth*, do que resultou, como se vê, uma excelente correlação entre K_0 e a *relação de sobre-adensamento (RSA)*:

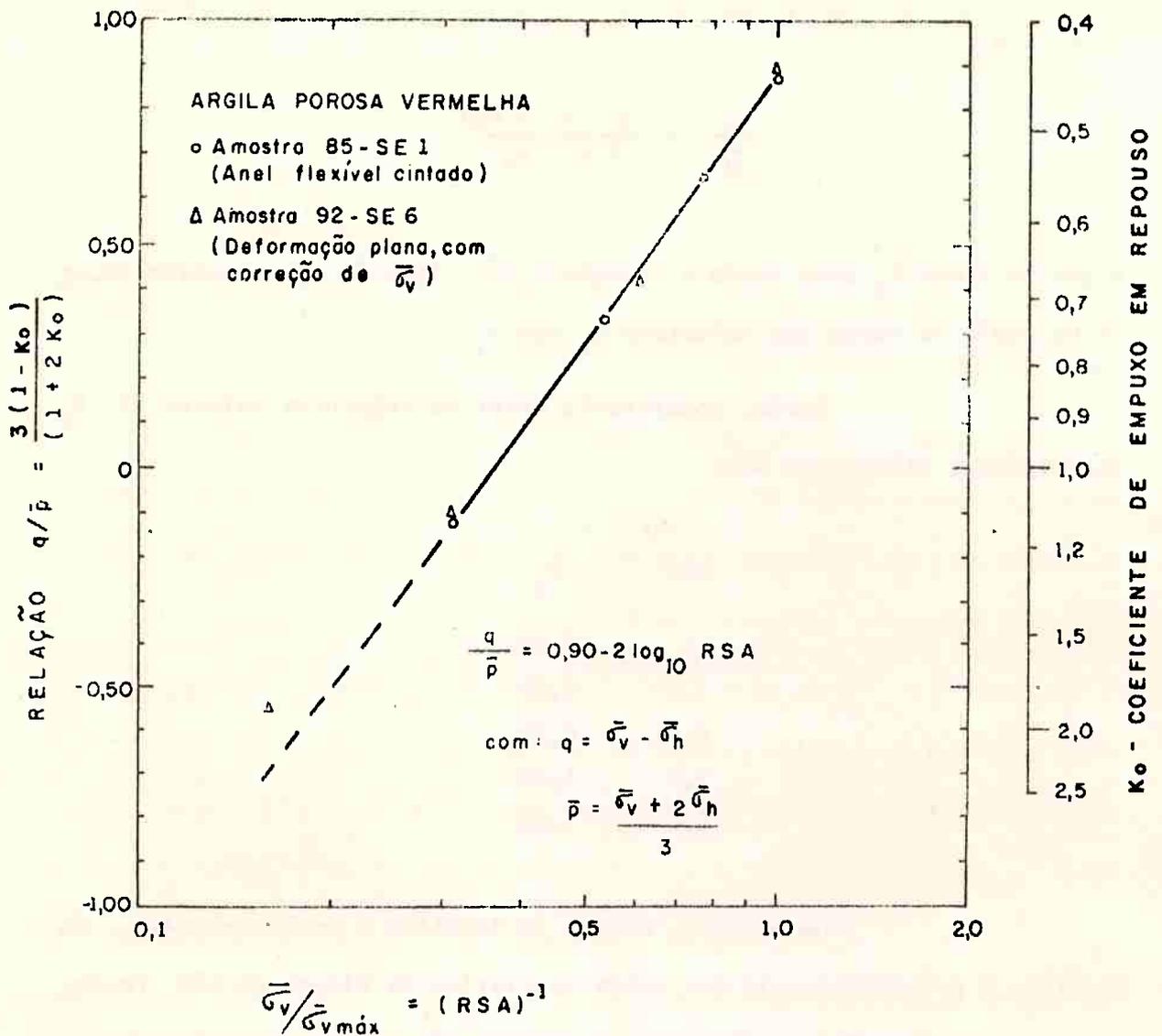


FIGURA F-10: VALORES DO COEFICIENTE DE EMPUXO EM REPOUSO (K_0) EM FUNÇÃO DA RELAÇÃO DE SOBRE ADENSAMENTO (RSA), EM PRE-CARREGAMENTOS INDUZIDOS EM LABORATÓRIO

$$\frac{q}{p} = 0,90 - 2 \log_{10} \text{RSA}$$

com: $q = \bar{\sigma}_v - \bar{\sigma}_h$; $p = 1/3 (\bar{\sigma}_v + 2\bar{\sigma}_h)$ e $\text{RSA} = \frac{\bar{\sigma}_v \text{ máx}}{\bar{\sigma}_v}$

Note-se que:

$$\frac{q}{p} = \frac{3 \cdot (1 - K_0)}{1 + 2 K_0}$$

e que se tomou K_0 como sendo a relação $\bar{\sigma}_h/\bar{\sigma}_v$, isto é, como o valor *secante* no ponto da curva que relaciona $\bar{\sigma}_h$ com $\bar{\sigma}_v$.

Assim, poder-se-ia obter os seguintes valores de K_0 associados a diferentes RSA:

RSA	K_0
1	0,45
1,5	0,59
2,0	0,73
3,0	1,00
5,0	1,54

No entanto, e aqui se localiza o ponto central da questão, o pré-adensamento dos solos terciários da Cidade de São Paulo, exceto as Argilas Cinzas Esverdeadas, parece não estar apenas ligado a um processo de alívio de peso de terra erodido, mas ser de origem mais complexa, consequência de fenômeno relacionado à porcentagem de argila e à evolução pedológica dos solos, como já foi enfatizado neste Apêndice.

A rigor, será necessário esperar pelo desenvolvimento de instrumentos de medida *in situ* do coeficiente K_0 , tal como o pres-

siômetro de autofuração, para se ter uma correlação mais segura do que a apresentada acima.

79

C. A. Anderson

J. Nelson

89

SEP 11